

Lehrstuhl und Prüfam
für Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 49

**Beiträge zum
10. Geotechnik-Tag in München
Wasser und Boden**

04.03.2011

München 2011

ISBN: 978-3-940476-32-6

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von N. Vogt

Druck und Einband: meissnerdruck, Oberaudorf

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
"Zähes Wasser" in Theorie und Praxis: Polymere zur hydraulischen Stützung	3
<i>Dr.-Ing. Henning Lesemann, Ingenieurbüro EDR GmbH, München</i>	
Die geplante Ertüchtigung des Sylvensteinstaudamms	15
<i>Dipl.-Ing. Gregor Overhoff, Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, Dr.-Ing. Tobias Lang, Wasserwirtschaftsamt Weilheim, Dipl.-Ing. Martin Popp, Bayerisches Landesamt für Umwelt</i>	
Plastic Concrete: Erfüllung schwieriger Anforderungen an Baustoffe des Spezialtiefbaus	21
<i>Dr.-Ing. Karsten Beckhaus, BAUER Spezialtiefbau GmbH</i>	
B2-Tunnel Starnberg - Erkundung des heterogenen Baugrunds und Auswirkungen auf die Planung	31
<i>Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Dipl.-Ing. Max Lachmann, Zentrum Geotechnik, TU München, Dipl.-Ing. Martin Maier, Staatliches Bauamt Weilheim, Dipl.-Ing. Günther Eger, Ingenieurbüro EDR GmbH München</i>	
Der Ausbau des Neckars und dessen geotechnische Herausforderungen	47
<i>BDir Dipl.-Ing. Klaus Michels, Amt für Neckarausbau Heidelberg, BDir Dr.-Ing. Markus Herten, BAW Karlsruhe</i>	
Geotechnische Problemstellungen bei der Sicherung bestehender Mainbrücken gegen Schiffsstoß	59
<i>Dr.-Ing. Marc Raithe, Dipl.-Ing. Eric Leusink, Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg, Dr.-Ing. Hans-Jörg Franke, GMP, Würzburg, Dipl.-Ing. Robert Haupt, Staatliches Bauamt Schweinfurt</i>	
Düsenstrahlarbeiten und Tiefreichende Bodenstabilisierung zur Tragfähigkeits- und Abdichtungserhöhung - eine anspruchsvolle Herausforderung	71
<i>Dipl.-Ing. Wolfgang Kühner, Dipl.-Ing. Manuel Stelte, Keller Grundbau GmbH</i>	
Besonderheiten bei der Herstellung der Baugruben für Norra Länken, Stockholm	83
<i>Dipl.-Ing. Stefan Maretzki, Dipl.-Ing. Ulrich Barth, Dipl.-Ing. Stephan Stähle, Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH</i>	

Geotechnische Herausforderungen beim Bau der NBS Ebensfeld- Erfurt	95
<i>Dipl.-Ing. Dieter Thormann, DB ProjektBau GmbH, Erfurt</i>	
Sanierung eines Hochwasserschutzdamms im Wadi Ashalim, Totes Meer, Israel	97
<i>Dr.-Ing. Martin Wittke, Professor Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure GmbH, Aachen</i>	
Geohydraulische Nachweise nach neuen Normen	113
<i>BDir Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, BAW Karlsruhe</i>	
Zielschächte U4 Hamburg – Besonderheiten einer Vereisungsmaßnahme	125
<i>Dipl.-Ing. (FH) Jens Grothe, Ed. Züblin AG</i>	
Grundwassermanagement bei großen Baumaßnahmen am Beispiel der Neuen Messe Stuttgart	135
<i>Dr.-Ing. Bertram Schulze, Dr.-Ing. Berthold Rilling Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart</i>	
Einsturz des Stadtarchivs Köln - Stadtbahn-Bauwerk Waidmarkt - – Erkenntnisse des Prüfenieurs	151
<i>Prof. Dipl.-Ing. Rolf Sennewald, Prüfenieur und Prüfsachverständiger für Standsicherheit Ingenieurbüro Förster und Sennewald GmbH</i>	
Verzeichnis der Autoren	167
Verzeichnis der Schriftenreihe	169

Vorwort des Herausgebers

Wasser und Boden hatten wir als breit angelegtes und recht allgemein gehaltenes Thema des Geotechniktages am 4. März 2011 gewählt, der mit 500 Teilnehmern wieder ausgebucht war und das Interesse der Fachwelt an unserem Veranstaltungsformat mit guten Möglichkeiten von Begegnungen, Gedankenaustausch und offener Diskussion sowie der Thematik zeigt. Die Schrifffassungen der Beiträge enthält dieses Heft unserer Mitteilungsreihe.

Grundbau und Wasserbau sind seit jeher eng miteinander verbunden. Viele geotechnische Bauwerke haben die Wirkungen des Wassers genau zu berücksichtigen, wenn sie sicher funktionieren sollen. Alle Bauwerke des Wasserbaus müssen standsicher und oft auch möglichst wasserdicht mit dem Untergrund verbunden werden, was die gute Kenntnis der umgebenden Böden hinsichtlich ihrer Festigkeit, Steifigkeit und Durchlässigkeit voraussetzt. Im Boden hinterlässt Wasser durch Auslaugung und Erosion seine Spuren, die sich auf unsere Bauwerke auswirken und Dammbauwerke, die nie perfekt dicht sein können, müssen so konstruiert werden, dass das durchtretende Wasser keine Schäden verursachen kann. Wasser hilft auch, Bohrlöcher oder Schlitze zu stabilisieren, wozu es zum Beispiel mit Hilfe von Polymeren in seiner Viskosität verändert wird. Falsche Einschätzungen der Wirkung von Wasser können zu katastrophalen Schäden führen. Aus dem genannten Kontext waren uns berichtenswerte Problemstellungen, Bauprojekte, Regelungen und Forschungen bekannt geworden oder auf Nachfrage zugetragen worden, die einen bunten Reigen an Vorträgen ermöglichten, für die den Referenten auch an dieser Stelle herzlich gedankt wird.

Der letzte Beitrag hat fast alle Teilnehmer bis zum Schluss bei der Veranstaltung gehalten, denn Herr Prof. Sennwald hat seine persönliche Sicht als Tragwerks-Prüfer auf den folgenschweren Unfall am Waidmarkt in Köln dargestellt, welcher nach dem März 2009 das Interesse einer breiten Öffentlichkeit auf unser Fachgebiet gelenkt hat. Viele Sachverhalte dazu wurden klar und nachvollziehbar vorgestellt. Der Beitrag ist insbesondere interessant, da sonst während eines offenen Rechtstreites von allen Seiten eher vorsichtige Zurückhaltung geübt wird und öffentliche Diskussionen zu Schadensereignissen meist erst lange nach den Schäden geführt werden. So ist er auch von Projektbeteiligten und Unbeteiligten während und nach der Tagung heftig diskutiert worden. Es gibt zu verschiedenen dargestellten Teilthemen durchaus auch andere Sichtweisen, die aber wegen der Tragweite des Unglücks und seiner Folgen nicht öffentlich zur Diskussion gestellt wurden. Ich bin aber dankbar, dass mit diesem Beitrag überhaupt eine breite tatsachenbasierte Diskussion in Gang kommen konnte, die vielleicht in Zukunft hilft, ähnliche Katastrophen zu vermeiden.

München, im Juni 2011, Norbert Vogt

len ist. Wichtig für eine erfolgreiche Stützung des dargestellten Bruchkörpers ist es, diese maximale Eindringlänge hinreichend klein zu halten, da andernfalls ein zunehmender Anteil der (unabhängig von der Eindringlänge gleich bleibenden) Gesamtströmungskraft außerhalb des Bruchkörpers übertragen wird und dann für die Stützung nicht mehr zur Verfügung steht.

Grundsätzlich funktioniert das Prinzip der hydraulischen Stützung mit jeder beliebigen Flüssigkeit. Allerdings ist je nach Durchlässigkeit des Baugrunds eine mehr oder weniger ausgeprägte „Zähigkeit“ der Stützflüssigkeit erforderlich, um die Eindringung in den Baugrund zu begrenzen. Andererseits ist eine zu große „Zähigkeit“ im Hinblick auf ein erforderliches Pumpen der Flüssigkeit, auf den Bohrvorgang und insbesondere auf das spätere Betonieren zu vermeiden.

Als sinnvolle Alternative zu Bentonitsuspensionen haben sich Polymerlösungen herausgestellt, welche im amerikanischen und asiatischen Raum, aber auch im europäischen Ausland zunehmend zum Einsatz kommen (siehe z.B. bei Majano / O'Neill, 1993; Brown et al., 2002 oder Bustamante / Boato, 2005). Solche Polymerlösungen können gewissermaßen als „zähes Wasser“ angesehen werden, da dem Anmischwasser lediglich geringfügige Mengen Polymer zugegeben werden. Der Polymeranteil bewirkt jedoch eine erhebliche Viskositätssteigerung der so erhaltenen kolloidalen Lösung gegenüber dem Anmischwasser. Übliche Polymerkonzentrationen liegen je nach Polymertyp, Baugrundverhältnissen etc. in einer Größenordnung von etwa 0,5 – 4 g/l.



Bild 2: Polymerpulver und Polymerlösung

Die relevanten Polymerprodukte lassen sich in Biopolymere, halb-synthetische und vollsynthetische Polymere einteilen. Im Unterschied zu Bentonitsuspensionen verfügen die entsprechenden polymeren Lösungen über keine nennenswerte Fließgrenze.

Ein wesentlicher Vorteil der Verwendung von Polymerlösungen als Stützflüssigkeiten liegt in einem vereinfachten Bauablauf. Einerseits erfordern die wasserlöslichen Polymere beim Anmischen keine hochtourige Mischanlage, andererseits genügt für die Separierung infolge der nicht vorhandenen Fließgrenze in der Regel ein einfaches Absetzbecken. Eine aufwändige Baustelleneinrichtung, wie sie bei Bentonitstützung meist erforderlich ist (vgl. Bild 3), entfällt daher. Da die erforderlichen Polymerkonzentrationen außerdem wesentlich geringer sind als die Konzentrationen vergleichbarer Bentonitsuspensionen, reduziert sich auch die

anzuliefernde und zu lagernde Materialmenge. Zumindest im Ausland kommen zu den genannten Vorteilen häufig auch noch geringere Entsorgungskosten, insbesondere weil die Konsistenz des mit Polymerlösung vermischten Bohrguts günstiger für eine Deponierung ist als die eines mit Bentonitsuspension durchtränkten Bodens.



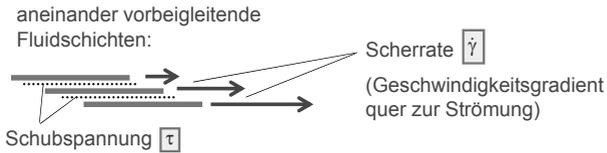
Bild 3: Aufwändige Baustelleneinrichtung bei Bentonitstützung

Ein Nachteil des Verfahrens ist zunächst, dass der in DIN 4126 beschriebene rechnerische Standsicherheitsnachweis nicht anwendbar ist, da die Polymereindringung aufgrund der fehlenden Fließgrenze nicht (vollständig) stagniert. Steinhoff (1993) definierte daher einen Standsicherheitsnachweis, der grundsätzlich in Analogie zu DIN 4126, allerdings unter Berücksichtigung der Eindringung bis zu einer maximal zulässigen Standzeit des Bohrlochs oder Schlitzgrabens zu führen ist. Grundlage hierfür ist ein hinreichend genaues Modell für das Strömungsverhalten der Stützflüssigkeit im Boden. Da es insbesondere in diesem Punkt noch einige offene Fragen gab, wurde am Zentrum Geotechnik der TU München ein Forschungsvorhaben durchgeführt (Lesemann, 2010), in welchem u.a. theoretische Grundlagen zusammengestellt und Labor- und Feldversuche zur Polymerstützung ausgeführt wurden. Ergänzend durchgeführte Untersuchungen zur Umweltverträglichkeit des Verfahrens werden im vorliegenden Vortrag nicht behandelt.

2 Polymerströmung in porösen Medien

Eine Modellierung der Polymerströmung im Boden erfordert zunächst eine Beschreibung der rheologischen Eigenschaften der betrachteten Flüssigkeiten. Der Begriff der Viskosität wird in Bild 4 erläutert. Bild 5 zeigt in der häufig verwendeten Fließkurvendarstellung verschiedene rheologische Modelle für Flüssigkeiten. Das einfachste Modell ist das der newtonschen Flüssigkeiten, welche – abgesehen von Temperatureinflüssen – eine konstante, d.h. scherratenunabhängige Viskosität aufweisen. Ein Beispiel für eine solche newtonsche Flüssigkeit ist Wasser.

Bei Polymerlösungen steigt hingegen die Schubspannung mit zunehmender Scherrate unterlinear an, so dass die Viskosität entsprechend abfällt. Dieses Verhalten wird als strukturviskos bezeichnet (englisch: pseudoplastic, vgl. Bild 5).



Viskosität $\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\tau(\dot{\gamma})}{\dot{\gamma}}$

Bild 4: Viskosität

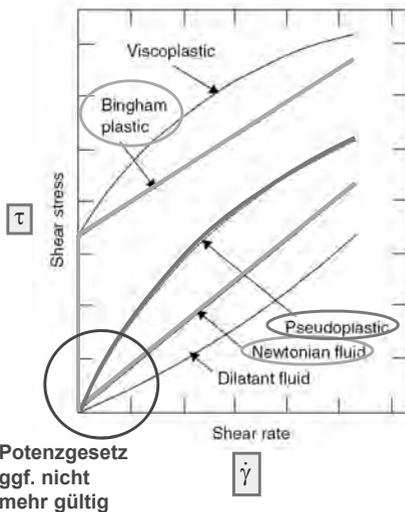


Bild 5: Fließkurvendarstellungen rheologischer Modelle (in Anlehnung an Chhabra, 2007)

Die Strukturviskosität ist für die bautechnische Anwendung günstig, weil die Stützflüssigkeit bei höheren Scherbeanspruchungen, wie sie etwa beim Anmischen und Pumpen oder bei der Bewegung des Bohrwerkzeugs im Bohrloch auftreten, eine relativ geringe Viskosität besitzt. Bei der Strömung vom Bohrloch oder Schlitzgraben in den umgebenden Boden weist die Stützflüssigkeit hingegen eine deutlich höhere Viskosität auf, die mit zunehmender Eindringlänge weiter ansteigt.

Das einfachste Modell für strukturviskoses Verhalten wurde von Ostwald-de Waele aufgestellt und beschreibt das Verhältnis von Scherrate und Schubspannung in Form einer Potenzfunktion. Im Englischen wird es daher meist als „power law“ bezeichnet. Es sei im Vorgriff auf Abschnitt 3 bereits darauf hingewiesen, dass mit einem solchen Potenzgesetz zwar häufig das rheologische Verhalten in einem weiten Scherratenbereich gut abgebildet werden kann, dass aber insbesondere im Bereich äußerst kleiner Scherraten deutliche Abweichungen möglich sind. Komplexere Modelle erlauben daher eine differenziertere Beschreibung des Verhaltens in diesem Scherratenbereich. Allerdings lassen sich die Parameter dieser Modelle nur dann sinnvoll bestimmen, wenn das Scherraten-Schubspannungs-Verhältnis im relevanten Bereich auch messtechnisch untersucht werden kann.

Als weiteres Beispiel eines rheologischen Modells sei noch das Bingham-Modell genannt (vgl. Bild 5), dem z.B. Bentonitsuspensionen vereinfachend zugerechnet werden können. Wesentliches Merkmal dieses Modells ist die Einbeziehung einer Fließgrenze.

Die Herleitung von Gleichungen für die Polymereindringung unter Berücksichtigung des rheologischen Verhaltens kann nach dem in Bild 6 skizzierten Schema erfolgen:

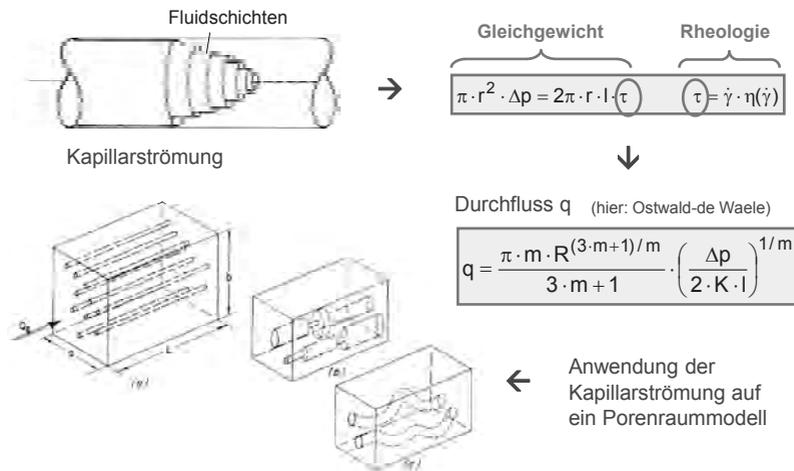


Bild 6: Prinzip der Herleitung von Gleichungen für die Polymereindringung (Darstellung der Porenraummodelle nach Bear, 1988)

Zunächst wird eine Kapillarströmung betrachtet und für eine einzelne Kapillare die Beziehung zwischen anliegendem Druckgradienten (oder allgemeiner: Potentialgradienten) und Durchfluss abgeleitet. Solche Beziehungen finden sich für verschiedene rheologische Modelle in der Literatur (meist aus dem Bereich des Chemieingenieurwesens). Exemplarisch seien Sorbie (1991), Balhoff (2005) oder Chhabra (2007) genannt. Anschließend wird diese

Beziehung auf ein Porenraummodell angewendet. Das Porenraummodell ist eine vereinfachte, mathematisch definierte Abbildung des realen Porenraums und basiert zumeist auf einfachen Kapillaren, die ggf. modifiziert werden (vgl. Bild 6, unten links). Ausgehend von der Potentialgradient-Durchfluss-Beziehung für ein solches Ersatzmodell kann durch Integration schließlich eine Eindringfunktion über die Zeit aufgestellt werden. Auf die bei dieser Herleitung getroffenen Annahmen und Vereinfachungen wird ausführlich in Lesemann (2010) eingegangen.

3 Laborversuche

Zur Untersuchung des Strömungs- und Stützverhaltens der Polymerlösungen wurde ein umfangreiches Laborprogramm durchgeführt. Den Schwerpunkt der Versuche bildeten dabei eindimensionale Eindringversuche in eine Bodensäule (vgl. Bild 7).

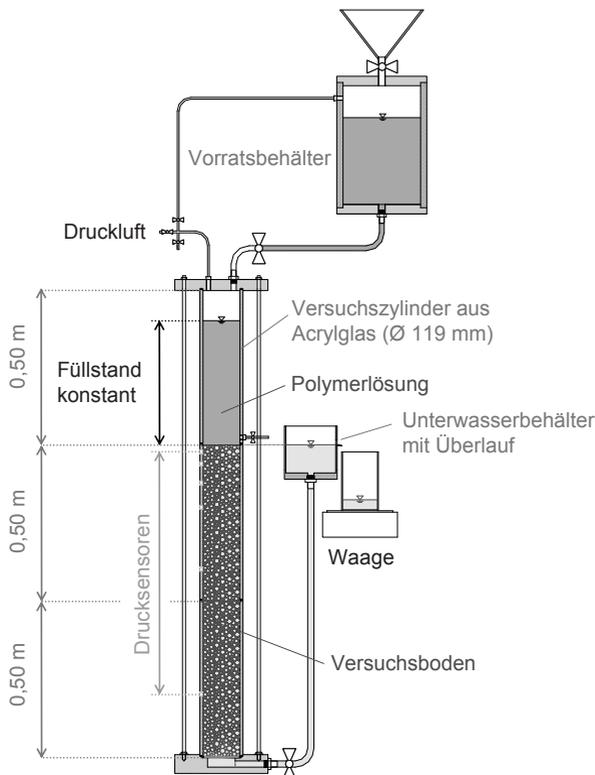


Bild 7: Versuchsstand 1D-Strömungsversuche

Bei diesem Versuch war es möglich, die Potentialrandbedingungen exakt vorzugeben und zu variieren und die Eindringung der Polymerlösung in die zunächst wassergesättigte Bodensäule durch Wägung des verdrängten Wassers zu bestimmen. Außerdem konnte der Potentialverlauf über die Eindringlänge mittels Drucksensoren gemessen werden. Variiert wurde in den Versuchen der Polymertyp (insgesamt vier Produkte) und die Polymerkonzentration sowie die vorgegebene Potentialdifferenz und der Versuchsboden.

Exemplarische Ergebnisse mit diesem Versuchstyp zeigt Bild 8. Im Diagramm ist die Eindringung der Polymerlösung über die Zeit aufgetragen. Dargestellt sind zunächst drei Messkurven aus Wiederholungsversuchen unter gleichen Versuchsbedingungen. Diese Kurven stimmen nahezu überein und zeigen damit die gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. Außerdem enthält das Diagramm die Kurve eines rechnerisch ermittelten Eindringverlaufs sowie eine Ausgleichskurve für die Messkurven.

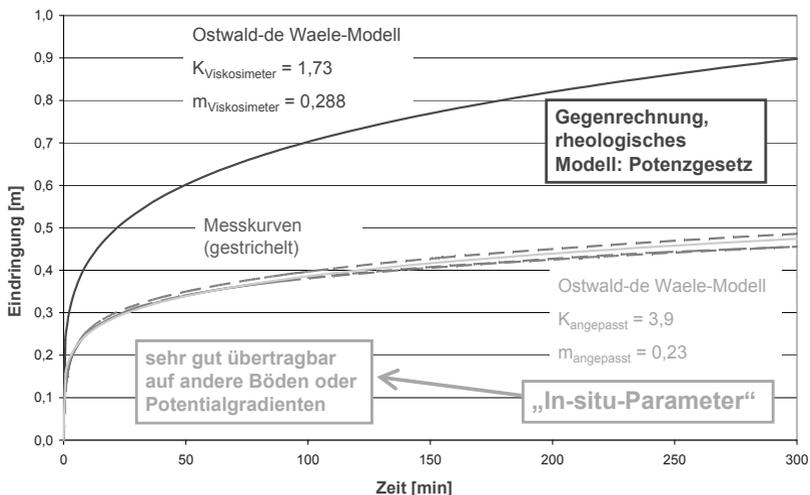


Bild 8: Versuchsergebnis (exemplarisch), Gegenrechnung, „In-situ-Parameter“

Es ist zu sehen, dass im vorliegenden Fall in der Gegenrechnung eine wesentlich schnellere Eindringung ermittelt wurde als in den Versuchen gemessen. Eine solche Überschätzung der Eindringgeschwindigkeit wurde für alle Versuchsbedingungen bei drei der untersuchten Polymerprodukte beobachtet, während beim vierten Produkt die Eindringgeschwindigkeit stets unterschätzt wurde. (Die Abweichungen waren dabei nicht immer so stark wie im hier vorgestellten Beispiel.) In diesem Zusammenhang sei an die Ausführungen in Abschnitt 2 bezüglich möglicher Abweichungen von der Potenzfunktion des Ostwald-de Waele-Modells im Bereich sehr kleiner Scherraten erinnert und darauf hingewiesen, dass die der Gegenrechnung zugrunde liegenden rheologischen Parameter für höhere Scherraten als im Boden

maßgebend bestimmt werden mussten. Die beobachteten Differenzen zwischen Versuchen und Gegenrechnungen waren daher nicht überraschend und hätten allenfalls durch den Einsatz eines sehr leistungstarken Viskosimeters reduziert werden können.

Stattdessen wurde jedoch ein pragmatischer Ansatz gewählt und die rheologischen Parameter als „In-situ-Parameter“ bestimmt, welche eine möglichst gute Kurvenanpassung an die gemessenen Kurven ermöglichten (vgl. Bild 8). Mit den so abgeleiteten Modellparametern ließen sich die Eindringverläufe für das jeweilige Polymerprodukt auch bei einer Variation der vorgegebenen Potentialdifferenz oder des verwendeten Versuchsbodens sehr genau berechnen.

4 Feldversuche

Die Feldversuche umfassten die Herstellung von sechs großmaßstäblichen Versuchspfählen (5 x polymergestützt, 1 x vergleichsweise bentonitgestützt, $\varnothing = 0,60 \text{ m}$, $l = 10 \text{ m}$), die nach dem Aushärten probebelastet und später oberflächennah freigelegt wurden. Folgende Punkte waren von besonderem Interesse:

- Stützflüssigkeitsverluste und Bohrlochstabilität
- Anwendung des Verfahrens unter Baustellenbedingungen (einschließlich Anmischen, Betonieren etc.)
- verfahrensbedingter Einfluss auf die Pfahltragfähigkeit
- Beschaffenheit der Pfahlmäntel (Freilegen der Pfähle)

Der Vortrag beschränkt sich dabei auf den ersten Punkt. Ein geeignetes Versuchsfeld wurde freundlicherweise vom Flughafen München zur Verfügung gestellt. Bild 9 zeigt die Anordnung der 6 Versuchspfähle. Die in Grundwasserfließrichtung gesehen hinter den Pfählen liegenden Grundwassermessstellen wurden vor Versuchsbeginn erstellt und dienten neben einer Grundwasserbeweissicherung während und nach der Versuchsdurchführung auch dem Zweck der Baugrunderkundung. Die anstehenden quartären Kiese mit Durchlässigkeiten von ca. $1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ über maßgebende Bohrlochlängen wurden dabei bewusst akzeptiert, um demonstrieren zu können, dass das Verfahren der Polymerstützung bei entsprechender Planung auch in einem relativ durchlässigen Baugrund erfolgreich eingesetzt werden kann.

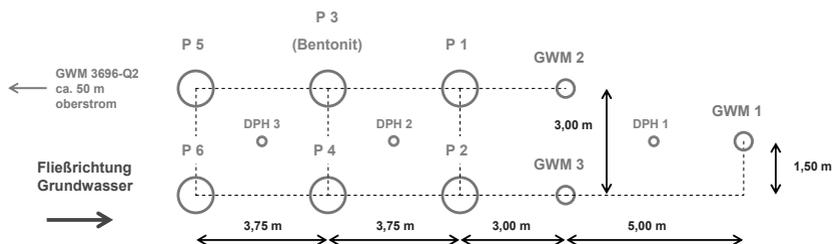


Bild 9: Anordnung der Versuchspfähle

Um während der Bohrlochherstellung den Stützflüssigkeitsverbrauch zuverlässig dokumentieren zu können, wurde auf das Bohrloch vor Bohrbeginn ein Oberbecken mit einer kurzen Ansatzverrohrung gesetzt (siehe Bild 10). Der Stützflüssigkeitsstand wurde während des Abteufens des Bohrlochs stets innerhalb des Beckens gehalten. Dies hatte einerseits den Vorteil, dass aufgrund der gegenüber dem Bohrloch erheblich vergrößerten Grundfläche der Stützflüssigkeitsstand nahezu unabhängig von der Bewegung des Bohrgestänges im Bohrloch war. Andererseits konnte so über eine Messskala das Volumen an Stützflüssigkeit bestimmt werden, welches jeweils nachgefüllt wurde, wenn die Stützflüssigkeit im Oberbecken auf einen vorgegebenen Minimalstand abgesunken war.



Ansatzverrohrung bis
1,40 m unter GOK



Messskala



Bild 10: Bestimmung des Stützflüssigkeitsverbrauchs im Feldversuch

Die Prognosen für den Stützflüssigkeitsverbrauch, welche auf der Basis von „In-situ-Parametern“ aus 1D-Eindringversuchen (vgl. Abschnitt 3) mit Bodenmaterial aus der Baugrunderkundung aufgestellt worden waren, zeigten insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Auffällig war lediglich, dass der Stützflüssigkeitsverbrauch mit zunehmender Standzeit tendenziell überschätzt wurde. Dies kann mit der Filtration von Bodenpartikeln, welche infolge des Bohrens in die Stützflüssigkeit eingetragen wurden, in die Bohrlochumgebung und der damit einhergehenden Durchlässigkeitsreduktion begründet werden. Dieser Effekt konnte in den Laborversuchen nicht auftreten.

5 Nachweis der Standsicherheit

Der Standsicherheitsnachweis bei Polymerstützung unterscheidet sich nur in einigen Punkten von dem bekannten Nachweis bei Bentonitstützung (vgl. Bild 11). Anders als bei Bentonitstützung muss der Verlauf der Polymereindringung nicht für den Zeitpunkt „t gegen Unendlich“, sondern für eine aus dem Baubetrieb abzuleitende maximal erforderliche Standzeit ermittelt werden. Die Eindringkurve weist außerdem über die Tiefe keinen linearen Verlauf mehr auf, wodurch der hydraulische Gradient nicht mehr im gesamten Eindringbereich konstant ist, sondern tiefenabhängig wird. Letztlich bedeutet dies aber nur einen etwas höheren Aufwand bei der Ermittlung der wirksamen Stützkraft. Die Nachweise für Einzelkorn- bzw. Gleitflächenversagen können grundsätzlich in Analogie zu DIN 4126 geführt werden.

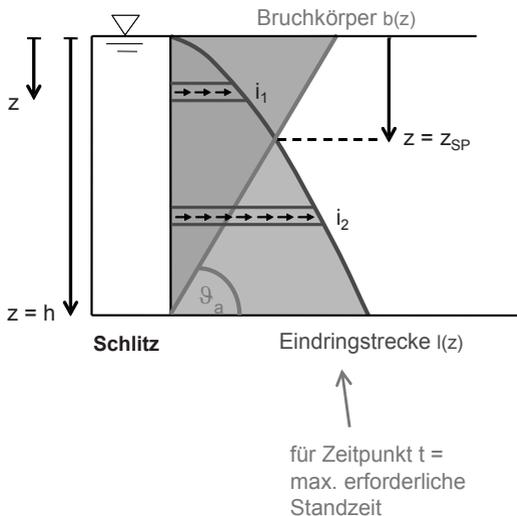


Bild 11: Standsicherheitsnachweis bei Polymerstützung

Zu beachten ist, dass bei der Planung eine zulässige Maximalkonzentration nicht überschritten werden sollte. Diese ist für die vorgesehenen Ausführungsparameter vorab zu definieren und wird sich im Regelfall aus Erfordernissen des Betoniervorgangs ableiten. Sofern in einem konkreten Fall die maximal zulässige Konzentration für eine erfolgreiche Stützung des Bohrlochs oder Schlitzgrabens nicht ausreicht, ist das Verfahren nicht einsetzbar.

Weiterhin sollte der rechnerische Nachweis vorzugsweise der Vordimensionierung dienen, da einige Prognoseunsicherheiten bestehen:

- (rheologische Parameter und Porenraummodell)
- Filtrationseffekte
- Durchlässigkeitsbeiwert

Die Unsicherheiten infolge der angesetzten rheologischen Parameter und des gewählten Porenraummodells können durch die Verwendung von „In-situ-Parametern“ minimiert werden. Wie ausgeprägt der (günstige) Einfluss von Filtrationseffekten ist, hängt von verschiedenen Randbedingungen, in erster Linie von den Baugrundverhältnissen ab und kann bestenfalls anhand von Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Schließlich ist zu beachten, dass die berechnete Eindringung auch wesentlich vom Durchlässigkeitsbeiwert abhängt, dessen genaue Ermittlung im Feld nicht einfach ist.

Sofern bei der Herstellung der ersten Bohrlöcher oder Schlitzgräben geringere Verluste beobachtet werden als zunächst prognostiziert, kann die Konzentration der Stützflüssigkeit entsprechend reduziert werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Verfahren der Polymerstützung kann unter bestimmten Randbedingungen eine wirtschaftlich und technisch interessante Alternative zur Stützung mit Bentonitsuspensionen sein. Polymerlösungen verfügen normalerweise über keine relevante Fließgrenze. Eine Fließgrenze der Stützflüssigkeit ist jedoch keine zwingende Voraussetzung für die hydraulische Stützung. Ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis kann auch bei Polymerstützung geführt werden, erfordert jedoch eine Betrachtung des zeitlichen Eindringverlaufs der Polymerlösung. Der rechnerische Nachweis erlaubt eine sinnvolle Vordimensionierung der Ausführungsparameter.

Auch wenn durch die Feldversuche nachgewiesen werden konnte, dass das Verfahren selbst bei stärker durchlässigen Baugrundverhältnissen grundsätzlich anwendbar ist, wird empfohlen, einen praktischen Einsatz bis zum Vorliegen hinreichender Erfahrung auf mäßig durchlässigen Baugrund zu beschränken und vorzugsweise für die Bohrpfahlherstellung einzusetzen. Weiterhin ist eine wissenschaftliche Begleitung sinnvoll, insbesondere die Durchführung von 1D-Strömungsversuchen zur Bestimmung von „In-situ-Parametern“ für die maßgebende Kombination Boden – Polymerlösung im Vorfeld eines Bauprojekts.

Noch untersucht werden sollte der mögliche Einfluss von Polymertypen und -konzentrationen auf den Betoniervorgang, die Betonqualität und den Beton-Bewehrungs-Verbund. Auf der Grundlage dieser Untersuchungen sind die einzuhaltenden Maximalkonzentrationen für einzelne Polymerprodukte festzulegen (vgl. Abschnitt 5).

7 Danksagung

Das vorgestellte Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung sowie durch die Bilfinger Berger AG und die Süd-Chemie AG gefördert. Den Forschungspartnern sei an dieser Stelle nochmals für ihre Unterstützung gedankt.

8 Literatur

- Balhoff, M. (2005): Modelling the Flow of Non-Newtonian Fluids in Packed Beds at the Porescale, Louisiana State University
- Bear, J. (1988): Dynamics of Fluids in Porous Media, Dover Publ., New York
- Brown, D.; et al. (2002): The Effect Of Drilling Fluid On Axial Capacity, Cape Fear River, NC, 27th Annual Conference of the Deep Foundations Institute, San Diego
- Bustamante, M.; Boato, R. (2005): Les polymères: Application au forage des pieux de grands diamètres, Proc. 16th ICSMGE, Osaka
- Chhabra, R. P. (2007): Bubbles, drops and particles in non-Newtonian fluids, Taylor & Francis Group, Boca Raton
- DIN 4126 (1986): Ortbeton-Schlitzwände – Konstruktion und Ausführung, Beuth Verlag
- E DIN 4126 (2004): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (zurückgezogener Entwurf)
- Lesemann, H. (2010): Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München
- Majano, R. E.; O'Neill, M. W. (1993): Effect of Mineral and Polymer Slurries on Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts, University of Houston
- Sorbie, K. S. (1991): Polymer-improved oil recovery, Blackie and Son Ltd, Glasgow und London
- Steinhoff, J. (1993): Standsicherheitsbetrachtungen für polymergestützte Erdwände, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Bericht-Nr. 13

Die Planungen zur Ertüchtigung von Staudamm und Untergrund am Sylvensteinspeicher

Gregor Overhoff¹, Tobias Lang² und Martin Popp³

¹ Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, München

² Wasserwirtschaftsamt Weilheim, Weilheim

³ Bayerisches Landesamt für Umwelt, München

1 Vorspann

Der Sylvensteinspeicher soll nach 50-jähriger Betriebszeit durch eine zusätzliche Schlitzwand im Damm und Untergrund sowie mit einem neuen Überwachungssystem für das Sickerwasser ertüchtigt werden. Die vorgesehenen Maßnahmen sind auch als Vorsorge gegen die Folgen möglicher Klimaänderungen zu verstehen, da die Größe und enge Abfolge der jüngeren Hochwasserereignisse in den Jahren 1999, 2002 und 2005 eine künftig stärkere Beanspruchung der Talsperren im alpinen Raum aufgrund des Klimawandels erwarten lassen.

2 Einführung

Der Freistaat Bayern investiert hohe Summen in den Hochwasserschutz seiner Städte und Gemeinden. Alleine durch das Hochwasser-Aktionsprogramm 2020 wurden seit dem Pfingsthochwasser 1999 über 1 Mrd. € verbaut. Neben dem verstärkten Rückhalt in der Fläche sowie linearen Schutzbauten an den großen Flüssen in Form von Deichen, Schutzwänden und mobilen Elementen, stehen auch der gute Zustand und die Sicherheit der Hochwasserrückhaltespeicher im Blickpunkt.

Der Sylvensteinspeicher erfüllt als Bayerns ältester und wichtigster Wasserspeicher seit 1959 an der Isar seine Aufgaben u.a. beim Hochwasserschutz und hat bei den großen Hochwasserabflüssen seine Schutzfunktion insbesondere für die Landeshauptstadt München eindrucksvoll bewiesen.

Detaillierte Untersuchungen am Dichtungskern und am alten bestehenden Sickerwassermeßsystem haben die Wasserwirtschaftsverwaltung als Betreiber der Talsperre veranlasst, grundlegende Ertüchtigungsmaßnahmen für den Damm zu prüfen.

3 Detailuntersuchungen des Dammes

Der ursprünglich 42 m hohe und 180 m lange Damm gründet auf einer 100 m tiefen, mit Flussgeschiebe verfüllten Erosionsrinne im Hauptdolomit, die beim Bau in den 1950er Jahren durch mehrreihige Injektionsschleier mit Tongel abgedichtet wurde. Der schlanke zentrale Dichtungskern besteht aus einem künstlich zusammengesetzten Erdbeton (Kies,

Feinsand, Schluff mit Bentonitzugabe) mit anschließenden luft- und wasserseitigen Kaminfiltern aus Moränenkies. Der Stützkörper aus Flussskies mit Böschungsneigungen von 1:1,75 bis 1:2,5 prägt mit dem Steinsatz bzw. der Böschungsbegrünung das Bild der Dammoberfläche.

Injektionen in den Dammkern in den Jahren 1972 (nur östliches Widerlager) und 1987 auf der gesamten Dammlänge in Kern und Untergrund bis in 60 m Tiefe (ca. 2 000 m³ Injektionsgut mit Ton-Zementmischungen) haben damals im Kern vermutete Risse verschlossen. Mit der Verpressung wurden aber auch Teile des luftseitigen Kaminfilters in Mitleidenschaft gezogen. Über Alterungsprobleme von bentonitvergüteten Dichtungen wurde bereits früher von List und Strobl (1991) veröffentlicht.



Bild 1: Schematischer Querschnitt durch den Sylvensteindamm mit zusätzlicher Schlitzwand und neuem Sickerwassermeßsystem

Jüngere Probebohrungen in den Dammuntergrund brachten zudem Hinweise auf Bereiche erhöhter Durchlässigkeiten in der Dammgründungsebene und der Untergrundabdichtung. Genauere Untersuchungen am Sickerwassermeßsystem (Kamera-Befahrungen und hydraulische Langzeitversuche) führten zum Ergebnis, dass vermutlich als Folge der Injektionen mögliches Sickerwasser nicht mehr in die Sickerwasserwanne gelangt, ein freier Abfluss aus dieser Wanne u.a. auch durch frühere Dammsetzungen eingeschränkt ist und - durch unzureichende Dichtheit der Wanne - ein Teil des Sickerwassers in den Untergrund versickert. Das zur Dichtungskernüberwachung ergänzend eingebaute Netz von Porenwasserdruckgebern zeigt zudem stellenweise abdriftende Messwerte.

Die Ergebnisse der Untersuchungen und ihre kritische Bewertung unter Einbeziehung der gültigen DIN 19 700 (2004) ließen es sinnvoll erscheinen, mit den heutigen technischen Möglichkeiten eine zusätzliche Dichtung in den Dammkern und Untergrund einzubauen sowie ein komplett erneuertes Meßsystem für Sickerwasser vorzusehen.

4 Konzept zur Damm-Ertüchtigung

Die Talsperre liegt in einem wertvollen Naturraum, der Staudamm selbst im FFH-Gebiet. Um das äußere Erscheinungsbild des Bauwerks nicht zu verändern, wurden Lösungsansätze durch Maßnahmen im Damminnen verfolgt.

Für die Verbesserung der Kerndichtung kamen vorwiegend Schlitzwandvarianten mit unterschiedlicher Lage zu Dammachse und -kern in Betracht. Auch eine Doppelschlitzwand mit Querschotts als eine Möglichkeit zur späteren Überwachung wurde angedacht. Lösungsvarianten mit Bohrpfahlwänden schieden wegen der fehlenden Maßgenauigkeiten bei der lotrechten Herstellung in der geforderten Tiefe aus. Injektionsvarianten erfüllen die gewünschte flächenhafte Verbesserung des Kerns nicht, zudem sind dabei weitere Beeinträchtigungen des gegliederten Dammquerschnitts nicht auszuschließen.

Als beste Lösung erwies sich eine 2-Phasen-Schlitzwand, deren Lage im Kern gegenüber der Dammachse geringfügig zur Wasserseite versetzt wird. Damit wird zum einen der notwendige Arbeitsraum auf der Dammkrone für das schwere Baugerät geschaffen, zum anderen soll ein Teil der vorhandenen Porenwasserdruckgeber für Messungen in der Bauzeit erhalten werden. Die angemessene Tiefe der Schlitzwand wurde durch mehrere bis zu 140 m tiefe Erkundungsbohrungen in den Dammuntergrund und Finite-Elemente-Berechnungen ermittelt. Die Wechsellagerung der Kies- und Feinsedimentschichten und die stark schwankenden Durchlässigkeiten in der alten Untergrundabdichtung lassen ein Abteufen der Schlitzwand bis ca. 70 Meter unterhalb der Dammgründungsebene sinnvoll erscheinen.

Die Wiederherstellung eines nachweislich funktionsfähigen und aussagekräftigen Sickerwassermesssystems ist für die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung als Betreiber der Talsperre ein unerlässliches Ertüchtigungsziel, um mit dieser integralen und direkten Messung eindeutige Aussagen hinsichtlich des Sicherheitszustandes des Dammes treffen zu können – auch bei großer Hochwasserbeanspruchung. Die entscheidenden Kriterien hierfür sind die Eindeutigkeit des Meßsystems, die Qualität und Genauigkeit der Messwerte und ein direkter Bezug zu den Einflussgrößen. Durch die geplante erneuerte Sickerwasserfassung wird über die gesamte Kerndichtungshöhe hinweg eine sektorale Überwachung und Zuordnung gegebenenfalls erhöhter Durchlässigkeiten möglich. Die dazu notwendigen Elemente und deren Anordnung wurden mittels Variantenuntersuchung optimiert (Bild 1). Zu planen waren demnach luftseitig angeordnete Drainagepfähle im Abstand von einigen Metern sowie ein begehbare Sickerwasserstollen mit einem Innendurchmesser von 2,5 m etwa auf Höhe der Aufstandsfläche des Dammes. Die Drainagepfähle werden an den Stollen angeschlossen, somit kann der Sickerwasseranfall permanent gemessen werden.

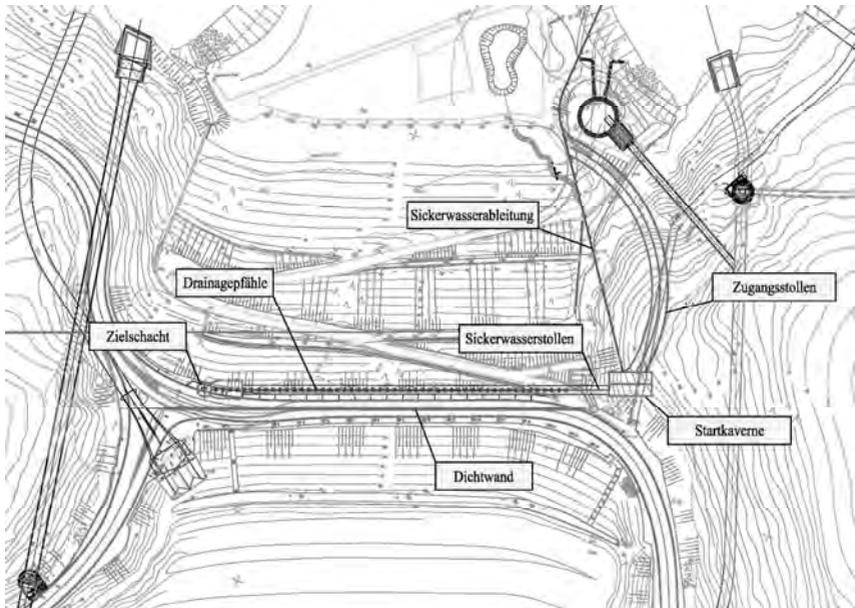


Bild 2: Grundriss des Dammes mit den neu geplanten Anlagenteilen

Der Sickerwasserstollen soll nach dem Abteufen der Dichtwand mit maschinellm Rohrvortrieb hergestellt werden. Dies erfolgt von der Hauptpressenstation aus, die in der Startkaverne im Fels untergebracht ist (Bild 2). Von dort werden fertige Stahlbetonrohre horizontal in den geschütteten Erddamm gepresst (Bild 3). Am vordersten Rohrschuss befindet sich ein Bohrkopf mit hydraulisch angetriebenem Schneidrad. Die flüssigkeitsgestützte Ortsbrüst wird mit dem Schneidrad gelöst, der Abraum anschließend mit Nassförderung zur Separier- und Aufbereitungsanlage geleitet. Auf der Zielseite des Stollens wird ein Vertikalschacht abgeteuft und eine Bergekammer für den Bohrkopf aufgefahren. Zur Abdichtung der beidseitigen Übergangsbereiche Felsflanke - geschüttetes Erddammmaterial wird jeweils ein Frostkörper als Dichtblock hergestellt. Der Rohrvortrieb wird lasergesteuert mit einer Lagegenauigkeit von wenigen Zentimetern durchgeführt. Die Abbawerkzeuge des Schneidrades können unter Tage inspiziert, ersetzt oder an die wechselnden Anforderungen des Untergrundes angepasst werden.

Die Lage des Sickerwasserstollens im Dammquerschnitt wurde so gewählt, dass der vorhandene Dichtungskern knapp angeschnitten und somit seitlich oberhalb ein Zwickel gebildet wird (Bild 1). In diesem kann sich das Sickerwasser aus dem Kaminfilter sammeln und gezielt über eine Drainage in den Sickerwasserstollen abgeleitet werden. Der Stollendurchmesser erlaubt auch von der tiefen Ebene aus spätere Messungen z.B. hinsichtlich der Dammunterströmung durchzuführen.

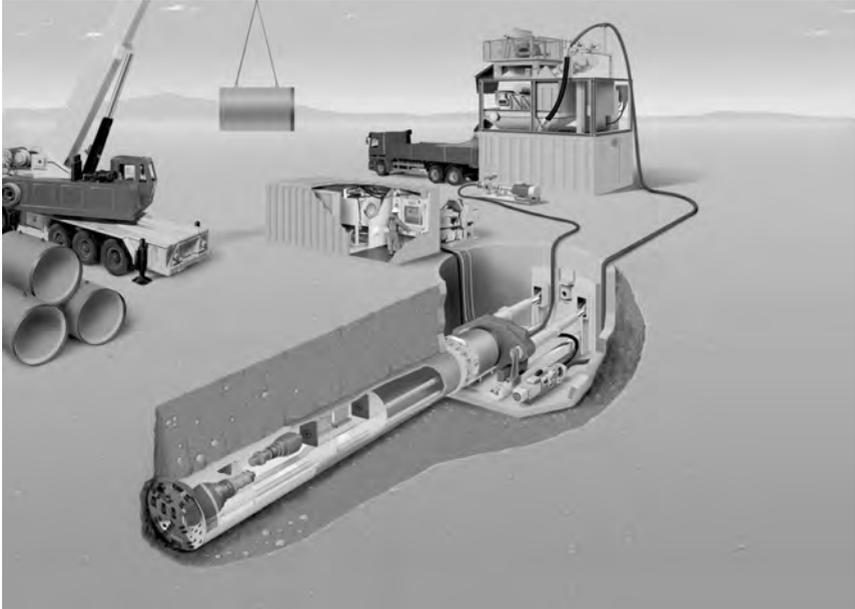


Bild 3: Systembild Tunnelvortrieb (Bild Fa. Herrenknecht)

5 Terminplanung und Kosten

Der Vorentwurf einschließlich Variantenuntersuchung wurde im Dezember 2009 abgeschlossen, die Entwurfsplanung Anfang 2010 zur Genehmigung eingereicht. Der voraussichtliche Baubeginn ist für das Jahr 2012 geplant, Vorarbeiten – wie die Verbreiterung der Dammkrone und die Erstellung von Baustellenumfahrungen – werden ab Juli 2011 starten. Die Gesamtkosten für Planung und Bauausführung werden mit rd. 20 Mio. € brutto abgeschätzt. Während der gesamten Projektlaufzeit wird die TU München als wissenschaftlicher Berater beteiligt sein.

Da am wasserrechtlich genehmigten Umfang der Gewässerbenutzung keine Änderungen vorgesehen sind und auch kein Gewässerausbautatbestand berührt wird, können die Ertüchtigungsmaßnahmen am Staudamm, die im Wesentlichen die Wiederherstellung eines ursprünglich planfestgestellten Zustands bewirken sollen, ohne Wasserrechtsverfahren durchgeführt werden. Weiteres Augenmerk wird insbesondere den Belangen von Naturschutz und Landschaftspflege, dem Straßenverkehr, der Fischerei sowie weiteren Belangen von Speichernutzern und Anliegergemeinden gewidmet. Insgesamt wird auch hier versucht, so schonend wie möglich vorzugehen. Deshalb sollen auch sämtliche Maßnahmen am und im Dammbau möglichst unter Beibehaltung des Normalstauziels im Sylvensteinspeicher durchgeführt werden. Alle für die Ertüchtigung erforderlichen Genehmigungen liegen seit Mitte April 2011 vor.

6 Resümee

Der Sylvensteinspeicher ist in den 1950er Jahren mit den damals zur Verfügung stehenden technischen und finanziellen Ressourcen gebaut worden. In den 1980er Jahren wurde wiederum mit den seinerzeitigen Mitteln eine erste Generalertüchtigung des Dammkerns durchgeführt. In der Zwischenzeit ist der Damm um 3 Meter erhöht worden und er hat den Jahrhunderthochwassern von 1999 und 2005 erfolgreich widerstanden. Es ist nun an der Zeit, mit den neuesten Möglichkeiten der Ingenieurbautechnik ein System zu schaffen, das auch im Zeichen des Klimawandels für künftig zu erwartende, verstärkte Belastungen gerüstet sein wird. Deshalb hat sich der Freistaat Bayern entschlossen, selbst in für die öffentlichen Haushalte schwierigen Zeiten diese technische und finanzielle Anstrengung zu unternehmen und so verantwortungsbewusste Daseins- und Zukunftsvorsorge zu betreiben.

7 Literatur

- Altinger, L.: Sylvensteinspeicher mit deutscher Alpenstraße; Sonderdruck aus Deutsche Bauzeitschrift; März 1960.
- Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft bzw. Bayer. Landesamt für Umwelt: Untersuchungen am Sickerwassermesssystem des Sylvensteinspeichers; 1991, 1992, 2002, 2003, 2007; unveröffentlicht.
- List, F.; Strobl, Th.: Veränderung der Abdichtungswirkung des Kerns des Sylvensteindamms infolge Alterung. In: Wasserwirtschaft 81 (1991), Heft 7/8, S. 322-327.
- Overhoff, G.; Raab, S.; Bayer. Landesamt für Umwelt: Sylvensteinspeicher – Vorbericht zur Nachrüstung des Dammes; 2008; unveröffentlicht.
- Overhoff, G.; Lang, T.; Popp, M., Die geplante Ertüchtigung des Sylvensteinstaudamms, Wasserwirtschaft, Heft 4/2010
- Wasserwirtschaftsamt Weilheim, Sylvensteinspeicher - Ertüchtigung des Dammes, Bauentwurf, 2011, unveröffentlicht.

„Plastic Concrete“

Erfüllung schwieriger Anforderungen an Baustoffe des Spezialtiefbaus

Dr.-Ing. Karsten Beckhaus
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Allgemeines

Für die Abdichtung von Staudämmen und Talsperren zur Wasserrückhaltung oder zur Energiegewinnung werden ggf. vertikale Abdichtungen erforderlich, die den Untergrund oder aber auch einen bestehenden Dichtkörper verbessern sollen.

Dichtungsschlitzwände – im Folgenden kurz: Dichtwände – mit großen Tiefen werden i.d.R. im Zweiphasenverfahren hergestellt, d.h. zuerst wird unter einer Stützflüssigkeit ein Schlitz entsprechender Tiefe hergestellt, der anschließend mit einem geeigneten Dichtwandmaterial, ggf. mit „plastic concrete“ verfüllt wird. Im Gegensatz zum Einphasenverfahren, bei dem die Stützflüssigkeit selbsterhärtend ist, wird beim Zweiphasenverfahren das Dichtwandmaterial im Kontraktorverfahren von der Schlitzwandsohle beginnend eingebracht. Damit es die Stützflüssigkeit zielsicher nach oben verdrängt, wird neben einem hohen Scherwiderstand u.a. auch eine hohe Dichte gefordert, die aufgrund der enthaltenen Gesteinskörnung deutlich über der von Zement-Bentonit-Suspensionen für Einphasendichtwände liegt.

Die vor der Veröffentlichung stehende EN 1538:2010 [1], Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände, definiert den Baustoff „plastic concrete“ als einen „Beton mit niedriger Festigkeit und einem niedrigen Elastizitätsmodul, der in der Lage ist, größere Verformungen als Normalbeton aufzunehmen.“ Begrifflich wird hier also zunächst nicht die plastische Verformungseigenschaft, sondern eine geringe Elastizität gefordert. Tatsächlich wird ein insgesamt „hohes Verformungsvermögen“ erwartet, welches zwangsläufig auch mit einer niedrigen Festigkeit verbunden ist – in Relation zu normalfestem Beton, z.B. nach DIN EN 206-1 [2] für lastabtragende Schlitzwände.

In der deutschen Fassung der o.g. Schlitzwandnorm wird der Begriff „Tonbeton“ verwendet. Im Gegensatz zum englischen und auch französischen Begriff (béton plastique) wird im Deutschen also nicht die Verformungseigenschaft, sondern der Ausgangsstoff („Ton“) vorangestellt. Dabei muss für einen Tonbeton nach EN 1538 nicht zwingend Ton verwendet werden. In einer Anmerkung heißt es lediglich: „Er kann Bentonit und/oder anderes Tonmineral ... enthalten.“ Im DWA-Merkblatt für Dichtungssysteme im Wasserbau, Teil 1: Erdbauwerke [3] wird der Begriff „plastischer Erdbeton“ verwendet, wobei weder die Plastizität noch der „Erd“-Anteil genauer erläutert wird.

Nach eigener Auffassung sollte im Deutschen der Begriff „hochverformbarer Dichtwandbeton“ benutzt werden, weil die hohe Verformbarkeit und der Anwendungsbereich für Dichtwände dieses Material ganz eindeutig z. B. von Beton nach DIN EN 206 abgrenzen.

2 Eigenschaften eines hochverformbaren Dichtwandbetons

Gemäß EN 1538 [2] wird vom Dichtwandbeton lediglich verlangt, dass er „die geforderte Verformbarkeit und Durchlässigkeit sowie eine ausreichende Verarbeitbarkeit und Festigkeit aufweisen“ muss.

2.1 Frischbeton – Eigenschaften und Prüfung

Die ausreichende Verarbeitbarkeit muss der frische Dichtwandbeton aufweisen, bis er endgültig eingebaut ist, d.h. nicht mehr bewegt wird. Und weil über die genaue Verteilung des frischen Betons im Schlitz keine gesicherten und allgemeingültigen Kenntnisse vorliegen, muss – ohne weitere Nachweise – gefordert werden, dass jeder eingebrachte Beton seine Verarbeitbarkeit bis zum Ende des gesamten Betoniervorgangs beibehalten muss.

Neben der „ausreichenden Verarbeitbarkeit“ dürften die folgenden prinzipiellen Anforderungen an Frischbeton auch für Dichtwände gelten. Sie werden allerdings nicht explizit an „Tonbeton“, also an Dichtwandbeton gestellt, sondern nur an Beton für Schlitzwände (wie gleichermaßen übrigens auch für Bohrpahlbeton):

- hoher Widerstand gegen Entmischung,
- hohe Plastizität und guter Zusammenhalt,
- gute Fließfähigkeit,
- Fähigkeit, sich selbst ausreichend zu verdichten [2].

Das Ausbreiten und auch das Aufsteigen verteilt über den Querschnitt sind abhängig von den rheologischen Eigenschaften des Betons und auch von Behinderungen am freien Fluss. Zwar wird der Fluss in Dichtwänden i.d.R. nicht von Bewehrungskörben behindert, aber auch der angrenzende Boden oder der zuvor eingebrachte Beton „bremsen“ den fließenden Beton, letzteres insbesondere, wenn sich über die Zeit im Schlitz die Verarbeitbarkeit des Betons verschlechtert.

Die Abhängigkeit der Rheologie eines Frischbetons von dessen Zusammensetzung und vor allem die direkte Bedeutung für die Schlüsseleigenschaften „Verarbeitbarkeit“ und auch „Stabilität“ zeigt Bild 1 aus dem Entwurf einer neuen australischen Richtlinie für Schlitzwand- und Bohrpahlbeton [4]. Im rechten Teil des Bildes finden sich quasi die gleichen Anforderungen an Frischbeton wieder, wie schon oben aus der EN 1538 zitiert wurden.

Damit entscheiden also die Auswahl und Abstimmung der (verfügbaren) Betonausgangsstoffe über die Qualität auch des erhärteten Dichtwandbetons. Weil insbesondere der Beton für den Einbau unter einer Stützflüssigkeit in Analogie zum selbstverdichtenden Beton (SVB) steht, können hier auch entsprechende Anleihen an die Technologie der Herstellung und Prüfung gemacht werden.

Die Zusammensetzung eines Dichtwandbetons kann in folgenden drei Schritten gefunden werden, vgl. Bild 2:

- 1) Zement + Bentonit/Tonmehl + Wasser = Zement-Bentonit-Suspension
- 2) Zement-Bentonit-Suspension + Sand + ggf. Gesteinsmehl = Mörtel
- 3) Mörtel + Kies/Splitt = Beton

Schritt 1 legt die Basis für die späteren mechanischen Eigenschaften des erhärteten Dichtwandbetons. Schritt 2 hat als Produkt einen „stabilen“ Mörtel, in dem dann größere Körner

später nicht unzulässig absinken können. Und im Schritt 3 wird dem Mörtel schließlich soviel grobe Gesteinskörnung zugegeben, solange noch eine ausreichende Verarbeitbarkeit des Betons gegeben ist.

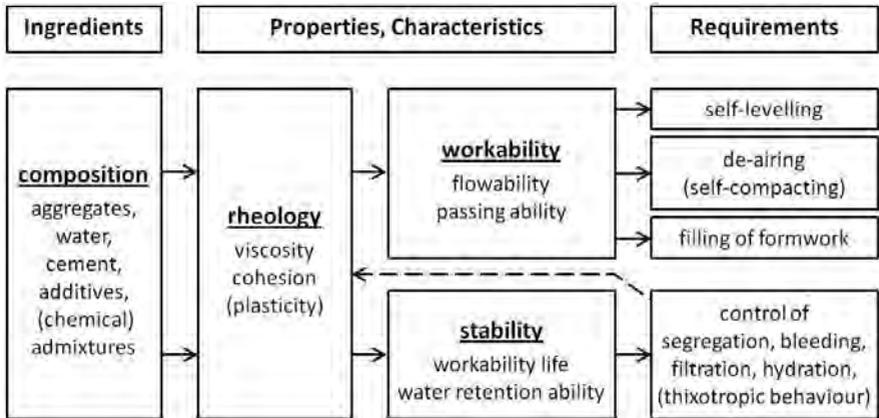


Bild 1: Zusammenhang zwischen der Betonzusammensetzung, den sich ergebenden rheologischen Eigenschaften des frischen Betons, den „prüfbaren“ Eigenschaften Verarbeitbarkeit und Stabilität sowie den prinzipiellen Anforderungen an Beton für Schlitzwände und Bohrpfähle [4]

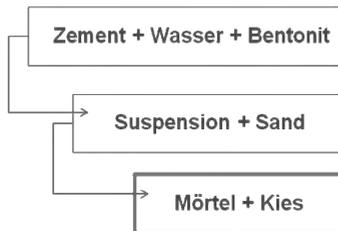


Bild 2: Möglichkeit einer stufenweisen Mischungsoptimierung

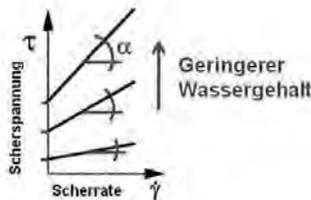


Bild 3: Fließgrenze (τ bei Scherrate 0) sowie Viskosität ($\tan \alpha$) sind geringer bei höheren Wassergehalten

Zur Prüfung der Verarbeitbarkeit können ebenfalls Methoden angewendet werden, die für den SVB entwickelt worden waren. Lediglich die Kriterien müssen angepasst werden, d.h. Grenzen für das Setzfließmaß, für die Fließzeit und die Betonspiegeldifferenz in der sogenannten L-Box¹ müssen neu definiert werden, was derzeit im Zuge der Erarbeitung der Tremie Concrete Guideline [4] in Australien gerade erfolgt. Hintergrund der Forderung „neuer“ Prüfmethode ist, dass das bisher international übliche Setzmaß („slump“) nicht mehr als ausreichend charakterisierend verstanden wird. Auch das in Deutschland übliche Ausbreitmaß ist für fließfähige Betone im Spezialtiefbau allgemein, und für Dichtwandbeton im Besonderen nicht mehr aussagekräftig. Zwar ist es grundsätzlich so, dass mit höheren Setzmaß bzw. höherem Ausbreitmaß sowohl eine niedrigere Viskosität als auch eine

¹ ein Beton fließt aus einem 60 cm hohen rechteckigen Rohr durch ein Tor mit nebeneinander angeordneten Stäben hindurch in einen horizontalen Kasten

niedrigere Fließgrenze zu erwarten sind (Bild 3), die absolute Vergleichbarkeit verschiedener Betonmischungen ist aber nach Auffassung des Autors nicht gegeben – insbesondere nicht bei Einsatz von chemischen Zusatzmitteln oder auch von Bentonit.

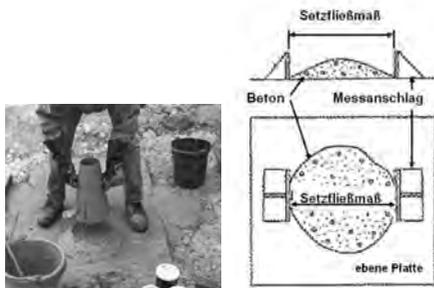


Bild 4: Mit den gleichen Prüfgeräten wie für das Setzmaß kann auch das Setzfließmaß bestimmt werden.

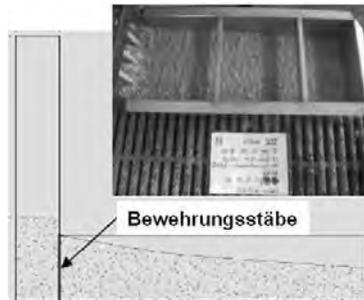


Bild 5: Die L-Box ermöglicht Aussagen zur Fließfähigkeit, aber auch zum „Blockierwiderstand“ bei Hindernissen

Mit modernen Fließmitteln, aber auch bei Verwendung von Bentonit, ist eine hohe Fließfähigkeit erreichbar ohne ein geringes Zusammenhaltevermögen in Kauf nehmen zu müssen. Die Angst vor einem exzessiven Entmischen von Beton mit hohem Ausbreitmaß bzw. Setzmaß ist berechtigt für Betone, die „mit Wasser auf die fließfähige Konsistenz“ gebracht werden. Zwar kann eine mangelhafte Stabilität durch Beschränkung des Konsistenzmaßes für viele – nicht alle – Betone wirkungsvoll vermieden werden, umgekehrt können aber andere Versuchsmethoden verwendet werden, die jeweils speziell eher die Fließfähigkeit oder die Stabilität prüfen.

In der o.g. Richtlinie für Beton, der im Kontraktorverfahren eingebaut wird (kurz: „tremie concrete“), werden zur Prüfung der ausreichenden Verarbeitbarkeit neben dem Setzmaß weitere Tests vorgeschlagen, vgl. Bilder 4 und 5, die nach der Empfehlung nur in der Eignungsprüfung angewendet werden sollen, um die „beste“ Betonzusammensetzung mit den verfügbaren Ausgangsstoffen zu finden. Durch den Vergleich mit dem ebenfalls abgeprüften Setzmaß reicht dieses als Prüfkriterium für das Controlling auf der Baustelle aus.



Bild 6: Das Wasserrückhaltevermögen eines Betons unter Druck wird mit der BAUER Filterpresse untersucht



Bild 7: Das Erstarrenverhalten eines Betons kann im „Knetbeutel“ beobachtet werden [5]

Die Stabilität des Mörtels wird hinsichtlich seines Wasserrückhaltevermögens – je nach Anwendungsfall – mit der BAUER Filterpresse untersucht (Bild 6). Ein mögliches Absetzen kann in der L-Box beobachtet werden, wenn hier der Beton für eine bestimmte Zeit (Vorschlag: 1h) ruhen muss. Sowohl für die Eignungsprüfung, aber auch bei veränderten äußeren Bedingungen (wie erhöhte Temperatur der Ausgangsstoffe) kann der sogenannte knead bag test (Bild 7) verwendet werden, um die Konsistenzänderung mit der Zeit zu erfassen; zwar nur qualitativ, aber ohne Einfluss von nochmals zugeführter Mischenergie, die bei der üblichen wiederholten Konsistenzmessung in einem bestimmten Zeitintervall ein Erstarren überblenden kann.

2.2 Festbeton – Eigenschaften und Prüfung

Der erhärtete Dichtwandbeton muss gemäß EN 1538 die geforderte Verformbarkeit und Durchlässigkeit sowie eine ausreichende Festigkeit aufweisen. Darüberhinaus werden oft Anforderungen an den Erosionswiderstand und die Beständigkeit gegen chemischen Angriff gefordert.

Die Durchlässigkeitsprüfung ist in der Regel „Formsache“. Bei üblichen Festigkeiten von $>> 0,3$ MPa sind die Prüfergebnisse für den k-Wert sehr deutlich unter der üblichen Forderung für den k-Wert von 1 bis 10×10^{-09} m/s, oft sogar kleiner 1×10^{-11} m/s bzw. es kann keine Durchströmung mehr gemessen werden. Auch der Erosionswiderstand von Dichtwandbeton kann als gegeben vorausgesetzt werden, wenn die Mindestfestigkeit $0,3$ MPa oder höher ist. Diese Grenze für die Erosionsbeständigkeit, die u.a. auch im DWA-Merkblatt genannt wird [3], kann als Stand der Technik gelten. Gelegentlich geforderte Sondernachweise sind auch aufgrund des großen Feststoffanteils problemlos zu führen. Das bekräftigt die Tatsache, dass für (feststoffarme) Einphasendichtwandmassen die gleiche Nachweisgrenze $0,3$ MPa gilt, für die allerdings in [3] bei Dichten unter $1,3$ t/m³ und für hohe hydraulische Gradienten von $i > 50$ eine Untersuchung im Einzelfall empfohlen wird.

Die chemische Beständigkeit muss im Einzelfall nachgewiesen werden. Grundsätzlich kann aber festgehalten werden, dass feststoffreichere Massen bzw. Massen mit höherem Zementgehalt und höherer Festigkeit und Dichtigkeit einen größeren Widerstand gegen chemischen Angriff aufweisen. Im Weiteren gelten zwar die gleichen Abhängigkeiten wie für Konstruktionsbeton, wobei hier aber keinesfalls Grenzwerte der DIN EN 206-1 in Abhängigkeit von Expositionsklassen übertragen werden dürfen, weil Dichtwandbetone aufgrund ihres hohen Wasserzementwertes ein ungleich höheres Porenvolumen aufweisen. Deshalb ist im Einzelfall zu beurteilen, wie sich ein lösender oder treibender Angriff auswirken wird.

Die mechanischen Eigenschaften werden gelegentlich auf die einaxiale Druckfestigkeit reduziert. Tatsächlich ist zwar bei zementgebundenen Baustoffen die Druckfestigkeit prinzipiell ein charakteristischer Kennwert, der mit weiteren Eigenschaften korreliert. Aber für Dichtwandbaustoffe sind vielmehr die Verformungseigenschaften maßgebend für die Funktionstüchtigkeit der Dichtwand, i.d.R. unter einer mehraxialen Beanspruchung. Der ausschließliche statische Nachweis, dass die Dichtwand bei den (planmäßig) hohen Verformungen keine unzulässige Schädigung erfährt, also dass die Festigkeit größer als die entstehende Hauptdruckspannung ist, kann ggf. in üblicher Form zusätzlich geführt werden (Bild 8). Eine Bemessung auf Grundlage des Verhaltens im dreiaxialen Spannungszustand –

Spannungs-Dehnungs-Kurve

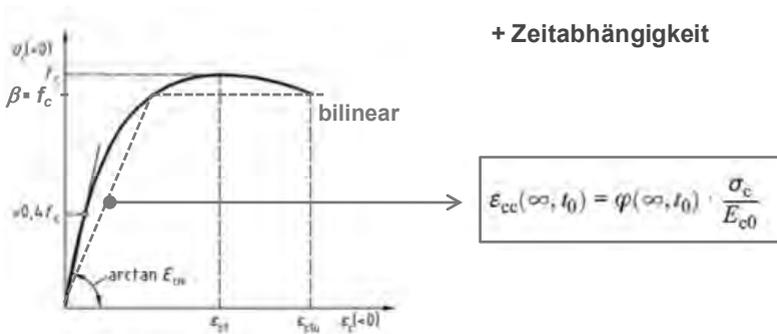


Bild 9: Die sich bei der Kurzzeitprüfung ergebende Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann ggf. bilinear idealisiert werden, das zeitabhängige Verformungsverhalten wird so aber nicht erfasst

Die mechanischen Eigenschaften verschiedener Dichtwandbetone werden derzeit in einem F&E-Projekt der BAUER Spezialtiefbau eingehend untersucht. Für den Festigkeitsbereich von rd. 2 MPa sind im Folgenden ausgewählte Ergebnisse dargestellt:

Die einaxiale Druckfestigkeit (englisch „Unconfined Compressive Strength“, kurz: UCS) wird üblicherweise an schlanken Zylindern mit einem Verhältnis $h/d = 2$ geprüft. Wird – wie hier – an gedrunghenen Probekörpern mit $h/d = 1$ geprüft, kann der Prüfwert umgerechnet werden. Der größere Einfluss der Querdehnungsbehinderung auf das Festigkeitsergebnis macht ca. 25 % aus. Im Beispiel gemäß Bild 19 ergibt sich demnach eine einaxiale Zylinderdruckfestigkeit nach 35 Tagen von 2,4 MPa / 1,25 = 1,9 MPa.

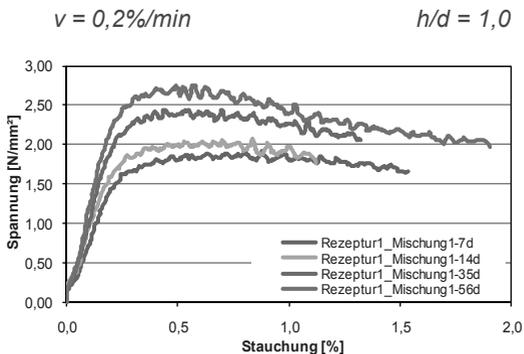


Bild 10: Die Druckfestigkeit steigt mit dem Alter und höherem Hydratationsgrad von rd. 1,8 MPa nach 7 Tagen auf ca. 2,8 MPa nach 56 Tagen. Die gemessene Stauchung bei maximaler Druckspannung nimmt dabei von ca. 0,7 auf 0,5 % ab.

Bei einer Dehnungsbehinderung über die gesamte Höhe eines Zylinders ($h/d = 2$), die hier – im Alter von 35 Tagen – durch einen konstanten Seitendruck von 150 oder 300 kPa erzeugt wurde, ergab sich für den gleichen Dichtwandbeton ein maximale deviatorische Spannung (max $\sigma_1 - \sigma_3$) von 2,4 bzw. 2,7 MPa. International wird der maximale Prüfwert max σ_1 als „Confined Compressive Strength“ (CCS) angegeben.

Anforderungen an das Verformungsverhalten könnten z. B. auf die Stauchung bei maximaler Druckspannung bezogen werden. Konkret an das plastische Nachbruchverhalten könnten nach Überschreiten der maximalen Druckspannung Mindestanforderungen an die Restspannung (z.B. > 75 %) bei einer bestimmten Stauchung (z. B. von 5% für $\sigma_3 = 300$ kPa) gestellt werden.

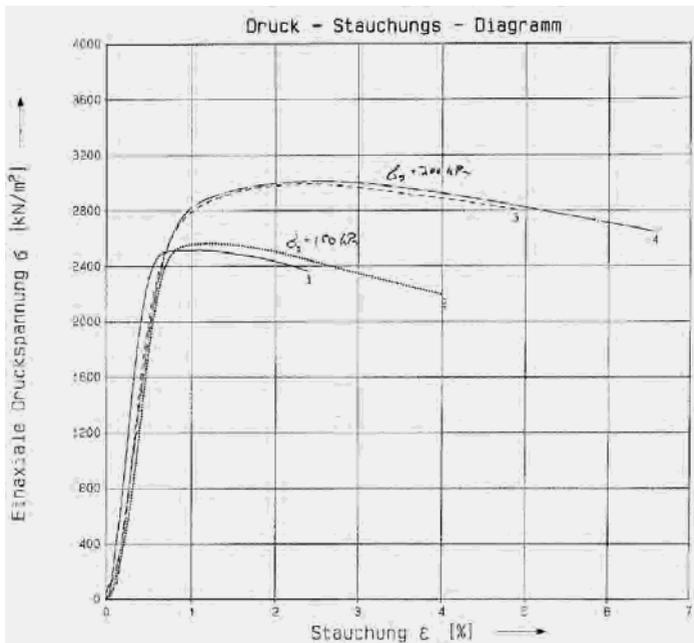


Bild 11: Bei einer höheren Seitendruckspannung ergeben sich sowohl eine höhere maximale Druckspannung (Festigkeit) als auch eine höhere Bruchspannung.

Im Weiteren werden im o. g. Forschungsprojekt Versuche zum Verhalten unter wiederholter Biegebeanspruchung durchgeführt. Auch nach 1000 Lastzyklen mit einer Biegezugbeanspruchung von 75 % der Kurzzeitfestigkeit konnte kein Versagen festgestellt werden. Auch hier zeigte sich aber das plastische Verformungsvermögen. Nach 100 Lastwechseln war bereits 15 % weniger Kraft erforderlich, um die gleiche Biegeverformung zu erreichen. Dieser Kraftanteil musste dagegen aufgebracht werden, um den Biegebalken nach Entlastung wieder auf die Ausgangsverformung 0 zu bringen.

Erste Untersuchungen zum statischen und dynamischen E-Modul deuten auf folgende Ergebnisse hin. Eine innere Schädigung war durch einen signifikanten Abfall der Ultraschall-

laufzeit erst bei etwa 80 % der maximalen Druckspannung erkennbar. Unabhängig von einer inneren Schädigung zeigte sich im Lastbereich bis etwa 80 % der Kurzzeitfestigkeit, erstens dass eine „langsamere“ Versuchsdurchführung (Belastung) deutlich niedrigere statische E-Moduln ergeben, zweitens dass bei höheren Belastungsgraden der E-Modul auf unter 50 % seines Anfangswertes abfallen können. Als Referenz diente hier der Versuch nach DIN 1048-5 [6], der für die Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls von Konstruktionsbeton verwendet wird, wobei Last- und Zeitintervall vorgeschrieben sind und die Verformung des Betons im mittleren Drittel eines schlanken Probekörpers ($h/d = 2$) gemessen wird. Eine grafische Ermittlung aus der Steigung der Druck-Stauchungslinie im einaxialen Druckversuch nach DIN 18136 [7] ergibt in der Regel einen vergleichsweise deutlich geringeren Zahlenwert, der hier aber auch nicht als E-Modul, sondern als „Modul des einaxialen Druckversuchs“ bezeichnet wird. In gleicher Weise wird im dreiaxialen Versuch der „Sekantenmodul“ zwischen 30 und 70% der maximalen Druckspannung bestimmt. Aus den oben genannten Triaxial-Versuchen ließen sich so Verformungsmoduln von rd. 500 MN/m² bestimmen, während die vergleichsweise sehr schnelle Belastung nach DIN 1048 E-Moduln deutlich über 2000 MN/m² ergab.

Selbstverständlich müssen die Randbedingungen zur Bestimmung der maßgebenden mechanischen Eigenschaften – im Rahmen der Eignungs- und Kontrollprüfungen – genau definiert sein, damit diese von allen Beteiligten gleichermaßen (richtig) beurteilt werden. Vor allem aber müssen schon bei der Planung (bei der Bemessung!) und für die Festlegung von Anforderungen grundsätzliche betontechnologische Gesetzmäßigkeiten beachtet werden. So verbietet sich etwa, eine Mindestfestigkeit von 5 MPa und zusätzlich einen Minimalwert der zugehörigen Stauchung von 5 % oder einen „E-Modul“ von maximal 500 N/mm² zu fordern. Solche Werte sind nicht realistisch erreichbar.

3 Literatur

- [1] EN 1538:2010 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Schlitzwände. 2010.
- [2] DIN EN 206-1:2001 Beton – Teil 1: Festlegung Eigenschaften, Herstellung und Konformität. 2001.
- [3] DWA-Merkblatt 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau - Teil 1: Erdbauwerke (Entwurf). 10/2010.
- [4] Tremie Concrete for Deep Foundations – Recommended Practice (draft version). Concrete Institute of Australia. 03-2011
- [5] Graubner, C.-A. et al.: Erstarrungsverhalten von selbstverdichtenden Betonen – Auswertung verschiedener Untersuchungsmethoden, Darmstadt Concrete 21. 2006.
- [6] DIN 1048-5:1991 Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. 1991.
- [7] DIN 18136:2003 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch. 2003.

B2 – Tunnel Starnberg – Erkundung des heterogenen Baugrundes und Auswirkungen auf die Planung

Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Dipl.-Ing. Max Lachmann
Zentrum Geotechnik, TU München
Dipl.-Ing. Martin Maier
Staatliches Bauamt Weilheim
Dipl.-Ing. Günther Eger
Ingenieurbüro EDR GmbH, München

1 Einleitung

Die Bundesstraße 2 verbindet in Fortführung der A 952 (Zubringer zur Bundesautobahn A 95, München – Garmisch-Partenkirchen) die Stadt München mit den Zentren Starnberg sowie Weilheim-Peißenberg-Schongau. Durch ihre Verbindungsfunktion ist die in Nord-Süd-Richtung verlaufende B 2 in Starnberg die Hauptachse für den Durchgangsverkehr.

Das Bestreben, die Stadt Starnberg vom starken Durchgangsverkehr im Zuge der B 2 zu entlasten, reicht schon viele Jahrzehnte zurück. Bei der Suche nach Lösungsmöglichkeiten wurden viele Planungsvarianten, sowohl Umgehungs- wie auch Tunneltrassen, untersucht. Letztlich mussten alle oberirdischen Varianten ausgeschieden werden, da der Bau einer Umgehungsstraße aus Gründen des Natur- und Landschaftsschutzes (nicht ausgleichbare Eingriffe in Natur und Landschaft) nicht realisierbar ist und die Entlastungswirkung einer Umgehungsstraße geringer ist (unzureichende Verkehrswirksamkeit). Als einzige realisierbare und wirksame Möglichkeit wurde ein Tunnel unter der Stadt weiterverfolgt. Diese Lösung, der „Entlastungstunnel Starnberg“, wurde 1985 in den Bedarfsplan für die Bundesfernstraßen aufgenommen. 1988 wurde ein Raumordnungsverfahren durchgeführt, das für die Tunneltrasse mit der landesplanerischen Beurteilung 1989 positiv abgeschlossen wurde. In den Jahren 1999 bis 2007 folgte dann das Planfeststellungsverfahren. Mehrere Klagen gegen den Planfeststellungsbeschluss vom 22.2.2007 wurden vom Bayerischen Verwaltungsgerichtshof am 9.7.2008 abgewiesen. Im Bedarfsplan für die Bundesfernstraßen ist das Projekt „Entlastungstunnel Starnberg“ im „Vordringlichen Bedarf“ eingestuft.

Die B 2 ist sehr stark belastet. Der durchschnittliche tägliche Verkehr auf der B 2 in der Ortsdurchfahrt beträgt bis zu 40.000 Kfz / 24h. Diese starke Verkehrsbelastung der B 2 führt vor allem in den Hauptverkehrszeiten und an Wochenenden (Ausflugs- und Erholungsverkehr) zu erheblichen Stauungen in der Ortsdurchfahrt. Als Folge der Überlastung der Kreuzungen kommt es auch an den einmündenden Straßen zu großen Staulängen. Neben der Belästigung der Anwohner durch Lärm und Abgase, den Schwierigkeiten beim Überqueren der Fahrbahn und den Zeitverlusten bei der Stadtdurchfahrt führt dies dazu, dass viele Verkehrsteilnehmer "Schleichwege" durch parallele Ortsstraßen suchen und es auch dort zu Unzuträglichkeiten kommt. Das hohe Verkehrsaufkommen trägt auch zu einem erheblichen

Unfallgeschehen bei. Die Unfallrate in der Ortsdurchfahrt Starnberg liegt deutlich höher als die Vergleichswerte für Bayern.

Als einzig durchführbare Maßnahme zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse in der Ortsdurchfahrt Starnberg wird vom Straßenbaulastträger der Bau eines Entlastungstunnels angesehen. Gleichzeitig wird die Verkehrsverbindung für den regionalen Verkehr aus dem Raum Weilheim-Peißenberg-Schongau mit Zielrichtung Starnberg und München deutlich verbessert. Eine Verkehrsuntersuchung hat ergeben, dass durch den Bau eines Entlastungstunnels in Starnberg eine Verkehrsmenge von insgesamt 18.000 Kfz / 24h in den Tunnel verlagert werden kann. Durch die Herausnahme des Durchgangsverkehrs und die Verkehrsumlagerung von den Parallelstraßen zur alten B 2 ergibt sich eine Verbesserung der Wohnqualität und der Funktionsfähigkeit des Stadtkerns sowie eine Verbesserung der Verkehrssicherheit. Durch den Entlastungstunnel sind deutliche Verbesserungen der Lärmsituation und Abgassituation im Stadtzentrum von Starnberg, insbesondere in den parallelen Ortsstraßen zu erwarten. Durch die Reduzierung der Verkehrsbelastung auf der bisherigen B 2 wird auch die Trennwirkung der alten Bundesstraße spürbar gemindert.

Das Tunnelbauwerk beginnt in der Weilheimer Straße (Bundesstraße 2) etwa 100 m westlich der Franz-Heidinger-Straße mit einer 200 m langen Rampe, gefolgt von einem 80 m langen Tunnelabschnitt, der in offener Bauweise erstellt wird. Der bergmännische Tunnelabschnitt verläuft zuerst unter der Weilheimer Straße und ab Bau-km 0+850 östlich davon, um den Almeidaberg mit einer maximalen Überdeckung von etwa 26 m zu unterqueren. Anschließend wird das Gebäude Weilheimer Straße 7 mit einem Abstand von 6,9 m unterfahren, gefolgt vom Schlossberg, bei dem die Überdeckung auf maximal etwa 45 m ansteigt. Im beschriebenen Bereich fällt der Tunnel mit 3,8 % ab und erreicht bei Bau-km 1+874 den Gradiententiefpunkt. Anschließend steigt die Trasse mit 4,5 % an, unterquert den Georgenbach und einige Bauwerke mit einer Überdeckung von minimal 8,6 m (Anwesen Münchner Straße 1) und folgt ab etwa Bau-km 2+100 wieder dem Straßenverlauf der Bundesstraße 2 (hier Münchner Straße). Der bergmännische Tunnelabschnitt endet nach 1.689 m. Im Anschluss daran wird der Tunnel auf 108 m Länge in Bohrpfahl-Deckelbauweise erstellt. Über das anschließende 102 m lange nördliche Rampenbauwerk bindet die Trasse etwa 25 m westlich der Bahnlinie München-Garmisch in die bestehende Bundesstraße 2 ein.

Außer der Tunnelröhre und den Rampenbauwerken sind insgesamt 4 Querschnittserweiterungen für Pannenbuchten, 6 Notausstiege und ein Lüftungsbauwerk mit Anbindungen an den Tunnel zu erstellen.

Der Entlastungstunnel Starnberg liegt in äußerst heterogenen Baugrund- und Grundwasserverhältnissen. Um diese beschreiben und werten zu können, war eine intensive Erkundung erforderlich. Nachfolgend werden zunächst die allgemeinen geologischen Verhältnisse im Bereich des Entlastungstunnels Starnberg erläutert und es wird schwerpunktbildend der Umfang und die Ergebnisse des Erkundungsprogramms beschrieben. Anschließend wird auf die heterogenen Grundwasserverhältnisse näher eingegangen sowie die geplanten Dükermaßnahmen erläutert. Diese sind erforderlich, damit die Grundwasserfließverhältnisse nicht

unzulässig durch das im Grundwasserstrom liegende Tunnelbauwerk beeinflusst werden (Aufstau bzw. Sunk).

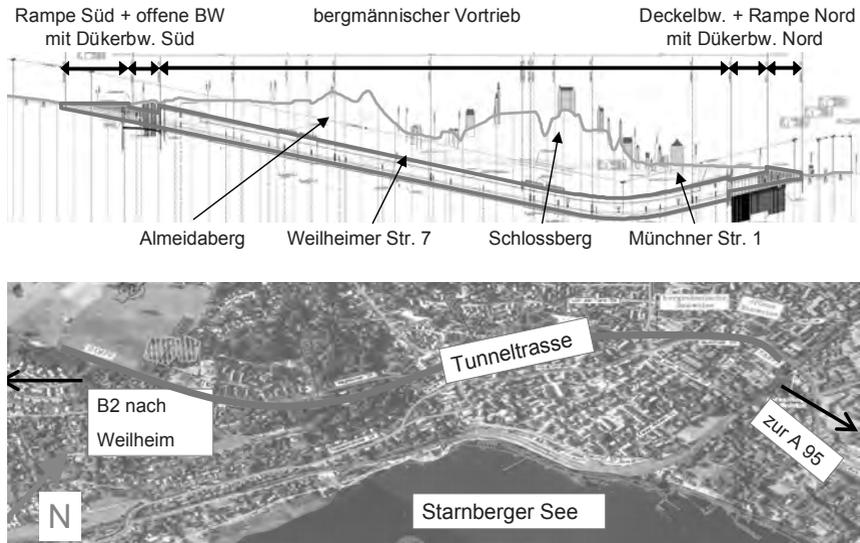


Abb. 1.1: Schnitt und Lageplan

2 Baugrunderkundungen

2.1 Allgemeine geologische Situation

Der für das geplante Tunnelbauwerk in Starnberg relevante oberflächennahe geologische Bau und die vielfältigen geomorphologischen Formen im Bereich des geplanten Baufelds sind Ergebnis von Ablagerungen des jüngeren Tertiär und des gesamten Quartär, deren Abtragung, Umlagerung und Überformung.

Vor ca. 18 Millionen Jahren kam es nach dem endgültigen Rückzug des sog. Molassemeeres zu terrestrischen und limnischen Ablagerungen, der Oberen Süßwassermolasse. Das Molassematerial, überwiegend Sande und Tone (Mergel), seltener auch Kiese, besteht überwiegend aus dem Abtragungsschutt des im Tertiär sich heraushebenden Alpengebirges.

Im Quartär, beginnend vor ca. 2,4 Millionen Jahren, führten tiefgreifende Klimaänderungen zu längeren Kaltzeiten mit Eiszeiten, in denen wiederholt Gletscher aus dem Alpenraum bis weit in das Vorland vorstießen und weite Teile des Alpenvorlandes mit Gletschereis bedeckten. In den mindestens sechs Vorlandvergletscherungen im Verlauf des Quartärs, mit der Würm-, Riß-, Mindel-, Günz-, Donau- und Bieber-Kaltzeit stießen der Isargletscher rd. 45 km und der Loisachgletscher bis rd. 70 km weit vom Alpenrand nach Norden vor, zuletzt vor ca. 18.000 Jahren. Im Gebiet der Stadt Starnberg gestaltete der Isarvorlandgletscher die tertiäre

Landoberfläche neu. Er räumte in weiten Bereichen die weichen Molasseschichten aus und schüttete an deren Stellen großflächig Moränen und Glazialschotter auf. Der Starnberger See (früher Würmsee) entstand aus einem aus der tertiären Molasse ausgearbeiteten Gletscherzungenbecken mit ca. 150m Tiefe.

Das Abschmelzen des Gletschereises, beginnend vor mehr als 15.000 Jahren zum Ende der letzten Eiszeit (Würm-Eiszeit), erfolgte in sog. Rückzugsphasen. Bei längeren Stillstandsphasen kam es dabei zur Bildung von Endmoränenwällen halbkreisförmig um die Zungenbecken. Bei kürzeren Stillständen bildeten sich weitere meist kleinere Rückzugsmoränenwälle. Dadurch entstand das komplexe Bild der Moränenwälle, die sich girlandenartig um die Zungenbeckenseen, wie auch dem heutigen Starnberger See anordneten (nach MEYER & SCHMIDT-KALER, 1997). Einen Eindruck der Ablagerungsbedingungen am Gletscherrand vermittelt nachfolgendes Foto eines aktuellen Gletschers (Abb. 2.1).



Abb. 2.1: Beispiel einer aktuellen Gletscherablagerung

Die Moränen bestehen aus unsortierten Geschieben und großen Blöcken in mergeliger Grundmasse. Je nach Eigenschaft wird zwischen bindiger und nichtbindiger Moräne unterschieden. Innerhalb der Moränenwälle kam es durch das schrittweise Zurückschmelzen des Gletschereises zur Ausbildung von peripheren Abflussrinnen. Auch bei Starnberg sind die Wallzüge von einer ganzen Reihe dieser Schmelzwasserrinnen begleitet und sicherlich auch von diesen (seewärts) durchbrochen. Sie sind durch Kies- und Sandablagerungen gekennzeichnet und teils sehr gut sortiert (Rollkiese).

Am Nordende des Starnberger Sees sind im Stadtgebiet von Starnberg Schotterterrassen ausgebildet, die sich an die Innenflanken der Starnberger Moränenphase anlehnen. Weitere Kiesablagerungen, vor allem auch oberflächennah, sind das Ergebnis postglazialer fluviatiler Erosion und Akkumulation. Im Ergebnis von Kalksinterbildungen aus stark kalkhaltigen

Wässern sind vor allem in diesen kiesigen Ablagerungen Verfestigungen, die Bildung des sog. Nagelfluh, häufig zu finden.

Mit dem Rückzug des Gletschers wurden die Zungen- und Stammbecken schrittweise von Norden nach Süden eisfrei und füllten sich mit Schmelzwasser. In den Seen lagerte sich tonige Gletschertrübe als Seeton ab. Im Beckenbereich des Starnberger Sees wurden weitläufig Seetone und Feinsandlagen sedimentiert. Die Ablagerungen reichen bis in das Stadtgebiet von Starnberg. Seetonablagerungen früherer Rückzugsphasen in Warmphasen oder Warmzeiten finden sich auch innerhalb der Moränenablagerungen in den Moränenwällen.

Abb. 2.2 zeigt beispielhaft typische geologische Verhältnisse, wie sie aus den beschriebenen Ablagerungsbedingungen resultieren können.

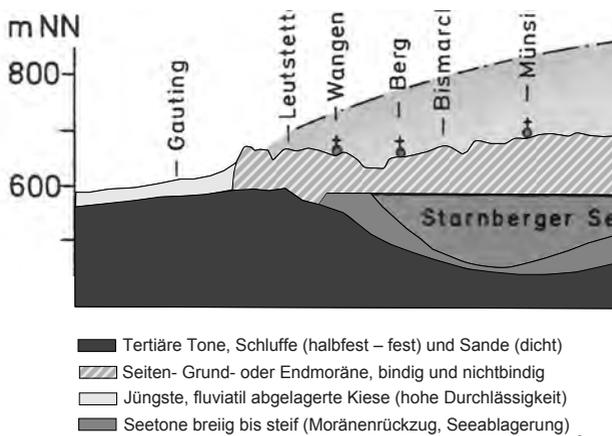


Abb. 2.2: Allgemeiner geologischer Schnitt nach Mayer & Schmidt-Kaler, 1997

2.2 Erkundungsprogramm

Für die Trassenfestlegung und Genehmigungsplanung des Entlastungstunnels Starnberg wurden bereits in den Jahren 1988 und 1990 erste Baugrunderkundungen durchgeführt. Die dabei gewonnenen Baugrundinformationen wurden in einem 3. Erkundungsprogramm von April 2009 bis März 2010 vertieft.

Hierzu wurden 59 Aufschlussbohrungen mit einer Tiefe zwischen 12 m und 73 m und einer Gesamtböhrlänge von ca. 2.230 m abgeteuft. Das Bohrraster wurde dabei an die sehr heterogenen Baugrundverhältnisse sowie die jeweiligen Fragestellungen zu den einzelnen Bauwerken angepasst. In den Bohrungen wurden Bohrlochrammsondierungen zur Erkundung der Lagerungsdichte bzw. der Konsistenz sowie Bohrlochaufweitungsversuche zur Erkundung der Steifigkeit der anstehenden Böden durchgeführt. Ergänzt wurden diese Bohrungen durch 34 Rammsondierungen.

Insgesamt wurden an 224 der bei den Aufschlussbohrungen gewonnenen Bodenproben im Labor insgesamt mehr als 800 Einzelversuche zur Bestimmung der Baugrundeigenschaften durchgeführt.

Weiterhin wurden 42 Bohrungen zu Ein- bis Dreifachgrundwassermessstellen ausgebaut, in denen der Grundwasserstand beobachtet wird. Neben den 46 Kurzpumpversuchen zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des Baugrunds wurden 4 Langzeitpumpversuche mit mehrtägiger Dauer durchgeführt. Die Langzeitpumpversuche dienen insbesondere dazu, Verbindungen zwischen verschiedenen Grundwasserleitern und deren Ergiebigkeit erkennen zu können.

Ergänzend wurden in ausgewählten Grundwassermessstellen mit Sonden die Fließrichtungen und die Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers ermittelt.

2.3 Besonderheiten bei der Erkundung der Grundwasserverhältnisse

Eine Besonderheit bei der Erkundung der Grundwasserverhältnisse war die Durchführung von geophysikalischen Versuchen zur Ermittlung der Fließgeschwindigkeit und Fließrichtung des Grundwassers durch die Firma BLM (eine entsprechend spezialisierte Fachfirma). Es handelte sich dabei um Einbohrlochversuche, die ohne Beobachtung der umliegenden Messstellen ausgeführt werden. Da derartige Versuche nicht alltäglich sind, werden sie nachfolgend kurz erläutert:

In einem ersten Schritt wird bei der Versuchsdurchführung ein Leitfähigkeitstracer (NaCl) in die Messstelle eingebracht und dessen Verdünnung entlang der Filterstrecke über die Zeit mit einer Leitfähigkeitsmesssonde beobachtet. Daraus lassen sich die horizontalen Fließgeschwindigkeiten in der Messstelle v_f errechnen.

Anschließend wird im Bereich der größten Fließgeschwindigkeit (Ort der größten Verdünnung) die Fließrichtung durch fotometrische Auswertung der Bewegung eines eingebrachten Lebensmittelfarbstoffs ermittelt. Abb. 2.3 zeigt ein Auswertbeispiel zu einer Fließrichtungsmessung.

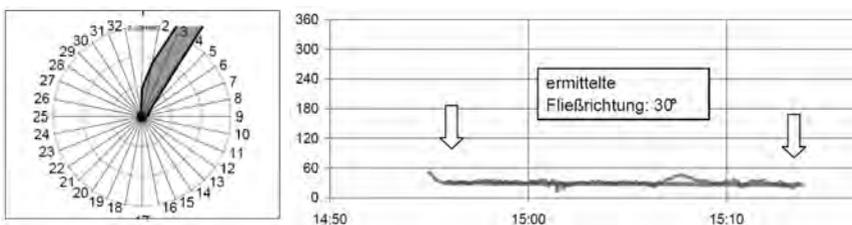


Abb. 2.3: Auszüge aus dem Bericht zu den geophysikalischen Versuchen der Fa. BLM

Unsere Erfahrungen mit dieser Messmethode zeigen, dass man im Allgemeinen plausible Ergebnisse erhält. Allerdings werden nicht zwangsläufig die großräumigen Verhältnisse wiedergeben. Einzelergebnisse können durch örtlich begrenzte Einflüsse deutlich abweichen. Daher ist eine Überprüfung auf Plausibilität empfehlenswert, wie sie für den Tunnel Starnberg anhand mehrerer Messungen im jeweiligen Aquifer und einer ergänzenden

Auswertung von Grundwassermessungen an einem Stichtag erfolgte. Die Messgenauigkeit des Verfahrens steigt, wie zu erwarten, tendenziell mit der Fließgeschwindigkeit des Wassers.

Weiterhin sind beim Einsatz dieser Messmethoden nachfolgenden Einschränkungen zu beachten, die aber für die Untersuchungen beim Entlastungstunnel Starnberg keinen Einfluss hatten:

- Die Ermittlung der Fließgeschwindigkeit ist nicht möglich, wenn in der Messstelle vertikale Strömungen vorhanden sind, die beispielsweise durch einen Kurzschluss zweier Grundwasserstockwerke entstehen können.
- Gemäß den Angaben der ausführenden Firma ist die fotometrische Ermittlung der Fließrichtung bei sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten (etwa $v_f < 10^{-3}$ m/d) nicht mehr möglich.

Insgesamt haben die ausgeführten geophysikalischen Messungen neben anderen Methoden dazu beigetragen, dass die beim Entlastungstunnel Starnberg sehr schwierigen und vielfältigen Grundwasserverhältnisse gut nachvollzogen werden konnten, wie nachfolgend gezeigt wird.

3 Folgerungen für die Baumaßnahme

3.1 Geologische Verhältnisse

Durch die abgeteufte Bohrungen und Sondierungen wurden detaillierte Informationen zur Schichtung des Baugrunds gesammelt. Die gewonnenen Erkenntnisse sind schematisch in Abb. 3.1 dargestellt.

Demnach kommt der Tunnel überwiegend in stark durchlässigen nichtbindigen und gering durchlässigen bindigen Moränenböden zu liegen, welche im Zuge der letzten Eiszeiten durch Gletscher gebildet wurden. Der bestimmende Kornanteil der nichtbindigen Moräne ist Kies und der der bindigen Moräne Ton und Schluff. Im Bereich der Portale durchörtert der Tunnel auch die durch Flussläufe abgelagerten und teilweise zu Nagelfluh verfestigten so genannten fluviatilen Sand- Kiesgemische.

Unter dem Almeida- und Schlossberg bindet der Tunnel in die deutlich älteren tertiären Tone und Schluffe ein, in die teilweise Sande und Sandsteinschichten eingelagert sind. In geringem Umfang wurden auch vorwiegend tonige Seeablagerungen mit je nach Alter und Ablagerungsbedingung unterschiedlicher Festigkeit erkundet.

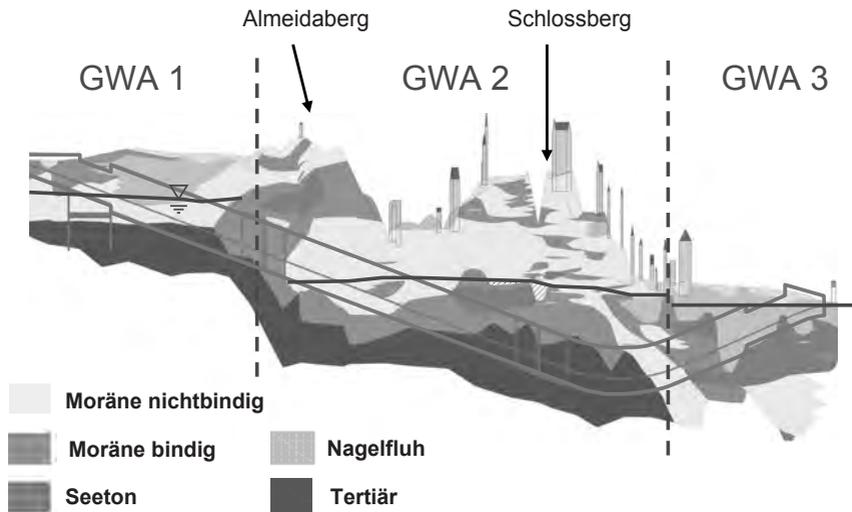


Abb. 3.1: Geologischer Schemaschnitt

3.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Wie Abb. 3.1 zu entnehmen ist, ist in den quartären durchlässigen Schichten entlang der Tunneltrasse keine einheitliche Grundwasseroberfläche vorhanden, sondern es gibt 3, nachfolgend als Grundwasserabschnitte GWA 1 bis GWA 3 bezeichnete Bereiche, die durch vertikale oder schräge Barrieren voneinander getrennt sind. Die Grundwasserabschnitte zwischen diesen Barrieren zeigen teilweise deutlich unterschiedliche Grundwasserniveaus, wobei teilweise ein Gefälle von Süden nach Nordwesten und teilweise in Richtung Starnberger See, also nach Osten vorhanden ist. Die Fließrichtung wechselt demnach zwischen den Grundwasserabschnitten, ist aber auch innerhalb der Grundwasserabschnitte nicht einheitlich. Sie ist nicht zwangsläufig mit dem Verlauf der Geländeoberfläche identisch.

Zusätzlich liegen horizontale Barrieren aus bindigen Böden vor, so dass sich auch in unterschiedlicher Tiefe verschiedene Aquifere mit unterschiedlichen Druckhöhen ausgebildet haben. Nachfolgend werden nur die quartären Hauptaquifere näher beschrieben, da diese in größerem Umfang vom geplanten Tunnel beeinflusst werden und daher auch am häufigsten durch Grundwassermessstellen aufgeschlossen wurden.

3.2.1 Grundwasserabschnitt 1 (GWA 1)

Der GWA 1 befindet sich im südlichen Tunnelabschnitt (siehe Abb. 1.1) und wird im Nordwesten durch überwiegend bindige Moränenablagerungen begrenzt, die durch Bohrungen belegt sind. Südöstlich fällt das Gelände zum Starnberger See hin ab, dessen Wasserstand deutlich unter dem Grundwasserniveau des GWA 1 liegt. Da in diesem Bereich keine Quellaustritte bekannt sind, müssen auch hier wenig durchlässige Bodenschichten vorhanden sein. Im Osten sind ebenfalls wenig durchlässige Moränenablagerungen durch Bohrungen belegt.

Unter Zugrundelegung dieser geologischen Begrenzungen und der daraus begründeten Annahme, dass die Quellen der Landesanstalt für Fischerei (Fischzucht) aus diesem Aquifer gespeist werden, ist eine Strömung in Richtung Nord-Nordost anzunehmen. Diese Annahme wird, wie man Abb. 3.2 entnehmen kann, durch die Auswertung einer Grundwasserstichtagsmessung sowie durch 3 Fließrichtungsmessungen bestätigt.

Da der Tunnel größere Aquiferbereiche absperrt, würde bei dieser Fließrichtung der natürliche Grundwasserstrom ohne Zusatzmaßnahmen stark beeinträchtigt werden. Als Resultat der Baugrunderkundungen werden daher in diesem Bereich zwei Dükerbauwerke vorgesehen.

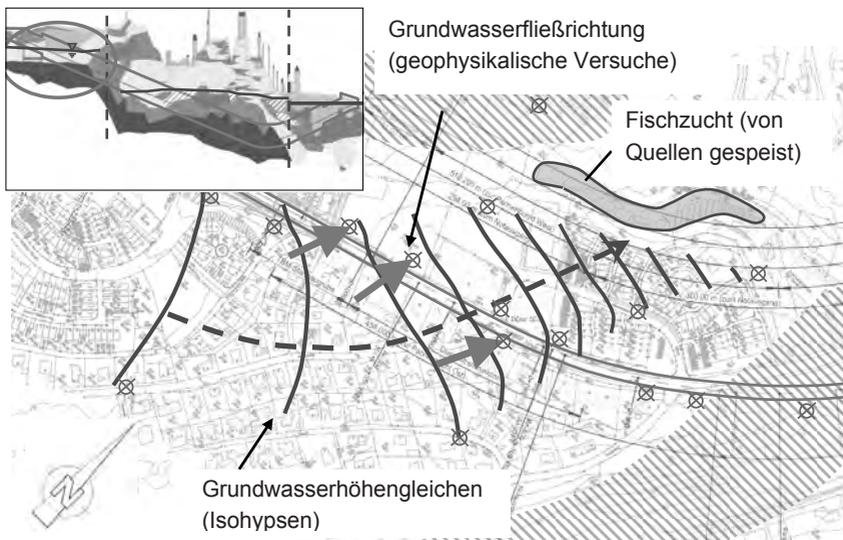


Abb. 3.2: Grundwasserabschnitt 1, südlicher Tunnelabschnitt

3.2.2 Grundwasserabschnitt 2 (GWA 2)

Der GWA 2 befindet sich im mittleren Tunnelabschnitt und weist sehr unterschiedliche Aquifermächtigkeiten und Durchlässigkeiten auf. Für den Entlastungstunnel Starnberg ist in erster Linie der südliche Bereich des GWA 2 relevant, in dem hohe Durchlässigkeiten und eine Fließrichtung etwa rechtwinklig zur Tunnelachse vorliegen (siehe Abb. 3.3).

Die ermittelten Fließrichtungen, welche stark von denen des GWA 1 abweichen, sind plausibel, wenn man die Topographie berücksichtigt. An der Geländeoberfläche ist ein Einschnitt zwischen dem Almeidaberg und dem Schlossberg sichtbar. Im Untergrund ist dieser Einschnitt in die bindige Moräne - etwas nach Südwesten unter den Almaidaberg verschoben - ebenfalls vorhanden. In dieser flachen Kiesrinne strömt das Grundwasser aus dem Siebenquellenbachtal im Südwesten und dem Hanfelder Hang im Nordwesten in

Richtung Starnberger See. Aus dem Höhenunterschied, der bis zum See überwunden werden muss, ergeben sich hohe hydraulische Gefälle.

Da der Tunnel in diesem Bereich ebenfalls große Teile des Aquifers absperrt, wird auch in diesem Abschnitt ein Düker vorgesehen. Dieser Düker, welcher im Detail in Abschnitt 3.3 beschrieben wird, muss, aufgrund der hohen Durchlässigkeiten, des hohen hydraulischen Gefälles sowie der ungünstigen Anströmrichtung (ca. 90° bezogen auf die Tunnelachse) eine sehr hohe Leistungsfähigkeit aufweisen.

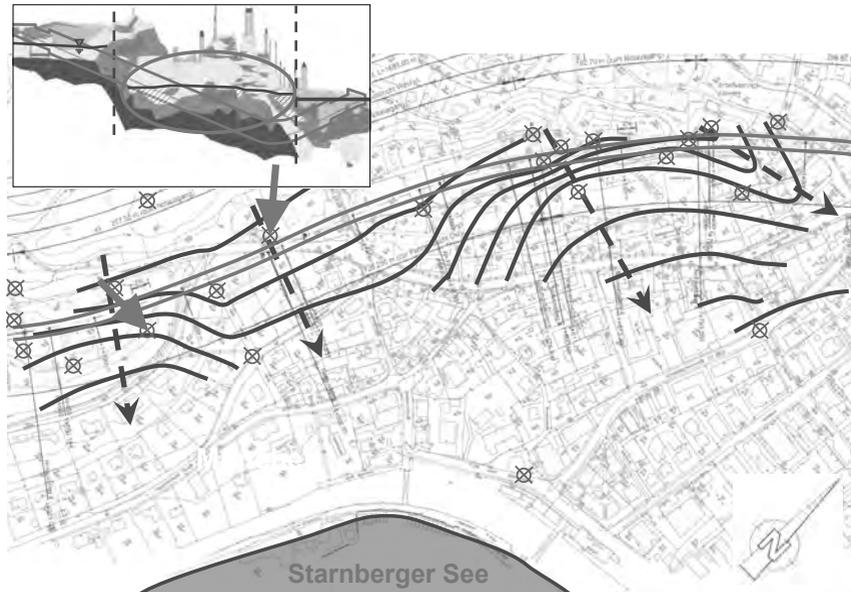


Abb. 3.3: Grundwasserabschnitt 2, mittlerer Tunnelabschnitt

3.2.3 Grundwasserabschnitt 3 (GWA 3)

Der GWA 3 befindet sich im nördlichen Tunnelabschnitt. Die ermittelten Aquifermächtigkeiten und Durchlässigkeiten variieren stark. Aus der Auswertung einer Grundwasser-Stichtagsmessung ergeben sich die in Abb. 3.4 dargestellten halbkreisförmigen Isohypsen mit radial nach außen zeigenden Fließrichtungen zwischen Norden, Osten und Süden.

Da das Grundwasserniveau im GWA 3 in der Regel einige Dezimeter über dem Wasserspiegel des Starnberger Sees liegt, ist die ermittelte Strömung Richtung Starnberger See im Süden bzw. dessen Ablauf, der Würm im Osten, plausibel. Bei Hochwasser kann der Seepiegel auch über den Grundwasserstand ansteigen und die Fließrichtungen kehren sich zumindest in Teilbereichen um.

Die hydraulischen Gefälle sind im GWA 3 vergleichsweise gering, allerdings reichen die Untergeschosse einiger Bauwerke nahe an den Aquifer heran. Daher werden auch in diesem

Bereich zwei Düker vorgesehen, um den Grundwasseraufstau so gering wie möglich zu halten.

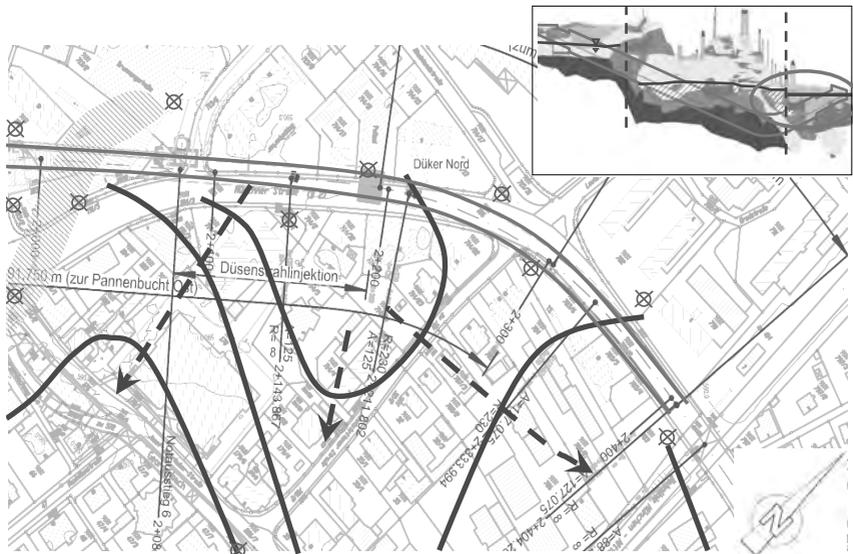


Abb. 3.4: Grundwasserabschnitt 3, nördlicher Tunnelabschnitt

3.3 Dükermaßnahmen

Aufgrund der dargestellten hydrologischen Verhältnisse sind für den Bau- und Endzustand des geplanten Tunnelbauwerks Maßnahmen zur Grundwasserüberleitung erforderlich, die sowohl die Anforderungen der Wasserwirtschaft erfüllen müssen, als auch die Auswirkungen auf die Grundwassersituation möglichst minimieren sollen.

3.3.1 Düker Süd

Die Problematik im südlichen Bereich liegt zum einen in dem zu erwartenden Aufstau durch das Tunnelbauwerk östlich der Trasse und zum anderen in der durch die Absperrwirkung der Tunnelröhre verringerten Wasserzufuhr zur westlich des Bauwerks gelegenen Fischzuchtanlage.

Im Zuge der Erkundung wurde für den südlichen Bereich (GWA 1) eine überzuleitende Wassermenge von ca. 150 l/s ermittelt. Hierzu muss die Leistungsfähigkeit des Dükers Süd, mit Hilfe einer angemessenen Anzahl an Horizontalfilterbrunnen hergestellt werden.

Beiderseits des geplanten Tunnels sollen Dükerschächte in Form von Bohrpfahlschächten erstellt werden, die unter dem Tunnelbauwerk mit einer Überleitung verbunden werden.

Die Filterstränge, die im Horiwellverfahren hergestellt werden, sollen hierbei aus den Schächten von mehreren Niveaus aus auf An- und Abströmseite mit einer Länge von 70 m hergestellt werden. Das Überleitungsrohr DN 600 wird mit einer Rohrvorpressung zwischen

den Schächten hergestellt. Die Schächte sind im Endzustand eingestaut und über den Schachtkopf über Steigleitern zugänglich (siehe Abb. 3.5).

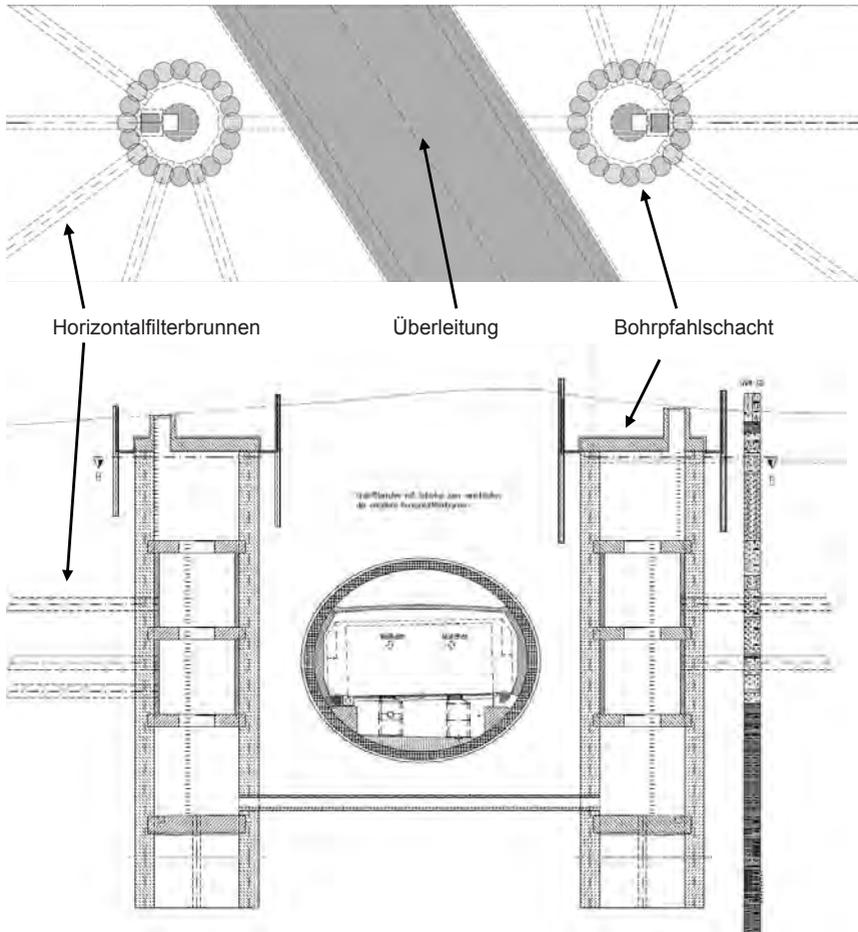


Abb. 3.5: Lageplan und Schnitt Düker Süd

3.3.2 Düker Startbaugrube Süd

Zusätzlich zum „Düker Süd“ wird im Bereich der Startbaugrube für die Schildmaschine eine Überleitungsmaßnahme mit Hilfe von Vertikalfilterbrunnen ausgeführt. Diese Lösung ist aus hydrologischer Sicht günstig, da zusammen mit dem Düker Süd das überzuleitende Grundwasser über einen größeren Bereich gefasst und wiederversickert werden kann. Dadurch verteilen sich auch die erforderlichen Filterstrecken auf beide Düker (Düker Süd und Düker Startbaugrube).

Die Ausbildung des Dükers erfolgt mit beidseitig der Bohrpfahlwand angeordneten vertikalen Filterbrunnen. Die Brunnenrohre sollen jeweils von der Innenseite der Bohrpfahlwand angebohrt und mit einem Dükerrohr miteinander verbunden werden. Die Verlegung dieser horizontalen Dükerleitung erfolgt als Vollrohr unterhalb der Bauwerkssohle. Die Verbindung zwischen den Brunnen und dem Überleitungsschacht erfolgt mit horizontalen Vollrohren, die vom Überleitungsschacht aus ebenso revisionsfähig sind. Die Schachtbauwerke aus Stahlbeton werden monolithisch mit dem Rechteckquerschnitt der Offenen Bauweise Süd verbunden. Im Endzustand sind die Schächte eingestaut.

Die Brunnen zur Wasserfassung und zur Wiederversickerung werden im Zuge der Bohrpfahlarbeiten für die Baugrube mit abgeteuft, sodass im Bauzustand bereits durch Überpumpen eine Grundwasserüberleitung im Bereich der Startbaugrube Süd stattfinden kann. Vorteilhaft hierbei ist, dass die Brunnen auch für den Endzustand herangezogen werden können. Bereits während des Bauzustandes der Startbaugrube kann somit beobachtet werden, ob eine Verringerung der Wasserzufuhr zur westlich des Bauwerks gelegenen Fischzuchtanlage auftritt. Falls erforderlich kann im Bauzustand mit zusätzlichen Vertikalfilterbrunnen reagiert werden. Nach Herstellung des Dükers Startbaugrube wird die Überleitung auf das endgültige System umgeschlossen und die temporäre Überleitung zurückgebaut.

3.3.3 Düker Mitte

Im Bereich von ca. Bau-km 1+000 bis Bau-km 1+350 liegt ein sehr hohes hydraulisches Gefälle des Grundwasseraquifers 2 (GWA 2) von ca. 5 % senkrecht zur Tunnelachse zum Stamberger See hin vor. Hier werden sehr große überzuleitende Wassermengen von bis zu 350 l/s prognostiziert.

Um einen großen Grundwasseraufstau zu vermeiden, wird eine zusätzliche, aufwendige Dükeranlage im Bereich nördlich des Almeidabergs zwingend erforderlich.

Aus zwei jeweils westlich und östlich der Trasse gelegenen kreisrunden Dükerschächten, die mit Bohrpfählen ausgeführt werden, sollen etwa parallel zur Tunnelachse Sammelstollen auf der An- und Abströmseite im Rohrvortrieb hergestellt werden, aus denen zur Wasserfassung und Wiedereinleitung kammförmig Horizontalfilterbohrungen im Fehlmannverfahren erstellt werden (siehe Abb. 3.6).

Die Stollenlänge wurde auf der Anströmseite mit 168 m und auf der Abströmseite mit 148 m Länge festgelegt. Der Innendurchmesser des Rohrvortriebs beträgt 3,00 m. Auf der Anströmseite sind 30 Filterstränge und auf der Abströmseite 60 Filterstränge mit einer Länge von 25 m vorgesehen. Die tatsächliche Anzahl ergibt sich im Zuge der Herstellung aus Grundwasserspiegelmessungen sowie den jeweiligen Ergiebigkeiten. Das Überleitungsrohr DN 1000 wird wie der Sammelstollen im Rohrvortrieb zwischen den Schächten erstellt.

Zur Gewährleistung der Revisionsfähigkeit sollen die einzelnen Wasserfassungs- und Wiedereinleitungsbohrungen einzeln verrohrt und mit Schiebern ausgestattet werden. Die Überleitung des Grundwassers erfolgt gefasst in Leitungen, die an die Wasserfassungs- und Ableitungsbohrungen angeschlossen werden. Somit steht kein freier Wasserspiegel in den Schachtbauwerken an.

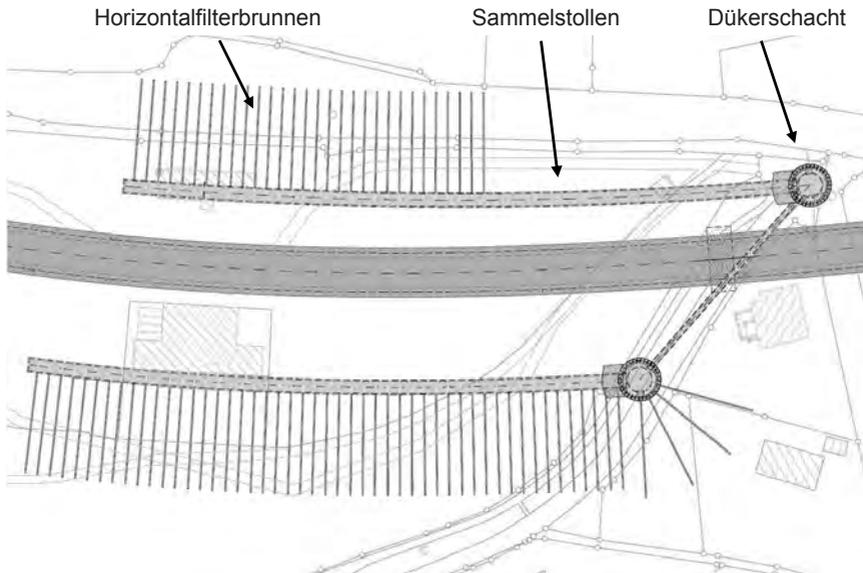


Abb. 3.6: Lageplan Düker Almeidaweg

3.3.4 Düker Nord

Im Bereich des Dükers Nord muss im Hinblick auf eine überzuleitende Wassermenge von ca. 20 l/s die Grundwasserfassung und Wiederversickerung so ausgeführt werden, dass die Aufstau- und Sunkerscheinungen minimal sind.

Das Überleitungskonzept besteht aus zwei unabhängigen Dükerbauwerken, die als Bohrpfahlschächte jeweils an die Bohrpfahldeckelbauweise und an die Rampe Nord angeschlossen werden. Die rechteckig ausgebildeten Düker werden im Zuge der Herstellung der Bohrpfahldeckelbauweise und zeitlich in Abhängigkeit von den Bau- und Verkehrsphasen so hergestellt, dass die Dükerbauwerke in Betrieb genommen werden können, wenn die Absperwirkung durch die geplanten Bohrpfahlwände noch nicht auftritt. Das Überleitungsrohr DN 1000 bzw. DN 800 wird als Rohrvorpressung zwischen den Schächten aufgefahren. Die geplanten Horizontalfilterbrunnen werden im Fehlmannverfahren hergestellt. Im Endzustand sind die Schächte eingestaut.

4 Zusammenfassung

Beim Entlastungstunnel Starnberg handelt es sich um ein anspruchsvolles innerstädtisches Tunnelprojekt mit komplexen hydrogeologischen Randbedingungen, als da sind:

- extrem wechselhafte Grundwasserverhältnisse
- teilweise sehr große hydraulische Grundwassergefälle > 5 %

- teilweise sehr hohe Durchlässigkeiten $k > 5 \cdot 10^{-3}$ m/s
- verschiedene Grundwasserstockwerke entlang dem Tunnel wie auch untereinander mit stark unterschiedlichen Fließrichtungen

Nur durch ein umfangreiches Erkundungsprogramm mit einer Vielzahl von Grundwasser- messstellen sowie mit großumfänglichen Pump- und geophysikalischen Versuchen war es möglich, die komplexen Grundwasserverhältnisse in einem Grundwassermodell zu beschreiben. Auf Basis dieses Grundwassermodells konnten Aussagen über die potentielle Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch den Entlastungstunnel Starnberg getroffen und die erforderlichen sehr umfangreichen Ausgleichsmaßnahmen (Grundwasserüberleitungen) geplant werden, auf welche im Text näher eingegangen wurde. Durch diese Maßnahmen wird gewährleistet, dass der großräumige Grundwasserfluss ohne nachteilige Auswirkungen erhalten bleibt.

5 Literatur

Geologische Karte von Bayern 1:25.000, Erläuterungen zum Blatt Nr. 7934 Starnberg Nord; H.JERZ; Bayerisches Geologisches Landesamt München 1987

Geologische Karte von Bayern 1:25.000, Erläuterungen zum Blatt Nr. 8034 Starnberg Süd; H.JERZ; Bayerisches Geologisches Landesamt München 1987

„Wanderungen in die Erdgeschichte (8) Auf den Spuren der Eiszeit südlich von München - östlicher Teil -“; MAYER & SCHMIDT-KALER; Verlag Dr. Friedrich Pfeil München 1997

„Wanderungen in die Erdgeschichte (9) Auf den Spuren der Eiszeit südlich von München - westlicher Teil -“; MAYER & SCHMIDT-KALER; Verlag Dr. Friedrich Pfeil München 1997

Die Baumaßnahmen an der Bundeswasserstraße Neckar und ihre geotechnischen Herausforderungen

Dipl.-Ing. Klaus Michels
Amt für Neckarusbau Heidelberg
Dr.-Ing. Markus Herten
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Die Bundeswasserstraße Neckar

Der Neckar entspringt im Schwarzwald bei Villingen-Schwenningen und mündet nach 367 km bei Mannheim im Rhein. Auf dem 203 km langen Abschnitt zwischen Mannheim und Plochingen ist er Bundeswasserstraße (Bild 1).

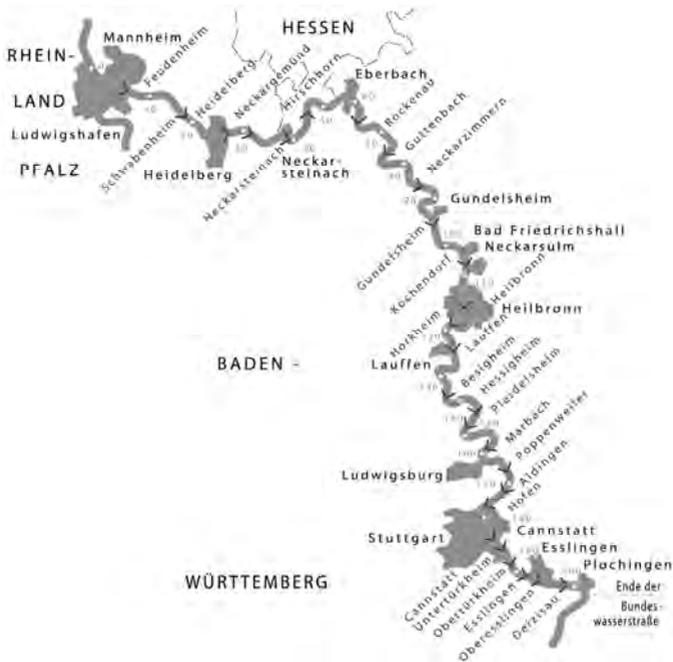


Bild 1: Die Bundeswasserstraße Neckar

Bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts standen einer prosperierenden Entwicklung des Schiffsverkehrs die unzureichenden Wassertiefen des weitestgehend frei fließenden Neckars, insbesondere in den trockenen Sommermonaten, entgegen. Zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse begannen daher in den 1920er Jahren die Baumaßnahmen im Rahmen der sogenannten „Neckarkanalisation“. Diese beinhaltete den Bau von Staustufen, die zunächst aus einer Schleusenammer, einer Wehranlage und einem Wasserkraftwerk

bestanden. Ausnahmen waren die Schleusenanlagen Feudenheim und Heidelberg, welche gleich als Doppelschleusen gebaut wurden [Der Neckarkanal (1928)]. Die Ausbauplanungen sahen die ganzjährige Befahrbarkeit des Neckars mit einem 80 m langen und 10,25 m breiten Schiff vor. Die maximale Eintauchtiefe dieses Bemessungsschiffes wurde mit 2,30 m festgelegt.

1935 waren die 11 Staustufen auf dem 113 km langen Abschnitt zwischen Mannheim und Heilbronn fertig gestellt [Der Neckarkanal (1935)]. Oberhalb von Heilbronn wurden bis 1943 sechs weitere Staustufen (Horkheim, Lauffen, Marbach, Aldingen, Hofen und Cannstatt) errichtet, jedoch zunächst ohne Schleusenanlage. Nach kriegsbedingter Unterbrechung wurde die 75 km lange Strecke Heilbronn – Stuttgart 1958 mit der Eröffnung des Hafens Stuttgart vollendet. Da 1950 der Güterverkehr auf dem Neckar den ursprünglich prognostizierten Wert von 3 Mio. Tonnen überschritt und ein weiterer Anstieg erwartet wurde, entschied man sich, die bereits errichteten Schleusenanlagen mit einer 2. Kammer zu ergänzen und alle weiteren Schleusenanlagen gleich als Doppelschleuse zu konzipieren [WSD (2007)]. 1968 wurde mit der Fertigstellung der letzten Staustufen der Hafen Plochingen an den staugeregelten Neckar angeschlossen. Als letzte Schleusenanlage weist Deizisau bisher nur eine Schleusenkammer auf.

Der Güterverkehr erzielte 1970 mit fast 14 Millionen Gütertonnen seinen bisherigen Höchstwert. Um diese sowie weiter steigende Gütermengen dauerhaft bewältigen zu können, wurde 1973 an der Eingangsschleuse Feudenheim eine dritte Schleusenkammer in Betrieb genommen.

In fünf Stauhaltungen des Neckars gibt es Seitenkanäle. Durch die Seitenkanäle kann ein größerer Aufstau des Neckars im ursprünglichen Flussbett vermieden und zugleich die Zahl der Schleusenanlagen verringert werden [WSD (2007)]. Aus Gründen des Hochwasserschutzes sind die seitlichen Dämme 3 - 4 m über Stauhöhe geführt. An drei Stellen (Ladenburg, Horkheim und Pleidelsheim) werden die Seitenkanäle durch ein Sperrtor gegen eindringendes Hochwasser gesichert.

Neben 29 Wasserkraftwerken zählt die Bundeswasserstraße Neckar damit zurzeit 54 Schleusenkammern, 27 Wehre und drei Hochwassersperrtore. Die fünf Seitenkanäle sind zusammen über 25 km lang. Das älteste Wehr Beihingen (Inbetriebnahme 1915) sowie der älteste Seitenkanal Pleidelsheim (Fertigstellung 1914) dienen zunächst der Stromerzeugung. Beide Anlagen sind fast 100 Jahre alt und weisen, wie ein Großteil der anderen Wasserbauwerke auch, mittlerweile alterungs- und betriebsbedingte Schäden auf. Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) hat daher in den letzten Jahren begonnen, die in ihrer Unterhaltungslast liegenden Verkehrswasserbauwerke grundlegend instand zu setzen. Dieser Instandsetzungsprozess wird in den nächsten Jahrzehnten fortgeführt.

3 Die Baumaßnahmen am Neckar

3.1 Grundinstandsetzung und Neubau der Wehranlagen, Neubau der Hochwassersperttore

Das Amt für Neckarausbau Heidelberg (ANH), eine Dienststelle der Wasser und Schifffahrtsverwaltung (WSV), setzt zurzeit das Wehr in Untertürkheim grundlegend instand. Dieses Wehr wurde zwischen 1919 und 1924 als 4-feldrige Anlage errichtet (Bild 3).



Bild 3: Wehr Untertürkheim vor (oben) und nach (unten) der Grundinstandsetzung

Die Instandsetzungsarbeiten umfassen den Neubau der Wehrsohle und der Wehrpfeiler, den Einbau neuer Wehrverschlüsse (Rollschütz mit Aufsatzklappe) sowie den Austausch der Antriebs-, Elektro- und Steuerungstechnik. Jeder Wehrpfeiler ist mit 20 Kleinverpresspfählen, deren jeweiliger Stahldurchmesser 63 mm beträgt und die eine Einbindetiefen zwischen ca. 15 und 19 m haben, gegründet. Im Mittel sichern 77 Einstabanker mit einem Stahldurchmesser zwischen 40 und 50 mm und einer Länge von 10 bis 14 m jedes Wehrfeld gegen Auftrieb (Bild 4). Neben den Instandsetzungsarbeiten am Wehr Untertürkheim plant das ANH momentan die Instandsetzung der Wehre Horkheim, Heidelberg-Wieblingen und Neckarsulm, den Ersatz des Wehres Beihingen und den Neubau des Hochwassersperrttores Ladenburg.

Da an fast allen Wehranlagen und Hochwassersperrtoren ähnliche Randbedingungen bestehen und analoge Arbeiten ausgeführt werden müssen, gibt es zurzeit Überlegungen bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und in der WSV, Bauteile und Bauverfahren zu standardisieren. Die Standardisierung hat zum Ziel, sichere und unterhaltungsfreundliche Bauwerke in kurzer Zeit ressourcenschonend erstellen zu können.



Bild 4: Ausbildung der Sohle des Wehres Stuttgart-Untertürkheim

3.2 Sicherung der Seitenkanäle

Die fünf Seitenkanäle am Neckar wurden in Trapezbauweise errichtet. Die Böschungen wurden in Pflasterbauweise ausgebildet und/oder mit Betonplatten gedichtet. Diese bis zu 100 Jahre alten Kanalböschungen weisen alterungs- und betriebsbedingte Schäden auf (Bild 5), die Vernässungen und/oder zu geringe Dammstandsicherheiten zur Folge haben können.



Bild 5: Böschungsschaden im Seitenkanal Ladenburg

Die Böschungen werden daher durch Spundwände ersetzt, die im Bereich der Uferlinie angeordnet sind (Bild 6). Der damit gewonnene zusätzliche Wasserkörper erlaubt es den künftig größeren Binnenschiffen, die Seitenkanäle sicherer und leichter zu befahren. Nach den gesicherten Seitenkanälen Ladenburg und Wieblingen plant das ANH zurzeit die Sicherung des linken Ufers des über 5 km langen Seitenkanals Kochendorf sowie die beidseitige Sicherung des fast 5 km langen Seitenkanals Pleidelsheim.



Bild 6: Spundwandarbeiten bei der Sicherung des Seitenkanals Ladenburg

3.3 Grundinstandsetzung und Verlängerung der Neckarschleusen

In den letzten Jahren wurden die linke Schleusenkammer Kochendorf, die Doppelschleuse Heidelberg sowie die linke Schleusenkammer Hirschhorn instand gesetzt (Bild 7). Mitte dieses Jahres wird die Instandsetzung der rechten Kammer der Schleusenanlage Guttenbach abgeschlossen. Die momentan geplante Grundinstandsetzung der jeweils linken Kammern der Schleusenanlagen Feudenheim, Lauffen und Aldingen sieht gleichfalls

- das Abfräsen des schadhaften Betons in eine Tiefe von 40 cm,
- dessen Ersatz durch eine neue, 40 cm starke, doppellagig bewehrte Stahlbetonscheibe,
- den Einbau neuer Schleusentore,
- den Ersatz der Antriebs-, Elektro- und Steuerungstechnik mit dem Ziel der Schleusenfernsteuerung,
- den Einbau einer neuen Schleusenausrüstung, bestehend aus Steigleitern, Pollern sowie einer neuen Schleusenbeleuchtung und
- ggf. den Einbau einer neuen Stoßschutzanlage vor.



Bild 7: Grundinstandsetzung der linken Schleusenammer Hirschhorn

Das Straßennetz entlang des Neckars hat heute bereits seine Kapazitätsgrenzen erreicht. Um den prognostizierten Güterverkehrszuwachs bewältigen und die Umwelt entlasten zu können, ist ein verstärkter Gütertransport auf dem Neckar vorgesehen. Damit dieser auch von der verladenden Wirtschaft angenommen wird, soll der Gütertransport mit dem umweltfreundlichen Binnenschiff attraktiver gestaltet werden. Mehrere Studien haben gezeigt, dass dieses u. a. mit der Verlängerung der Schleusen am Neckar erreicht werden kann. Zurzeit ist die Verlängerung jeweils einer Schleusenammer vorgesehen, so dass statt bisher maximal 105 m lange und 11,45 m breite künftig bis zu 135 m lange und 11,45 m breite Binnenschiffe (sogenannte 135-m-Schiffe) den Neckar befahren können (Bild 8).

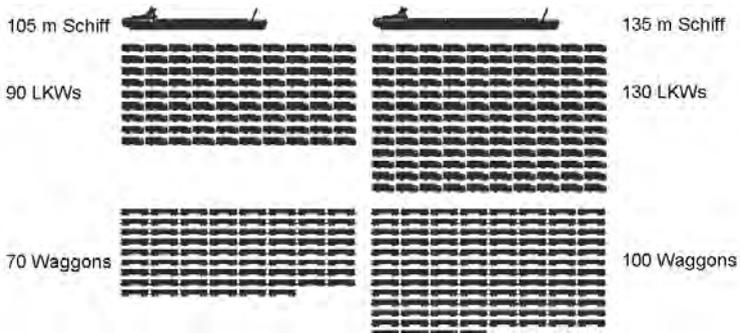


Bild 8: Transportmengen im Vergleich Binnenschiff-LKWs-Güterwaggons

Nautische (Strömungsverhältnisse), bauliche (bspw. Lage und Höhe kreuzender Brückenbauwerke) und ökologische (Schutzgebiete) Randbedingungen, der bauliche Zustand sowie die geschätzten Baukosten bestimmen die Wahl der zu verlängernden Schleusenammer (land- oder wasserseitige Schleusenammer) und deren Verlängerungsrichtung (nach Unter- oder Oberwasser) (Bild 9). Parallel zur Verlängerung wird die betreffende Schleusenammer, wie oben beschrieben, grundlegend instand gesetzt.



Bild 9: Schleusenanlage Neckargemünd vor (links) und nach (rechts) der geplanten Schleusenverlängerung

Das 135-m-Schiff soll den Endhafen Plochingen 2025 erreichen können. Um dieses ambitionierte Zeitziel halten zu können, hat die WSV zusammen mit der BAW im Zuge der Planungen für die Schleusenverlängerung und –instandsetzung Überlegungen zur Standardisierung von Bauteilen und Bauverfahren angestellt. Diese münden in 10 Modulen, die die Planungsgrundlagen, die Verlängerung des Schleusenunterhauptes, die Instandsetzung der Schleusenammern, die Verlängerung des Schleusenoberhauptes, die Ausbildung der Schleusentore, die Antriebstechnik für die Schleusentore, die Elektro- und Steuerungstechnik, die Ausbildung der Stoßschutzanlage, die Ausbildung der Baugruben sowie die Schleusenausrüstung beschreiben.

3.4 Neubau von Fischaufstiegsanlagen

Die Baumaßnahmen des ANH sind, soweit es sich um Ausbaumaßnahmen handelt, mit Eingriffen in den Naturhaushalt verbunden und müssen daher nach dem Bundesnaturschutzgesetz kompensiert werden. Eine im Jahr 2008 mit dem Land Baden-Württemberg geschlossene Verwaltungsvereinbarung sieht als Kompensationsmaßnahme für die künftige Sicherung der Seitenkanäle sowie die Verlängerung der Neckarschleusen den Bau von sieben Fischaufstiegsanlagen vor. Weiterhin werden durch die geplante Schleusenverlängerung zwei vorhandene Fischtreppe zerstört, die dem Stand der Technik und Wissenschaft entsprechend ersetzt werden müssen. Das im März 2010 in Kraft getretene, novellierte Wasserhaushaltsgesetz schreibt darüber hinaus den Neubau weiterer Fischaufstiegsanlagen bis spätestens 2027 vor. Das ANH plant daher in den nächsten Jahren den Neubau von insgesamt 31 Fischaufstiegsanlagen mit einem Finanzvolumen von voraussichtlich über 90 Mio. Euro. Um das Bauvorhaben fristgerecht fertig stellen zu können, werden die Fischaufstiegsanlagen, angepasst an die beengten Platzverhältnisse im Neckartal, als Schlitzpässe projiziert (Bild 10).



Bild 10: Schlitzpass am Wehr Ladenburg, Bauzeit 2004 - 2005

4 Baugrubenkonzept für die Verlängerung der Schleusen

Wie in Abschnitt 3.3. erwähnt, werden in einem der Module für die Verlängerung der Schleusen Baugrubenkonzepte sowohl für Verlängerung am Unterhaupt als auch am Oberhaupt beschrieben. Beispielhaft wird im Folgenden für eine Verlängerung am wehrseitigen Unterhaupt der grundsätzliche Bauablauf erläutert (Bild 11).

Die Baugruben im Unterwasser sollen für ein Hochwasser bemessen werden, das dem Niveau der Schleusenplanie entspricht. Prinzipiell ist der Auftriebsnachweis der Baugrubensohle bzw. der hydraulische Grundbruchnachweis zu führen. Bei einigen Baugruben, deren Sohle aus Fels besteht, soll die Auftriebssicherheit durch Entlastungsbrunnen erreicht werden. Ist die Ausführung einer offenen Baugrubensohle aufgrund der Geologie nicht möglich, müsste z. B. eine verankerte Unterwasserbetonsohle hergestellt werden.

Als Baugrubenverbau ist eine Spundwand vorgesehen, die in Schleusenlängsrichtung ausgesteift wird und quer zur Fließrichtung als Fangedamm ausgebildet wird, wobei eine senkrechte Schiffsanfahrt als außergewöhnliche Einwirkung berücksichtigt werden soll.

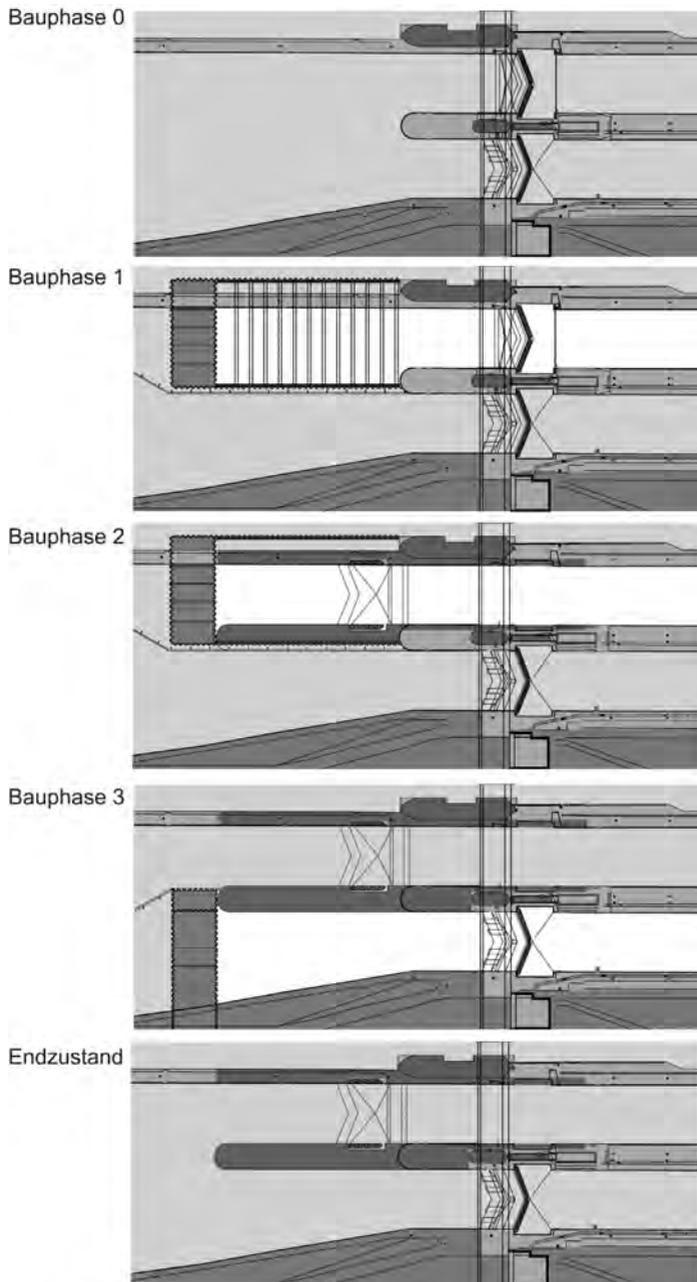


Bild 11: Bauphasen für eine Verlängerung am Unterhaupt

Die Stiele des Leitwerks, das die seitliche Baugrubenspundwand schützt, sind so zu bemessen, dass die Belastung durch eine Schiffsanfahrung bis zum höchsten schiffbaren Wasserstand gefahrlos aufgenommen werden kann.

Die Spundwände werden bei felsigem Untergrund mit Hilfe von Austauschbohrungen eingebracht. Um den Einbau von Steifen zur späteren Baugrubenaussteifung zu ermöglichen, muss die bestehende Leitmole zwischen wasserseitiger Schleusenammer und Neckar bis zum Unterwasserstand zurückgebaut und die Spundwände eingebracht werden. Bei Austauschbohrungen und offener Baugrubensohle ist eine Fußverpressung erforderlich, um Umläufigkeiten auszuschließen. Anschließend erfolgen die Baugrubenaussteifung, der Einbau des Leitwerks sowie der Einbau der Anker im Bereich des Fangedamms. Nach der Anfüllung des Fangedamms und dem Lenzen der Baugrube (Bauphase 1) kann die Sohle sowie der Rest der Leitmole zwischen wasserseitiger Schleusenammer und Neckar zurückgebaut, die Vorsatzschale abgefräst und anschließend das neue Unterhaupt hergestellt werden (Bauphase 2). Abschließend werden die Spundwände entfernt und ein Fangedamm vor der landseitigen Schleusenammer errichtet. Zu diesem Zeitpunkt wechselt der Schleusenbetrieb von der nicht verlängerten landseitigen zur verlängerten wasserseitigen Schleusenammer (Bauphase 3). Nach dem Lenzen der Baugrube vor der landseitigen Schleusenammer kann das Unterhaupt fertig gestellt und abschließend der Fangedamm zurückgebaut werden (Endzustand).

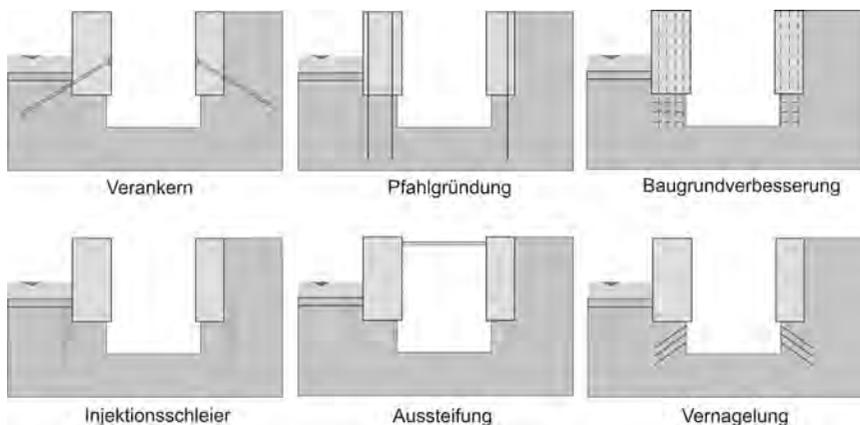


Bild 12: Unterfangungsmaßnahmen

Im Wesentlichen entspricht der Bauablauf für die Oberhauptverlängerung dem für die Unterhauptbaugrube. Ein Unterschied besteht jedoch darin, dass die nicht zu verlängernde Schleusenammer im Bereich des Oberhauts meistens oberhalb der Baugrubensohle flach gegründet ist, d. h. es werden Unterfangungsarbeiten in diesem Bereich erforderlich. Die Auswahl der Sicherungsmaßnahmen muss auf die Geologie angepasst werden (Bild 12). Des Weiteren soll bei den Verlängerungen am Oberhaupt auf die Bauphase 3 verzichtet werden, woraus sich molenseitig eine geringere Breite des neuen Oberhauts ergibt. Um jedoch die volle Molenbreite als Verkehrsfläche zu erhalten, soll sie mithilfe von Fertigteilen oberhalb des Wasserspiegels auslagern.

5 Geotechnische Hinweise zur Grundinstandsetzung

Im Zuge der Verlängerung einer Schleusenkammer ist, wie in Kapitel 3.3 erwähnt, grundsätzlich die Grundinstandsetzung beider Schleusenkammern geplant. Aufgrund gestiegener Sicherheitsanforderungen oder konstruktiver Eingriffe wie dem Entfernen von Vouten erfordert dies zumeist den Einbau von Verankerungen oder Kleinverpresspfählen. Bei den bisherigen Sanierungsmaßnahmen an den Schleusen Hirschhorn und Guttenbach wurde Litzenanker senkrecht eingebaut und hoch vorgespannt, ein Konzept was sich schon bei der Sanierung von Talsperren (z. B. an der Edertalsperre) bewährt hat. Dies bewirkt jedoch im Gebrauchszustand sehr hohe Spannungen, die nicht von jedem Baugrund bzw. Bauteil schadensfrei aufgenommen werden können, und es ist eine Überwachung der eingeleiteten Ankerkräfte erforderlich. Deshalb ist wo immer möglich eine schräge oder horizontale Verankerung mit Kleinverpresspfählen oder Ankern, die im Gebrauchszustand geringere Kräfte einleiten, zu bevorzugen. Der Kleinverpresspfahl wird auf seiner gesamten Länge verpresst, ist wie alle Pfähle nicht vorspannbar. Anker haben per Definition eine freie Stahllänge und eine Rückhaltekonstruktion, wie z. B. Verpresskörper, Ankerplatte oder Ankerwand. Hinweise zur Anwendung, Bemessung und Prüfung von Mikropfählen und Verpressankern werden in Dornecker, E. (2010) gegeben.

6 Zusammenfassung

Die am Neckar anstehenden Baumaßnahmen sind vielfältig und anspruchsvoll. Sie müssen unter Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs und des Wehrbetriebs zumeist neben oder an bestehenden Bauwerken durchgeführt werden. An einigen Standorten ergeben sich aus der Geologie weitere Erschwernisse. Damit auch in Zukunft der Neckar als leistungsfähiger und sicherer Verkehrsweg zu Verfügung steht, der Neckar als Lebensraum aufgewertet wird und auch künftig die Hochwassersicherheit am Neckar gewährleistet werden kann, sind die beschriebenen Baumaßnahmen unabdingbar.

7 Literatur

- Behmel H. (1991): Die Anatomie von Baden-Württemberg, Landschaftsgeschichte – Landesplanung, „Wechselwirkungen“ - Jahrbuch 1990 der Universität Stuttgart, S. 13-20
- Der Bau des Neckarkanal (1928);, Verlag Raue, Berlin
- Der Neckarkanal (1935): Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart, Hrsg.: Südwestdeutscher Kanalverein für Rhein, Donau und Neckar e.V.
- Dornecker, E. (2010): Verwendung von Verpressankern und Kleinverpresspfählen zur Verankerung, BAW-Brief 603-G, Ausgabe 2/2010
- Franzius L. (1990): Verpressungen durch Gipslaugungen bedingter Hohlräume im Untergrund der Saustufe Hessigheim/Neckar, Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- WSD (2007): Kompendium der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Eigenverlag

Geotechnische Problemstellungen bei der Sicherung bestehender Mainbrücken gegen Schiffsstoß

Dr.-Ing. M. Raithel; Dipl.-Ing. E. Leusink,
Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg

Dr.-Ing. H.-J. Franke

GMP - Geotechnik GmbH & Co. KG, Würzburg

Dipl.-Ing. R. Haupt

Staatliches Bauamt Schweinfurt

1 Einführung

Der Main stellt als Bundeswasserstraße und Teil eines transeuropäischen Binnenwasserstraßennetzes eine wichtige Verbindungsstrecke zwischen dem Rhein und der Donau dar. Durch den Ausbau des Mains mit einer Vertiefung der Fahrrinne von 2,50 m auf 2,90 m und einer Verbreiterung von 36 m auf 40 m zur europäischen Wasserstraßenklasse Vb soll eine ganzjährige Befahrbarkeit mit Großmotorgüterschiffen bis 110 m Länge und 11,4 m Breite sowie von Schub- und Koppelverbänden bis 185 m Länge von der Mainmündung bis zum Rhein-Main-Donau Kanal gewährleistet werden.

Wasserstraßenklassen (Vergangenheit)

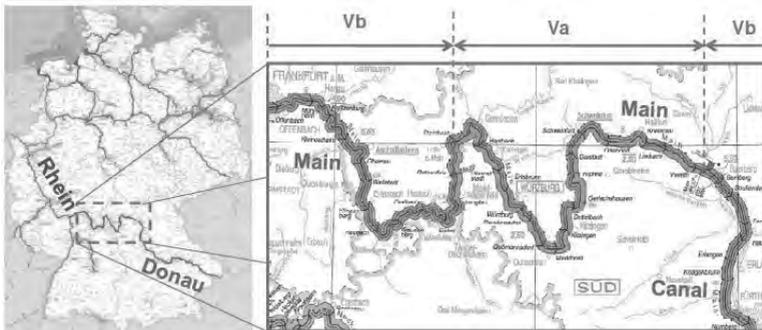


Bild 1: Hochstufung des Mains in die Wasserstraßenklasse Vb

Der Großteil der schiffbaren Strecke des Mains liegt mit 330 km Länge in Bayern, wobei 83 Brückenbauwerke den Main kreuzen (Goj 2010). 48 dieser Brückenbauwerke befinden sich hierbei im Bereich der staatlichen Bauämter Würzburg, Schweinfurt und Aschaffenburg, wobei die meisten Brückenbauwerke zwischen 1960 und 1980 errichtet wurden und nunmehr bei vielen dieser Brücken Sanierungsbedarf besteht. Da die Schiffe mit dem Ausbau des Mains immer schwerer werden, ergeben sich nunmehr für die Brückenbauwerke entsprechend größere Stoßkräfte. Diese sind bei den Planungen zur Sanierung bzw. Erüchtigung der bestehenden Brückenbauwerke zu berücksichtigen.

2 Regelungen zum Schiffsstoß

Der Anprall von Schiffen an die Pfeiler oder Überbau von Brücken war lange Zeit im Gegensatz zu Anprall von Kfz und Anprall von Schienenfahrzeugen normativ gemäß DIN 1072 nicht geregelt. Die erforderlichen Angaben sollten von der zuständigen Behörde erfragt werden. Mit der DIN 1055-9:2003-08, Einwirkungen auf Bauwerke, Außergewöhnliche Einwirkungen, lag erstmals eine allgemein gültige Regelung zu Lastannahmen und Vorgehensweisen für den Schiffsanprall auf Brücken vor (siehe auch Kunz, 2006). Diese Regelungen wurden dann durch zusätzliche Vorgaben und Erläuterungen der Bundesanstalt für Wasserbau im BAW-Brief Nr. 1 - März 2006 585 – B und dem Merkblatt über den Nachweis bestehender Brücken auf Schiffsanprall (MNaBS) vom März 2010 ergänzt und präzisiert. Demzufolge sind beim Nachweis von Brückenbauwerken dynamische Stoßlasten als Frontal- und Seitenstoß anzusetzen, die sich in Abhängigkeit der Wasserstraßenklasse ergeben, vgl. Bild 2. Hierbei wird zwischen einem plastischen Stoß (bei Stoßlasten über 5 MN, Frontalstoß) und einem elastischen Stoß unterschieden. Des Weiteren ist aufgrund der Gleitreibung des Schiffes am Pfeiler im Zuge des Flankenstoßes auch ein Reibungsstoß R in Pfeilerlängsrichtung zu berücksichtigen, der mit $R = 0,4 \times F_L$ angesetzt wird.

Klassifizierung von Wasserstraßen	Dynamische Stoßlasten	
	Frontal-Stoßlast FF_{dyn} in MN	Flanken-Stoßlast FL_{dyn} in MN
III	4,0	2,0
IV	5,0	2,5
Va	8,0	3,5
Vb/Vla	10,0	4,0
Vlb	14,0	5,0
Vlc	17,0	8,0
VII	20,0	10,0

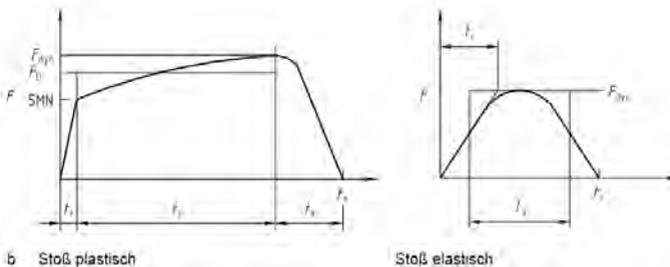
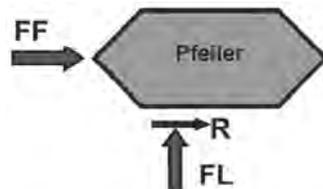


Bild 2: Schiffsstoß / Stoßlasten (Auszug aus DIN 1055-9)

Weiterhin kann eine Abschätzung des dynamischen Verhaltens auch anhand einer quasi-statischen Betrachtung erfolgen, wobei in DIN 1055-9 Anhaltswerte aufgenommen wurden, die auf Erfahrungen mit verschiedenen dynamischen Analysen beruhen und in der Regel „konservative“ Ergebnisse zeigen. Die quasi-statischen Lasten sind hierbei unter Ansatz eines dynamischen Lastfaktors DLF mit $F_{stat} = DLF \times F_{dyn}$ aus den dynamischen Lasten zu errechnen.

3 Mainbrücke Eltmann

3.1 Bauwerk und Baugrund

Die fünffeldrige Straßenbrücke steht mit den beiden südlichen Pfeilern (Pfeiler 1 und Pfeiler 2) im Bereich der Fahrinne der Bundeswasserstraße Main. Mit dem Bauwerk quert die Bundesstraße 26 das Mainvorland zwischen Eltmann und Ebelsbach in Nord-Süd-Richtung siehe Bild 3). Der Spannbetonüberbau liegt auf Rundpfeilern mit 3,5 m Durchmessern auf, die flach auf Einzelfundamenten gegründet sind. Die lichte Weite zwischen den Pfeilern beträgt 52 m.

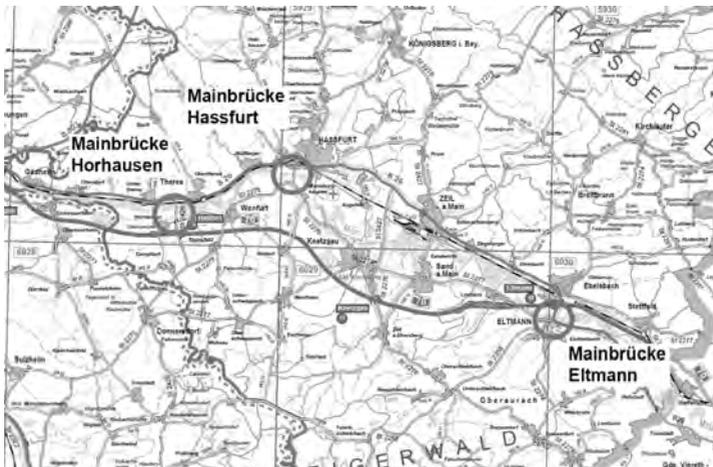
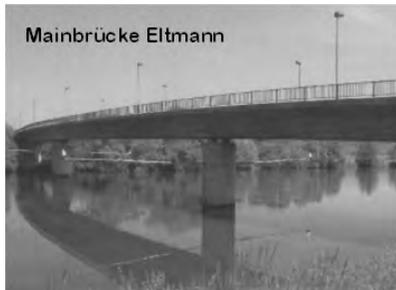


Bild 3: Mainbrücke Eltmann (Quelle: Staatliches Bauamt Schweinfurt)

Nach Vorberechnungen durch das Ingenieurbüro Mangerig & Zapfe wurde festgestellt, dass das bestehende Bauwerk ohne Ertüchtigungsmaßnahmen keine ausreichende Sicherheit im Lastfall Schiffsanprall aufweist. Daher erfolgt durch das Staatliche Bauamt Schweinfurt eine umfassende Planung der erforderlichen zusätzlichen Maßnahmen zur Sicherung der Mainbrücke gegen Schiffsstoß.

An beiden Flusspfeilern wurden die Baugrundverhältnisse jeweils mittels zwei Aufschlussbohrungen bis ca. 9 m unterhalb der geplanten Pfahlfußebene erkundet. Weiterhin wurden an einem Pfeiler zwei schwere Rammsondierungen zur Ermittlung des Festigkeit bzw. der Lagerungsdichte der Böden ausgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 4 dargestellt.

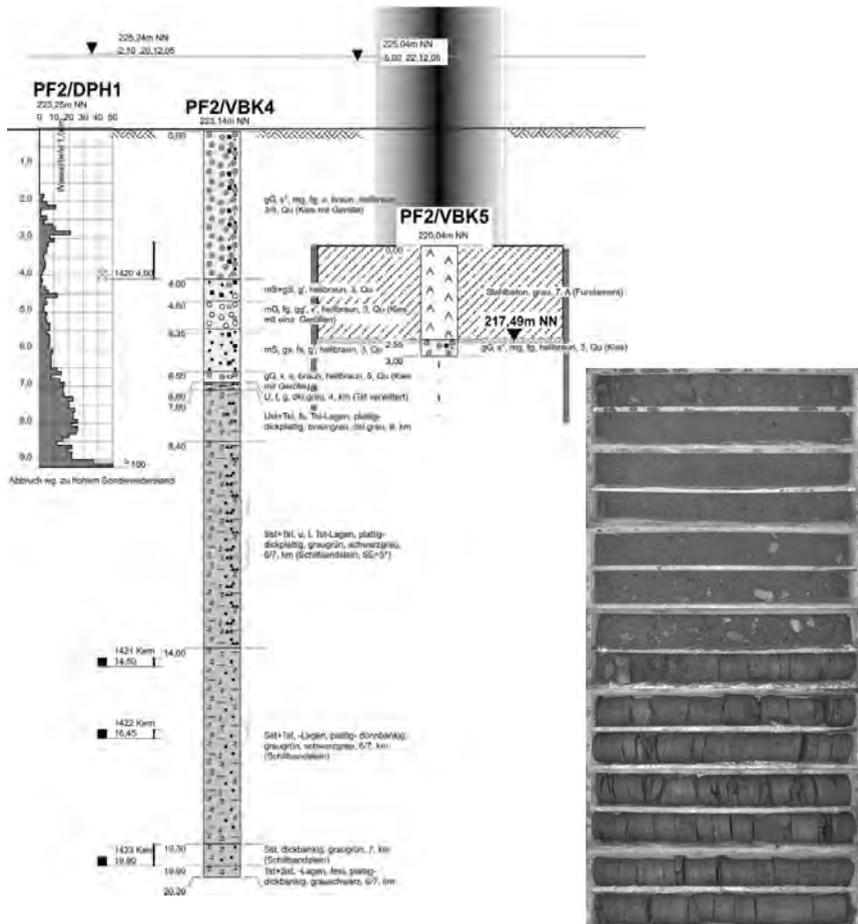


Bild 4: Erkundungsergebnisse Pfeiler2

Im Brückenbereich wird der tiefere Untergrund durch Felsschichten des Mittleren Keuper (km) aufgebaut. Die Felsschichten bestehen im tieferen Untergrund aus Estherienschiefern, die überwiegend aus Tonsteinen mit einzelnen Gipssteinlagen aufgebaut werden. Darüber wurde der Schilfsandstein als Leithorizont aufgeschlossen. Im Bereich der Mainbrücke Eltmann besteht der Schilfsandstein aus einer Wechsellagerung aus bankigen bis dickbankigen Sand- und plattigen Tonsteinen

Die Festgesteine werden durch eine Verwitterungshorizont aus vollständig zersetzten Ton- und Schluffsteinen (Verwitterungslehm, tonig-sandige und kiesige Schluffe) vorwiegend von steifer bis halbfester Konsistenz abgedeckt. Die Mächtigkeit dieser Verwitterungslehme beträgt zwischen ca. 5 bis 20 cm.

Das Festgestein und der Verwitterungshorizont wird abschließend vollständig von quartären Sedimenten des Main in Form von Kiesen und Sanden überlagert. Die bei Pfeiler 2 durchgeführten Sondierungen mit der schweren Rammsonde erreichen in den Kiesen und Sanden Schlagzahlen um $N_{10} = 2 - 8$, einzelne Schlagzahlspitzen deuten auf eingelagerte Gerölle hin. Damit sind die Sande und Kiese überwiegend locker bis maximal mitteldicht gelagert.

Als Laborversuche wurden in einem 1. Schritt Korngrößenverteilungen und einaxiale Druckversuche an Felsproben durchgeführt. In einem 2. Schritt wurden 2 zyklische Triaxialversuche an Mainskiesproben (Sande/Kiese) insbesondere zur direkten Ermittlung der dynamischen Steifigkeitsparameter (Elastizitäts- bzw. Schubmodul) und indirekten Ermittlung der statischen Steifigkeitsparameter ausgeführt. Dazu wurden gestörte Proben aufbereitet. Die im Versuch ermittelten dynamischen E-Moduln betragen 90 MN/m^2 bzw. ca. 120 MN/m^2 und sind auch bei zunehmender Anzahl von Lastzyklen konstant, vgl. Bild 5. Die dynamischen Steifemoduln für das Festgestein wurden auf der Grundlage von Erfahrungswerten in einer Bandbreite von ca. 200 bis 400 MN/m^2 angesetzt.

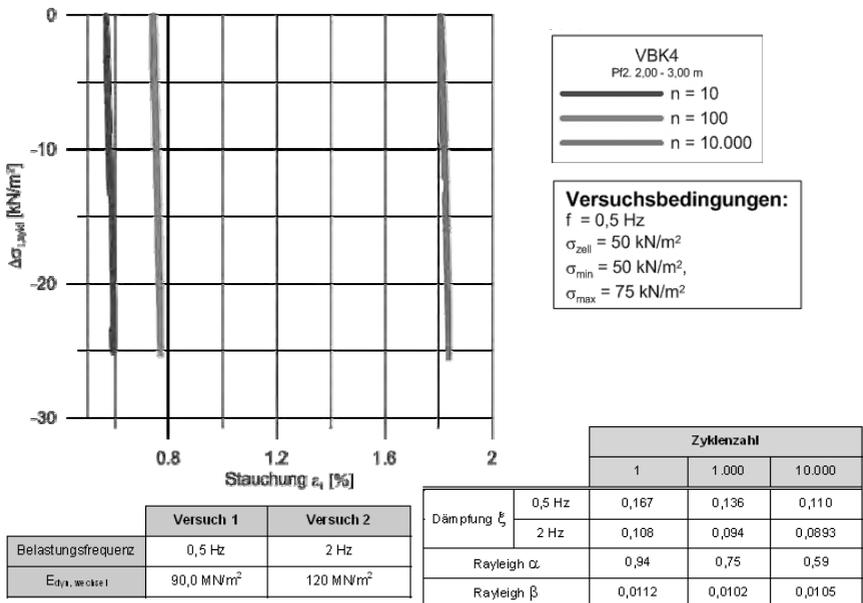


Bild 5: Zyklische Triaxialversuche

3.2 Konzeption der Schiffsstoßsicherungsberechnung

Die Konzeption der Schiffsstoßsicherung sieht vor, eine direkte Beanspruchung der Brücke infolge Schiffsstoßlasten durch vorgelagerte Schutzbauwerke zu verhindern. Die Schutzbauwerke bestehen jeweils aus einer Stahlbetonplatte ($d = 2\text{ m}$) von $6,9\text{ m} \times 15,0\text{ m}$, wobei keine kraftschlüssige Verbindung zwischen Schutzbauwerk und Pfeiler besteht (planmäßiger Ringspalt von 10 cm zwischen Schutzbauwerk und Pfeiler).

Jedes Schutzbauwerk wird auf 4 Bohrpfehlen mit einem Durchmesser von $D = 150\text{ cm}$ und einer Länge von jeweils ca. $L = 9,0\text{ m}$ tief gegründet, vgl. Bild 6.

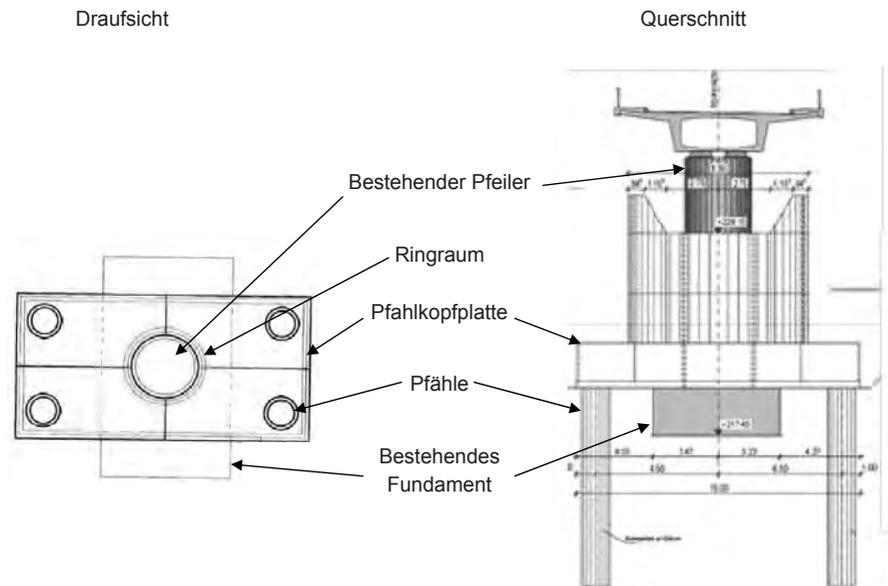


Bild 6: Konzeption Schiffsstoßsicherung (Mangerig & Zapfe)

3.3 Berechnungskonzept

Das Berechnungskonzept sah eine Kombination und Interaktion von verschiedenen Berechnungsmodellen vor:

- Dynamisches FE-Berechnungsmodell des Gesamttragwerkes als gebettetes System
- Dynamisches, 2-dimensionales geotechnisches FE-Kontinuumsmodell
- Quasi-Statistisches 3-dimensionales geotechnisches FE-Kontinuumsmodell

Bei Abbildung des Gesamttragwerkes als gebettetes System ist zu beachten, dass der herkömmlicher Ansatz des Bettungsmoduls anhand des Quotienten aus Steifemodul und Pfahldurchmesser ($k_s = E_s/D$) nicht zur Ermittlung von realistischen Verformungen dienen kann, sondern lediglich zur Ermittlung der Pfahlbeanspruchungen bzw. Schnittgrößen für die

Stahlbetonbemessung. Hierauf weist auch das Regelwerk in Form der DIN 1054:2005-01 und die EA-Pfähle hin.

Da im Berechnungsmodell des Tragwerksplaners der Baugrund nur über lineare Bettungsfe-
dern erfasst werden konnte, wurden die geotechnischen Kontinuumsmodelle daher insbe-
sondere einer Abschätzung und Überprüfung der Bettungsmoduln und einer realistischen
Verformungsprognose eingesetzt. Insbesondere zur Ermittlung der Verformungen des
Schutzbauwerkes und der Mitnahmeverformungen der Brückengründung infolge eines
Frontalstoßes wurden numerische 2-dimensionale dynamische Berechnungen mit dem
Programmsystem PLAXIS jeweils unter Ansatz der unteren und oberen Kennwerte für die
dynamische Steifigkeit durchgeführt.

In den Berechnungen mit dem ebenen Kontinuumsansatz wurde neben dem flachgegründe-
ten Pfeiler das auf Bohrpfählen gegründete Schutzbauwerk berücksichtigt. Dabei wurden die
Bohrpfähle als fiktive Wand angenommen, vgl. Bild 7.

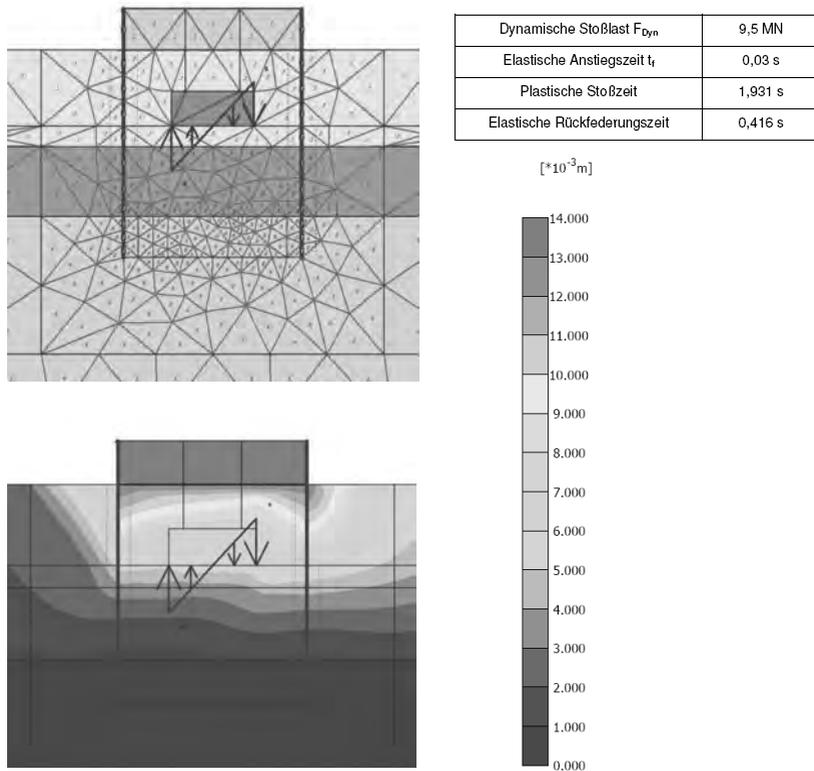


Bild 7: 2-dimensionales dynamisches FE-Berechnungsmodell

Die Berechnungen mit dem FE-Modell zeigten, dass zeitabhängige Horizontalverschiebun-
gen des Schutzbauwerkes in einer Größenordnung von ca. 1,5 cm auftreten können, vgl.

Bild 8. Neben den Verformungen des Schutzbauwerkes erfährt auch das Bestandsfundament durch die über das Schutzbauwerk in den Baugrund eingeleiteten Kräfte und Verformungen bei einem Schiffsanprall horizontale Verschiebungen in der Größenordnung bis ca. 1 cm und eine geringfügige Verdrehung/Verkipfung.

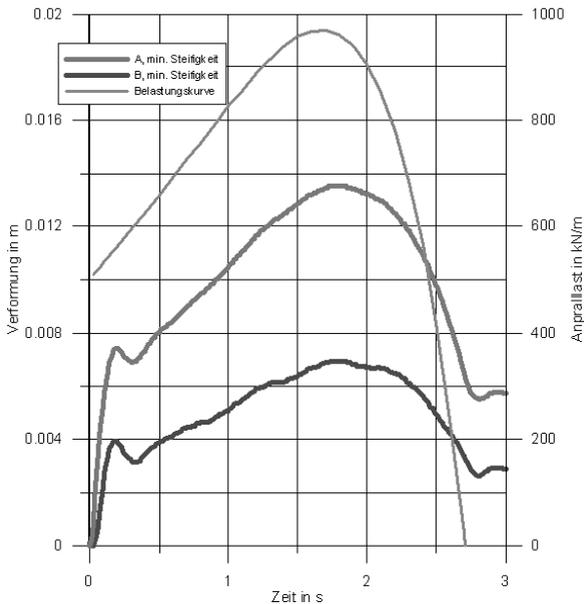


Bild 8: 2-dimensionales dynamisches FE-Berechnungsmodell

Durch diese dynamische Verformungseinwirkung auf das Fundament des Bestands werden Verformungs- und Schnittgrößenbeanspruchungen im aufgehenden Brückenbauwerk ausgelöst, die beim „Rückschwingen“ wiederum zu einer Anregung des Baugrundes im Bereich des Schutzbauwerkes führen können. Diese Anregung des Baugrundes infolge dieser zeitabhängigen Verformung des Bestands wurde in einem 2. Schritt im gebetteten Berechnungsmodell des Gesamtsystems erfasst. Anschließend wurde eine bodendynamische FEM-Berechnung mit PLAXIS bei entsprechender zusätzlicher Berücksichtigung der Einwirkungen aus der Interaktion zwischen dem Schutzbauwerk und dem „Rückschwingen“ des Brückenbauwerkes auf das Bestandsfundament ausgeführt.

Zur Überprüfung der dynamischen 2D-Berechnungen für den Frontalstoß sowie zur Erfassung des Flankenstoßes wurden des Weiteren auch 3-dimensionale Berechnungen mit dem Programmsystem PLAXIS 3D mit einem quasi statischen Lastansatz ausgeführt. Hierbei konnte auch die räumliche Konstruktion des Schutzbauwerkes inkl. der gegenseitigen Abstände und Anordnung der Bohrpfähle abgebildet werden. Zur Ermittlung der quasi-statischen Lasten aus den vorgegebenen dynamischen Lastansätzen wurde der dynamische Lastfaktor gemäß DIN 1055 Teil 9 verwendet.

Des Weiteren wurde untersucht, welche Auswirkungen durch eine angenommene Fuge in Unterkante Pfahlkopfplatte, d.h. bei der Vernachlässigung des Lasteintrags über die Sohlfläche der Pfahlkopfplatte in den Baugrund entstehen, vgl. Bild 9.

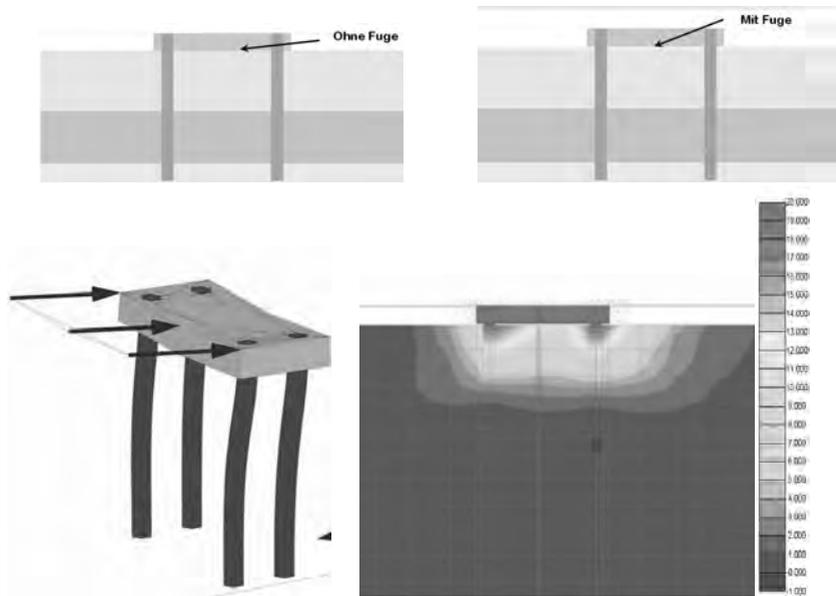


Bild 9: 3-dimensionales FE-Berechnungsmodell

Eine Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse des Frontalstoßes im 2-dimensionalen FE-Berechnungsmodell unter Ansatz der dynamischen Lasten sowie des Frontal- und Flankenstoßes im 3-dimensionalen FE-Berechnungsmodell unter Ansatz von quasi-statischen Lasten enthält Tabelle 1.

Tabelle 1: Zusammenstellung der berechneten Maximalverformungen

	Maximale Horizontalverformung [cm]		
	2D-Berechnung	3D-Berechnung	3D-Berechnung mit Schlfuge
Frontalstoß	1,4	1,5	2,2
Flankenstoß	-	0,5	0,8

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse ist festzustellen, dass aufgrund der zu erwartenden Verformungen beim Schiffsanprall keine Vergrößerung des vorgesehenen Ringsspals von 10 cm zur Vermeidung eines Kontaktes zwischen dem verformten Schutzbauwerk und Pfeiler erforderlich ist.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Einstufung des Main in die europäische Wasserstraßenklasse Vb ist der Ansatz von höheren Schiffsstoßlasten verbunden, wodurch die bestehende Mainbrücke Eltmann ohne Ertüchtigungsmaßnahmen keine ausreichende Sicherheit im Lastfall Schiffsanprall aufweist. Die Konzeption der Schiffsstoßsicherung sieht vor, eine direkte Beanspruchung der Brücke infolge Schiffsstoßlasten durch vorgelagerte Schutzbauwerke zu verhindern. Die Schutzbauwerke bestehen jeweils aus einer Stahlbetonplatte, welche auf 4 Bohrpfeilern mit einem Durchmesser von $D = 150 \text{ cm}$ gegründet wird. Eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Schutzbauwerk und Pfeiler soll dabei bewusst vermieden werden, um die Einleitung von Stoßkräften in das bestehende Bauwerk zu vermeiden.

Da im Berechnungsmodell des Gesamttragwerkes der Baugrund nur über lineare Bettungsfeiern erfasst wurde, wurden 2- und 3-dimensionale geotechnische Kontinuumsmodelle zur Ermittlung der Verformungen des Schutzbauwerkes und der Mitnahmeverformungen der Brückengründung infolge Schiffsstoß verwendet. Eine kontinuierliche Zusammenarbeit, Abstimmung und Interaktion zwischen dem Tragwerksplaner und dem geotechnischen Sachverständigen bzw. Fachplaner ist hierbei während der gesamten Planungsphase zwingend erforderlich. Aufgrund der Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsmodelle konnte letztlich bestätigt werden, dass aufgrund der zu erwartenden Verformungen beim Schiffsanprall keine Vergrößerung des vorgesehenen Ringsspalts von 10 cm zur Vermeidung eines Kontaktes zwischen dem verformten Schutzbauwerk und Pfeiler erforderlich ist.

Entsprechende Untersuchungen und Konzeptionen zur Ertüchtigung von bestehenden Brückenbauwerken bzw. zur Planung von Schutzbauwerken sind für weitere Mainbrücken vorgesehen. Dies umfasst die Mainbrücken bei Horhausen und Hassfurt sowie die historische Mainbrücke bei Marktheidenfeld, siehe Bild 10. Aufgrund der Erfordernis eines Erhalts des optischen Erscheinungsbildes der Mitte des 19. Jahrhunderts gebauten Brücke kann hier die Schiffsstoßsicherung nicht durch ein vorgelagertes Schutzbauwerk sondern muss durch direkte Ertüchtigung des Bestandes erfolgen. Hieraus werden sich zusätzliche Anforderungen an die geotechnische Erfassung und Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion ergeben.



Bild 10: Mainbrücke Marktheidenfeld (Quelle: Staatliches Bauamt Würzburg)

5 Literatur

- Bundesanstalt für Wasserbau: BAW-Brief Nr. 1 - 585 – B: Schiffsanprall auf Brücken nach DIN 1055-9, März 2006.
- Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt über den Nachweis bestehender Brücken auf Schiffsanprall (MNaBS), März 2010.
- DIN 1055:2003-08 Teil 9: Einwirkungen auf Bauwerke, Außergewöhnliche Einwirkungen.
- GMP - Geotechnik GmbH & Co. KG: B 26 Straßenbrücke Eltmann Main-km 369,540. Geotechnischer Entwurfsbericht, September 2010 (unveröffentlicht).
- Goj, K.: Erneuerung von schiffstoßgefährdeten Mainbrücken. Vier bayerische Public-Private-Partnership-Projekte. 10. Symposium Brückenbau in Leipzig, 2010.
- Kempfert + Partner Geotechnik: B 26, Mainbrücke Eltmann, Ertüchtigung gegen Schiffstoß. Prüfberichte, September 2010 (unveröffentlicht).
- Kunz, C.: DIN 1055, Teil 9 – Außergewöhnliche Einwirkungen und probabilistische Verfahren. Der Prüferingenieur, Oktober 2006.
- Mangerig und Zapfe, Beratende Ingenieure GmbH: Verstärkung Flusspfeiler 2, Mainbrücke Eltmann, Stand September 2009 (unveröffentlicht).

Düsenstrahlverfahren und Tiefreichende Bodenstabilisierung zur tragfähigkeits- und Dichtigkeitserhöhung – eine anspruchsvolle Herausforderung

Dipl.-Ing. Wolfgang Kühner
Keller Grundbau GmbH, Garching
Dipl.-Ing. Manuel Stelte
Keller Grundbau GmbH, Offenbach

1 Einleitung

Das Thema der diesjährigen Vortragsreihe „Boden und Wasser“ soll in diesem Beitrag aus der Sicht eines Praktikers anhand von drei ausgewählten Praxisbeispielen näher erläutert werden. Der Beitrag gliedert sich in folgende Hauptthemen:

1. Dichtigkeitsanforderungen an TBS-Wände
2. DSV gegen drückendes Wasser
3. Verhalten im Havariefall

2 Dichtigkeitsanforderungen an TBS-Wände

2.1 Anforderungen

Die Anforderungen an Dichtwände können sehr unterschiedlich sein. Beim Hochwasserschutz beschränken sich die Ausschreibungen in den meisten Fällen auf eine Mindestbreite der herzustellenden Wand, Mindestdruckfestigkeiten und Mindestdurchlässigkeitsbeiwerte. Alle Parameter haben einen Einfluss auf die hydrogeologische Aufgabenstellung.

Bei Verfahren der Tiefen Bodenstabilisierung im Nass-Misch-Verfahren nach DIN 14679 (Boden-Misch-Verfahren) ist der zu erzielende Durchlässigkeitswert abhängig vom anstehenden Boden.

2.2 Ausführungsbeispiel

Um den Hochwasserschutz für die am Rhein lebenden Menschen zu verbessern, baut das Land Rheinland-Pfalz im Hinterland des derzeitigen Rheinhauptdeiches die Hochwasserrückhaltung Wörth-Jockgrim.

Als Sicherungsmaßnahmen für die nördlich gelegenen Jägerhöfe bei der Flutung des Polders war seitens des Bauherrn vorgesehen, im Bereich einer Gewässerquerung eine Durchströmung des Deichkörpers zu verhindern.

Dazu wurde der Grundwasserzustrom in Richtung der Jägerhöfe durch ein vertikales Dichtelement unterbunden, welches in Tiefenlagen zwischen etwa 16 und 18 m in den dort anstehenden sogenannten Oberen Zwischenhorizont einzubinden war.

Von Keller Grundbau GmbH wurden westlich des Neupotzer Altrheines auf einer Länge von ca. 60 m, sowie östlich davon auf weiteren etwa 600 m eine Dichtwand im DSM-Verfahren mit 3-fach Paddel hergestellt. Auf der gesamten Länge wurde die Dichtwand ca. 1 m in den Oberen Zwischenhorizont – eine bindige Schicht aus Schluff-Tongemischen - eingebunden.

Um die relativ großen Tiefen zu erreichen, die anstehende Decklage aus ca. 2-3 m Schluff-Sandboden bzw. die unterlagernden sehr dicht gelagerten Kies-Sandgemische durchbohren und effektiv mit einer Zement-/Bentonitsuspension vermischen zu können, kam als Tragegerät für die Mischeinrichtung ein Liebherr LRB 155 zum Einsatz.



Bild 1: Einbaugerät Liebherr LRB 155 mit 3-fach Paddel

Die Anforderungen an die eingebaute Dichtwand gemäß QS-Plan waren:

Mindestbreite der Wand:	$\geq 40 \text{ cm}$
Einaxiale Druckfestigkeit:	$q_u > 0,4 \text{ MN/m}^2 < 1,0 \text{ MN/m}^2$
Durchlässigkeit:	$k_f \leq 1 \times 10^{-9} \text{ m/sec}$

Die Systemdichtigkeit von $k_f \leq 1 \times 10^{-7} \text{ m/sec}$ sollte an einem Probekasten, bei einem Absenkziel von $\Delta h \geq 3,0 \text{ m}$, nachgewiesen werden.

Die Qualität der Dichtwand wurde durch ein umfangreiches Prüfprogramm, welches durch den Planer in Zusammenarbeit mit dem Bodengutachter aufgestellt wurde, gesichert.

Dieses enthielt im Wesentlichen die folgenden Anforderungen:

- Eignungsprüfungen der verwendeten Frischsuspension,
- Eignungsprüfungen an Mischproben aus dem Material der Baugrundaufschlüsse und der Frischsuspension,
- Probeentnahmen zur Eigen- und Fremdüberwachung aus Suspension und Wand zur Prüfung der erreichten Durchlässigkeiten bzw. Druckfestigkeiten aus verschiedenen Wandtiefen,
- Automatische Aufzeichnung sämtlicher Herstellparameter,
- Herstellung eines Probekastens mit Einbindung in die obere Schluff-Tonschicht und anschließendem Pumpversuch zur Überprüfung der Einbindung bzw. der Systemdichtigkeit,
- optische Überprüfung der Dichtwände durch Freilegen (Probekasten).



Bild 2: Freigelegter Probekasten



Bild 3: Probeentnahmegesät „System Keller Grundbau“

2.3 Zusammenfassung

Für die Planung einer Dichtwand ist es im Vorfeld wichtig, die unterschiedlichen Anforderungen genau zu ermitteln und projektspezifisch detailliert auszuschreiben.

An diesem Beispiel konnte gezeigt werden, dass auch hohe Dichtigkeitsanforderungen mit einem umfangreichen Qualitätsmanagement und hervorragender Ausführungsqualität erreicht werden können.

3 Düsenstrahlverfahren gegen drückendes Wasser

3.1 Einführung

An diesem Beispiel wird eine Sonderlösung vorgestellt, die deshalb interessant ist, da nach allgemeinem Stand der Technik die Arbeitsebene des Bohrgerätes beim Düsenstrahlverfahren oberhalb des Grundwasserspiegels zu liegen hat, um schädliche Strömungen und damit Ausspülungen in der noch nicht abge bundenen Düsenstrahlsäule auszuschließen.

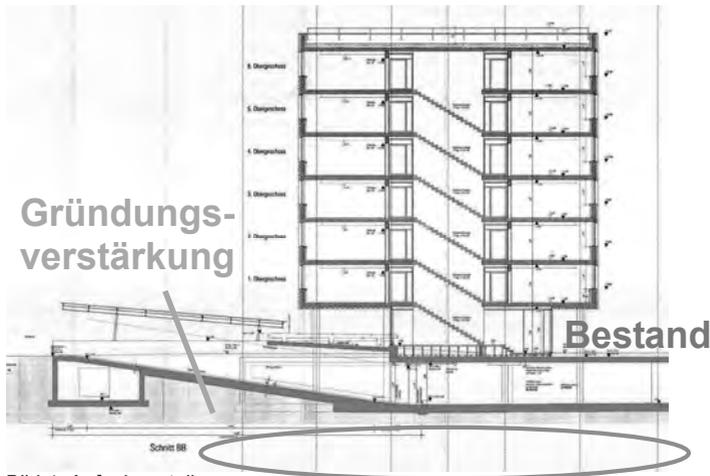


Bild 4: Aufgabenstellung

3.2 Ausführung

Bei diesem Bauvorhaben sollte auf einer bestehenden Tiefgarage ein 7-stöckiges Gebäude aufgesetzt werden. Die bestehende Gründung über eine Bodenplatte war nicht in der Lage, diese neuen Lasten schadlos aufzunehmen und sollte mit Düsenstrahlsäulen an den Lasteinleitungspunkten entsprechend verstärkt werden.

Der anstehende Boden war ein Kies mit einem k_f -Wert von ca. 1×10^{-2} m/s.

Der Grundwasserstand während der Baumaßnahme betrug ca. 0,8m über OK Bodenplatte. Im Hochwasserfall musste mit einem Anstieg von bis 2,0m über OK-Bodenplatte gerechnet werden.

Die erforderliche Säulenlänge betrug 2,5m.

Amtsvorschlag

1. Kernbohrung Decke
2. Standrohr für Bohrung auf Bodenplatte
3. Kernbohrung durch Bodenplatte
4. Bohren und Düsen
5. Rückbau und Abdichtung

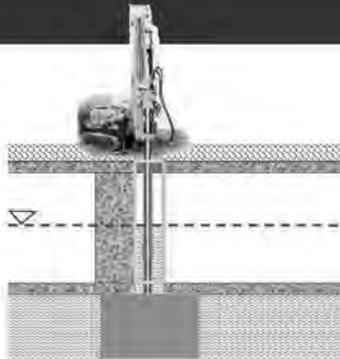


Bild 5: Amtsvorschlag

Die Standardlösung für diese Aufgabenstellung erfolgt dabei in 5 Schritten:

1. Kernbohrung durch die Decke
2. Setzen eines Standrohres mit wasserdichten Anschluss auf der Bodenplatte und Abdichten des Ringraumes an Decke
3. Kernbohrung durch die Bodenplatte im Schutz des Standrohres
4. Bohren und Düsen der Säule von OK-Decke inklusive Fassen des Rückflusses an OK-Decke
5. Abbau des Standrohres nach Erhärtung der Säulen, Reinigen und dauerhaftes Verschließen der Kernbohrung in der Bodenplatte

Sondervorschlag

1. Kernbohrung
2. Bohren und Düsen
3. Nachverpressen
4. Abdichtung

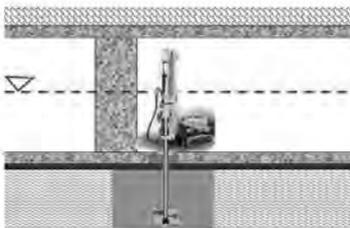


Bild 6: Sondervorschlag

Die Besonderheit der angebotenen und ausgeführten Variante bestand darin, dass von OK-Bodenplatte gebohrt und gedüst wurde. Dies bedeutete eine Vereinfachung der Bauabläufe, keine Schwächung der Bewehrung in der Decke und geringere Kosten für den Bauherrn. Die Abläufe gestalteten sich dabei wie folgt:

1. Kernbohrung durch die Bodenplatte und sofortiges temporäres Verschließen der Kernbohrung
2. konventionelles Bohren und Düsen der Säule und sofortiges temporäres Verschließen der Bohrung nach Abschluss des Düsvorganges
3. Nachverpressen des Säulenkopfes zur Sicherstellung des Kraftschlusses und zur Kompensation von Sedimentationsvorgängen während des Abbindevorganges
4. Reinigen und dauerhaftes Verschließen der Kernbohrung in der Bodenplatte

Wieso funktioniert diese Methode entgegen der herrschenden Meinung in der Fachwelt?

Theorie....

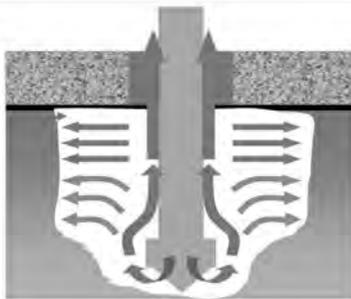


Bild 7: Theorie

3.3 Fazit

Wesentlich für die Anwendung des Düsenstrahlverfahrens gegen drückendes Wasser ist das Wissen um die Druck- und Strömungsverhältnisse während der Herstellung einer Düsenstrahlsäule. Üblicherweise wird die erforderliche Bohrung im Spülbohrverfahren abgeteuft. Dabei wirkt den statischen Verhältnissen (Grundwasserdruck) ein Strömungsdruck aus der Spülbohrung entgegen. Aus diversen Erfahrungen wissen wir, dass dieser Strömungsdruck ausreichend hoch ist, um bei mehreren Metern Wasserdruck eine Strömung wirksam zu unterbinden. Gleiches gilt für den Düsvorgang, wo in der Regel mit deutlich höheren Pumpraten gearbeitet wird und wo die Wichte des Boden-Zement-Wasser-Gemisches noch deutlich höher liegt, als beim Bohren.

Idealerweise wird diese Verfahrensweise ohne Gestängenachsetzen angewandt, da Unterbrechungen des Spülstromes unweigerlich zu Grundwasserzutritten durch die Bodenplatte und damit zu Ausspülungen der Düsenstrahlsäule führen. Ebenfalls aus Erfahrung wissen wir, dass dieser Grundwasserzutritt bei Unterbrechung der Spülung nicht schlagartig beginnt. Uns steht zum Gestängebrechen und auch zum abschließenden Verschließen der Bohrung ein kleines Zeitfenster zur Verfügung, um diese Arbeitsschritte auszuführen. Die Größe dieses Zeitfensters ist dabei wesentlich von der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens und der Wasserdruckhöhe bestimmt.

Das Risikopotential der Baustelle ist anhand der nachfolgenden Gesamtansicht mehr als deutlich zu erkennen:

- Bestandsgebäude
- Hochbaukran
- laufende Hochbaustelle
- Wasserspiegeldifferenz ca. 8,0m



Bild 10: Gesamtansicht

Die Schwierigkeit bei diesem Lückenschluss bestand darin, dass diese Ecke aufgrund eines Bestandsgebäudes und dem notwendigen Luftraum für das neue Gebäude geometrisch sehr schwierig zu erreichen war. Hinzu kamen Bohrhindernisse im oberen Auffüllbereich, wo Bohrabweichungen nicht auszuschließen sind und tertiäre Bodenschichten, die vergleichsweise schwer mit dem Düsenstrahlverfahren zu schneiden sind.

Die Folge daraus war, dass sich ab einer Tiefe von etwa 8,0m ein sich öffnender Spalt zwischen der Bohrfahwand und des DSV-Dichtgewölbes zeigte, der in einer Tiefe von etwa -11,0m zu einem massiven Wassereintritt und einem damit verbundenem Bodenentzug hinter der Verbauwand führte.



Bild 11: Wassereintritt mit ersten Notmaßnahmen

Am Bild 11 sieht man erste Notmaßnahmen, wie sie wenig hilfreich sind. Hier wurde Filterkies vor geschüttet, und versucht, mit Holzwolle (was grundsätzlich richtig ist), die Leckstelle zu sichern.

Nachdem die Kiesschüttung sich als bei weitem nicht ausreichend erwiesen hat, wurde begonnen mit Big Bags ein Widerlager aufzubauen und die zutretende Wassermenge über Drainagerohre zu fassen. Wiederum grundsätzlich richtig, aber die gelochten Drainagerohre waren für diesen Havariefall nicht geeignet.

Es musste also ein großflächiges Widerlager mit Big Bags um und über den Filterkies aufgebaut werden. Mittels eines KG-Rohres wurde die zu tretende Wassermenge zu einem nicht unerheblichen Teil gezielt gefasst und somit eine Entlastung des Widerlagers erzeugt. Gegen dieses Widerlager konnte die Holzwolle zum stoppen des Bodeneintrittes eingestopft werden. Ziel musste sein, einen Strömungswiderstand aufzubauen und Bodenentzug zuverlässig zu unterbinden. Die Wirksamkeit zur Unterbindung des Bodeneintrittes durch die Leckstelle konnte durch die „Abschlauchung“ zuverlässig kontrolliert werden.



Bild 12: erste Big Bags mit Drainage

Nachdem die Leckstelle soweit gesichert war, dass kein Bodenentzug mehr stattfand, konnte man sich auf die Abdichtung des Wasserzutrittes konzentrieren. Hierfür wurde eine Rammlanzeninjektion mit Zementsuspension und Wasserglas eingesetzt. Aufgrund der doch noch immer relativ hohen zuströmenden Wassermenge war es ein Geduldsspiel nach dem Motto „Weniger ist Mehr“. Dieses Motto bezieht sich sowohl auf die notwendigen Pumpraten und -chargen, als auch auf das Verständnis und die Einsicht der anderen am Bau Beteiligten. Anschließend wurde begonnen mittels horizontaler Bohrungen über Kopfpacker die entstandenen Hohlräume wieder zu verfüllen.



Bild 13: Sanierung Leckstelle mit DSV

Erst nachdem der Wasserzutritt vollständig unterbunden und der „Kurzschluss“ zum Quartärkies geschlossen war, konnte an die eigentliche Sanierung der Fehlstelle gegangen werden. Diese Sanierung erfolgte mit dem Düsenstrahlverfahren analog dem bereits vorgestellten Prinzip „Düsenstrahlverfahren gegen drückendes Wasser“. Nach entsprechender Aushärtungszeit konnte das Widerlager aus Big Bags schrittweise zurück gebaut werden. Gleichzeitig wurde der Erfolg der Sanierung kontrolliert und mit weiteren Horizontalbohrungen noch vorhandene Hohlräume erkundet und verpresst.

Zusammenfassung Leckagebeseitigung:

Schritt 1: Notmaßnahmen

- stabiles Widerlager aufbauen, z.B. Sandsäcke, Big Bags, Zementsäcke, etc.,
- Wasserzutritt möglichst gezielt mit einer Abschlachtung fassen
- Bodenentzug durch Erhöhung des Strömungswiderstandes, z.B. Holzwolle, leere Zementsäcke, etc. unterbinden

Schritt 2: Abdichten Wasserzutritt

- Injektion Widerlager
- Injektion Bereich Bodenentzug

Schritt 3: Lückenschluss („Mangelbeseitigung“)

Schritt 4: Bodenentzug ersetzen, ggf. nacharbeiten

Welche Lehren sind daraus zu ziehen?

Ein Vergleich mit den erforderlichen Notmaßnahmen aus dem Straßenverkehr kann wie folgt gezogen werden:

1. Jeder Verkehrsteilnehmer ist gesetzlich verpflichtet, einen Verbandskasten zur Ersten Hilfe mit sich zu führen. Auf einer Baustelle mit einem erhöhten Risikopotential ist meines Erachtens ebenfalls eine „Erste-Hilfe-Ausrüstung“ vorzusehen. Diese könnte für eine vergleichbare Aufgabenstellung wie die oben Geschilderte darin bestehen, dass eine gewisse Anzahl an Big Bags und ein oder zwei Ballen Holzwolle vorgehalten wird. Das notwendige Füllmaterial (Boden) und die erforderlichen Geräte (Bagger) sind in der Regel auf jeder Baustelle verfügbar, da diese Art von Havarie immer im Zuge des Aushubs passiert. Damit wird eine Baustelle im Havariefall in die Lage versetzt, sofort in der notwendigen Form angemessen reagieren zu können. Die hierfür erforderlichen Kosten sind minimal.
2. Jeder Verkehrsteilnehmer muss zur Erlangung der Fahrerlaubnis die Belegung eines Ersten Hilfe Kurses nachweisen. Auf eine Baustelle bezogen bedeutet dies, dass wir unser Personal entsprechend schulen müssen. Am obigen Beispiel wurde deutlich, dass mit einer entsprechenden Schulung das Ausmaß der Havarie wesentlich geringer gehalten werden kann. Wie bei einem Personenunfall sind die richtig durchgeführten Sofortmaßnahmen entscheidend für den Erfolg zur schnellen und sicheren Beherrschung einer Havarie. Fehler bei den Sofortmaßnahmen führen unweigerlich zu einer Eskalation und im schlimmsten Fall zu einer Katastrophe, die nicht mehr beherrschbar ist.
3. In diese Schulungsthematik müssen auch alle anderen am Bau Beteiligten mit einbezogen werden. Erdbauer, Hochbauer, Planern und Bauüberwacher ist im Regelfall dieses Risikopotential nicht bewusst, bzw. es wird oft verdrängt. Im Regelfall dürfte es ausreichend sein, wenn diese Beteiligten entsprechend sensibilisiert werden.

5 Zusammenfassung

Mit dem folgenden Beitrag konnte auf verschiedene Anforderungen und Aufgabenstellungen in Zusammenhang zwischen Boden und Wasser eingegangen werden.

Für den Bauherrn, seinen Planern und Gutachtern und den ausführenden Firmen ist es dabei zwingend erforderlich, sich den verschiedenen Aufgabenstellungen für Abdichtungsmaßnahmen zu stellen und diese projektspezifisch zu ermitteln.

Nur mit einem hohen Qualitätsanspruch und einem funktionierenden Qualitäts- und Havarie-Management können diese anspruchsvollen Aufgaben in der Geotechnik erfolgreich ausgeführt werden.

6 Literatur

- DIN EN 14679:2005 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)
Tiefreichende Bodenstabilisierung
- DIN EN 12716:2001 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)
Düsenstrahlarbeiten
- DIN 18321 Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV)
Düsenstrahlarbeiten
- DIN 18301 Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV)
Bohrarbeiten

Besonderheiten bei der Herstellung der Baugruben für Norra Länken, Stockholm

Dipl.-Ing. Stefan Maretzki

Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH, GSt. Hamburg/Berlin

Dipl.-Ing. Ulrich Barth

Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH, Technisches Büro, Mannheim

Dipl.-Ing. Stephan Stähle

Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH, Technisches Büro, Mannheim

1 Einleitung

Um dem steigenden Verkehrsaufkommen in und um Stockholm Rechnung zu tragen, werden derzeit größere Infrastrukturmaßnahmen angestoßen und ausgeführt. Eine dieser Maßnahmen stellt „Norra Länken“, zu Deutsch: „Nördliche Umgehung“, dar. Auftraggeber ist Trafikverket (2010 durch Zusammenschluss von Vägverket, zuständig für das Straßennetz, und Banverket, zuständig für das Schienennetz, entstanden).

Das Projekt Norra Länken ist in mehrere Teilprojekte mit einer Gesamtauftragssumme von SEK 5.800.000.000 (~ EUR 600.000.000) unterteilt (s. Bild 1). Die Unterteilung wurde z.T. entsprechend den geologischen Randbedingungen vorgenommen (Felstunnel bei oberflächennahen Felslagen, Tunnel in offener Bauweise bei abtauchenden Felshorizonten), z.T. jedoch auch in Anpassung an bereits bestehende Verkehrsanlagen und Naturschutzgebiete.

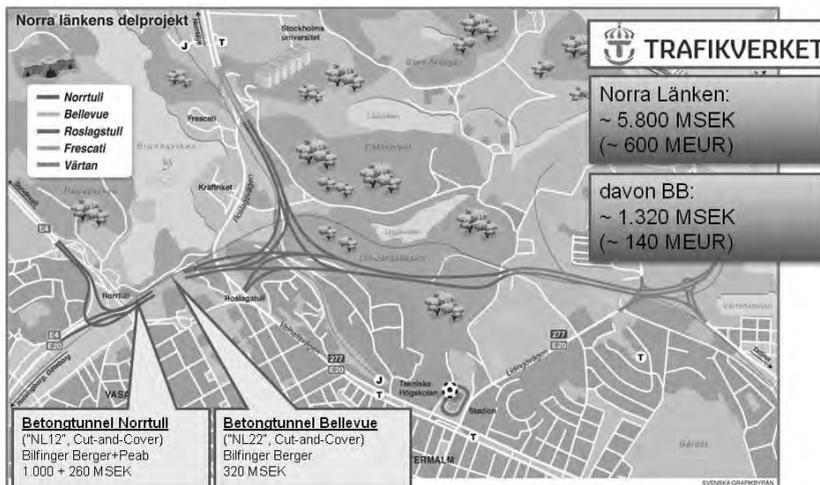


Bild 1: Projekt Norra Länken mit Teilprojekten

Eines der Teilprojekte, Norrtull (NL 12), wird durch eine Arge aus Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH und der schwedischen Firma PEAB in Kürze bereits erfolgreich abgeschlossen sein. Das zweite Teilprojekt, Bellevue (NL 22), welches durch eine interne Arge aus Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH und Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH abgewickelt wird, befindet sich derzeit in der Rohbauphase.

Die beiden genannten Lose (s. Bild 2), in denen jeweils Straßentunnel in offener Bauweise erstellt werden, haben eine Auftragssumme von SEK 1.580.000.000 (~ EUR 165.000.000), wovon ca. 84 % auf die Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH und die Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH entfallen.



Bild 2: Die beiden durch Bilfinger Berger ausgeführten Lose NL 12 und NL 22

Die Hauptmassen des Spezialtiefbaus, welcher aufgrund der fordernden geologischen Verhältnisse (s. auch Bild 3, Geologie) im skandinavischen Raum unter besonderem Augenmerk stand, stellen sich in den entsprechenden Teilbereichen wie folgt dar:

- Norrtull (NL 12):
 - Überschnittene Bohrfahlwand: 13.500 m
 - Spundwand: 2.700 m²
 - Verbauanker: 18.500 m
 - Mikropfähle (Auftriebssicherung): 9.400 m
- Bellevue (NL 22):
 - Überschnittene Bohrfahlwand: 5.000 m
 - Baugrubenaussteifung: 700 m
 - Verbauanker: 4.500 m
 - Mikropfähle (Auftriebssicherung): 7.000 m

2 Geologie

Aufgrund der unterschiedlichen Entstehungsgeschichte der Böden liegen in Skandinavien i. A. völlig andere geologische Voraussetzungen vor als im mitteleuropäischen Raum. So sind tertiäre Schichten zumeist gar nicht anzutreffen, während die quartären Sande und Kiese nahezu überall oberflächennah von kompaktem Fels unterlagert sind, wenngleich in schwankenden Tiefen.

Die quartären Sand- und Kiesschichten („Esker“) zeichnen sich durch eine sehr hohe Streubreite bei den Korngrößen aus, wobei lokal begrenzt sehr enggestufte Kornverteilungen vorherrschen können. Dies sowie die ebenfalls stark streuende Lagerungsdichte macht eine Prognose bzgl. des anzutreffenden Bodens, bspw. für Pfahlbohrarbeiten, nahezu unmöglich. Zwar konnten durch umfangreiche Erkundungsmaßnahmen und zahlreiche Bodenaufschlüsse belastbare Planungsunterlagen bereitgestellt werden, jedoch ergaben sich im Einzelfall immer wieder lokale Besonderheiten.

In einigen Bereichen werden die quartären Schichten von Auffüllungen aus Sprengsteinen überlagert. Diese haben ihren Ursprung zumeist in den im Felstunnelbau gängigen Sprengvortrieben. Das hierbei entstandene Abraummaterial wird häufig für den Bodenaustausch oder für landschaftsgestalterische Maßnahmen verwendet.

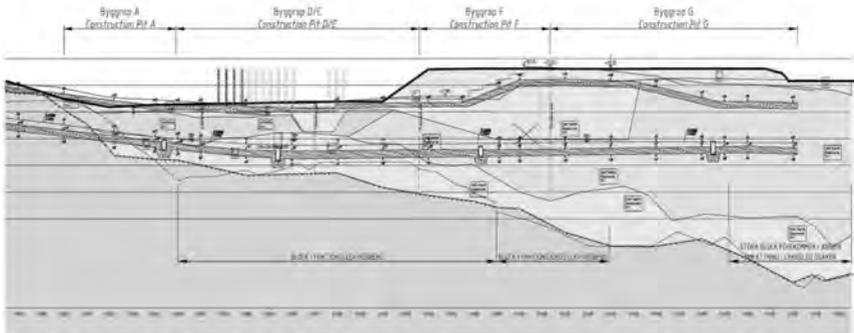


Bild 3: Geologischer Längsschnitt durch Teillos NL 12

Bild 3 zeigt beispielhaft einen geologischen Längsschnitt entlang der Tunnelachse des Teilloses NL 12. Deutlich ist hierbei der von West nach Ost abtauchende Felschizont zu erkennen. Im benachbarten NL 22 ergibt sich ein spiegelverkehrtes Bild, wodurch in dem Gesamtbereich eine Rinnenform entsteht. Diese Rinne ist entsprechend mit Eskerlagen „gefüllt“ und lokal von Sprengsteinlagen überlagert.

Um die für den Tunnelrohbau notwendigen Baugruben herstellen zu können, ergaben sich entlang der Tunneltrasse zwei „Standardvarianten“ für die Baugrubenherstellung: Im Westbereich von NL 12 sowie im Ostbereich von NL 22 eine Felseinbindung der Baugrubenumschließung, in den dazwischenliegenden Bereichen eine horizontale Abdichtung gegen das Grundwasser in Form einer rückverankerten Unterwasserbetonsohle.

Der küstennahe Standort sowie die sehr durchlässigen Boden bedingen näherungsweise einen Grundwasserspiegel in Nullhöhe.

3 Technische Herausforderungen

3.1 Herstellung von Bohrpfählen (NL 12 und NL 22)

Die erwähnten Besonderheiten bei der Geologie setzten eine intensive Arbeitsvorbereitung und ein robustes Gerätekonzept für die Herstellung der überschnittenen Bohrpfahlwände voraus.

Erste Erfahrungswerte wurden bei einem Pilotprojekt (NL 21) gesammelt, das bereits 2006 im Bereich des Teilloses NL 22 durchgeführt wurde. Hier kamen zur Herstellung von Bohrpfählen Ø 120 zwei Seilbagger sowie jeweils eine Verrohrungsmaschine („VRM“, oszillierende Drehbewegungen) und eine Rohrdrehmaschine („RDM“, rotierende Drehbewegungen) der Fa. Leffer zum Einsatz (Gerätekonzept: s. Bild 4).



Bild 4: Gerätekonzept „Seilbagger mit VRM“

Hierbei konnten v.a. folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Durchmesser der Bohrrohre im Vergleich zu vorhandenen Sprengsteinen sowie Blöcken im Eskerbereich zu klein,
- Deutlicher Betonmehrverbrauch durch Hohlräume in Sprengsteinlagen und Esker, verbunden mit ungünstigeren Herstellkennzahlen,
- Starke Verschleißerscheinungen an allen eingesetzten Bohrwerkzeugen, dadurch ungeplante Stillstandszeiten.

Diese Erfahrungen konnten somit in eine angepasste Planung der Bohrpfahlherstellung im Bereich NL 12 (2007 bis 2009) einfließen:

- Wahl eines größeren Pfahldurchmessers zur Verbesserung des Verhältnisses des Bohrrohrdurchmessers zur Größe der Sprengsteine und Blöcke,
- Wahl angepasster Herstellkennzahlen bei der Prognose des Betonverbrauchs sowie der Herstelldauer,
- Einrichtung einer Schweißwerkstatt (s. Bild 5) zur begleitenden Aufarbeitung und Reparatur verschlissener sowie zerstörter Bohrwerkzeuge.



Bild 5: Schweißwerkstatt zur Aufarbeitung und Reparatur von Bohrwerkzeugen

Des Weiteren wurde auch das Gerätekonzept auf den Prüfstand gestellt und ein alternatives Verfahren getestet. Dabei kam statt des Seilbaggers mit VRM/ RDM eine Drehbohranlage zum Einsatz. Diese Alternative überzeugte jedoch nicht, da sich nicht nur geringere Pfahlleistungen einstellten, sondern z.T. nicht einmal die planmäßigen Endteufen erreicht wurden. Zudem stellten sich starke Schäden an der Drehbohranlage ein, insbesondere an der Kellystange. Somit kam dieses alternative Konzept nur vorübergehend zum Einsatz.

Für die Bohrpfahlherstellung beim Teilprojekt NL 22 (2010) lagen somit bereits umfassende Erfahrungen vor, welche entsprechend umgesetzt wurden. Die Arbeiten konnten planmäßig

und ohne unvorhergesehene Überraschungen erfolgreich zu Ende geführt werden, obgleich ein signifikanter Verschleiß nicht vermeidbar ist.

3.2 Aussteifung der Baugruben (NL 22)

Die konstruktive Planung der Baugruben sah vor, die Verbauwände (überschnittene Bohrpfehlwand, s. Kap. 3.1) rückzuverankern. Dies war allerdings nicht in allen Bereichen möglich, wie Bild 6 zu entnehmen ist. Die bestehende Bebauung in direkter Nähe zum geplanten Baugrubenquerschnitt (Wenner-Gren-Center) machte lokal eine alternative Sicherung des Verbaus notwendig - eine Aussteifung mit Rohrsteifen.

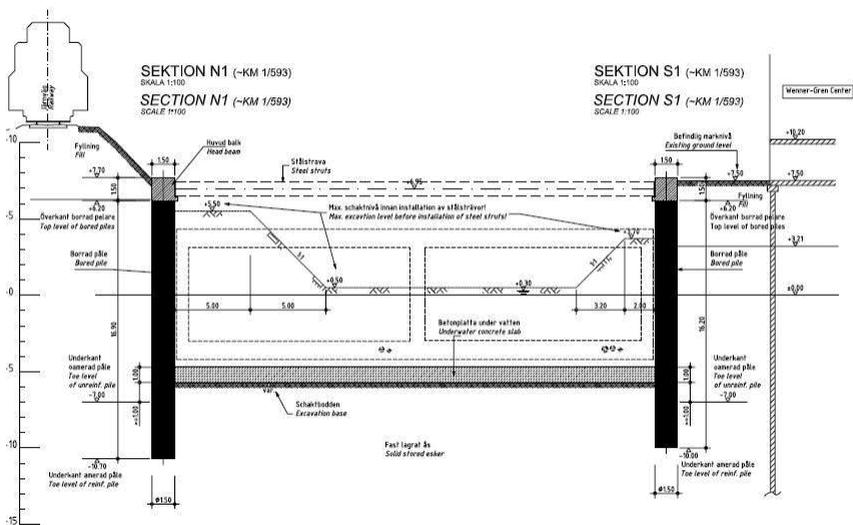


Bild 6: Baugrubenquerschnitt mit Nachbarbebauung

Die Besonderheit beim Einsatz dieser Form der Rückverankerung war in diesem Fall die extreme Spannweite, die es zu überbrücken galt – bis zu 36 m! Die Dimensionierung der Rohrsteifen ergab entsprechend große Rohrdurchmesser von 900 mm, bei Wandstärken von 25 mm.

Herkömmliche Aussteifungssysteme, wie sie zunächst diskutiert wurden, erwiesen sich aus einer Vielzahl von Gründen heraus als unattraktiv:

- Rohre in Einzellängen nicht verfügbar bzw. nicht transportierbar
- Notwendigkeit aufwendiger Stoßausbildungen (mehrlagiges Schweißen)
- Nicht vermeidbare Herstellungsungenauigkeiten bei Schweißarbeiten vor Ort
- Hoher Zeitaufwand bei Vorbereitung
- Hoher Prüfaufwand für Schweißnähte
- ...

Folglich wurde mit Hochdruck nach einer Alternative gesucht, die sich in Form eines Modulsystems mit Schraubverbindungen denn auch fand: MP250 Struts der Fa. Groundforce Shorco (VP plc.), UK. Dieses Modulsystem ermöglicht mit Hilfe von Einzelrohren verschiedener Längenabstufungen („Extension Units“) sowie einem Hydraulik-Endstück (Hub: 1,05 m) die millimetergenaue Anpassung an alle denkbaren Längen bis 45 m (s. auch Bild 7 und Bild 8).

Die Montage der Rohrsteifen erfolgte direkt am Einbauort. Neben dem obligatorischen Hebezeug (welches in Form von Seilbaggern vorhanden war) wurden bei der Montage lediglich noch kleinere Werkzeuge benötigt, um die Flanschverbindungen miteinander zu verschrauben. Ebenfalls überschaubar war der Rahmen an vorbereitenden Arbeiten: Die Herstellung der Bohrungen im Kopfbalken zur Montage der Kopfplatten.

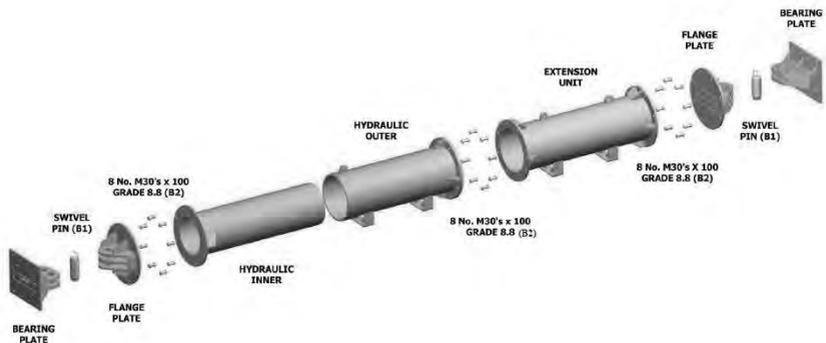


Bild 7: Grundsätzlicher Aufbau einer Rohrsteife nach dem Modulsystem MP250

Der zeitliche Gesamtaufwand für Montage und Einbau einer Rohrsteife belief sich auf ca. 1,5 Std. Dadurch wurde ein erheblicher Zeitgewinn generiert.

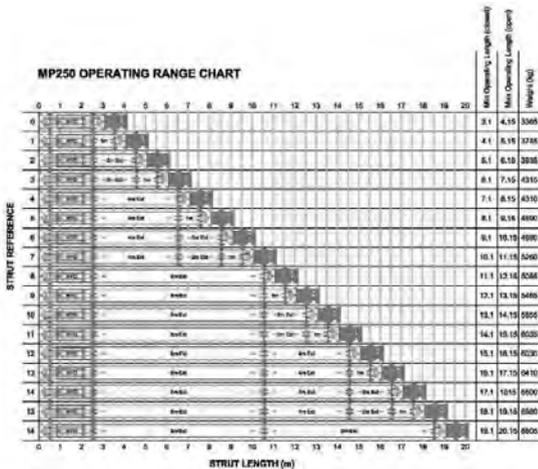


Bild 8: „Range Chart“ zum Ablesen der benötigten Rohrschüsse

Das Auslesen der Steifenkräfte erfolgt über eine kabellose Datenübertragung zwischen einer eingebauten Lastzelle und einem Lesegerät, welches zum Lieferumfang gehört. Auf Wunsch ist auch eine Übertragung der Messdaten auf ein Kommunikationsgerät, z.B. das Mobiltelefon, möglich (mit GPRS).



Bild 9: Rohrsteifen im eingebauten Zustand

3.3 Ein Kuriosum: Der Baumbalkon (NL 22)

Einen etwas kuriosen Auswuchs der Bestandserhaltung und –bewahrung stellte der Umgang mit der vorhandenen Baumbepflanzung dar. Dies ist auf den Umstand zurückzuführen, dass die Tunneltrasse sich in einem Naturschutzgebiet befindet, dessen Grenzen im Zuge einer Gesetzesänderung zunächst verschoben werden mussten, um die Durchführung des Projektes erst zu ermöglichen. Mit dieser Anpassung ging eine entsprechend restriktive Auflagenpolitik der Stadt Stockholm einher:

- Hohe Strafzahlungen für abgebrochene Äste und Zweige im Zuge der Bohrpfahlerstellung, inkl. nach Astdurchmesser abgestufter Strafkatalog,
- Angepasster Grundriss der Baugrubenumschließung im Ostbereich (Anschluss an das benachbarte Felstunnello), mit schräg verlaufender Schottwand (s. Bild 10) zum Erhalt dreier Linden,
- Herstellung einer Balkonkonstruktion zum Erhalt einer Linde, welche sich innerhalb der Tunneltrasse befindet (s. Bild 11).

Insbesondere die Umsetzung der letztgenannten Auflage stellte eine anspruchsvolle technische Herausforderung dar, derer sich die Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH gern annahm.

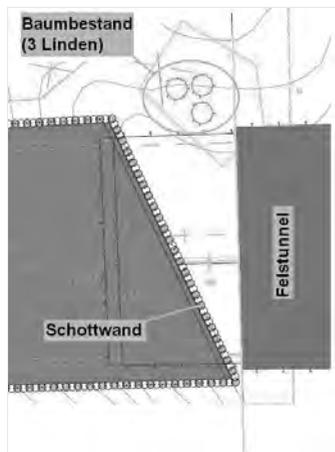


Bild 10: Angepasste Schottwand

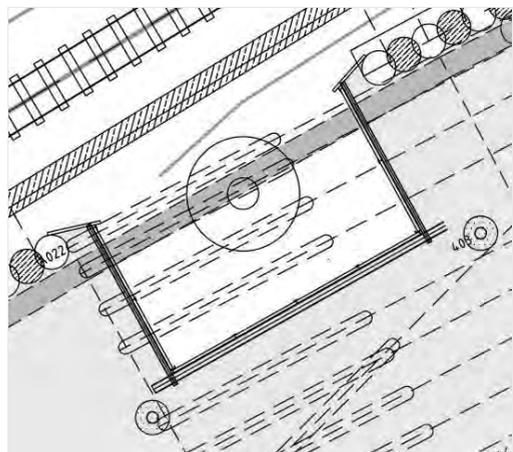


Bild 11: Baumbalkon im Grundriss

Der Realisierung des Baumbalkons ging eine umfangreiche und detailgenaue Planung voraus, in deren Zuge die einzelnen Herstellschritte („Sequenzen“) identifiziert, eingehend beschrieben und zeichnerisch in Sequenzplänen aufbereitet wurden. Diese Sequenzen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Herstellung zweier Primärstützen im Baugrubenbereich (Bohrpfahl mit ausbetoniertem eingestellten Stahlrohr)

- Sukzessive Herstellung eines Berliner Verbaus um den Baum herum („Trog“) im Zuge der ersten Aushubschritte
- Herstellung zweier an der Trogkonstruktion vorbeigeführter Ankerlagen inkl. Gurtung sowie Einbau von Traversen und Diagonalstreben
- Herstellung eines Rohrschirms als horizontale konstruktive Begrenzung unterhalb der Trogkonstruktion
- Bodenvernagelung/ -stabilisierung unterhalb des Troges, sukzessives Ausschachten in horizontaler Richtung sowie Einbau von Trägerlagen als Unterzüge
- Bodenvernagelung/ -stabilisierung unter dem angrenzenden Bahndamm, sukzessive Teilaushübe in vertikaler Richtung und Sicherung des Bodens mit Spritzbeton
- Bodenverbesserung mittels Düsenstrahlverfahren und Einbau einer ausbetonierten Stahlrohrwand für den Bereich unterhalb des Grundwassers
- Abdichtung der Stahlrohrwand mittels Düsenstrahlverfahren und Herstellung eines Kopfbalkens sowie einer Ankerlage
- Unterwasseraushub im gesamten Baugrubenbereich, Herstellung einer Auftriebs-sicherung, Unterwasserbetonsohle und abschließendes Lenzen der Baugrube

Bild 12 gibt einen Ausschnitt aus den Sequenzplänen (Endzustand/ letzte Sequenz) wieder.

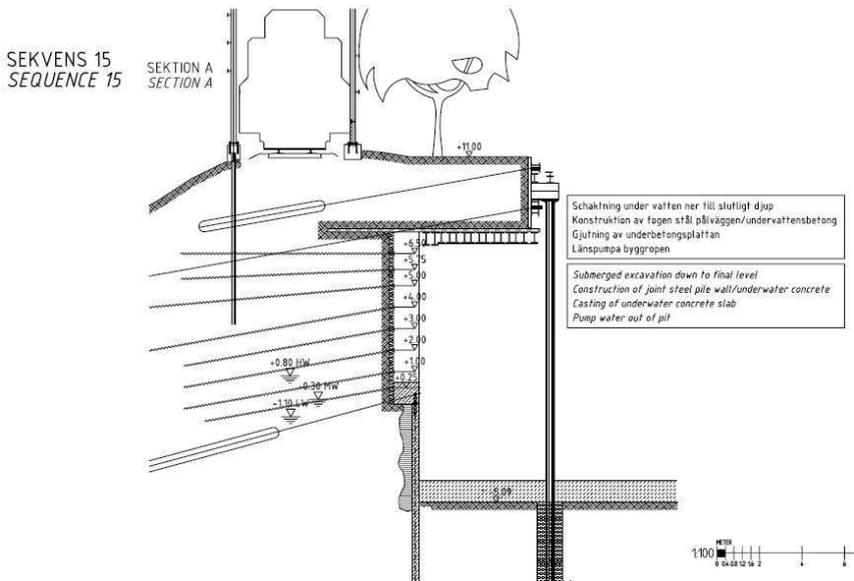


Bild 12: Letzter Sequenzschritt entsprechend der planerischen Konzeptionierung

Die Herstellung des Baumbalkons wurde in allen Phasen intensiv messtechnisch begleitet, um ein genaues Bild der sich einstellenden Verformungen zu erhalten. Diese wurden laufend mit den zuvor rechnerisch ermittelten Werten verglichen („Beobachtungsmethode“). Lagen

die tatsächlichen Verformungen im prognostizierten Rahmen, wurde in Absprache mit allen Beteiligten der nächste Herstellschritt freigegeben („Holding Points“).

Zum Einsatz kamen dabei Inklinometer in der angrenzenden Pfahlwand, eine Vielzahl von Messmarken zur vermessungstechnischen Erfassung, Ankerlastzellen in allen Ankerlagen sowie Dehnmessstreifen an den Primärstützen. Die beobachteten Verformungen und Ankerkräfte waren zu jedem Zeitpunkt plausibel und es wurden nur geringe baugrundbedingte Anpassungen der Konstruktion notwendig.

Die Balkonkonstruktion konnte zur großen Zufriedenheit des Bauherrn erfolgreich hergestellt werden, und nach einem harten Winter trägt der Baum wieder die ersten Blätter. Bild 13 zeigt eine Impression der Balkonkonstruktion während der Auftriebsankerherstellung.

4 Fazit

Die Vielzahl besonderer Randbedingungen machte die Herstellung der Baugruben für Norra Länken zu einem nicht ganz alltäglichen Projekt für alle Beteiligten. Die Vielseitigkeit der Einflussfaktoren (Geologie, Naturschutz, technischer Anspruch, Bauen in einem anderen Kulturkreis, klimatische Bedingungen) erforderten eine sehr flexible und behutsame Herangehensweise an die gestellten Aufgaben. Der konstruktiv wie wirtschaftlich erfolgreiche Abschluss der Spezialtiefbauarbeiten zeigt, dass die Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH auch Aufgaben höchsten Anspruches gewachsen ist. Die gewonnenen Erfahrungen erweiterten die fachliche Expertise maßgeblich und werden bei zukünftigen Projekten von hohem Wert sein.



Bild 13: Baumbalkon während der Herstellung der Auftriebsanker

Geotechnische Herausforderungen beim Bau der NBS Ebensfeld-Erfurt

Dipl.-Ing. D. Thormann
DB Projektbau GmbH, Erfurt

Eine Schriftfassung des Vortrages lag zur Drucklegung des Tagungsbandes leider nicht vor.

Nähere Informationen zu dem Bauvorhaben finden Sie auf der Internetseite des Projektes:

www.vde8.de

Sanierung eines Hochwasserschutzdamms im Wadi Ashalim, Totes Meer, Israel

Dr.-Ing. Martin Wittke
WBI GmbH, Aachen/Stuttgart/Guadalajara

1 Einleitung

Die Dead Sea Works Ltd. (DSW) betreiben südlich des heutigen Toten Meeres Verdunstungsbecken zur Gewinnung von Kali- und anderen Salzen. Die Becken liegen ca. 115 km südöstlich von Tel Aviv unmittelbar an der Grenze zu Jordanien.

DSW pumpt die Lauge des Toten Meeres über einen Feeder Channel und die Pumpstation P5 in den sogenannten Pan 5 (Bild 1). Dieses Becken wird im Norden und Osten durch den ca. 18 km langen Deich 5/8 begrenzt. Im Westen befindet sich die bekannte Hotelanlage Ein Bokek. Die Lauge bewegt sich im Pan 5 durch quer zur Hauptfließrichtung angeordnete Salzdeiche geleitet langsam in Richtung Süden. Östlich des Diaphirs Mt. S'Dom wird die Lauge über die Pumpstation P44 in den anschließenden Pan 3 gepumpt (Bild 2). Durch Auskristallisation von Salzen nimmt die Konzentration der Lauge stetig zu. Vom Pan 3 aus fließt die Lauge über verschiedene Kanäle weiter in Richtung Süden. Hier fallen schließlich die Kalisalze aus, die ausgebaggert und in der Fabrik von DSW weiterverarbeitet werden.

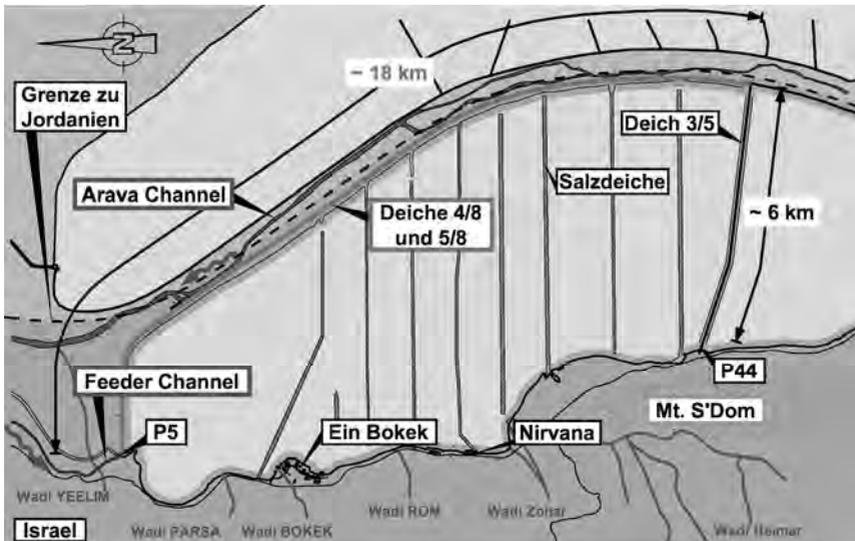


Bild 1: Pan 5

Das Fabrikgelände befindet sich im Bereich der Mündung des Wadi Ashalim. Wie alle Wadis führt auch der Wadi Ashalim nur kurzzeitig Wasser. Insbesondere nach Starkregenereignissen in den jeweiligen Einzugsgebieten kann die Wasserführung allerdings stark anwachsen. Zum Schutz der Fabrikanlagen wurde daher im Jahr 1982 der Ashalim Damm gebaut, der das Tal des Wadi Ashalim abschließt und eventuelle Fluten in Richtung Süden durch den U/S-canal umleitet (Bilder 2 und 3).

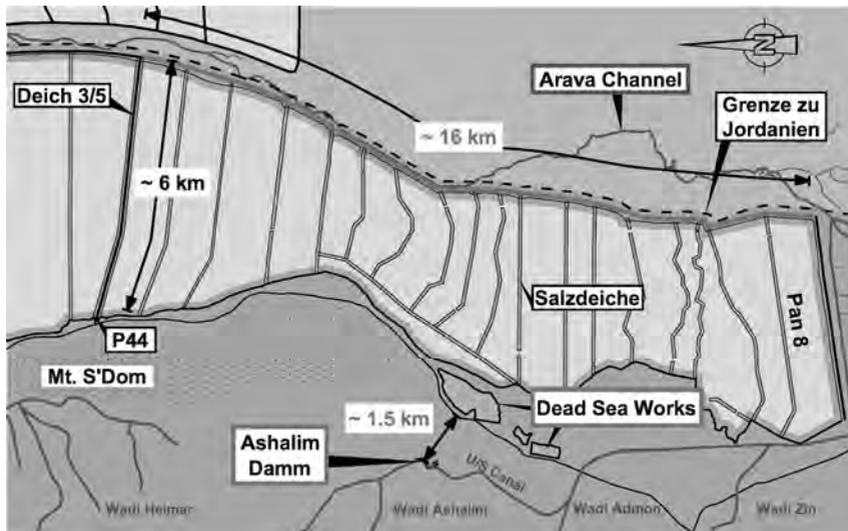


Bild 2: Southern Pans

2 Bauwerk und Dammbbruch

Der Damm besitzt einen innenliegenden Kern aus Ton (Bild 4). Der Stützkörper besteht aus Wadi Gravel. Das ist ein Kiessand, mit einem Feinkornanteil aus Schluffen und Tonen von ca. 10 bis 30 %. Ein Filter zwischen Tonkern und Stützkörper ist nicht vorhanden. Unterhalb der Gründungsebene stehen regionalgeologisch als Havar bezeichnete Tone bzw. Schluffe an.

Am Abend des 22.12.1993 kam es im Wadi Ashalim zu einem Hochwasser. Währenddessen erreichte der Wasserspiegel eine Höhe von max. ca. 2.5 m unterhalb der Dammkrone. Am frühen Morgen des 23.12.1993, d. h. eine Nacht nach Beginn des Hochwassers, versagte der Damm im Bereich des rechten Widerlagers (Bild 5). Danach wurde der Damm in kurzer Zeit wieder aufgebaut.

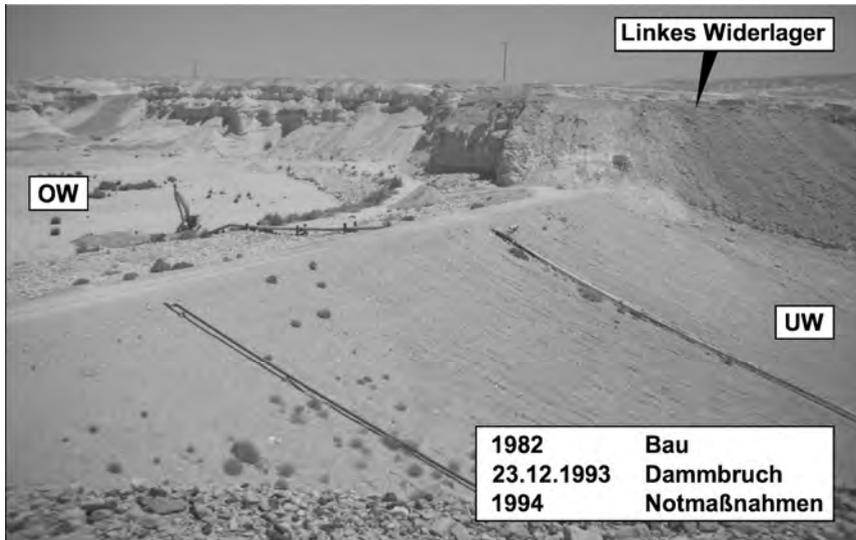


Bild 3: Ashalim Damm

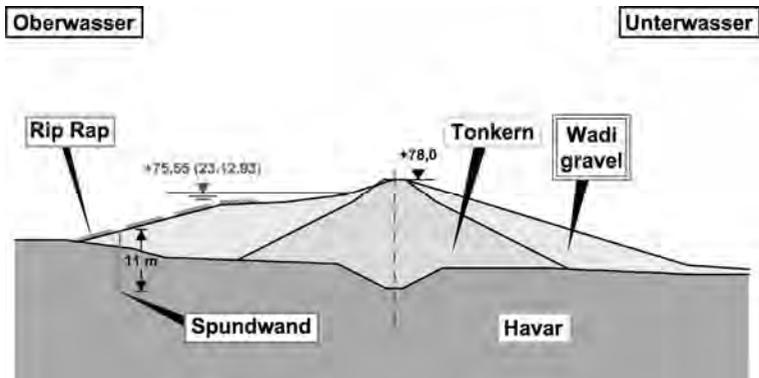


Bild 4: Querschnitt (vor Dammbbruch)

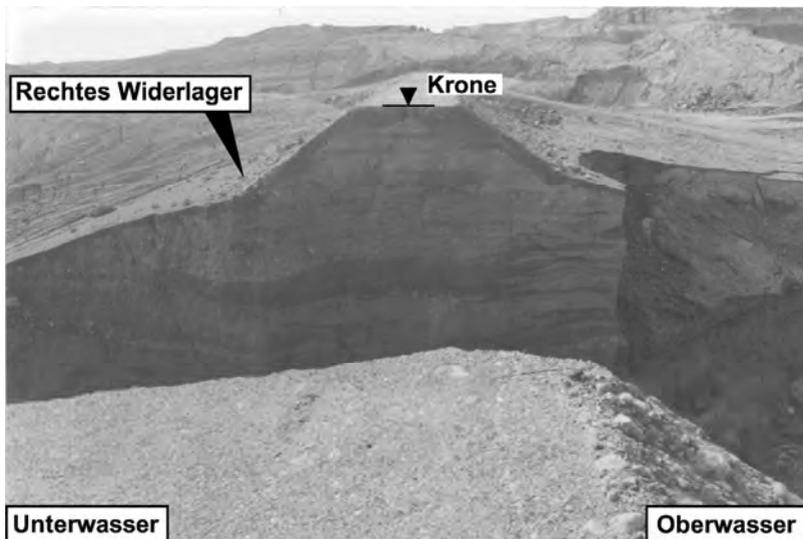


Bild 5: Dambruch, Blick Richtung Rechtes Widerlager

3 Untergrundverhältnisse

Informationen über die Untergrundverhältnisse wurden über Erkundungsbohrungen und 5 Schürfe gewonnen (Bild 6). Die im Bereich der Talmitte liegenden Bohrungen wurden vertikal nach unten abgeteuft. Die beiden im Bereich der Widerlager liegenden Bohrungen I-3 und I-4 wurden schräg nach unten, parallel zur Dammachse abgeteuft.

Die Kartierungen der Schürfe zeigen, dass sich im sogenannten Havar zahlreiche Fließkanäle mit Durchmessern von mehreren mm bis cm befinden, die im Zuge der Erkundungen jeweils über mehrere Dezimeter bis Meter verfolgt werden konnten (Bild 7). Außerdem ist zu erkennen, dass in unregelmäßigen Abständen nahezu horizontale Schichten aus Kiessand mit unterschiedlicher Mächtigkeit eingelagert sind, die - wie die Kanäle - bevorzugte Sickerwege großer Durchlässigkeit darstellen.

Sowohl aus den Bohrungen als auch aus den Schürfen wurden gestörte und ungestörte Proben entnommen und bei WBI in Aachen sowie im Technion in Haifa untersucht. Aus den Sieb- und Schlämmanalysen ergeben sich zwei Körnungsbänder für den Havar. Während die in Bild 8 rot dargestellten Kornverteilungen einen Tonanteil von ca. 10 bis 25 % aufweisen, besteht der Feinkornanteil der blau markierten Proben nur aus Schluffen.

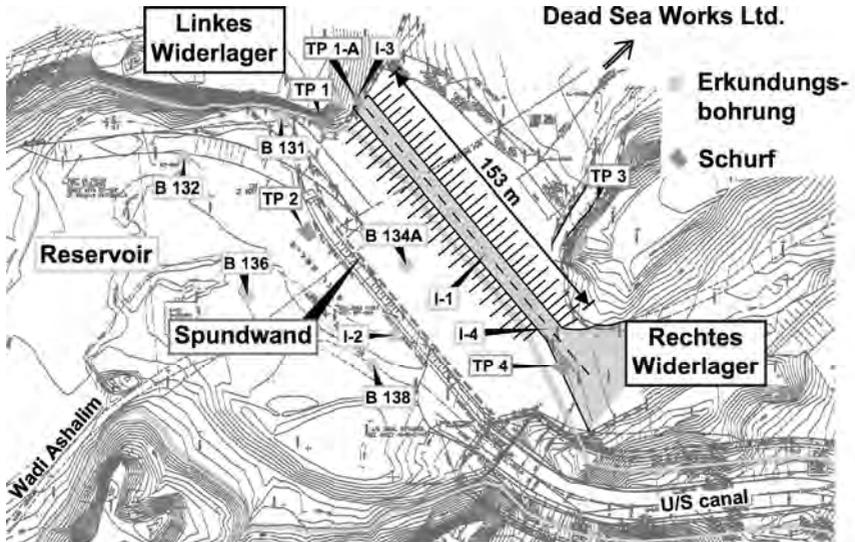


Bild 6: Lageplan

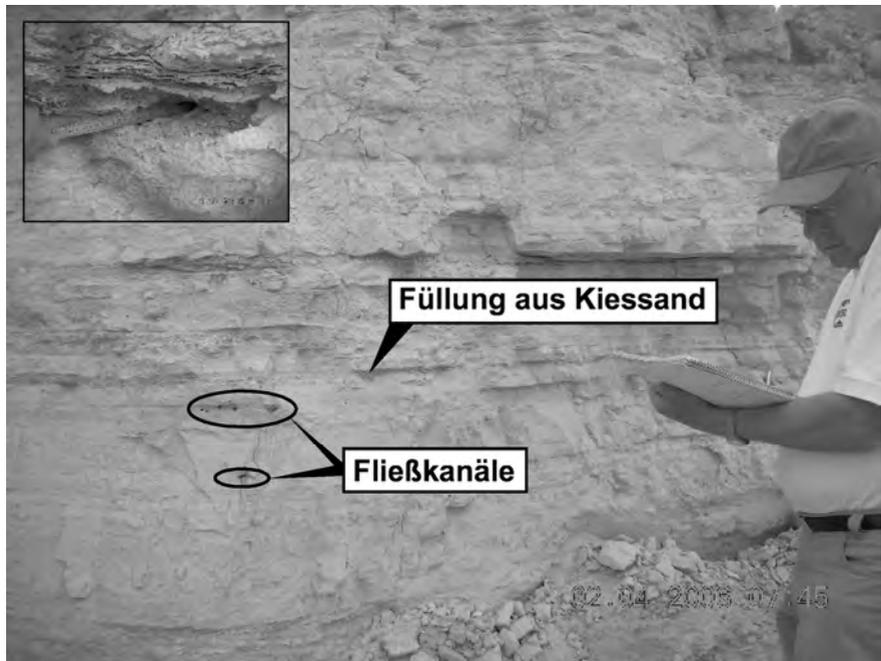


Bild 7: Havar am Rechten Widerlager

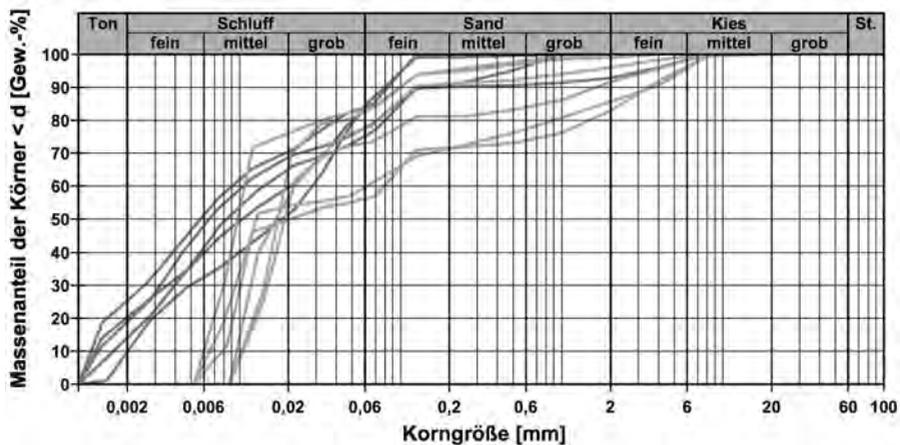


Bild 8: Kornverteilungen

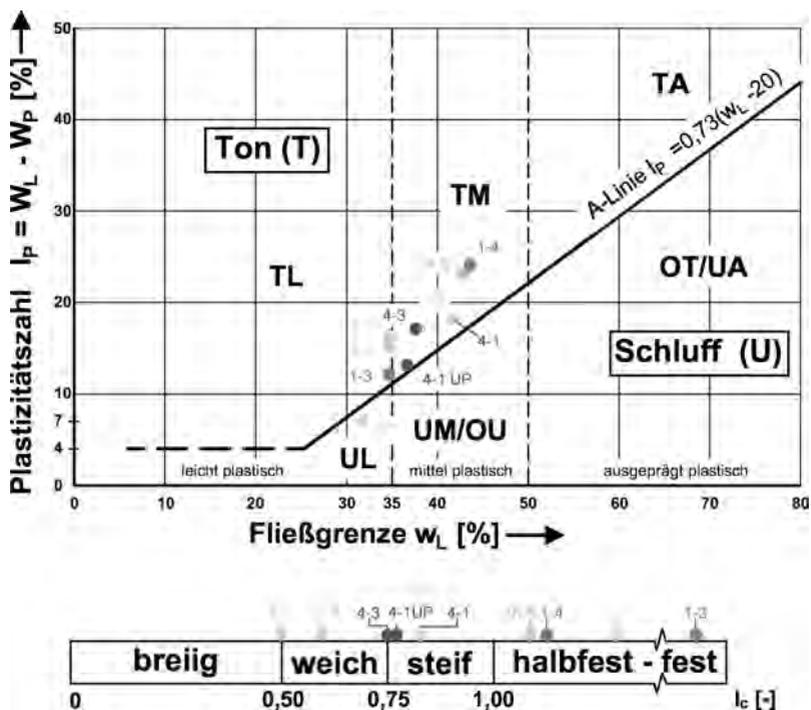


Bild 9: Zustandsgrenzen

Nach Casagrande können die Proben überwiegend als mittel bis leicht plastische Tone angesprochen werden, die eine weiche bis halb feste bzw. feste Konsistenz aufweisen (Bild 9). Obwohl keine eindeutige Zuordnung möglich ist, zeigt sich, dass die Proben aus dem Bereich der Talmitte überwiegend eine weiche Konsistenz besitzen, wohingegen die an den Flanken entnommenen Proben eine halb feste bis feste Konsistenz aufweisen.

4 Schadensursache

Auf der Grundlage der Erkundungsergebnisse wurden die möglichen Ursachen für das Dammversagen im Jahr 1993 eingehend untersucht. Da der Wasserspiegel im Reservoir deutlich unterhalb der Krone lag, scheidet ein Überströmen, im Englischen "overtopping", als Schadensursache aus. Standsicherheitsnachweise haben außerdem gezeigt, dass sich für den Damm auch im eingestauten Zustand, bei vollständiger Durchströmung, eine ausreichende Standsicherheit nachweisen lässt.

Als wahrscheinliche Schadensursache wurde daher eine Erosion, im Englischen "Piping Failure", ermittelt (Bilder 10 bis 12). Im Verlauf des Einstaus kam es zu einer Unter- bzw. Umströmung des Kerns durch die in Abschnitt 3 beschriebenen, im Untergrund vorhandenen, offenen Fließkanäle. Da auf der Unterwasserseite auch kein SohlfILTER vorhanden war, kam es als Folge dessen zu einer Erosion des feinkörnigen Materials und die Fließkanäle haben sich entsprechend aufgeweitet. Dieser Vorgang hat sich im Verlauf der Nacht offensichtlich immer weiter fortgesetzt und schließlich zum Versagen des Damms geführt.

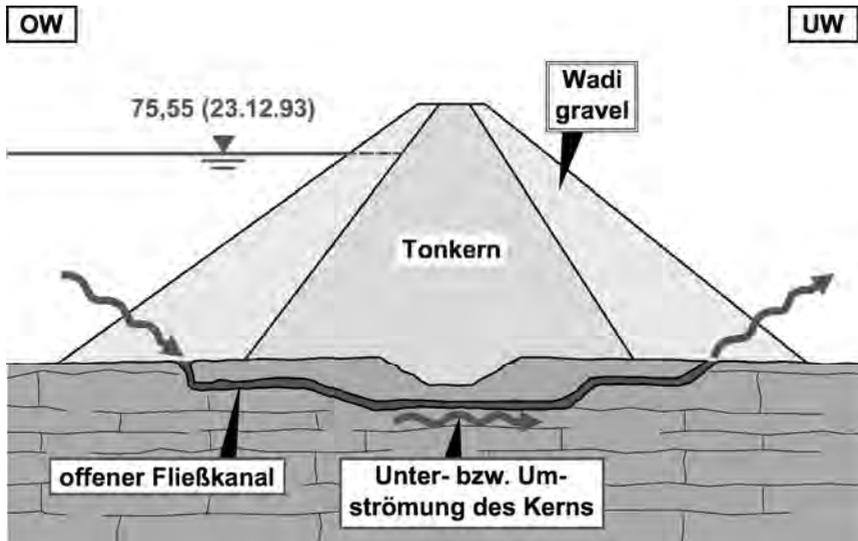


Bild 10: Schadensursache Hypothese (1/3)

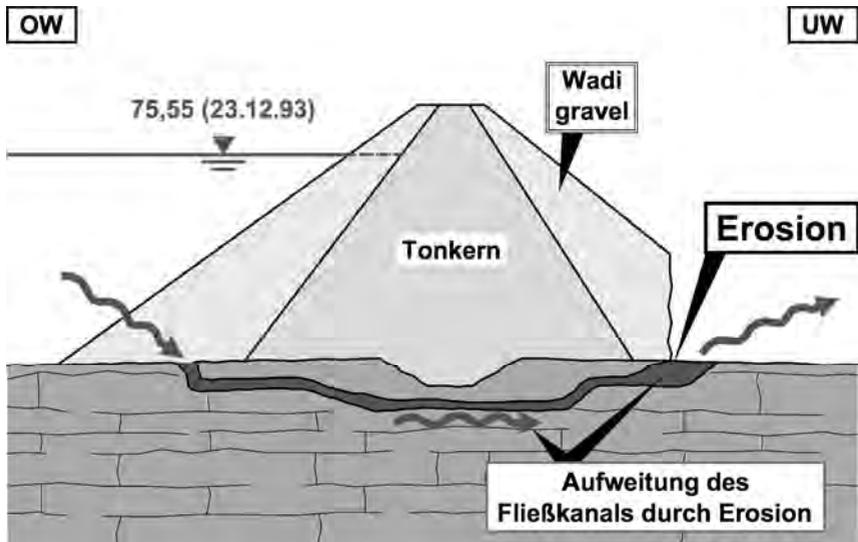


Bild 11: Schadensursache Hypothese (2/3)

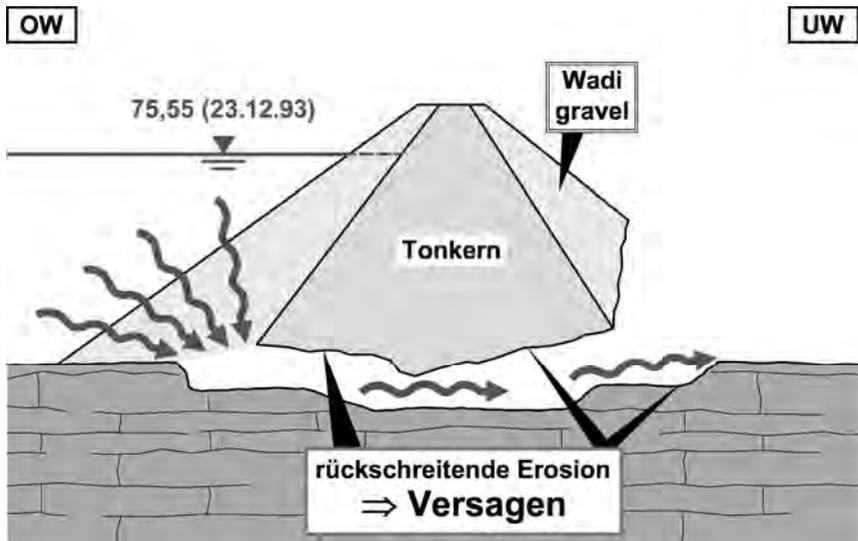
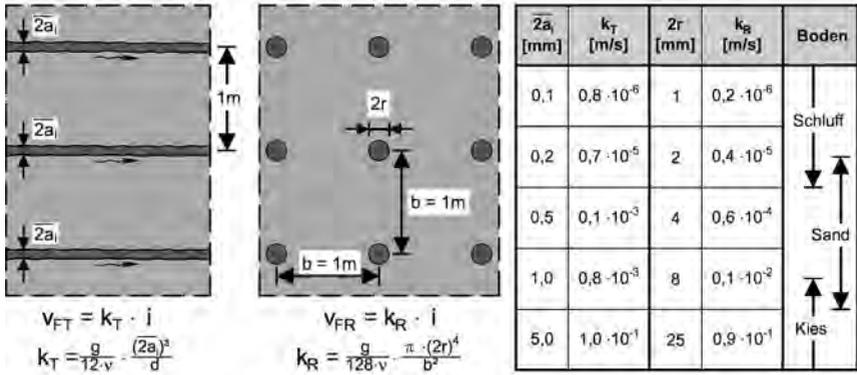


Bild 12: Schadensursache Hypothese (3/3)

• laminiere Strömung • hydraulisch glatte Verhältnisse • $v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} (20^\circ\text{C})$



Trennflächenschar Schar von Fließkanälen Ergebnis

Bild 13: Durchlässigkeit

Um diese Hypothese auch quantitativ zu bestätigen, wurden der Einstauvorgang und die Durch- bzw. Umströmung des Damms mit Hilfe von instationären Sickerströmungsberechnungen mit dem Programmsystem HYD03 numerisch untersucht (Unterlage [1]). Ohne Berücksichtigung von Fließkanälen hat der Havar entsprechend seiner Kornverteilung eine vergleichsweise geringe Durchlässigkeit. Die offenen Fließkanäle führen allerdings zu einer deutlichen Vergrößerung der Wasserdurchlässigkeit.

Die Durchlässigkeit eines Bodens, der durch eine Schar von Fließkanälen durchörtert wird, ist direkt proportional zur vierten Potenz des Durchmessers der Kanäle (Unterlagen [1] und [2]). Geht man beispielsweise davon aus, dass im Untergrund eine Schar von Fließkanälen in einem Raster von 1 m x 1 m vorhanden sind, ergibt sich für Fließkanäle mit einem Durchmesser von ca. 8 mm eine Durchlässigkeit des Bodens in der Größenordnung von 10^{-2} bis 10^{-3} m/s (Bild 13). Dies entspricht in etwa der Durchlässigkeit eines groben Sandes oder eines Feinkieses.

Welch entscheidenden Einfluss dies auf die Unter- bzw. Umströmung des Damms hat, zeigen die in den Bildern 14 und 15 dargestellten Ergebnisse von Vergleichsberechnungen. Berücksichtigt man die Fließkanäle nicht, so dringt das Sickerwasser 2 Stunden nach Beginn des Einstaus nur einige Meter in den Dammkörper ein (Bild 14).

Mit Fließkanälen hat das Sickerwasser dagegen zum gleichen Zeitpunkt bereits nahezu den gesamten Dammquerschnitt unterströmt und es erreicht nach weiteren 6 Stunden, also innerhalb von einer Nacht, die Unterwasserseite (Bilder 14 und 15). Ohne die Berücksichtigung von Fließkanälen befindet sich das Sickerwasser nach 8 Stunden immer noch im oberwasserseitigen Stützkörper. Die Ergebnisse dieser Berechnungen untermauern die oben beschriebene Hypothese für das Dammversagen.

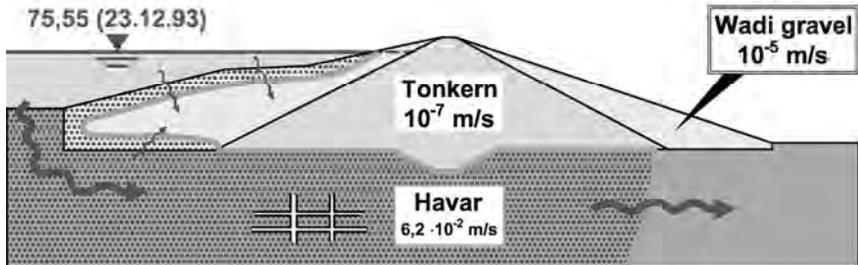
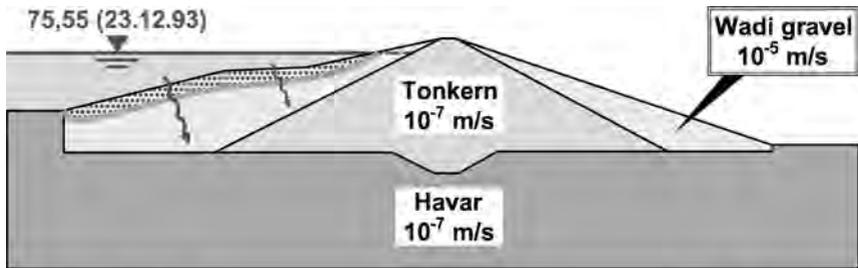


Bild 14: Instationäre Sickerströmungsberechnung, Wasserausbreitung nach 2 h

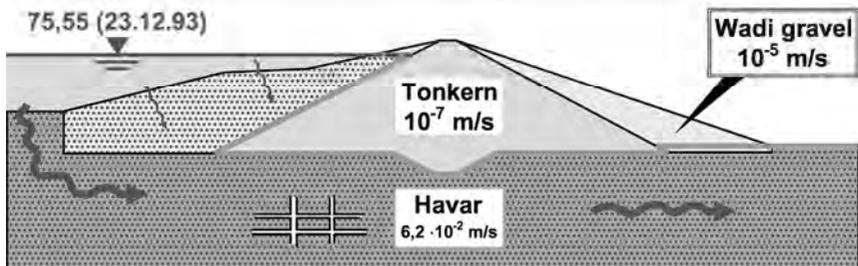
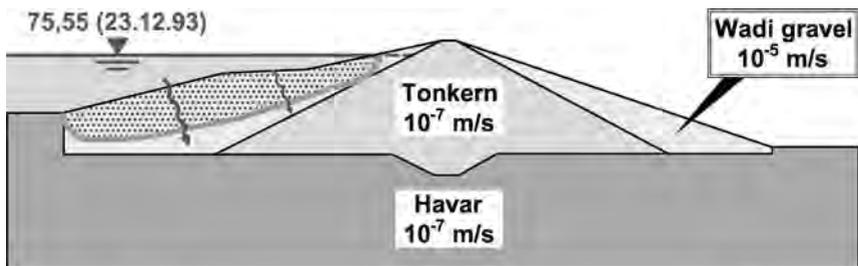


Bild 15: Instationäre Sickerströmungsberechnung, Wasserausbreitung nach 8 h

5 Sanierung

Nach Kenntnis der Schadensursache wurde eine Ertüchtigung des Damms notwendig. Dabei wurde nunmehr auch das 500-jährige Hochwasser zugrunde gelegt. Nach einer eingehenden Untersuchung verschiedener Varianten wurde entschieden, eine 30 m tiefe Schlitzwand herzustellen, durch die die Fließkanäle im Untergrund abgeschnitten werden (Bild 16). Da das erhärtete Schlitzwandmaterial erosionsstabil ist, war die Anordnung eines unterwasserseitigen Filters nicht erforderlich. Aufgrund der geringen Festigkeiten des Damms und des Untergrunds konnte die Schlitzwand mit einem Greifer hergestellt werden (Bild 17).

Um auch im Bereich der Widerlager vorhandene Fließwege zu verschließen, bindet die neue Schlitzwand 25 bzw. 27 m tief in beide Widerlager ein (Bild 18). Auf der Oberwasserseite des Damms wurde außerdem die Böschungsbefestigung (Rip Rap) erneuert. Das Rip Rap wurde im Bereich des linken Widerlagers ausgedehnt, um diesen Bereich gegen Verwirbelungen als Folge der starken Krümmung im Wadi und dadurch bedingte Erosionen zu schützen (Bild 19).

Im Zuge der Entwurfsbearbeitung wurde auch die Standsicherheit des Damms im Falle von Erdbeben untersucht. Das Projektgebiet befindet sich im Bereich des Grabens des Toten Meers, der durch die relative Verschiebung der arabischen und der afrikanischen Platten entstanden ist. Das Störungssystem ist heute noch aktiv, so dass regelmäßig Erdbeben auftreten.

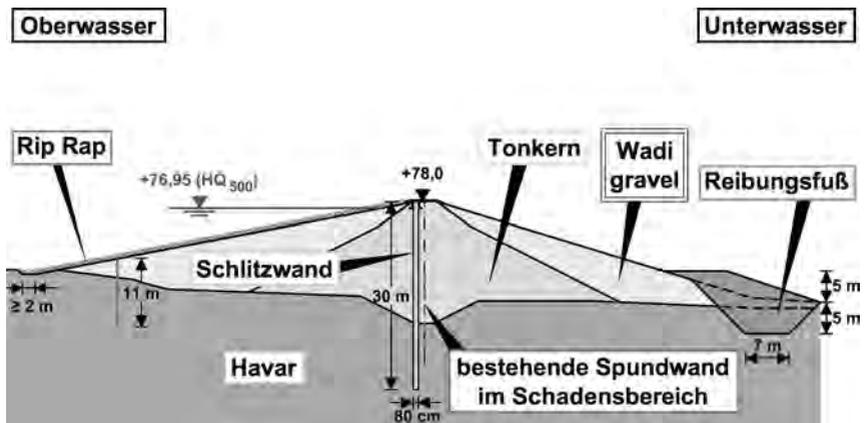


Bild 16 Querschnitt (Sanierung)



Bild 17 Herstellung Schlitzwand

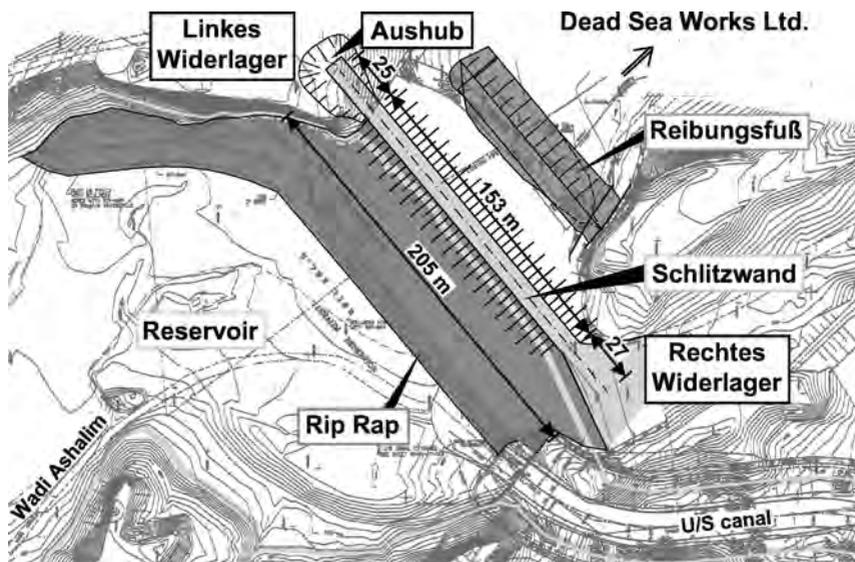


Bild 18: Lageplan (Sanierung)



Bild 19 Neues Rip Rap

Zur Untersuchung der Standsicherheit des Damms im Falle eines Erdbebens wurden vereinfachend Gleitkreis- und Blockgleitberechnungen durchgeführt. Die Erdbebeneinwirkung wurde dabei pseudostatisch berücksichtigt. Die horizontale Ersatzlast wurde nach dem Israelischen Standard für eine Beschleunigung von $k_n = 0,24 \cdot g$ ermittelt (Bild 20, Unterlage [3]).

Die Erkundungen haben gezeigt, dass im Havar nahezu horizontal verlaufenden Schichtflächen vorhanden sind, die sich sehr weit erstrecken und entlang derer nur eine sehr geringe Scherfestigkeit wirksam ist. Aus diesem Grund war der Damm auch ohne Einstau gegen Erdbeben nicht ausreichend standsicher (Bild 20). Auch wenn die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens eines Erdbebens und eines Hochwasser nicht sehr groß ist und man durch Erdbeben verursachte Schäden sanieren könnte, wurde aufgrund von Risikoanalysen entschieden, die Standsicherheit des Damms auch für den Lastfall Erdbeben sicherzustellen. Hierzu wurde auf der Unterwasserseite ein Reibungsfuss angeordnet (Bilder 21 und 22).

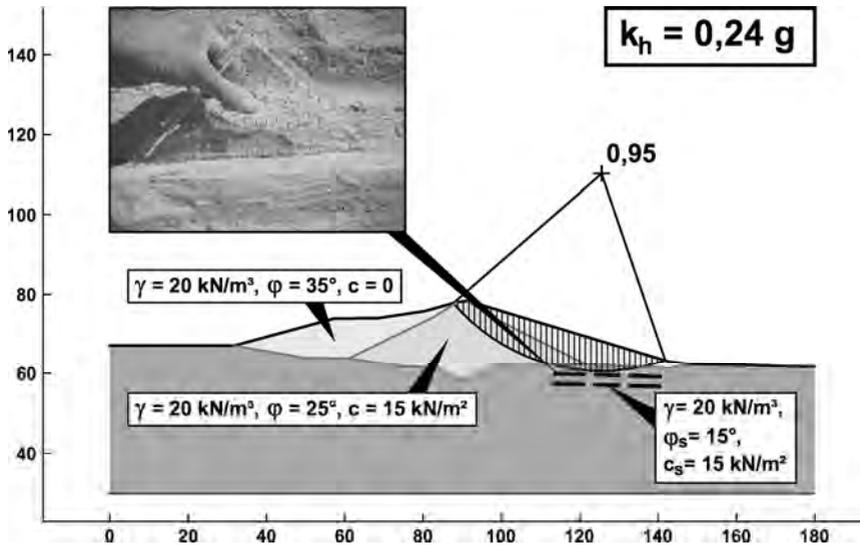


Bild 20: Standsicherheit gegen Erdbeben

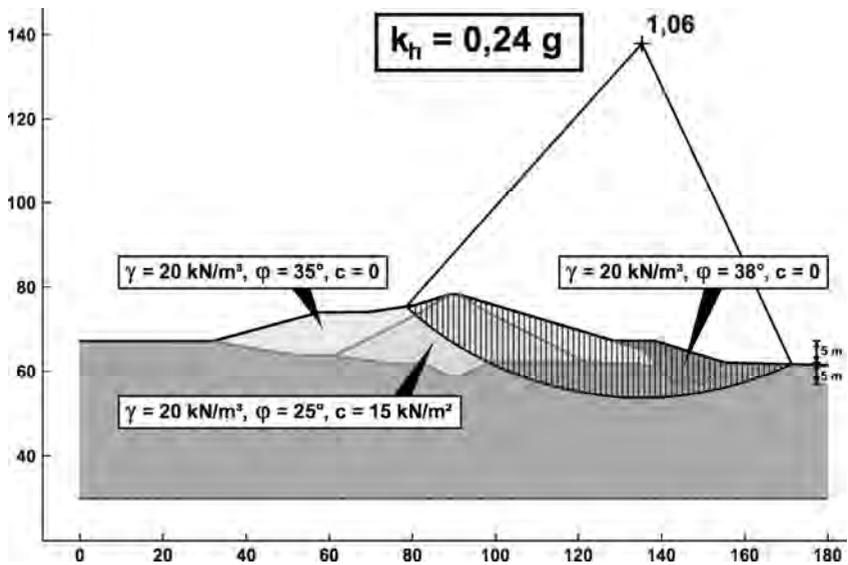


Bild 21: Standsicherheit gegen Erdbeben, Reibungsfuß



Bild 22 Herstellung Reibungsfuß

Unterlagen

- [1] Wittke, W.: Tunnelstatik, Grundlagen. Geotechnik in Forschung und Praxis, WBI-PRINT 4, Verlag Glückauf GmbH, Essen 1999.
- [2] Wittke, W.: Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984.
- [3] The Standard Institution of Israel, Israel Standard SI 413, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures (English Translation), 1995.

Geohydraulische Nachweise nach neuen Normen

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe

1 Einleitung

Im Jahr 1975 beschloss die Europäische Kommission ein Aktionsprogramm zur Beseitigung von Handelshemmnissen im Baubereich durch Harmonisierung der technischen Regeln für die Lastannahmen und die Bemessung baulicher Anlagen. In den 1980er Jahren entstand so die erste Generation der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. 1989 übertrug die Kommission diese Aufgabe an das CEN (Committee for European Standardization), die Europäische Normungsorganisation. Nachdem in einem ersten Schritt die Eurocodes als Europäische Vornormen (ENV) erschienen, wurden diese ab dem Jahre 1997 in einem zweiten Schritt in Europäische Normen (EN) überführt (*Eurocode online*, deutsche Eurocode-Internetplattform des Beuth-Verlags).

Die Veröffentlichung der deutschen Fassungen (DIN EN) der Eurocodes und der deutschen Nationalen Anhänge (NA), die die in Deutschland gültigen, nicht in den Eurocodes festgelegten Nachweisverfahren und Parameter enthalten, ist zwischenzeitlich weitgehend erfolgt. Die bautechnische Einführung eines wesentlichen Teils der Eurocodes für die Baubehörden der Länder und des Bundes ist zum 01.07.2012 vorgesehen (*Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz, 2010*). Ab diesem Zeitpunkt sind im Bereich der beteiligten Bauverwaltungen die Regelungen der Eurocodes für die Lastannahmen und die Bemessung baulicher Anlagen alleinig gültig. Deutsche Normen, die Bereiche regeln, die denen der Eurocodes entsprechen, oder die insbesondere widersprechende Regelungen beinhalten, müssen bis dahin zurückgezogen oder ersetzt werden. Deutsche Normen, die ergänzende Regelungen zur Bemessung baulicher Anlagen enthalten, die die spezifischen deutschen Erfahrungen berücksichtigen und die über die Regelungen der Eurocodes hinaus gehen, sind jedoch weiterhin möglich.

Die neue europäische Grundnorm *Eurocode 7, Teil 1 (EC 7-1) (2009)* enthält die allgemeinen Regeln für Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Ergänzt wird diese durch den *deutschen Nationalen Anhang zum EC 7-1 (2010)* und die als nationale Ergänzungsnorm fungierende neue *DIN 1054 (2010)*. Diese drei Normenteile ersetzen im Bereich der geotechnischen Bemessung die bisher gültige *DIN 1054 (2005)*. Geohydraulische Nachweise, bei denen die aus dem Grundwasser resultierenden Druck- und Strömungskräfte die wesentlichen Einwirkungen darstellen, stellen eine Untergruppe der geotechnischen Nachweise dar. Es handelt sich dabei um die Nachweise der Sicherheit gegen Aufschwimmen, gegen hydraulischen Grundbruch und gegen Transport von Bodenmaterial innerhalb des Baugrundes oder an Grenzflächen zu Bauwerken oder anderen Begrenzungen. Nachstehend werden für die geohydraulischen Nachweise die wesentlichen Änderungen der auf dem *EC 7-1 (2009)* und der neuen *DIN 1054 (2010)* basierenden Regelungen im Vergleich zu den Regelungen der *DIN 1054 (2005)* dargestellt. Zunächst erfolgt dazu eine kurze Übersicht über die zukünftige Hierarchie der deutschen Normen im Bauwesen

2 Normative Grundlagen

2.1 Zukünftige Struktur der Normen im Bauwesen

Die zukünftige Hierarchie der deutschen Normen im Bauwesen, bezogen auf die geotechnische Bemessung von Bauwerken, ist nach *Schuppener (2011)* in Bild 1 etwas vereinfacht dargestellt.

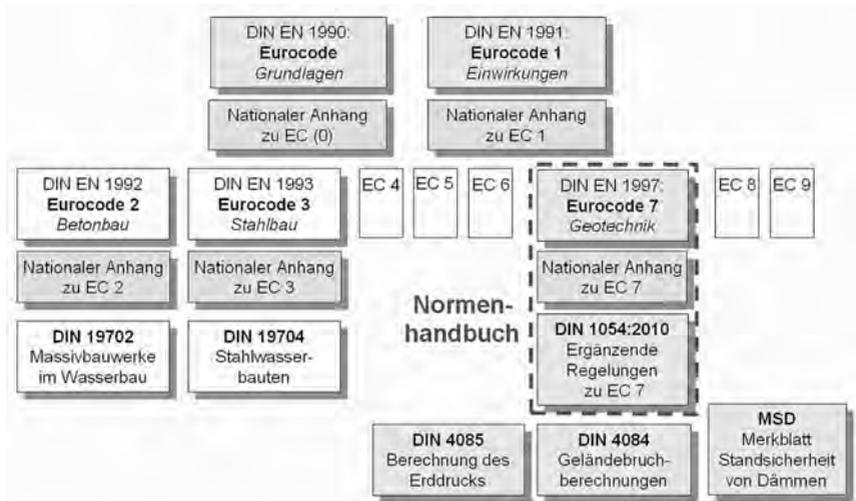


Bild 1: Zukünftige Hierarchie der deutschen Normen im Bauwesen

Die Spitze der europäischen Normen im Bauwesen bilden der *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (2010)*, vereinfacht als EC 0 bezeichnet, und der aus mehreren Teilen bestehende *Eurocode 1: Einwirkungen auf Bauwerke*. Sie stellen die Grundlage für die Bemessung im gesamten Bauwesen Europas dar. Auf diese beiden Grundnormen beziehen sich alle anderen acht Eurocodes (EC 2 – EC 9), so z. B. der *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, der *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten* sowie auch der *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*. Diese Eurocodes untergliedern sich jeweils wiederum in mehrere Teile. Zu den Teilen der einzelnen Eurocodes existieren jeweils Nationale Anhänge, in denen die nicht in den Eurocodes festgelegten Parameter national definiert sind.

Der *Eurocode 7* besteht aus *Teil 1: Allgemeine Regeln (2009)* und *Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (2010)*. Der *Teil 1 (EC 7-1)* ersetzt zusammen mit dem *Nationalen Anhang zum EC 7-1* und der neuen, als nationale Ergänzungsnorm zum *EC 7-1* fungierenden *DIN 1054 (2010)* die bisher gültige *DIN 1054 (2005)*. Da der *NA zum EC 7-1* und die neue *DIN 1054 (2010)* immer nur in Verbindung mit dem *EC 7-1* angewendet werden können, hat sich der zuständige deutsche Normenausschuss dazu entschlossen, alle drei Normen in einem *Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln (2011)* zusammenzufassen. Die Veröffentlichung des Handbuchs ist im Mai 2011 vorgesehen. Der Hauptbestandteil des Normen-Handbuchs ist die deutsche Fassung des

EC 7-1, in die die ergänzenden deutschen Regelungen der *DIN 1054 (2010)* und die Hinweise und Erläuterungen des *NA zum EC 7-1* hinter den entsprechenden Textstellen des *EC 7-1* eingefügt sind. Dabei sind die ergänzenden Regelungen der *DIN 1054 (2010)* einschließlich der Tabellen und Zeichnungen durch ein vorgesetztes „A“ und die Hinweise und Erläuterungen des *Nationalen Anhangs* durch „NA zu ...“ gekennzeichnet (siehe auch *Schuppener (2011)*).

Zusätzlich wird es selbstverständlich auch weiterhin deutsche DIN-Normen und andere technische Regelwerke geben, in denen die Durchführung der einzelnen Nachweise, ggf. bezogen auf einen speziellen Bereich, festgelegt ist. Im Bereich des Wasserbaus sind dies z. B. für den Massivbau die *DIN 19702 (2010)* und für den Stahlbau die *DIN 19704 (1998)*. In der Geotechnik sind die Berechnungsverfahren für die einzelnen Nachweise weiterhin in den entsprechenden Normen geregelt, z. B. die Berechnung des Erddrucks in der *DIN 4085 (2011)* oder die Geländebruchberechnungen in der *DIN 4084 (2009)*. Weiterhin ist z. B. die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen im *MSD (2005)* festgelegt. Auch diese Normen und technischen Regelwerke sind, soweit erforderlich, an die Nomenklatur und die Form der Standsicherheitsnachweise der Eurocodes anzupassen.

2.2 Grundlegende Regelungen im EC 0

Nachstehend sind die für die geohydraulischen Nachweise grundlegenden Regelungen und Definitionen des *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (EC 0)* kurz dargestellt. In Klammern sind jeweiligen Kapitelnummern des *EC 0* angegeben.

Die Einwirkungen F auf Bauwerke oder Bauteile werden in ständige Einwirkungen G , veränderliche Einwirkungen Q und außergewöhnliche Einwirkungen A unterschieden.

- Bei einer ständigen Einwirkung G wird vorausgesetzt, dass sie während der gesamten Nutzungsdauer wirkt und dass ihre zeitliche Größenänderung gegenüber dem Mittelwert vernachlässigbar ist (1.5.3.3).
- Im Gegensatz dazu ist bei einer veränderlichen Einwirkung Q ihre zeitliche Größenänderung nicht vernachlässigbar (1.5.3.4).
- Eine außergewöhnliche Einwirkung A ist i. d. R. von kurzer Dauer, aber von bedeutender Größenordnung und kann während der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks, jedoch mit keiner nennenswerten Wahrscheinlichkeit auftreten (1.5.3.5).
- Als Auswirkungen von Einwirkungen E werden Beanspruchungen von Bauteilen (z. B. Schnittkräfte, Momente, Spannungen, Dehnungen) oder Reaktionen des Gesamttragwerks (z. B. Durchbiegungen, Verdrehungen), die durch Einwirkungen hervorgerufen werden, bezeichnet (1.5.3.2).

Der wichtigste repräsentative Wert einer Einwirkung ist der charakteristische Werk F_k .

- Als charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung G_k ist bei kleiner Streuung der Mittelwert und bei größerer Streuung ein oberer und ein unterer Wert anzugeben (4.1.2(2)P).
- Der charakteristische Wert einer veränderlichen Einwirkung Q_k ist so festzulegen, dass er im Bezugszeitraum als oberer Wert eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit nicht überschreitet oder als unterer Wert eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit erreicht. Er kann als

Nennwert angegeben werden, wenn die statistische Verteilung der Einwirkung unbekannt ist (4.1.2(7)P).

- Der charakteristische Wert von klimatischen Einwirkungen, wie auch Einwirkungen aus Oberflächenwasser und Grundwasser, beruht auf der 98%-Überschreitungsfraktile der Extremwertverteilung der wesentlichen zeitveränderlichen Basisvariablen für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode dieser Basisvariablen von 50 Jahren (Anmerkung 2 zu 4.1.2(7)P). Dies bedeutet, dass der charakteristische Wert klimatischer Einwirkungen bei einer geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes von 50 Jahren für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit (bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeit) von 1 mal in der Nutzungsdauer des Bauwerkes zu ermitteln ist. Bei einer anderen geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes sowie bei Beanspruchungen in Bau- oder Revisionszuständen können andere Jährlichkeiten zugrunde gelegt werden.
- Der charakteristische Wert von außergewöhnlichen Einwirkungen A_k ist für den Einzelfall als Nennwert festzulegen. Eine außergewöhnliche Einwirkung wird unmittelbar als Bemessungswert A_d festgelegt, wenn sie nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert zur Ermittlung des Bemessungswertes beaufschlagt wird (wie nach EC 0 vorgesehen) (4.1.2(8)).
- Der maßgebende repräsentative Wert F_{rep} für ständige Einwirkungen G_k und für die dominierende veränderliche Einwirkung Q_k (Leiteinwirkung) ist der charakteristische Wert. Der maßgebende repräsentative Wert für veränderliche Begleiteinwirkungen ist der Kombinationswert $\psi_0 \cdot Q_k$, der durch das Produkt aus dem charakteristischen Wert der veränderlichen Einwirkung Q_k und dem Kombinationswert ψ_0 gebildet wird (4.1.3(1)P).

Der Bemessungswert einer Einwirkung F_d ergibt sich aus dem maßgebenden repräsentativen Wert der Einwirkung F_{rep} multipliziert mit dem jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert γ_F ($F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}$) (6.3.1(1)).

Es wird zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchtauglichkeit unterschieden (3.1(1)P). Die Grenzzustände sind in den einzelnen Bemessungssituationen nachzuweisen (3.1(3)P), wobei in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen unterschieden werden soll (3.1(4)).

- Ständige Bemessungssituationen entsprechen den üblichen (planmäßigen) Bedingungen während der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes (3.2(2)P). Hier sind die ständigen Einwirkungen sowie die veränderlichen Einwirkungen, bezogen auf die geplante Nutzungsdauer des Bauwerkes, zu berücksichtigen.
- Vorübergehende Bemessungssituationen beziehen sich auf zeitlich begrenzte (geplante) Zustände, z. B. im Bauzustand oder während der Instandsetzung (3.2(2)P). Hier sind die ständigen Einwirkungen sowie die relevanten veränderlichen Einwirkungen, bezogen auf den zeitlich begrenzten Zustand, zu berücksichtigen.
- Außergewöhnliche Bemessungssituationen beinhalten außergewöhnliche (nicht planmäßige) Bedingungen während der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes oder während zeitlich begrenzter Zustände (3.2(2)P). Hier ist eine außergewöhnliche Einwirkung zusammen mit den gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen.

2.3 Grundlegende Regelungen im *Handbuch Eurocode 7*

Nachstehend sind die für die geohydraulischen Nachweise grundlegenden Regelungen und Definitionen des *Handbuch Eurocode 7 (EC7-1 (2009), NA zu EC7-1 (2010) und DIN 1054*

(2010)) kurz dargestellt. In Klammern sind die jeweiligen Kapitelnummern des *EC 7* sowie der *DIN 1054* (mit vorgesetztem A) angegeben.

In der *DIN 1054 (2010)* wird anstelle der bisherigen Lastfälle ebenfalls in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen unterschieden. Sie werden als BS-P (persistent situation), BS-T (transient situation) und BS-A (accidental situation) bezeichnet (A (3)). Die Definitionen (A (4)) entsprechen im Wesentlichen denen des *EC 0*.

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden in der *DIN 1054 (2010)* als ULS (Ultimate Limit State) und SLS (Serviceability Limit State) bezeichnet anstatt GZ 1 und GZ 2 in der *DIN 1054 (2005)*.

Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) nachzuweisenden einzelnen Grenzzustände wurden entsprechend *EC 0* neu bezeichnet und neu gruppiert (2.4.7.1(1)P). Eine Gegenüberstellung der Bezeichnungen nach *DIN 1054 (2005)* sowie nach *EC 7-1* und *DIN 1054 (2010)* beinhaltet Tabelle 1. Auf die beiden geohydraulischen Nachweise UPL und HYD wird im Folgenden noch näher eingegangen.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Grenzzustände der Tragfähigkeit nach *EC 7-1* und *DIN 1054 (2010)* sowie *DIN 1054 (2005)*

EC 7-1 (2009) DIN 1054 (2010)	DIN 1054 (2005)	Beschreibung
EQU (equilibrium)	GZ 1A	Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds als starrer Körper, wobei die Festigkeit weder im Bauwerk noch im Boden entscheidend ist.
UPL (uplift)		Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds infolge von Auftrieb oder anderer Vertikalkräfte
HYD (hydraulic)		Hydraulischer Grundbruch und Materialtransport im Boden infolge von hydraulischen Gradienten
STR (structural)	GZ 1B	Bruch des Bauwerks oder konstruktiver Elemente, wobei die Festigkeit des Materials entscheidend ist
GEO-2		Sehr große Verformungen oder Bruch im Baugrund , bei dem die Festigkeit des Baugrunds entscheidend ist
GEO-3		
	GZ 1C	

Für den Ansatz der aus dem Grundwasser resultierenden Einwirkungen werden folgende maßgebende Regelungen getroffen:

- Als Bemessungswerte von Grundwasserdrücken im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die ungünstigsten Werte, die während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftreten können, anzusetzen (2.4.6.1(6)P).
- Bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen aus freiem Wasser und aus Grundwasser sind auch für den veränderlichen Anteil des Wasserdrucks die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zugrunde zu legen (A 2.4.6.1.2 A(6)).
- Die Bemessungswerte für Grundwasserdrücke dürfen entweder mit Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Wasserdrücke oder mit einem Sicherheitszu- oder -abschlag für den charakteristischen Wasserstand abgeleitet werden (2.4.6.1(8)P).

Das Verfahren zur Ermittlung von Bemessungswerten durch Sicherheitszu- oder -abschlag auf charakteristische Grundwasserstände wird in Deutschland nicht angewendet. Vielmehr ist die Vorgehensweise in Deutschland wie folgt geregelt:

- Zunächst sind die maßgebenden (charakteristischen) Oberflächen- und Grundwasserstände entsprechend den Regelungen für veränderliche (klimatische) Einwirkungen festzulegen.
- Auf Grundlage dieser Wasserstände sind die charakteristischen aus dem Wasser resultierenden Beanspruchungen des Bauwerks zu ermitteln.
- Für die geotechnischen Nachweise dürfen die Bemessungswerte der aus dem Wasser resultierenden Beanspruchungen grundsätzlich mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Einwirkungen ermittelt werden.

3 Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL)

3.1 Allgemeines

Mit Aufschwimmen bezeichnet man das Anheben eines Bauwerks oder einer undurchlässigen Bodenschicht durch die hydrostatische Auftriebskraft des Wassers. In Bild 2 sind zwei Beispiele für Bauwerke, bei denen der Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit infolge Aufschwimmens nachgewiesen werden muss, dargestellt.

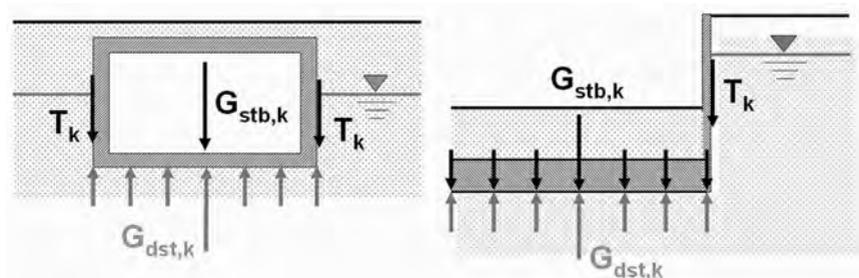


Bild 2: Tunnel im Grundwasser (links), dichtende Bodenschicht oder Dichtungssohle unter Baugrubensohle (rechts)

Dabei ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkungen kleiner ist als der Bemessungswert der stabilisierenden Einwirkungen. Ohne Berücksichtigung von seitlichen Scherkräften am Bauwerkskörper und von Verankerungen ergibt sich der Nachweis zu:

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb}$$

mit:

- $G_{dst,k}$ charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen
- $\gamma_{G,dst}$ Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen
- $Q_{dst,k}$ charakteristischer Wert veränderlicher destabilisierender vertikaler Einwirkungen
- $\gamma_{Q,dst}$ Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende veränderliche Einwirkungen

$G_{stb,k}$ unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger, vertikaler Einwirkungen des Bauwerks

$\gamma_{G,stb}$ Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen

Der Nachweis entspricht dem aus der *DIN 1054 (2005)* mit allerdings teilweise abweichenden Bezeichnungen. Insbesondere zu beachten ist, dass die Einwirkungen aus dem Grundwasser grundsätzlich als ständige Einwirkungen angesetzt werden und dass die Auftriebskraft als destabilisierende ständige Einwirkung mit $G_{dst,k}$ bezeichnet wird (siehe auch Schupener, 2007).

In Tabelle 2 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen für die Nachweise der Grenzzustände gegen Aufschwimmen (UPL) und hydraulischen Grundbruch aus Tabelle A 2.1 der *DIN 1054 (2010)* aufgeführt.

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Tabelle A 2.1, DIN 1054 (2010)

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen [¶]	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35

¶ einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck

3.2 Berücksichtigung von seitlichen Scherkräften

Seitliche Scherkräfte zwischen Bauwerk und Baugrund (siehe Bild 3) dürfen als zusätzliche stabilisierende, ständige Einwirkungen berücksichtigt werden.

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + T_k \cdot \gamma_{G,stb}$$

mit:

T_k zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft

Die Regelungen für den Ansatz von Scherkräften, die der Auftriebskraft entgegen gerichtet sind, im Nachweis gegen Aufschwimmen wurden aus der *DIN 1054 (2005)* in die *DIN 1054 (2010)* (A 10.2.2) übernommen. Die zusätzlich als Einwirkung angesetzte Scherkraft kann z. B. eine unmittelbar an der Bauwerkswand (Bild 3, links) mit dem Wandreibungswinkel δ_a wirkende Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$$

oder eine in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge (Bild 3, rechts) mit dem effektiven Reibungswinkel φ' wirkende Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \varphi'$$

sein. In beiden Fällen kann die charakteristische Reibungskraft als Vertikalkomponente des charakteristischen aktiven Erddrucks $E_{a,k}$ angesetzt werden. Dabei ist der untere charakteristische Wert des Erddrucks, der bei nichtbindigen Böden in der Regel der Hälfte des oberen

charakteristischen Wertes entspricht, anzusetzen. Aufgrund der höheren Unsicherheit beim Ansatz von mitwirkenden Scherkräften ist zusätzlich ein Anpassungsfaktor $\eta_z = 0,80$ in den Bemessungssituationen BS-P und BS-T bzw. $\eta_z = 0,90$ in der Bemessungssituation BS-A zu berücksichtigen.

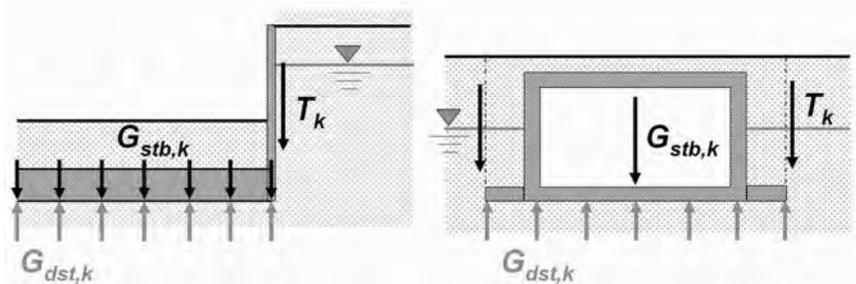


Bild 3: Beispiele für den Ansatz von mitwirkenden Scherkräften im Nachweis gegen Aufschwimmen

Selbstverständlich dürfen Scherkräfte beim Auftriebsnachweis nur angesetzt werden, wenn sie auch wirksam werden können (z. B. aufgrund der Rauigkeit der Wand). Auch darf für eine aus Unterwasserbeton hergestellten Baugrubensohle (Bild 3, links) eine an der Baugrubenwand wirkende Scherkraft nur angesetzt werden, wenn eine Übertragung der Scherkräfte von der Wand auf die Sohle gewährleistet ist (siehe auch *Schuppener, 2007*). Bei Dauerbauwerken ist zusätzlich nachzuweisen, dass die Grenzzustandsbedingung für den Nachweis gegen Aufschwimmen ohne den Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A erfüllt ist, damit die Auftriebssicherheit nicht dauerhaft maßgeblich von den Scherkräften abhängt.

3.3 Berücksichtigung von Verankerungen

Bei einer mit Zugpfählen rückverankerten Gründung ist nachzuweisen, dass

- eine ausreichende Sicherheit der einzelnen Zugelemente gegen Herausziehen und gegen Materialversagen,
- eine ausreichende Tragfähigkeit der rückverankerten Sohlplatte und deren Anschlusses an die Bauwerkswände sowie
- eine ausreichende Sicherheit des Bodenblocks, der aus den Zugelementen zusammen mit dem umgebenden Boden gebildet wird, gegen Aufschwimmen

gegeben ist. Im Rahmen der geohydraulischen Nachweise wird hier nur der letztgenannte Nachweis betrachtet. Der Nachweis wurde ebenfalls aus der *DIN 1054 (2005)* in die *DIN 1054 (2010)* übertragen.

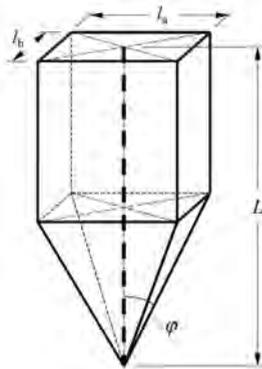
Unter der Annahme, dass die Zugelemente zusammen mit dem umgebenden Boden infolge der Gruppenwirkung einen geschlossenen Bodenblock bilden, ist für den Grenzzustand eine ausreichende Sicherheit gegen Abheben durch Aufschwimmen nachgewiesen, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + T_k \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb}$$

mit

$G_{E,k}$ charakteristische Gewichtskraft des an einer Zugpfahlgruppe angehängten Bodens

Bei der Ermittlung des über die Zugpfähle angehängten Bodens wird von dem in Bild A 7.2 der DIN 1054 (2010) sowie unten in Bild 4 dargestellten Bodenkörper pro Einzelpfahl ausgegangen.



Damit ergibt sich die charakteristische Gewichtskraft des gesamten angehängten Bodens zu:

$$G_{E,k} = n \cdot \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot(\varphi) \right) \right] \cdot \eta_Z \cdot \gamma$$

mit:

- L Länge der Zugpfähle
- l_a größeres Rastermaß einer Pfahlgruppe
- l_b kleineres Rastermaß einer Pfahlgruppe
- φ effektiver Reibungswinkel des Bodens
- n Anzahl der Zugpfähle
- γ Wichte des angehängten Bodens (ggf. unter Auftrieb)
- η_Z Anpassungsfaktor, $\eta_Z = 0,80$

Bild 4: Geometrie des an einem Einzelpfahl angehängten Bodens einer Pfahlgruppe

Auch hier wird ein Anpassungsfaktor η_Z aufgrund der höheren Unsicherheit beim Ansatz des angehängten Bodengewichtes berücksichtigt. Dagegen werden Scherkräfte an der Umfangsfläche des gesamten Bodenblocks auf der sicheren Seite liegend grundsätzlich nicht berücksichtigt.

4 Hydraulisch verursachtes Versagen des Baugrunds (HYD)

4.1 Allgemeines

Als mögliche Versagensformen des Baugrundes, die durch Strömungsgradienten verursacht werden können und mit HYD bezeichnet werden, werden im EC 7-1 hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping aufgeführt.

4.2 Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

Ein hydraulischer Grundbruch entsteht, wenn durch die Strömungskraft einer aufwärts gerichteten Grundwasserströmung das Eigengewicht des durchströmten Bodenkörpers aufgehoben wird und dadurch die effektiven Spannungen innerhalb des Bodenkörpers auf Null reduziert werden. Ein hydraulischer Grundbruch kann z. B. in einer Baugrube an einer umströmten Baugrubenwand (Bild 5, links) oder im Hinterland eines eingestauten Deiches (Bild 5, rechts) auftreten.

Für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch darf der Bemessungswert der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen durch die Strömungskraft nicht größer sein als der Bemessungswert der günstigen, stabilisierenden Einwirkungen aus dem Eigengewicht des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb.

$$S_{dst,k} \cdot \gamma_H \leq G'_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb}$$

mit:

$S_{dst,k}$ charakteristischer Wert der Strömungskraft im betrachteten Bödenkörper

γ_H Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft

$G'_{stb,k}$ unterer charakteristischer Wert des Gewichtes unter Auftrieb des betrachteten Bodenkörpers

$\gamma_{G,stb}$ Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen

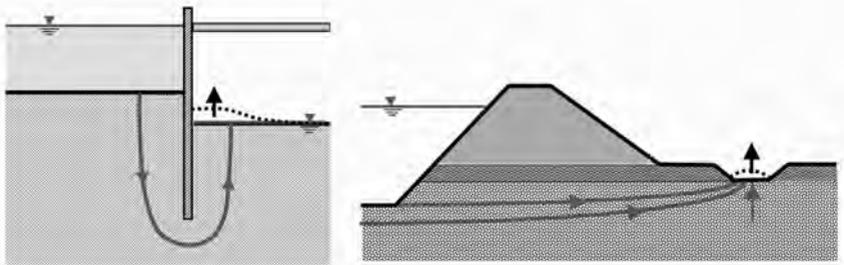


Bild 5: Beispiele für durch hydraulischen Grundbruch gefährdete Bauwerke

Nach EC7-1 ist der Nachweis für jedes in Frage kommende Bodenprisma zu führen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch aus Tabelle A 2.1 der DIN 1054 (2010) sind oben in Tabelle 2 aufgeführt.

Nachstehend sind die zusätzlichen Regelungen der DIN 1054 (2010) zu Absatz 10.3 des EC 7-1, die im Wesentlichen denen der DIN 1054 (2005) entsprechen, mit einigen zusätzlichen Erläuterungen aufgeführt.

- Für den Teilsicherheitsbeiwert der Strömungskraft wird weiterhin nach günstigem und ungünstigem Baugrund unterschieden. Als günstiger Baugrund wird Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden bezeichnet. Ungünstiger Baugrund ist locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden.
- Wird auf einen durch hydraulischen Grundbruch gefährdeten, ungünstigen Baugrund eine filtergerechte Schutzschicht von mindestens 0,3 m Dicke aufgebracht, dürfen die für günstigen Baugrund angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden.
- Wenn der Baugrund vor dem Fuß einer Stützwand von unten nach oben durchströmt wird, sollte der von Terzaghi für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch definierte prismatische Versagenskörper verwendet werden. D. h. es ist die Strömungskraft in einem Bodenkörper zu betrachten, dessen Breite in der Regel der halben Einbindetiefe der Stützwand entspricht. Wird vor der Stützwand auf den durch hydraulischen Grundbruch gefährdeten Baugrund ein Filter, aufgebracht, der gegenüber dem Baugrund keinen relevanten hydraulischen Widerstand aufweist, so ist die Dicke dieses Filters bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bodenkörpers nicht zu berücksichtigen.
- Die Strömungskraft ist in der Regel aus der Potentialverteilung zu ermitteln. Die Annahme eines linearen Potentialabbaus entlang eines umströmten Bauteiles ist nicht zulässig. Die Ermittlung des erforderlichen Grundwasserpotenzialfeldes erfolgt am zweckmäßigsten durch eine numerische Grundwasserströmungsberechnung, wobei zumeist eine zweidimensionale, vertikal-ebene Modellierung ausreichend ist.

- Unter bestimmten Randbedingungen dürfen beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zusätzliche günstig wirkende Kräfte aus der Kohäsion oder der Zugfestigkeit des Bodens berücksichtigt werden. Dies ist möglich bei mindestens steifen bindigen Böden, wobei jedoch besondere Sachkunde und Erfahrung gefordert wird.

4.3 Innere Erosion und Piping

Als innere Erosion wird *im EC 7-1* der Transport von Bodenteilchen innerhalb einer Bodenschicht, an Schichtgrenzen oder an der Kontaktfläche zwischen dem Boden und einem Bauwerk bezeichnet. Piping bezeichnet eine Sonderform des Versagens durch innere Erosion, die an der Baugrundoberfläche beginnt und sich dann rückschreitend einen röhrenförmigen Fließweg im Boden oder zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten schafft.

Für die beiden aufgeführten Versagensformen wird keine Grenzzustandsgleichung für einen Nachweis gegen Versagen angegeben. Der *EC 7-1* enthält jedoch in Abschnitt 10.4 und 10.5 Hinweise zur Vermeidung von innerer Erosion und Piping. In der DIN 1054 (2010) wird für den Nachweis gegen innere Erosion und Piping zusätzlich auf das Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD, 2005) verwiesen.

5 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann für die geohydraulischen Nachweise nach den neuen Normen festgestellt werden:

- Durch die grundlegenden Definitionen im *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (EC 0) (2010)* ergeben sich einige Änderungen gegenüber denen der *DIN 1054 (2005)*. Dies betrifft insbesondere den Ansatz charakteristischer Werte für veränderliche (klimatische) Einwirkungen und deren Berücksichtigung in der ständigen und der vorübergehenden Bemessungssituation.
- Im *Handbuch Eurocode 7 (EC7-1(2009), NA zu EC7-1 (2010) und DIN 1054 (2010))* wurden die Begrifflichkeiten an die des *EC 0* angepasst und teilweise für die spezifischen geotechnischen Fragestellungen ergänzt. Dadurch ergeben sich hinsichtlich der Nomenklatur ebenfalls Abweichungen zur *DIN 1054 (2005)*, z. B. die Definition der Bemessungssituationen anstatt der bisherigen Lastfälle sowie die Bezeichnung und Zuordnung der einzelnen Grenzzustände der Tragfähigkeit.
- Die spezifischen deutschen Regelungen für die Durchführung der einzelnen geohydraulischen Nachweise wurden im Wesentlichen jedoch von der bisherigen geotechnischen Grundnorm *DIN 1054 (2005)* in die *DIN 1054 (2010)*, die nur noch die ergänzenden deutschen Regelungen zum *EC 7-1* beinhaltet, übernommen.
- Insbesondere werden wie bisher für die Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen aus Oberflächenwasser und aus Grundwasser auch für den veränderlichen Anteil des Wasserdrucks die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zugrunde gelegt. D. h. Einwirkungen aus Wasser werden in den geotechnischen (und geohydraulischen) Nachweisen wie ständige Einwirkungen angesetzt.
- Die Durchführung der geohydraulischen Nachweise nach *Handbuch Eurocode 7* entspricht dadurch im Wesentlichen der nach *DIN 1054 (2005)*.

6 Literatur

- DIN 1054: 2005: Baugrund -: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005.
- DIN 1054: 2010: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Dezember 2010.
- DIN EN 1990: 2010: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990, Dezember 2010.
- DIN EN 1997-1: 2009: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1, September 2009.
- DIN EN 1997-1/NA: 2010: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Dezember 2010.
- DIN EN 1997-2: 2010: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2, Dezember 2010.
- DIN 4084: 2009: Baugrund – Geländebruchberechnungen, Januar 2009.
- DIN 4085: 2011: Baugrund - Berechnung des Erddrucks, Mai 2011.
- DIN 19702: 2010: Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, Juni 2010.
- DIN 19704: 1998: Stahlwasserbauten, Teile 1 -3, Mai 1998.
- Eurocode online (<http://www.eurocode-online.de>), Eurocode-Internetplattform des Beuth-Verlags, Stand April 2011
- Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz: Erläuterungen zur Anwendung der Eurocodes vor ihrer Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen, DIBt Mitteilungen, 6/2010.
- Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung - Band 1: Allgemeine Regeln - Vom DIN autorisierte konsolidierte Fassung, Beuth-Verlag, Berlin, Mai 2011.
- Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2005; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2005.
- Schuppener, B.: Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch, Berechnungsbeispiele; Tagungsband des BAW-Kolloquiums „Neue Normen in der Geotechnik“ am 15. März 2007 in Hannover.
- Schuppener, B.: Das Normenhandbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2010 – Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau; BAW-Mitteilungen Nr. 94 (voraussichtlich), 2011.

Zielschächte U4 Hamburg

Besonderheiten einer Vereisungsmaßnahme

Dipl.-Ing. (FH) Jens Grothe
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Berlin

1 Allgemeines

Im Frühjahr 2007 erhielt die Arbeitsgemeinschaft U4 HafenCity, bestehend aus den Firmen Hochtief Construction AG, Ed. Züblin AG, Aug. Prien und HC Hagemann, den Auftrag für die Ausführung der Rohbauarbeiten im Rahmen des Neubaus der U-Bahnlinie U4 in Hamburg. Bauherr für dieses Infrastrukturprojekt ist die Hamburger Hochbahn AG (HOCHBAHN).

Nach ihrer Fertigstellung wird die U-Bahnlinie U4 die Hamburger HafenCity, eines der größten Stadtentwicklungsprojekte Europas, mit dem Stadtzentrum verbinden. Um dies zu realisieren ist die Unterquerung der Hamburger Innenstadt sowie mehrerer Hafenbecken in einer Tiefe von bis zu 40m notwendig. Hierfür wurden mittels einer Tunnelvortriebsmaschine zwei Tunnelröhren aufgeföhren. Im Bereich der neu entstehenden HafenCity wurden, in unmittelbarer Nähe zur Elbe, zwei Haltestellen und ein weiterer Tunnelabschnitt in offener Bauweise hergestellt.

Der Anschluss an das bestehende U-Bahnnetz erfolgt im Stadtzentrum an der Haltestelle Jungfernstieg. Hier endet die Fahrt der Tunnelvortriebsmaschine in zwei Zielschächten. Der Lückenschluss zwischen dem Zielschacht und der bestehenden Haltestelle erfolgte in etwa 20m Tiefe im Schutze einer Bodenvereisung. Auf die Besonderheiten im Rahmen der Planung und Ausführung dieser Vereisungsmaßnahme wird im Folgenden eingegangen.

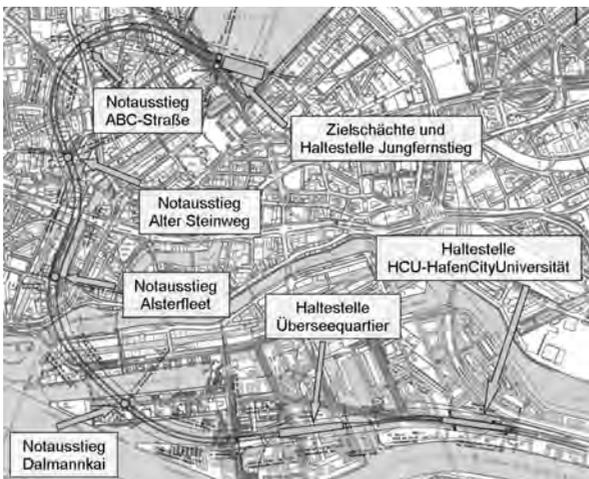


Bild 1: Projektübersicht Neubaulinie U4

2 Situation im Bereich Haltestelle Jungfernstieg

2.1 Ausführung Zielschächte

Die Vortriebsarbeiten für die beiden Tunnelröhren beginnen im Startschacht im Bereich der Baugrube für die Haltestelle Überseequartier. Ziel der Vortriebsmaschine sind die Zielschächte im Stadtzentrum unmittelbar vor der bestehenden Haltestelle Jungfernstieg. Da sich die bestehende Haltestelle teilweise unterhalb der Binnenalster befindet, war zur Herstellung der Zielschächte die Aufschüttung eines Fangedamms in der Binnenalster notwendig. Die Schächte haben einen rechteckigen Grundriss und wurden mit einer überschnittenen Bohrpfehlwand ausgeführt, welche bis in den wasserstauenden Geschiebemergel geführt wurde.



Bild 2: Situation im Bereich der Zielschächte (Quelle: HOCHBAHN)

2.2 Geologie und Grundwasserverhältnisse

Das Baugrundgutachten beschreibt für die Haltestelle Jungfernstieg den folgenden Baugrundaufbau:

- Auffüllungen unterschiedlicher Zusammensetzung und Mächtigkeit
- Holozäne organische Weichschichten (Klei und Torf)
- Holozäne und eiszeitliche (Weichsel) Fluss- und Schmelzwassersande mit Kieslagen und Steineinlagerungen
- Eiszeitliche (Eem) organische Weichschichten (Mudde) und Sand
- Eiszeitliche (Saale) bindiger Geschiebeboden (Geschiebemergel)
- Glimmerschluff/-ton

Das Grundwasserniveau wird im Baugrundgutachten zwischen +2,8 müNN und +3,2 müNN angegeben. Dies entspricht dem Wasserstand der Binnenalster. Der Höchstwasserstand im Katastrophenfall einer Sturmflut ist mit +4,0 müNN angegeben.

Die Durchlässigkeit für kiesige Sande ist mit $k_f=1 \times 10^{-4}$ bis 5×10^{-3} m/s angegeben. Für den Geschiebemergel wird eine Durchlässigkeit von $k_f=1 \times 10^{-10}$ bis 5×10^{-7} m/s genannt.

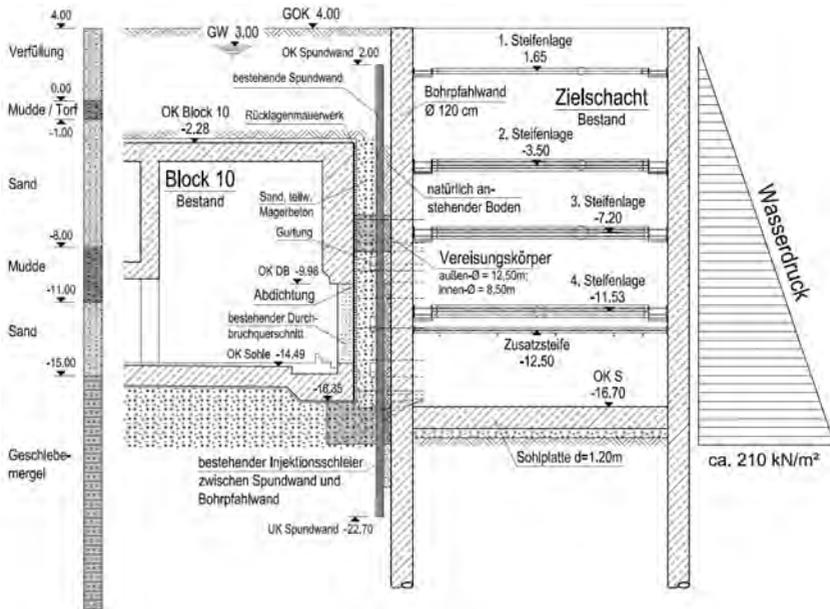


Bild 3: Schnitt Zielschacht mit Geologie

2.3 Lückenschluss und Wahl des Abdichtungsverfahrens

Die Bohrpfahlwand der Zielschächte wurde mit einem lichten Abstand von ca. 2,10m vor der Außenwand der bestehenden U-Bahnhaltestelle ausgeführt. Der Baugrund im Bereich zwischen Schacht und Haltestelle ist als sehr heterogen einzustufen. Neben den in Abs. 2.2 genannten Bodenarten sind hier vielfältige Hindernisse aus dem Bau der Haltestelle in den 1970er Jahren vorhanden. Insbesondere sind hierbei zu nennen:

- Betongurte im Bereich der Arbeitsraumverfüllung
- vorhandener Spundwandverbau
- Verankerungselemente
- Magerbetonauffüllungen
- Injektionsschleier unbekannter Lage und Art

Zur Herstellung des Lückenschlusses war die Ausführung einer temporären Abdichtungsmaßnahme erforderlich. Diese musste unter Berücksichtigung der vorgenannten Hindernisse sicher ausführbar sein und einem Wasserdruck von bis zu 21m standhalten.

Die ursprünglich geplante Abdichtung mittels Düsenstrahlverfahren (DSV) wurde nach einer Risikobetrachtung gemeinsam mit der HOCHBAHN verworfen. Als Begründung hierfür ist beispielhaft zu nennen, dass durch die vorhandenen Hindernisse so genannte Düsenschatten zu erwarten gewesen wären. Weiterhin birgt die Anwendung des Düsenstrahlverfahrens in organischen Böden (hier Mudde) große Risiken im Hinblick auf die Festigkeitsentwicklung des Düsenstrahlkörpers.

Als Ergebnis einer Machbarkeitsstudie wurde durch die HOCHBAHN die alternative Ausführung einer Baugrundvereisung beauftragt.



Bild 4: Blick in den Zielschacht



Bild 5: Blick auf die Schachtwand

3 Planung und Ausführung der Vereisungsmaßnahme

Der Ursprung der Baugrundvereisung ist im Schachtbau zu finden, wo in erster Linie gewölbartige Frostkörper zur Anwendung kamen. Die Erkenntnisse von Forschungsarbeiten aus den 1970er Jahren eröffneten ein wesentlich breiteres Anwendungsspektrum. So ist es beispielsweise möglich, Frostkörper auch auf Biegung und Zug zu beanspruchen. Mittlerweile ist die Baugrundvereisung ein bewährtes Verfahren und wird für temporäre Abdichtungs- und Sicherungsmaßnahmen im Tief- und Tunnelbau eingesetzt.

3.1 Gefrierverfahren

Als Verfahren für die Ausführung einer Bodenvereisung stehen die Stickstoffvereisung und die Solevereisung zur Verfügung. Auf eine ausführliche Erläuterung des Funktionsprinzips dieser beiden Verfahren wird an dieser Stelle verzichtet und auf Nagelsdiek [4] verwiesen.

Auf Grund einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung (Betriebskosten / Bauzeit) wurde im Bereich der U4 Zielschächte eine Solevereisung ausgeführt. Hierbei wird ein Kältemittel (Sole) durch zuvor im Boden eingebrachte Gefrierrohre gepumpt. Die Sole wurde im vorliegenden Fall in der Kältemaschine auf eine Vorlauftemperatur von ca. -35°C abgekühlt. Durch das kontinuierliche Pumpen wird dem Boden im Umfeld der Gefrierrohre Wärme entzogen und das Porenwasser zu Eis gefroren. In der Folge wird der Boden abgedichtet und verfestigt.

Unter Anwendung analytischer und numerischer Rechenmodelle ist es möglich, den zeitlichen Verlauf des Frostkörperwachstums und den Energiebedarf zu ermitteln.

3.2 Besonderheiten bei Tragfähigkeits- und Verformungsnachweis

Neben der Abdichtungsfunktion hat der Frostkörper auch Lasten aus Erd- und Wasserdruck zu übernehmen. Daher wird der Nachweis der Tragfähigkeit erforderlich. Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgte mit einer globalen Sicherheit von $\eta_c=2,0$ auf Druckfestigkeit und Kohäsion.

Eine maßgebliche Besonderheit bei dieser Vereisungsmaßnahme war die 5-lagige Schwarzabdichtung auf der bestehenden U-Bahnhaltestelle. Diese ist zwar mit einem Schutzmauerwerk versehen, wird aber verfahrensbedingt mit aufgefroren. In Folge dessen wird die bituminöse Abdichtung sehr spröde und kann nahezu keine Verformungen aufnehmen. Demzufolge wurde eine eingehende Verformungsbetrachtung erforderlich.

Im Rahmen dieser Untersuchung musste der Effekt des Kriechens des Frostkörpers genauer betrachtet werden. Als Problem erwies sich dabei die im Bereich des Frostkörpers vorhandene Muddeschicht. Dabei handelt es sich um organische Weichschichten mit einem hohen Wassergehalt und einem sehr geringen Feststoffanteil. Die im Bereich der Zielschächte angetroffene Mudde wird im Baugrundgutachten mit folgenden bodenmechanischen Parametern beschrieben:

- Feuchtwichte $\gamma=12,9 \text{ kN/m}^3$
- Porenzahl $n=0,72$
- Wassergehalt $38,1\% \leq w \leq 136\%$
- Glühverlust $15,3\% \leq v_{gl} \leq 28,6\%$
- mineralischer Anteil nur ca. 20 bis 25%

Auf Grund dieser Parameter konnten in der weiteren Nachweisführung nur die sehr schlechten Festigkeits-/Verformungskennwerte für reines polykristallines Eis berücksichtigt werden (siehe Tabelle 1).

Bodenschicht	Festigkeitsparameter						Verformungsparameter		
	γ	γ^*	ϕ_c	c_p	zul σ_d	zul $\sigma_z^{(1)}$	E	ν	Standzeit
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[]	[Zeit]
Mudde, gefroren $T=-10^\circ \text{ }^{(2)}$	13	3	0	400	0,8	0,16	80	0,2	33 Stunden
Sand, mitteldicht, gefroren $T=-10^\circ \text{ }^{(3)}$	18	10	30	1.500	5	1,00	500	0,2	1 Woche
Geschleibemergel, überwiegend sandig, überwiegend halbfest $^{(4)}$	22	12	25	1.250	4	0,80	450	0,2	1 Woche

Tabelle 1: Materialparameter für gefrorenen Boden

Das spannungsabhängige Verformungsverhalten eines Frostkörpers lässt sich durch Kriechkurven beschreiben. Charakteristisch für jede Bodenart ist, dass die Kriechgeschwindigkeit zunächst abnimmt und nach dem Zeitpunkt t_m wieder ansteigt (siehe Bild 6). Dieser Effekt ist mit einer anfänglichen Verfestigung der Eiskristalle und einer späteren Entfestigung infolge von Mikrorissbildungen zu erklären. Der Zeitpunkt t_m wird auch als Standzeit bezeichnet, da die Kriechrate ab diesem Punkt wieder zunimmt und zum Bruch führt (vgl. [1]).

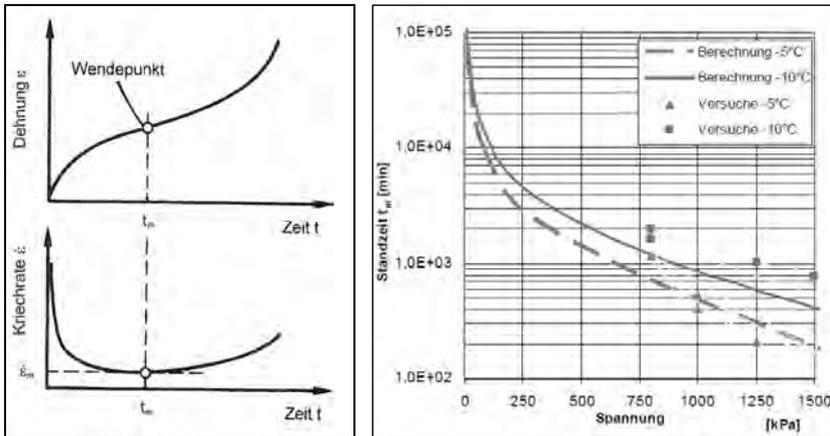


Bild 6: Definition Standzeit t_m (Quelle: Orth [3])

Für die gefrorene Mude beim Projekt Vereisung U4 Zielschächte ergab sich unter Berücksichtigung der vorhandenen Belastung eine Standzeit t_m von 20 Tagen. Demzufolge war nach 22 Tagen mit einem Anstieg der Kriechrate zu rechnen, was mit unverträglich großen Verformungen und dem Verlust der Standsicherheit verbunden gewesen wäre.

Es war also erforderlich den Bauablauf derart abzustimmen, dass innerhalb der Standzeit t_m eine stützende Spritzbetonschale eingebaut werden konnte. Dafür wurde das Aufbrechen des nur 2,10m langen Lückenschlusses in 3 Abschnitte unterteilt. Für jede dieser Phasen wurde eine Verformungsprognose erstellt. Hierfür wurde das System mit allen Bauphasen mit Hilfe des FE-Code PLAXIS modelliert. Die Stützwirkung der vorhandenen Bauteile wurde durch die Eingabe entsprechender Steifigkeiten berücksichtigt.



Bild 7: Phase 1 – Abbruch Bohrfahrlwand

Als Materialgesetz für den gefrorenen Boden wurde das Mohr-Coulomb-Modell verwendet. Die Zeitabhängigkeit der Festigkeits- und Verformungsparameter wurde durch die Anpassung der Materialkennwerte an die Bauzeit berücksichtigt.

3.3 Wärmetechnische Berechnung

Die wärmetechnische Berechnung des Frostkörpers wurde mittels einer zweidimensionalen Berechnung mit dem FE-Programm Tochnog durchgeführt. Als wärmetechnische Kennwerte wurden die in Tabelle 1 aufgeführten Werte angesetzt.

Material	Dichte [kg/m ³]	Wärmeleitfähigkeit		Wärmekapazität			Porenzahl [%]
		ungefroren [W/mK]	gefroren [W/mK]	ungefroren [J/kgK]	gefroren [J/kgK]	Kristallisationswärme [J/kgK]	
Sand	1800	1,95	3,20	1589	1133	37915	39,4
Mudde	1290	1,12	2,31	2504	1372	84273	63,6
Geschleibemergel	2270	2,33	2,82	1247	1004	18046	23
Beton	2450	2,10	2,30	1000	1000	1000	

Tabelle 2: Parameter wärmetechnische Berechnung

Die zeitliche Entwicklung des Frostkörperwachstums wurde in der FE-Berechnung simuliert. Als Ergebnis wurde eine Aufgefrierzeit von ca. 60 Tagen bis zum Erreichen des statisch erforderlichen Frostkörpers prognostiziert. Zum Zeitpunkt $t=60d$ ergibt sich ein Temperaturfeld entsprechend Bild 8.

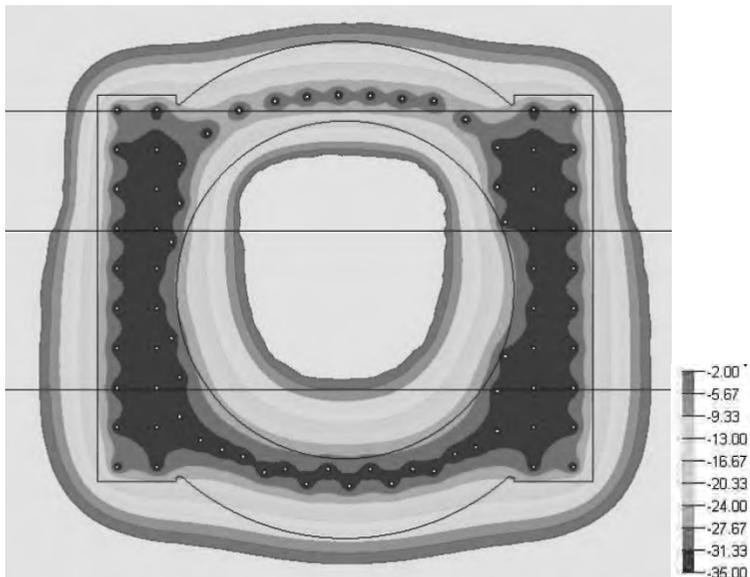


Bild 8: Temperaturfeld nach 60 Tagen



Bild 9: Blick auf die vereiste Schachtwand



Bild 10: Frostkörper nach Ausbruch

3.4 Messtechnische Überwachung

Zur Überwachung des Frostkörperwachstums wurden je Schacht acht Temperaturmesslanzen installiert. Jede dieser Lanzen war mit vier Messgebern versehen, welche in der Tiefe gestaffelt angeordnet wurden. Zusätzlich wurden Temperaturmessgeber in der Außenwand des Haltestellenbauwerkes eingerichtet, um das Angefrieren an den Bestand zu überwachen. Des Weiteren wurden alle wichtigen Kenndaten der Gefrieranlage aufgezeichnet. Im Wesentlichen waren dies Soletemperatur, Volumenstrom und Gefrierleistung.

Sämtliche Messdaten wurden kontinuierlich erfasst und über ein Online-Monitoringsystem allen Projektbeteiligten zur Verfügung gestellt. Durch dieses Monitoringsystem war die Möglichkeit gegeben, von allen Standorten über das Internet auf aktuelle Messdaten zurückzugreifen. Dieses Instrument erleichterte insbesondere den Austausch zwischen Planer und Fachgutachter hinsichtlich der Bewertung des Vereisungserfolges.



Bild 11: Messtechnik im Schacht

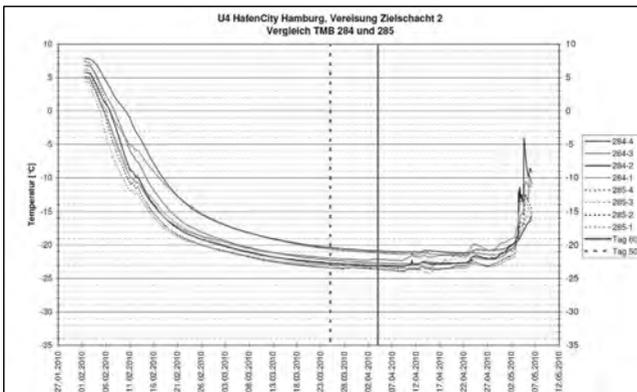


Bild 12: Aufgezeichneter Temperaturverlauf

4 Zusammenfassung

Mit dem Abschalten der Vereisungsmaßnahme für den zweiten Zielschacht zu Jahresbeginn 2011 konnte die Herstellung des Lückenschlusses zwischen den Zielschächten und der Bestandshaltestelle erfolgreich abgeschlossen werden.

Durch eine intensive Abstimmung mit der Planungsabteilung der HOCHBAHN und deren Fachgutachtern wurden die Herausforderungen bei der Frostkörperbemessung erfolgreich gelöst. Eine Anpassung des Bauablaufes ermöglichte die Minimierung die Verformungen des Eiskörpers trotz schlechter Festigkeitsparameter der vereisten Mudde, wodurch Schäden an der bituminösen Schwarzabdichtung der Bestandshaltestelle verhindert wurden.

Der baubegleitende Abgleich der Messdaten mit den Prognosewerten hat eine gute Übereinstimmung gezeigt. Dies zeigt das die aktuellen Berechnungsmodelle eine realitätsnahe Prognose von Frostkörperwachstum und Temperaturverlauf zulassen.

Bei der Baugrundvereisung handelt es sich um ein Bauverfahren, welches auch bei schwierigen Randbedingungen erfolgreich eingesetzt werden kann. Allerdings ist auf Grund der Vielzahl an Einflussfaktoren eine enge Zusammenarbeit zwischen Planern, Fachgutachtern und nicht zuletzt der Baustelle notwendig.

5 Literatur

- [1] Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Bd. 2, Ernst und Sohn, Berlin 2009
- [2] Baugrundgutachten Projekt U4 HafenCity, Büro Steinfeld und Partner Hamburg vom 27.09.2006
- [3] diverse Stellungnahmen zur Vereisung Zielschächte U4, Büro Dr. Orth Karlsruhe
- [4] S. Nagelsdiek, Vereisungen im innerstädtischen Tiefbau, Geotechniktag TU München 2010

Grundwassermanagement bei großen Baumaßnahmen am Beispiel der Neuen Messe Stuttgart

Dr.-Ing. Bertram Schulze, Dr.-Ing. Berthold Rilling
Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Einführung

Eingriffe in das Grundwasser durch Baumaßnahmen bedürfen in der Regel einer wasserrechtlichen Erlaubnis durch die zuständigen Wasserbehörden und sind, abhängig von Umfang und Dauer des Eingriffs, meist mit einer Reihe von Auflagen/Nebenbestimmungen verbunden, die im Rahmen eines Wasserrechts- oder - bei größeren Maßnahmen - eines Planfeststellungsverfahrens von den Genehmigungsbehörden festgelegt werden.

Mit diesen Auflagen soll sichergestellt und dokumentiert werden, dass die bauzeitlichen und dauerhaften Auswirkungen des Eingriffs auf

- den oder die Grundwasserleiter,
- auf Vorfluter/Oberflächengewässer,
- auf benachbarte Bauwerke oder
- auf andere Nutzungen wie Trinkwasser-, Brauchwasserbrunnen, Quellen, Erdwärmeanlagen etc.

auf ein verträgliches und vertretbares Maß reduziert werden.

Die Umsetzung der wasserrechtlichen Auflagen wird in der Regel durch die Wasserbehörden kontrolliert, die dabei vom Bauherrn bzw. einem Bauherrenvertreter (Planungsbüro, geotechnischer, hydrogeologischer Sachverständiger) unterstützt werden.

Bei den Baumaßnahmen für die Neue Landesmesse in Stuttgart zeigte sich bereits in einer früheren Planungsphase, dass die

- Vielzahl von bauzeitlichen und dauerhaften Eingriffen in das Grundwasser bzw. in grundwasserführende Schichten,
- Vielzahl von wasserrechtlich relevanten Schnittstellen zwischen den einzelnen Losen/Teillosen und an den Rändern des Baugebiets,
- Vielzahl von Beteiligten auf Behörden-, Bauherrn- und Planerseite sowie auf Seiten der ausführenden Firmen und
- vielfältigen gegenseitigen Beeinflussungen von Bauwerken und Grundwasser mit ihren zum Teil großräumigen Auswirkungen

eine zentrale Koordinierungsstelle für wasserrechtliche Belange erforderten.

Diese Stelle, als Fachgutachter Wasser bezeichnet, wurde schließlich nach Vorliegen des Planfeststellungsbeschlusses, der eine Vielzahl von Auflagen und Nebenbestimmungen enthielt, vom Bauherrn eingerichtet.

Im vorliegenden Beitrag wird zunächst ein Überblick über die Baumaßnahmen und die Projektbeteiligten gegeben. Danach werden die Baugrund- und insbesondere die Grundwasserverhältnisse beschrieben. Nach einem Überblick über die Eingriffe in das Grundwasser durch die Baumaßnahme und die daraus resultierenden Auflagen seitens der Wasserbehörden wird das Aufgabengebiet des Fachgutachters Wasser umrissen. Anschließend sollen ausgewählte Beispiele zeigen, welche Vorteile die Einrichtung dieser Stelle für den Bauherrn, die Behörden und für die ausführenden Firmen gebracht haben.

2 Überblick über die Baumaßnahme

Die Neue Landesmesse war mit einer gesamten Baufläche von 950.000 m² und mit über 800 Mio. € Investitionsvolumen von 2004 bis 2007 eines der größten Bauvorhaben Deutschlands.

Unmittelbar am Flughafen Stuttgart und an der BAB A 8 gelegen, stellt sie rund 100.000 m² Ausstellungsfäche bereit. Die sogenannte „Innere Messe“ besteht aus 7 Standardhallen mit jeweils ca. 10.000 m² Ausstellungsfäche, der doppelt so großen Hochhalle mit ca. 25.000 m² Ausstellungsfäche, dem Kongresszentrum, je einem Eingangsbereich Ost und West, einer Tiefgarage und dem Parkhaus über die BAB A 8 sowie den inneren Erschließungsstraßen und weiteren Parkplätzen.

Zur optimalen Anpassung an das von Südwest nach Nordost fallende Gelände und um die innere Erschließung möglichst optimal zu gestalten, wurde die Innere Messe auf 3 Ebenen mit einem Höhenversatz von jeweils 5 m konzipiert.

Die sogenannte „Äußere Erschließung“ sorgt mit insgesamt 8,5 km Verkehrsanlagen, 15 Ingenieurbauwerken, davon 2 Tunneln in offener Bauweise, für eine optimale Anbindung der Messe an das öffentliche Verkehrsnetz. So bestehen nun unmittelbare Anschlüsse an die Bundesautobahn A 8 und die Bundesstraße B 27. Daneben wurde eine Anbindung an die Landesstraße L 1192 bzw. die Flughafenentlastungsstraße hergestellt, über die jeweils eine Zufahrt zu den Parkflächen möglich ist. Außerdem wurden die Rahmenbedingungen geschaffen, um die Neue Messe auch mit öffentlichen Verkehrsmitteln, der bereits bestehenden S-Bahn Flughafen und der geplanten Schnellbahn Stuttgart-Ulm, optimal zu erreichen.

Mit dem Bau wurde im September 2004 begonnen, offizielle Eröffnung war planmäßig im Oktober 2007, also nach rund 3 Jahren Bauzeit.

Bauherr der Maßnahme war die Projektgesellschaft Neue Messe GmbH & Co. KG (ProNM), maßgeblich beteiligt am Bau des Parkhauses über die BAB A 8, den weiteren Parkflächen sowie dem Flughafenentlastungstunnel war daneben die Flughafen Stuttgart GmbH (FSG).

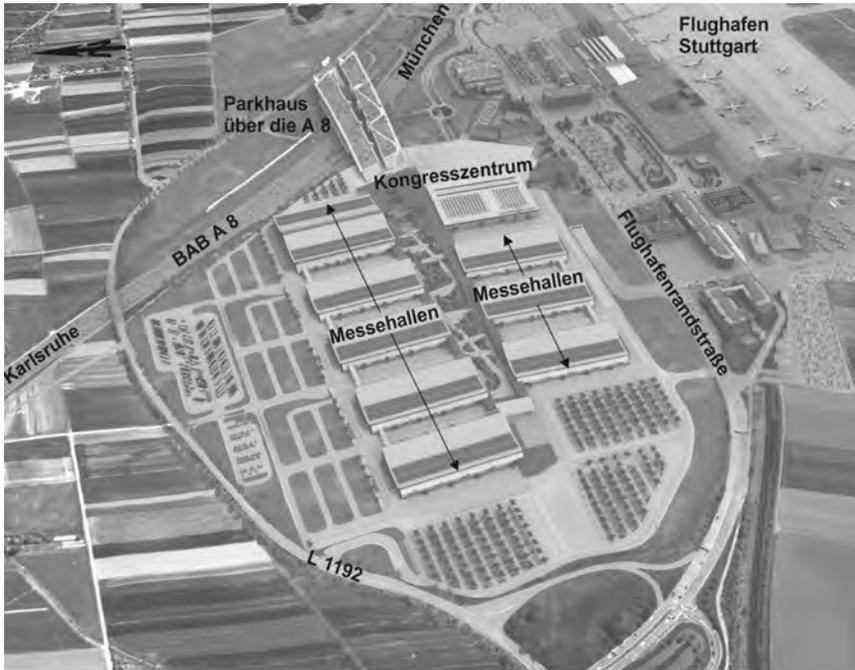


Abb. 1: Überblick über die Neue Landesmesse Stuttgart (ProNM 2001)

Die Baumaßnahme wurde in eine Vielzahl von Losen und Teillosen mit unterschiedlichen Arbeitsgemeinschaften (ARGE'n) unterteilt (siehe Abb. 2). Wasserrechtlich relevante Eingriffe lagen vor:

- in der Äußeren Verkehrserschließung bei
 - Teillos 1.1: Straßen- und Ingenieurbauwerke
 - Teillos 1.2: Flughafenentlastungstunnel
 - Teillos 1.3: Tunnel-/Trogbauwerk Anschlussstelle (AS) Messe-Nord, Brücke am Frachthofknoten und Einfahrrampe Richtung Karlsruhe,
 - Teillos 1.4: Überführungsbauwerke der AS Messe-Süd und
 - Teillos 1.5: Überführung der L 1192 neu

sowie

- in der Inneren Messe bei
 - Los 4: Retentionssysteme A, B und C
 - Los 5: Flächenhafter Erdbau/Tiefbau
 - Los 8: Parkhaus über die BAB A 8
 - Lose 10A+B: Untere Ebene: Eingang Ost, Hochhalle, Kongresszentrum mit Tiefgarage und
 - Lose 11A+B: Mittlere und Obere Ebene: 7 Standardhallen und Eingang West.

Genehmigungs- und Obere Wasserbehörde war das Regierungspräsidium (RP) Stuttgart. Da die Gemarkungsgrenze zwischen Stuttgart und Plieningen durch das Baufeld, etwa parallel südlich der BAB A 8, verläuft, waren zwei Untere Wasserbehörden, das Amt für Umweltschutz (AfU) der Stadt Stuttgart und das Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz im Landratsamt (LRA) Esslingen, beteiligt.



Abb. 2: Beteiligte im Hinblick auf das Wasserrecht (Luftbild vom 13.01.07, ProNM)

3 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund besteht oberflächennah aus quartären bindigen Ablagerungen, vorwiegend Filderlehm. Darunter folgen die Festgesteine des Schwarzjura (Lias) alpha. Die Festgesteine des Schwarzjura sind stratigraphisch unterteilt in die sog. Arietenschichten (Schwarzjura alpha 3), die Angulatenschichten (Schwarzjura alpha 2) und die Ppsilonotenschichten (Schwarzjura alpha 1), welche die Erkundungsbasis bildeten und für die vorliegende Baumaßnahme und die wasserrechtlichen Auflagen ohne Bedeutung waren.

Die **Arietenschichten** (si1) bestehen aus einer Wechsellage aus geringmächtigen Kalkstein- und Kalksandsteinbänken und Tonsteinfolgen, die auf den oberen etwa 1 m bis 3 m auch zu Ton entfestigt sind.

Unter den Arietenschichten folgen die hier insgesamt rund 13 m bis 15 m mächtigen **Angulatenschichten** (he2). Sie setzen zunächst mit einer überwiegend 1,5 m bis 2 m mächtigen Tonsteinfolge ein, in die lokal eine bis zu 30 cm mächtige Feinsandsteinbank eingelagert sein kann. Darunter folgt der sog. Hauptsandstein mit einer Gesamtmächtigkeit von rund 5 m bis 6 m. Er besteht aus Feinsandsteinbänken, deren Mächtigkeiten meist zwischen 10 cm bis 40 cm liegen, teilweise auch mehr als 1 m betragen können. Die Bänke sind in der Regel durch bis zu 30 cm mächtige Tonsteinlagen voneinander getrennt. Nach etwa 1,5 m Tiefe ist im Hauptsandstein eine charakteristische, etwa 0,7 m bis 1 m mächtige Tonsteinfolge zwischengeschaltet. Die Oberfläche des Hauptsandsteins fällt in etwa von West nach Ost (siehe Abb. 3).

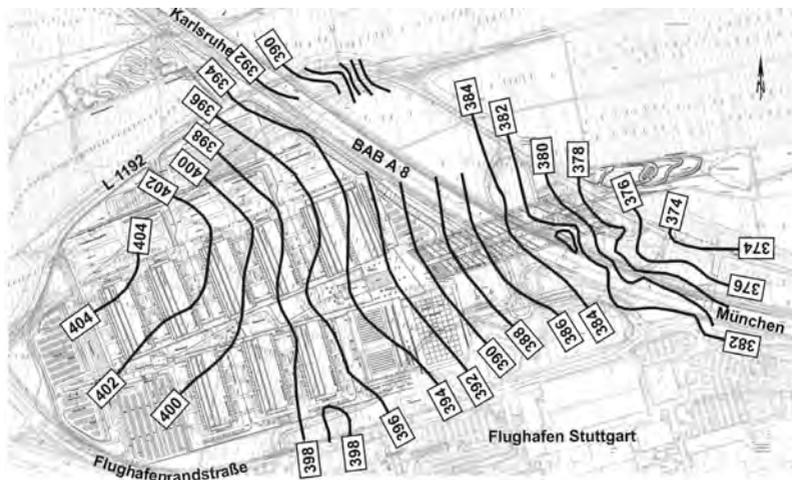


Abb. 3: Schichtlagerungskarte mit Oberfläche des Hauptsandsteins (in mNN)

Sowohl in den Arieten- (si1) als auch in den Angulatenschichten (he2) ist die Wasserführung ausgeprägt an Kalk- und Sandsteinbänke gebunden. Da die zwischengeschalteten Ton- und Tonmergelsteine ebenfalls geklüftet sein können, existieren hydraulische Verbindungen zwischen den einzelnen wasserführenden Kalk- und Sandsteinbänken, so dass sich innerhalb der Arieten- und der Angulatenschichten jeweils „geschlossene“ Wasserleiter ausbilden. Die Tonsteinschicht zwischen Arietenschichten und Angulatenschichten wirkt dagegen als ausgeprägte hydraulische Trennschicht und verhindert weitgehend den Druckausgleich zwischen den Arietenschichten und dem Hauptgrundwasserleiter im Hauptsandstein der Angulatenschichten. In den Angulatenschichten wird bereichsweise ein deutlich höheres Druckpotential als in den darüberliegenden Arietenschichten angetroffen. Der Hauptgrundwasserleiter kann dabei sowohl gespannt als auch artesisch gespannt sein (siehe Abb. 4).

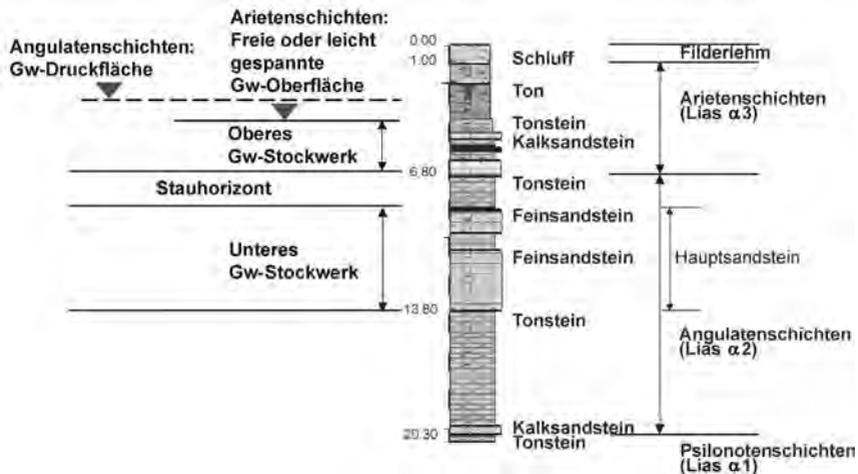


Abb. 4: Grundwasserverhältnisse

Da das Grundwasser in den Angulatschichten eine hohe Schutzwürdigkeit besitzt, war dieses sowohl während des Baus als auch im Endzustand mit besonderer Sorgfalt zu behandeln. Insbesondere waren die Bauteile im Endzustand auf einen Bemessungswasserstand mindestens entsprechend dem 2-jährlichen Hochwasser (HGW 2) zu bemessen (Begründung siehe Rilling & Lächler, 2005). Dauerhafte Absenkungen unterhalb HGW 2 durch Drän- oder Entspannungsmaßnahmen waren nicht zulässig.

Die Erstellung eines HGW 2-Gleichenplanes erfolgte durch die geon Planungsgemeinschaft, Stuttgart, mit Hilfe von Stichtagsmessungen und statistischen Auswertungen von über lange Zeit beobachteten Messstellen am Flughafen Stuttgart. Dieser Plan bildete die Grundlage für die Beurteilung der wasserrechtlich relevanten Eingriffe (siehe nachfolgende Abb. 5).

4 Eingriffe in das Grundwasser und daraus resultierende Auflagen im Planfeststellungsbeschluss

Die wasserrechtlichen Auflagen, die im vorliegenden Fall bei der

- Herstellung von Bohrpfählen,
- Herstellung und Rückbau von Verbauträgern,
- Herstellung von Verbauwänden und Ausfachungen,
- Herstellung von Verbauankern sowie
- Herstellung von Erdankern für die Hallentragwerke

zu berücksichtigen waren, entsprachen, auch hinsichtlich der gesetzlichen Vorgaben zu Anzeige und Dokumentation der Arbeiten, der üblichen Praxis (z.B. Mindestanforderungen an die Betonrezepturen) und werden daher hier nicht näher erläutert. Dies gilt auch für das Herstellen und das Verschließen von Grundwasserbeobachtungsmessstellen.

Von größerer Bedeutung in wasserrechtlicher Hinsicht waren die Wasserhaltung in den großen Baugruben für die Messehallen, für das Kongresszentrum mit Tiefgarage, für die beiden Trog-/Tunnelbauwerke und für das Parkhaus über die BAB A 8 sowie die genannten Bauwerke selbst, soweit sie in das Grundwasser bzw. in grundwasserführende Schichten einbinden.

Die Wasserhaltung in den Baugruben wurde mit folgenden Auflagen erlaubt:

- Darstellung der Grundwasserentnahme- und der Einleitstellen in die Vorfluter in einem Plan,
- Feststellung des Einflusses der Grundwasserabsenkung auf Dritte,
- Begrenzung der Absenkung maximal auf die Aushubsohle,
- Erstellen eines Beweissicherungsprogramms für Grundwasser- und Oberflächenwasser mit Beobachtung/Beprobung der Entnahme- und der Einleitstellen sowie der Grundwasser messstellen an repräsentativen Standorten,
- Einhaltung folgender Grenzwerte bei der Einleitung in die Vorfluter
 - pH-Wert $\leq 8,5$
 - absetzbare Stoffe $\leq 0,3 \text{ ml/l}$
 - abfiltrierbare Stoffe $\leq 20,0 \text{ mg/l}$ (später 100,0 mg/l)
 - Kohlenwasserstoffe $\leq 5,0 \text{ mg/l}$
 - chlorierte Kohlenwasserstoffe $\leq 10,0 \text{ mg/l}$
 - Erforderlichenfalls war das Wasser vor der Einleitung in Absetzbecken, Sandfiltern und Neutralisationsanlagen aufzubereiten,
- Anzeige und Dokumentation der Arbeiten.

Um den Einfluss der Bauwerke auf die Grundwasserströmungsverhältnisse zu minimieren, wurde behördlicherseits gefordert,

- die Bauwerke, die in den Grundwasserleiter einbinden, mit einem Umläufigkeitssystem, bestehend aus Sohl- und Wanddränage, zu versehen,
- die Längsläufigkeit in den Sohlrännagen dieser Bauwerke durch den Einbau von Grundwassersperren zu unterbinden,
- die Arbeitsräume unter Berücksichtigung der unterschiedlich durchlässigen anstehenden Böden zu verfüllen, also im grundwasserführenden Hauptsandstein mit Kies, in den gering durchlässigen Tonsteinen mit bindigem Material.

Ausführlich wurde hierüber in Rilling & Lächler (2005) berichtet.

Der Einfluss der Bauwerke auf die Grundwasserqualität war durch die Verwendung grundwassererträglicher und elutionsarmer Baustoffe zu minimieren.

5 Aufgaben des Fachgutachters Wasser

Aus den genannten Auflagen ergaben sich folgende wesentliche Aufgaben, die vom Fachgutachter Wasser wahrgenommen wurden:

- In der Planungsphase/Bauvorbereitung (Phase 1):
 - Festlegung der Bemessungswasserstände gemeinsam mit den Wasserbehörden,

- Festlegung von Beobachtungsschwerpunkten,
 - Festlegung und Durchführung eines Monitoringprogrammes für Grund- und Oberflächenwasser Phase 1 und Dokumentation in einem Bericht,
 - Prüfung der Ausführungsplanung auf Einhaltung/Umsetzung der wasserrechtlichen Auflagen,
 - Planung, Ausschreibung und Überwachung des Baus zusätzlicher Grundwasser-Messstellen unter Berücksichtigung der beginnenden Erdarbeiten, und
 - Planung und Vordimensionierung von dauerhaften Entspannungsmaßnahmen.
- In der Bauphase (Phase 2):
- Durchführung des Monitoringprogrammes für Grund- und Oberflächenwasser Phase 2 und Dokumentation in jährlichen Berichten,
 - Überprüfung der Umsetzung der wasserrechtlichen Auflagen bei den Arbeiten im Grundwasser/in grundwasserführenden Schichten,
 - Abstimmen/Koordinieren der bauzeitlichen Entwässerung der Baustelle,
 - laufende Überprüfung der Erfordernis bauzeitlicher Entspannungsmaßnahmen,
 - Koordinierung der Arbeiten an den Grundwassermessstellen zur Anpassung an die aktuelle Geländemorphologie (z.B. Rückbau, Verlängern, Instandsetzen beschädigter Messstellen),
 - Übernahme hoheitlicher Aufgaben nach § 82 WHG (Gewässerüberwachung), und
 - Koordinierung aller wasserrechtlich erforderlichen Anzeigen (Baubeginn, Beginn und Ende der Wasserhaltung, Fertigstellungsanzeigen, Bohranzeigen für Messstellen und Entspannungsbrunnen).
- In der Nachsorgephase (Phase 3):
- Durchführung des Monitoringprogrammes für Grund- und Oberflächenwasser Phase 3 und Dokumentation in Berichten bzw. in einem Abschlussbericht,
 - Erstellen der Schlussberichte in den einzelnen Losen/Teillosen zur Wasserhaltung,
 - Mitwirken bei der Dokumentation der wasserrechtlich relevanten Arbeiten durch die ausführenden Firmen.

In allen Phasen wurden zahlreiche Abstimmungs- und Informationstermine sowie Ortsbegehungen mit den Wasserbehörden durchgeführt, um die Umsetzung der Auflagen aus dem Planfeststellungsbeschluss zu dokumentieren bzw. Anpassungen der Auflagen abzustimmen, oder um die Behebung festgestellter Mängel nachzuweisen.

Einige der genannten Aufgaben sollen nun konkret erläutert werden:

5.1 Festlegung von Beobachtungsschwerpunkten

Prinzipiell waren die Bedingungen für die Beurteilung der Auswirkungen der Baumaßnahme auf Grund- und Oberflächenwasser aufgrund der wechselnden Stratigraphie des Untergrundes, der zeitlich und lokal unterschiedlichen Grundwasserdruckspiegel und der unterschiedlichen Eingriffstiefen der Bauwerke an jedem Punkt unterschiedlich. Es ließen sich jedoch 3 charakteristische Bereiche definieren, in denen jeweils vergleichbare (Eingriffs-)Situationslagen vorlagen (siehe Abb. 5), wobei der Bewertung stets der Grundwasserdruckspiegel im Hauptsandstein der Angulatschichten (he2-Aquifer) zugrunde lag.

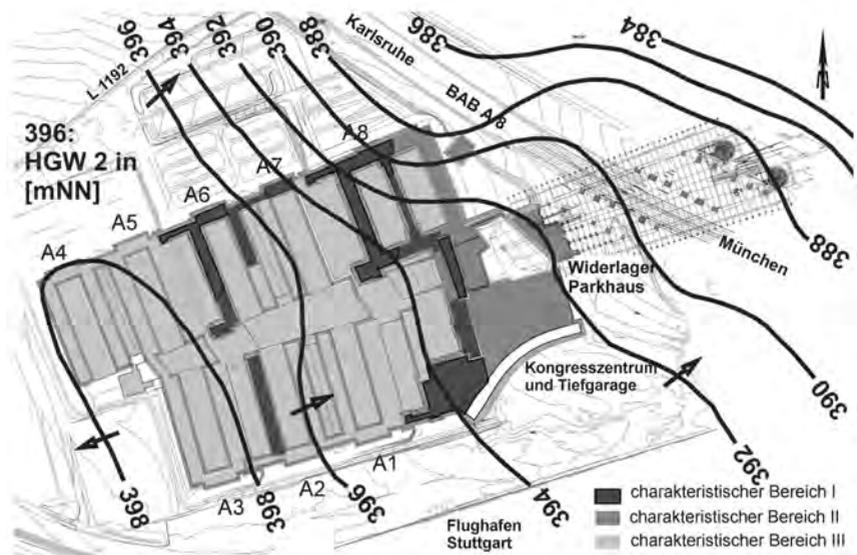


Abb. 5: Lageplan der Inneren Messe mit Grundwassergleichen HGW 2 und charakteristischen Eingriffsbereichen

Die charakteristischen Bereiche waren dabei wie folgt definiert (siehe auch Rilling & Lächler, 2005):

- Charakteristischer Bereich I:
 - Aushubsole liegt im Hauptsandstein,
 - Wasserhaltung erforderlich,
 - bauzeitliche Entspannungsmaßnahmen sind nur in Zwischenbauzuständen und nur bei entsprechend hohen Grundwasserdruckspiegeln erforderlich,
 - im Endzustand besteht eine hydraulische Verbindung der Bauwerksdränagen zum Grundwasserleiter. Der Grundwasserdruck kann sich daher in der Bauwerksdränung entspannen und wird in seiner Höhe durch eine Sicherheitsdränleitung begrenzt.
- Charakteristischer Bereich II:
 - Aushubsole liegt in den Tonsteinen oberhalb des Hauptsandsteins,
 - Grundwasserzutritte nur aus dem si1-Aquifer und weniger ergiebig als im charakteristischen Bereich I,
 - im Endzustand besteht keine hydraulische Verbindung der Bauwerksdränagen zum Grundwasserleiter. Eine Druckbegrenzung durch die Bauwerksdränung ist nicht möglich. Deshalb waren hier Überlegungen und ggf. bauliche Maßnahmen zur Entspannung des Grundwasserdrucks sowohl im Bau- als auch im Endzustand erforderlich.

- Charakteristischer Bereich III:

- Aushubsohle liegt in den Tonsteinen oder in den bindigen Deckschichten oberhalb des Hauptsandsteins,
- der höchste anzunehmende Grundwasserdruckspiegel liegt unterhalb der Aushubsohlen,
- keine Grundwasser-, aber Sickerwasserzutritte zu erwarten,
- weder im Bau- noch im Endzustand sind Entspannungsmaßnahmen vorzusehen.

Die Aufteilung in die charakteristischen Bereiche wurde vorteilhaft bei der Planung der terminlichen Gestaltung der Bauarbeiten eingesetzt: Soweit als möglich wurde mit den Erdarbeiten in den Flächen begonnen, die dem charakteristischen Bereich I zuzuordnen waren, damit die grundwasserdruckentspannende Wirkung dieser Maßnahmen für die Aushubarbeiten in den anderen Bereichen genutzt werden konnte. Hinsichtlich der Beurteilung der Auftriebssicherheit waren dagegen die Flächen, die dem charakteristischen Bereich II zuzuordnen waren, Beobachtungs- und Planungsschwerpunkte. Auf diese beiden Aspekte wird in den Abschnitten 5.2 und 5.3 eingegangen.

Hinsichtlich der Beurteilung der Beeinflussung von Grund- und Oberflächenwasser durch die Baumaßnahmen waren Beobachtungsschwerpunkte die Entnahmestellen und die Einleitstellen in die Vorfluter. Darauf soll im Abschnitt 5.4 eingegangen werden.

In den Beobachtungsschwerpunkten wurden 10 zusätzliche Grundwassermessstellen eingerichtet, um die Informationsdichte bezüglich der Auftriebssicherheit im Bauzustand sowie auch der Grundwasserbeeinflussung durch die Baumaßnahme zu erhöhen.

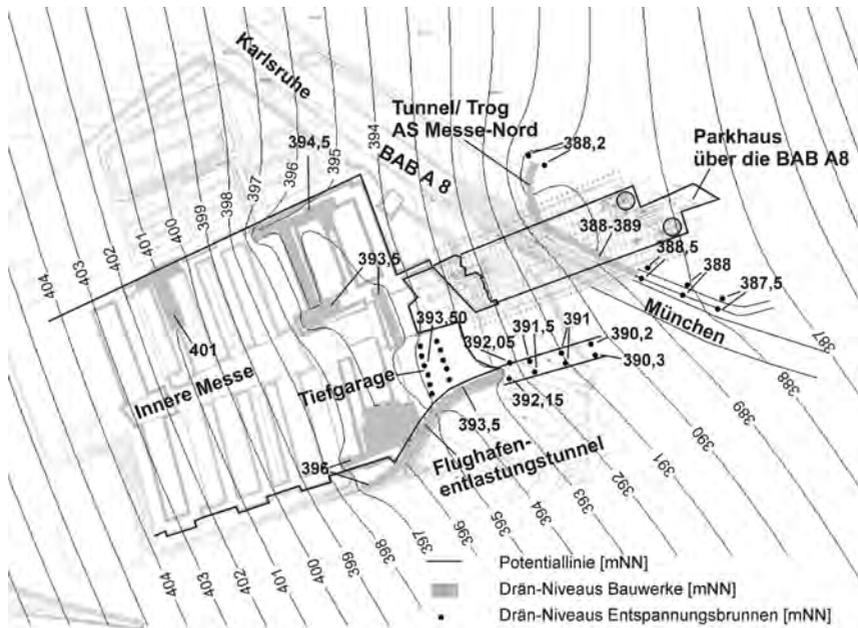
5.2 Planung der dauerhaften Entspannungsmaßnahmen

Aus dem Nachweis der Auftriebsicherheit im Endzustand ergaben sich im charakteristischen Bereich II bei vielen Kunstbauwerken oder Einschnitten für Verkehrsbauwerke Bereiche, in denen zur Beherrschung von Grundwasserhochständen im Hauptsandstein Entspannungsmaßnahmen erforderlich waren. Bei diesen ersten vereinfachten Berechnungen wurde allerdings nicht berücksichtigt, dass die Sicherheitsdränagen bei den Kunstbauwerken im charakteristischen Bereich I für eine Druck- bzw. Potentialbegrenzung auf einer Höhe des jeweiligen HGW 2-Spiegels sorgten, und diese Bereiche daher Festpotentiale mit Einfluss auf das gesamte Potentialfeld darstellen. Ferner wurde die Geländemorphologie in Bezug zur Grundwasserströmung zunächst nicht erfasst.

Um diese Einflüsse zu berücksichtigen, war die Erstellung eines numerischen Grundwasserströmungsmodells erforderlich. Die numerischen Berechnungen der Grundwasserdruckpotentiale erfolgten mit dem Finite-Differenzen-Programm Modflow 2000 des United States Geological Survey (USGS). Für das Prä- und Postprocessing der Ein- und Ausgabedaten wurde das Programmpaket Processing Modflow Version 5.3.0 verwendet. Um die Reichweite von Dränsystemen und Entspannungsbrunnen sowie ihre Tiefenwirkung in die überlagernden Tonsteinschichten berechnen zu können, musste ein 3-dimensionaler Ansatz gewählt werden.

Aufgabenstellung für die Modellberechnungen war die Minimierung der Anzahl der zusätzlichen Entspannungsbrunnen (punktförmige Festpotentiale) so, dass sich unter Ansatz von Grundwasserdruckspiegelhöhen gemäß HGW 100 (100-jährliches Hochwasser) an keiner Stelle unzulässig hohe Potentiale unter den Kunstbauwerken und den Einschnittsbereichen ergaben. Dies wurde erreicht mit der Anordnung von Entspannungsbrunnen, die in der Abb. 6 dargestellt ist. Insgesamt konnten die dauerhaften Entspannungsmaßnahmen damit auf 4 Bereiche beschränkt werden:

- 6 Entspannungsbrunnen im Osten des Tunnel-/Trogbauwerks AS Messe-Nord,
- 2 Entspannungsbrunnen am Querungsbereich des Tunnel-/Trogbauwerks AS Messe-Nord mit der neuen Landesstraße L 1192,
- 8 Entspannungsbrunnen im Einschnitt zwischen Ostportal des Flughafenentlastungstunnels und Kreiselbauwerk sowie
- 11 Entspannungsbrunnen unter der Bodenplatte der Tiefgarage des Kongresszentrums.



ken, erfüllt werden. Der Auslass der Brunnen wurde also immer in dieser Höhe angeordnet. Für eine rückstaufreie Vorflut war zu sorgen.

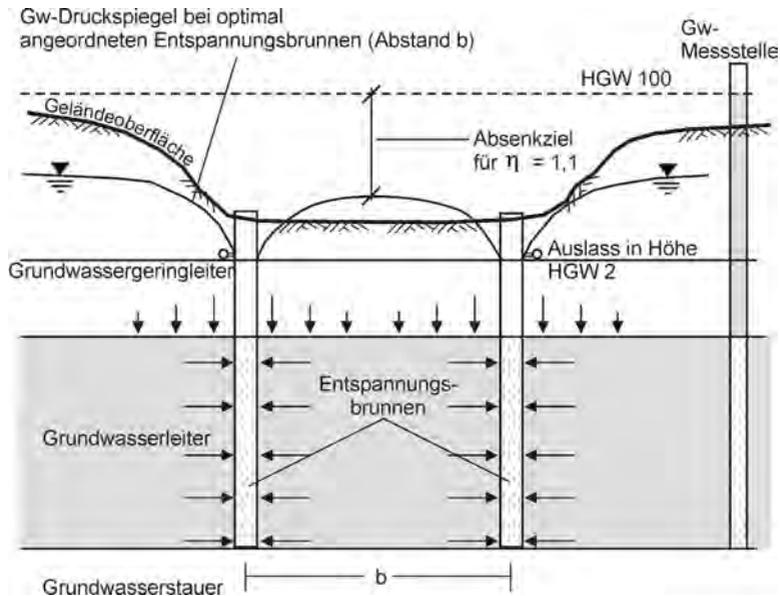


Abb. 7: Schematische Darstellung der Wirkungsweise der Entspannungsbrunnen

Der Einsatz des Grundwassermodells war auch in der Ausführungsphase erforderlich, da Planungsänderungen teilweise auch eine Lageänderung von Entspannungsbrunnen erforderten und im Einzelfall nachgewiesen werden musste, dass auch mit der neuen Lage der Entspannungsbrunnen die Auftriebsicherheit an jeder Stelle eingehalten ist.

5.3 Prüfen der Erfordernis bauezeitlicher Entspannungsmaßnahmen

Bei allen Aushubarbeiten in Flächen, die den charakteristischen Bereichen I und II zugeordnet waren, wurde während der Bauzeit laufend überprüft, ob es Aushubzustände gab, die aus dem Vergleich zwischen verbleibender Mächtigkeit der gering durchlässigen Tonsteinschicht über dem grundwasserführenden Hauptsandstein und den korrespondierenden Grundwasserdruckspiegeln zum rechnerischen Verlust der Auftriebsicherheit der Aushubsohle führten. Mit den ausführenden Firmen, den Objektüberwachungen und mit dem Bauherrn wurde vereinbart, dass bauezeitliche Entspannungsmaßnahmen dann zu ergreifen sind, wenn der Warnwert überschritten ist, wenn also der aktuell gemessene Wasserdruckspiegel noch 0,5 m unter dem für eine Auftriebsicherheit von $\eta = 1,1$ zulässigen Wasserdruckspiegel liegt. Die Wasserdruckspiegel wurden durch digitale Drucksonden permanent erfasst und die Grundwasserstände während der Baumaßnahme mindestens 1 mal wöchent-

lich mit einem Lichtlot gemessen. Die Grundwasserstände wurden mit dem dem aktuellen Aushubniveau entsprechenden Warnwert verglichen und die Ergebnisse an die ausführenden Firmen und die zugehörigen Objektüberwachungen weitergeleitet.

In Abb. 8 ist beispielhaft dargestellt, wie sich der vorgezogene Aushub für ein Hauptstützenfundament des Parkhauses über die BAB A 8 positiv auf den Grundwasserspiegel im Bereich der Baugrube für die nördliche Parkhausspindel auswirkte: Die Aushubsohlen für die Hauptstützenfundamente lagen im Hauptsandstein (Hauptgrundwasserleiter, charakteristischer Bereich I). Der Aushub erfolgte dort zunächst bis auf das Niveau, das bei den aktuell in der Messstelle BK 209a gemessenen Grundwasserdruckspiegeln hinsichtlich der rechnerischen Auftriebssicherheit ($\eta = 1,1$) noch zulässig war. Dann erfolgte ein lokaler Voraushub bis auf den Hauptsandstein und der Einbau eines Pumpenschachtes. Die Wasserhaltung in diesem Pumpenschacht führte zu einem starken Abfall des Grundwasserdruckspiegels im Bereich der Baugruben für die Parkhausspindeln (charakteristischer Bereich II). Damit war dort für die gesamte Zeit des Aushubs und der Gründungsarbeiten die Auftriebssicherheit gegeben. Zusätzliche bauzeitliche Entspannungsmaßnahmen waren nicht erforderlich. Aufgrund günstiger Grundwasserstände und aufgrund der beschriebenen zeitlichen Abfolge der Arbeiten traf dies für die gesamte Baumaßnahme zu.

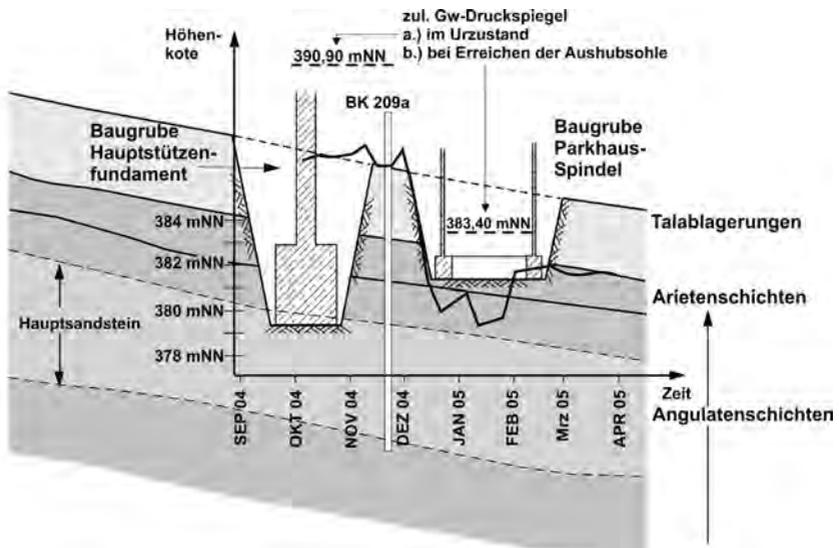


Abb. 8: Einfluss einer Grundwasserhaltung im Hauptsandstein auf den zeitlichen Verlauf des Wasserdruckspiegels unter einer Baugrube im Tonstein (Abb. 10fach überhöht)

5.4 Koordinierung der bauzeitlichen Entwässerung der Baustelle

Zum Trockenhalten der Baugruben waren offene Wasserhaltungen mit Sohldränagen und Pumpensümpfen ausreichend. Das gefasste Wasser, auch Niederschlagswasser, wurde in Absetzbecken bzw. Absetzmulden gepumpt. Anschließend war das Wasser, wegen des Kontaktes mit Beton und/oder bindemittelverbessertem Boden, in elektronisch gesteuerten Neutralisationsanlagen durch CO_2 -Zugabe aufzubereiten, und wurde dann in die BAB-Entwässerung oder in die nahegelegenen Vorfluter eingeleitet.

Um mögliche Verunreinigungen Verursachern zuordnen zu können, waren jedem Los/Teillos Einleitstellen zugewiesen worden, an denen regelmäßig Kontrollen durch den Fachgutachter Wasser durchgeführt wurden. Daneben hatte die Eigenüberwachung der ausführenden Firmen die Aufgabe, täglich Messungen des pH-Wertes und die Menge des eingeleiteten Wassers in einem Wasserbuch festzuhalten. In regelmäßigen Abständen waren außerdem durch die Eigenüberwachung Wasserproben zu entnehmen und auf die Einleitwerte (siehe Abschnitt 4) zu untersuchen. Um den Einfluss des Niederschlags auf die abgeführten und eingeleiteten Wassermengen quantitativ abschätzen zu können, wurden permanent die Niederschlagsdaten der DWD-Wetterstation Stuttgart Flughafen erhoben und dokumentiert.

Die bauzeitliche Entwässerung ist in der Abb. 9 dargestellt. Erläuterungen dazu gibt die Tabelle 1.



Abb. 9: Bauzeitliche Entwässerung der Neuen Landesmesse Stuttgart (Luftbild vom 20.09.06, ProNM)

Mit zunehmendem Fertigstellungsgrad der Bauwerke waren die Wasserhaltungs- und aufbereitungsanlagen rückgebaut und sukzessive das endgültige Entwässerungssystem der Neuen Landesmesse in Betrieb genommen worden. Dieses führt das Niederschlagswasser auf der Mittleren und Oberen Ebene über ein System von Stauraumkanälen (Anordnung etwa gemäß den Punkten 6 in Abb. 9) den Retentionssystemen A und B am linken Bildrand der Abb. 9 zu. Von dort aus gelangt das Niederschlagswasser in den Lachengraben. Die restlichen Flächen entwässern über Rohrleitungen, die unter der BAB A8 durchgepresst wurden, in das Retentionssystem C, unmittelbar oberstrom des Langwieser Sees und von dort aus in den Rennenbach. Eine Einleitung in die BAB-Entwässerung findet nicht mehr statt.

Los/ Teillos	Beschreibung	Entnahme- stelle	Einleit- stelle	Vorfluter
1.2	Flughafenentlastungstunnel	1	a	Rennenbach/Langwieser See
1.3	Tunnel AS Messe-Nord	2	b	BAB-Entwässerung → RKB Plieningen → Waagenbach
8	Parkhaus über die BAB A8			BAB-Entwässerung → RKB Plieningen
	a) Messeseite b) Plienger Seite	3 4	c d	→ Waagenbach Rennenbach/Langwieser See
10A+B	Innere Messe, Untere Ebene	5	e	Absetzbecken Ost → BAB-Entwässerung → RKB Plieningen → Waagenbach
11A+B	Innere Messe, Mittlere und Obere Ebene	6	f	Absetzbecken Nord → BAB-Entwässerung → RKB Frauenbrunnen → Frauenbrunnengraben

Tabelle 1: Bauzeitliche Wasserentnahme- und Einleitstellen bei der Neuen Landesmesse

Da auch nach weitestgehender Fertigstellung der Baumaßnahme Niederschlagswasser mit bindemittelverbessertem Boden in Kontakt kam, war der pH-Wert des einzuleitenden Wassers auch nach Abschluss der Arbeiten noch eine Zeitlang erhöht, so dass weiterhin eine Neutralisation des Niederschlagswassers vor der Einleitung in die Vorfluter erforderlich war. Mit zunehmendem Fertigstellungsgrad der Bauwerke, der Verkehrswege und der Grünanlagen wurde der Kontakt des Niederschlags mit pH-Wert erhöhenden Baustoffen immer weiter reduziert, so dass die Neutralisationsanlagen sukzessive abgeschaltet werden konnten.

Die Kontrollen durch den Fachgutachter Wasser wurden gemäß den behördlich abgestimmtem Monitoringprogramm noch bis 2 Jahre nach Abschluss der Baumaßnahme, also bis Sommer 2009, in reduziertem Umfang weitergeführt.

6 Schlussbemerkung

Die Tätigkeiten des Fachgutachters Wasser waren geprägt vom Kompromiss zwischen den berechtigten behördlichen Forderungen nach Einhaltung der wasserrechtlichen Auflagen und nach Schutz von Grund- und Oberflächenwasser und den ebenso berechtigten Forderungen des Bauherrn nach Kostenminimierung und nach Wahrung der Verhältnismäßigkeit der zu treffenden Maßnahmen.

Alle Beteiligten haben mit dazu beigetragen, dass es bei einer der größten Baustellen Deutschlands keinerlei schädliche Beeinflussungen des Grundwassers und der Oberflächengewässer durch die Baumaßnahme gab.

7 Literatur

Rilling, B.; Lächler, W. (2005)

Neue Landesmesse Baden-Württemberg: Bau eines Trog- und Tunnelbauwerks unter der besonderen Randbedingung gespannter Grundwasserverhältnisse. Tagungsband zum 20. Christian Veder Kolloquium, Graz, Herausgeber: G. Riedmüller, W. Schubert, H.F. Schweiger, S. Semprich, Heft 26, 99-120.

Regierungspräsidium Stuttgart (2003)

Planfeststellungsbeschluss für den Bau der Landesmesse vom 12.03.03

Bildnachweis

Wir bedanken uns bei der Projektgesellschaft Neue Messe GmbH & Co. KG, die uns die Bilder für die Abbildungen 1, 2 und 9 zur Verfügung gestellt hat.

Einsturz des Stadtarchivs Köln – Stadtbahn-Bauwerk Waidmarkt

Erkenntnisse des Prüflingenieurs

Prof. Dipl.-Ing. Rolf Sennewald, München
Prüflingenieur und Prüfsachverständiger für Standsicherheit
Ingenieurbüro Förster und Sennewald GmbH

1 Vorbemerkung

2003 schrieb die „Kölner Verkehrsbetriebe AG“ (KVB) die statisch-konstruktive Prüfung für die 10 Lose der neu geplanten, unterirdisch geführten und parallel zum Rhein verlaufenden Trasse der Kölner Stadtbahn (Nord-Süd Stadtbahn) als VOF-Verfahren europaweit aus.

Für die unterirdischen Bauwerke

- Haltestelle Rathaus
- Haltestelle Heumarkt
- Gleiswechsel / Mehrzweckschacht Waidmarkt
- Haltestelle Severinstraße
- Haltestelle Kartäuserhof
- Haltestelle Chlodwigplatz

erhielt ich als Prüflingenieur für Standsicherheit den Zuschlag. Mit der statisch-konstruktiven Prüfung der vier verbleibenden Lose beauftragte die Bauherrin zwei weitere Kollegen.

Obwohl üblicherweise (zumindest in Bayern) mit der statisch-konstruktiven Prüfung auch die hoheitliche Bauüberwachung verbunden ist, behielt sich bei diesem Bauvorhaben die Bauherrin, die KVB, vor, diese Aufgabe selber wahrzunehmen. Als Folge dieser Entscheidung hatte ich keine Kontakte zur Baustelle; Vorgänge, Probleme, Unregelmäßigkeiten usw. wurden mir nicht mitgeteilt.

Die statisch-konstruktive Bearbeitung sowie die Planungskoordination oblag im Rahmen der Ausführungsplanung und der Baudurchführung gemäß den vertraglichen Vereinbarungen der ARGE Los Süd. Die Streckenführung und die Lage der Bauwerke können den nachfolgenden Skizzen entnommen werden.

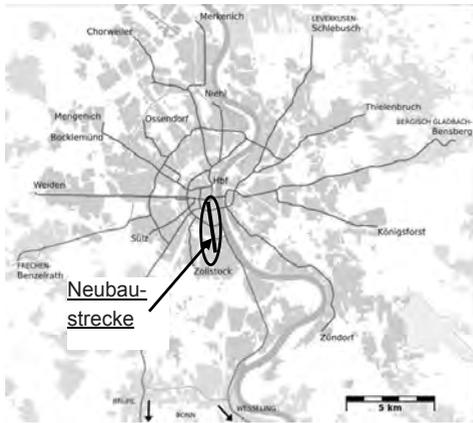


Bild 1: Übersicht mit Neubaustrecke



Bild 2: Haltestellen

Am 03.03.2009 stürzten nachmittags um ca. 14.00 Uhr das unmittelbar an das Gleiswechselbauwerk Waidmarkt angrenzende Kölner Stadtarchiv sowie zwei weitere Häuser ein. Die Folgen sind bekannt; leider waren zwei Menschenleben zu beklagen und es entstand ein erheblicher Sachschaden.

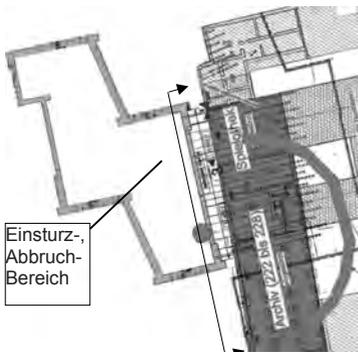


Bild 3: Skizzierung des Einsturzgebietes und des eingespülten Bodenmaterials an der östlichen Schlitzwand (Planverfasser Bild 3 ff: ARGE Los Süd)



Nachfolgend werde ich versuchen, die technischen Gründe und Zusammenhänge des Unglückes – soweit die Vorgänge bislang allgemein bekannt und zugänglich sind – zusammenfassend darzustellen und zu erläutern.

2 Beschreibung des Bauwerkes Gleiswechsel Waidmarkt

Das unterirdische Bauwerk dient im Wesentlichen dazu, die beiden parallel geführten Gleise über eine Weichenstrecke miteinander zu verbinden, d.h. den Stadtbahnzügen einen Gleiswechsel zu ermöglichen. Es handelt sich folglich um ein relativ kleines, unterirdisches Bauwerk, das 53,20 m lang und 34,85 m breit ist.

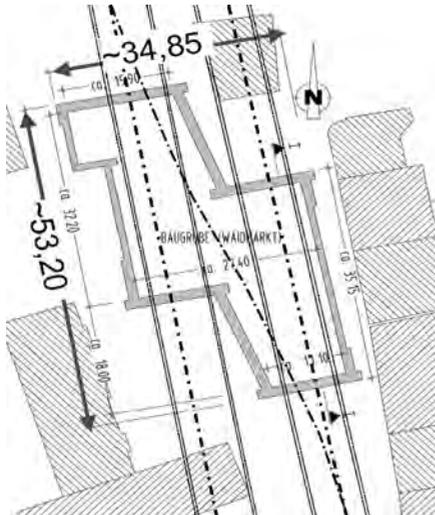


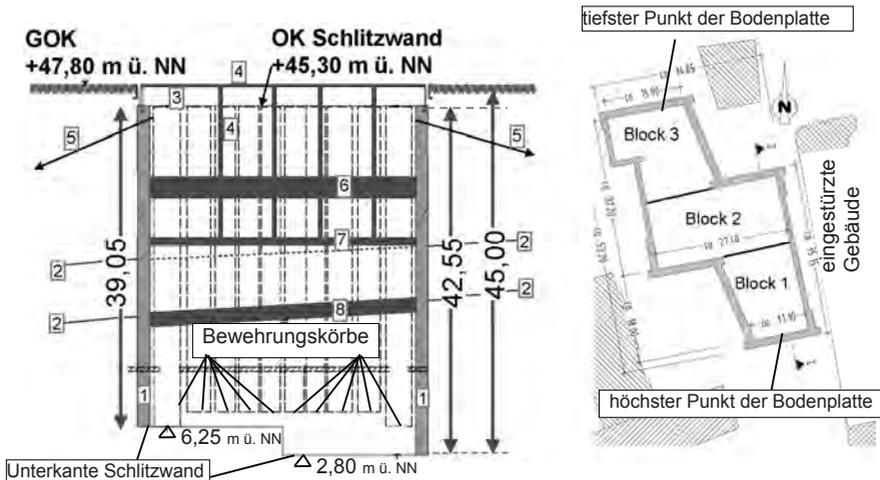
Bild 4: Grundriss des Bauwerkes Gleiswechsel Waidmarkt (3 Blöcke)

Die Aushubtiefe lag maximal ca. 28,00 m (19,80 m ü. NN bei Block 3) unter der Oberkante des Geländes (ca. 47,80 m ü. NN).

Wie alle unterirdischen Bahnhöfe der geplanten Neubaustrecke wurde auch das Bauwerk „Gleiswechsel Waidmarkt“ in Deckelbauweise geplant und ausgeführt. Bei dieser Bauweise werden zunächst Schlitz- oder Bohrpfahlwände (im vorliegenden Fall Schlitzwände) in den Boden getrieben. Je nach Höhenlage der obersten Decke werden dann entweder Anker oder Steifen angeordnet oder es wird ohne weitere Aussteifungsmaßnahmen gleich der oberste Stahlbetondeckel betoniert.

Diese Aussteifungsscheibe bietet die Möglichkeit, im Schutz des Deckels unterirdisch auszuheben. Je nach der geplanten Aushubtiefe bzw. der geplanten Nutzung können weitere Zwischendecken als starre Aussteifungsscheiben eingebaut werden. Auf diese Art und Weise entsteht ein sehr steifer Kasten. Da die Deckelbauweise im umgebenden Erdreich nur äußerst geringe Setzungen erzeugt, ist sie ideal geeignet, tief in das Erdreich einbindende Bauwerke im Bestand zu errichten.

Das Gleiswechselbauwerk Waidmarkt wurde wie folgt geplant:



- Phase 1: Seiten- und Querwände (Schlitzwände mit Stahl- und Glasfaserbewehrung)
- Phase 2: Tunnelvortrieb
- Phase 3: Voraushub
- Phase 4: Abdeckung (als Fahrbahn ausgelegt) auf Hilfsstützen
- Phase 5: Anker setzen
- Phase 6: Deckel (OK bei 37,80 m ü. NN = 10,00 m unter GOK)
- Phase 7: Zwischendecke (OK bei 30,50 m ü. NN = 17,30 m unter GOK)
(an den Deckel angehängt)
- Phase 8: Bodenplatte (tiefste UK bei Block 3 bei 19,80 m ü. NN = 28,00 m unter GOK)

Das Unglück am 03.03.2009 ereignete sich bei folgendem Bauzustand:

- Block 3: (tiefer Aushub): Betonage stand unmittelbar bevor.
- Block 2: Aushub war fertig, Sauberkeitsschicht eingebaut, Bewehrungsarbeiten waren im Gange
- Block 1: Aushubarbeiten waren nahezu fertiggestellt.

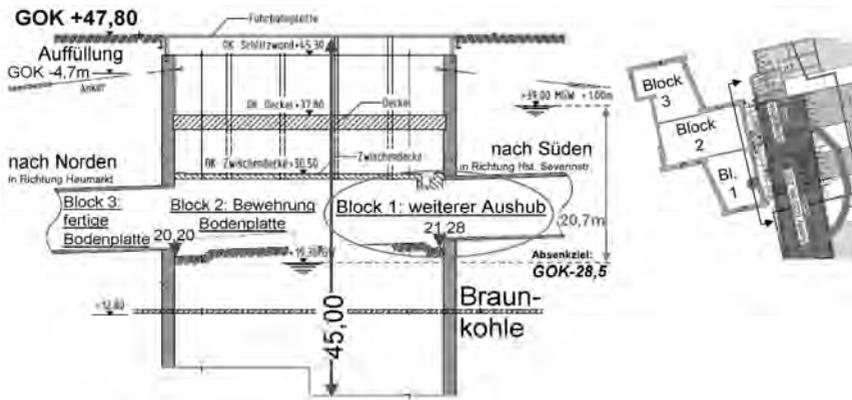


Bild 5: Bauzustand zum Zeitpunkt des Unglückes

3 Geologie und Grundwasserstände

Die Geologie und die zu erwartenden Grundwasserstände im Bereich des geplanten Gleiswechselbauwerks „Waidmarkt“ sind im Baugrundgutachten, in der ZTV No Sü (Ausgabe November 2003, Teil I, Kapitel 2), im Wasserhaltungsplan Nr. AU-2040 WH 1001-d (vom 30.09.2005) und in der statischen Berechnung Nr. AU-2040 ST 2000 im Bild 6 (siehe unten) beschrieben.

Am 18.09.2008 wurde mir die statische Berechnung Nr. AU-2040 ST 3000 (Lieferungs-Nr. 10) mit Skizzen für zusätzliche Kernbohrungen im Deckel (OK 37,80 m ü. NN) mit der Bitte vorgelegt, die Auswirkungen dieser 13 Kernbohrungen auf die Standsicherheit zu prüfen und die Bohrungen freizugeben. (In der Zwischendecke waren keine Kernbohrungen erforderlich, da diese noch nicht fertig gestellt war und daher entsprechende Zulagen vorgesehen werden konnten.)

Auf mehrfache Rückfrage wurde mir am 25.10.2008 mitgeteilt, dass der Bodengutachter über die Bohrungen informiert sei und die Arbeiten fachmännisch begleiten sowie überwachen werde. Am 28.10.2008 wurde mir von der Bauoberleitung des Bauherrn dieser Sachverhalt bestätigt.

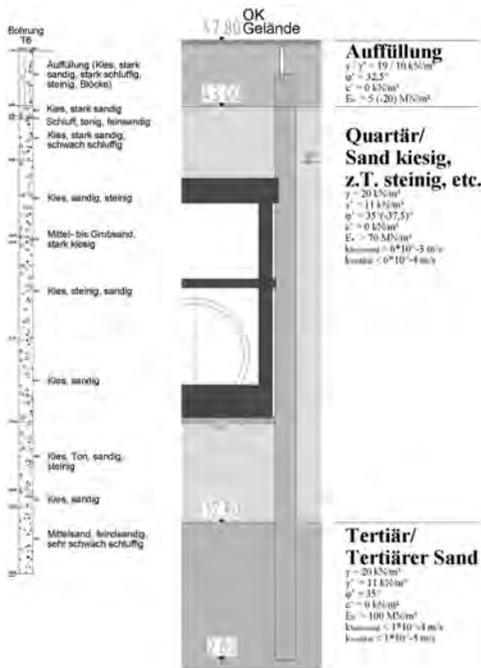


Bild 6: Geologie gemäß Gutachten

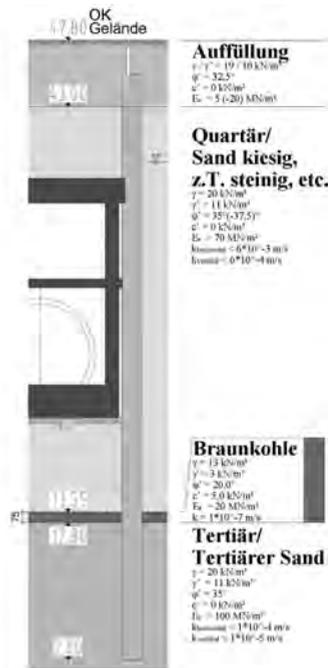


Bild 7: tatsächlicher Bodenaufbau (schematisch)

Bis zu diesem Zeitpunkt war mir nicht bekannt, dass auf den tertiären Bodenschichten teilweise eine Braunkohleschicht aufliegt, die praktisch wasserundurchlässig ist. Eine Nachrechnung zeigte, dass bei einer wasserundurchlässigen Braunkohleschicht in ca. 12,80 m ü. NN die Auftriebsicherheit nur bis zu einem Aushub von ca. 10 m oberhalb der geplanten, tiefsten Aushubsohle gewährleistet war. Das Vorhandensein einer Braunkohleschicht muss seit Herstellung der Schlitzwände (Sommer 2005) bekannt gewesen sein. Allerdings kann ich nicht beurteilen, ob damals bereits die Ausdehnung der Braunkohleschicht im Bereich des Gleiswechselbauwerkes vollständig erkundet wurde. Die später (September 2008) geplante „Perforierung“ einer möglicherweise durchgehenden Braunkohleschicht zur Entspannung des Grundwassers in den tertiären Bodenschichten unter der absperrenden Braunkohleschicht war zwingend erforderlich, um ein Aufbrechen der Baugrubensohle zu verhindern.

4 Vorgänge bis zum Einsturz am 03.03.2009

Sämtliche statisch-konstruktiven Bearbeitungen (statische Berechnungen und Ausführungspläne) wurden in den technischen Büros der beteiligten ARGE-Partner durchgeführt. Fachlich unterschiedliche Meinungen wurden sogleich diskutiert und einvernehmlich gelöst.

Zunächst wurden die umschließenden Schlitzwände erstellt. Bei der Erstellung dieser Schlitzwände kam es zu Problemen (siehe auch Punkt 6.2). Die Tunnel wurden mit Tunnelbohrmaschinen als Schildvortriebe aufgeföhren. Zum einfacheren Durchhörern der Schlitzwände (insgesamt 4 x) wurden die Schlitzwände in diesen Bereichen mit Glasfasersträngen

bewehrt. Anschließend wurden die Bauzustände wie unter Punkt 2 beschrieben weiter geführt.

Am 31.03.2005 vermerkte ich in meinem 30. Prüfbericht (Projekt-Nr. 2775-03/04), dass beim Gleiswechselbauwerk „Waidmarkt“ bei tiefstem Aushub mit einer abzupumpenden Wassermenge von $317,5 \text{ m}^3/\text{h} = 88,2 \text{ l/sec}$ für einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k < 1 \cdot 10^{-4}$ bzw. von $31,8 \text{ m}^3/\text{h} = 8,8 \text{ l/sec}$ für $k < 1 \cdot 10^{-5}$ zu rechnen sei. Diese Angaben stammten aus einer eigenen Vergleichsberechnung, bei der einmal der vom Baugrundgutachter angegebene, minimale Durchlässigkeitsbeiwert (senkrecht zur Schichtung) in Höhe von 10^{-5} und einmal der maximale Durchlässigkeitsbeiwert in Höhe von 10^{-4} (parallel zur Schichtung) unterstellt worden war. Am 30.11.2005 schrieb die ARGE an die Stadt Köln, Untere Wasserbehörde (Amt 57), dass eine Förderrate im Gleiswechselbauwerk „Waidmarkt“ bei tiefster Aushubsole von ca. $50 \text{ m}^3/\text{h} = 13,9 \text{ l/s}$ zu erwarten sei. Unter normalen Bedingungen hätte also auch nach Meinung der ARGE der für $k = 10^{-4}$ errechnete Wert (ca. $317,5 \text{ m}^3/\text{h}$) nie erreicht werden dürfen. Bei der Ermittlung der o.g. Grenzwerte der Pumpwassermengen war mir die Existenz der Braunkohleschicht noch nicht bekannt.

Im Zuge des Aushubes stellte sich aber heraus, dass diese Werte bereits bei wesentlich geringeren Aushubtiefen – trotz absperrender Braunkohleschicht - nicht eingehalten werden konnten. Die Baustelle beschloss daraufhin, weitere Brunnen zu setzen, um die anfallende Wassermenge abpumpen zu können.

So war z.B. am 11.04.2008 der Wasserandrang nicht mehr beherrschbar, am 09.09.2008 erfolgte eine „Baustellenräumung infolge Wassereintritt“. Im Gutachten vom 16.09.2008 des Baugrundgutachters wurde u. a. die „erhebliche Wasserzufuhr neben dem Brunnen 3“ beschrieben. Die ARGE nennt im Terminplan einen erneuten Terminverzug aufgrund des „hydraulischen Grundbruchs im September 2008“, usw.

Letztlich wurden statt der ursprünglich vorgesehenen und genehmigten 4 Entspannungs- und 4 Pumpbrunnen insgesamt 27 Brunnen, davon 4 Entspannungsbrunnen gebohrt. Außerdem wurden 2 Pegel errichtet.

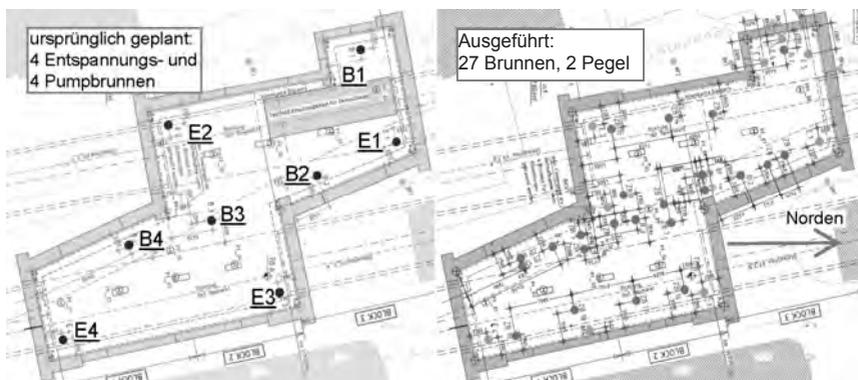


Bild 8: ursprünglich geplante Brunnen

Bild 9: ausgeführte Brunnen

Die maximal geförderte Wassermenge lag am 08.02.2009 bei $728 \text{ m}^3/\text{h} = 202 \text{ l/s}$ (lt. Wasserbuch der ARGE) und damit weit über den o. g. Mengen.

Anfang 2009 machte die Leitung des Kölner Stadtarchives den Bauherrn darauf aufmerksam, dass im Keller des Stadtarchiv-Gebäudes „klaffende“ Risse aufgetreten seien.

In einer daraufhin veranlassten Untersuchung kam man zu dem Schluss, dass die Risse keine Auswirkungen auf die Standsicherheit des Gebäudes hätten (aber weitergehende Untersuchungen zur Ursachenerkundung stattfinden sollten). Beim Stadtarchiv wurden auch lange nach der Durchfahrt der Tunnelbohrmaschinen noch Setzungen (z.B. zusätzlich ca. 10 mm allein im Zeitraum September bis Dezember 2008 parallel zu einer erhöhten Wasserförderung) festgestellt. Dies ist eher ungewöhnlich, da – wie bereits ausgeführt – die Deckelbauweise in baupraktischem Sinne normalerweise nur äußerst geringe Setzungen am umgebenden Bestand auslöst.

Am 03.03.2009 waren ca. 10 Personen im Bauwerk Gleiswechsel „Waidmarkt“ beschäftigt. Kurz vor 14 Uhr bemerkten die Beschäftigten, dass es zu unkontrollierten und nicht mehr zu beherrschenden Wasser- und Materialeinbrüchen kam. Sie verließen daraufhin schnellstmöglich die Baugrube und warnten sämtliche Personen im Umkreis des unterirdischen Materialeinbruchs. So konnten alle Besucher und alle Angestellten des Kölner Stadtarchives das Gebäude rechtzeitig verlassen. Auch die benachbarten Gebäude und die Verkehrsflächen wurden geräumt.

Leider wurden bei den Räumaktionen zwei junge Männer übersehen, die im Dachgeschoss des nördlich an die sogenannte Spielothek angrenzenden Gebäudes (siehe Bild 10) vermutlich schliefen. Beide Männer kamen bei dem Teileinsturz des Gebäudes ums Leben.

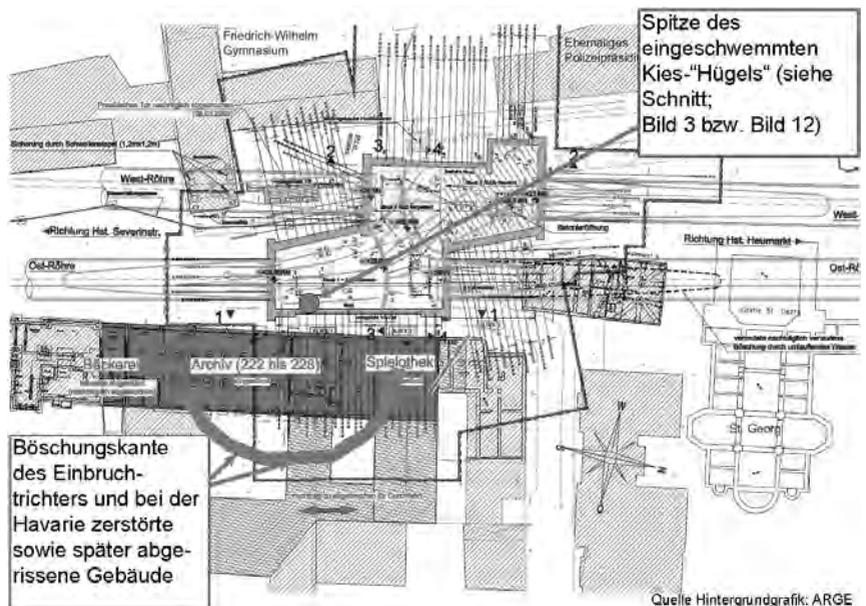


Bild 10: Böschungskante des Einbruchtrichters, zerstörte Gebäude, eingeschwemmter Kies

Wenige Minuten nach dem Beginn des Materialeinbruches in die Baugrube des Bauwerkes Waidmarkt und unmittelbar nach Räumung der Gebäude und der Verkehrsflächen stürzten das Stadtarchiv und die nördlich und südlich angrenzenden Gebäude ein.

Ich möchte mich bei den Mitarbeitern der beiden Firmen, die sich zum Zeitpunkt des Materialeinbruches in der Baugrube des Bauwerkes „Gleiswechsel Waidmarkt“ befanden und die unverzüglich, besonnen und richtig gehandelt haben, an dieser Stelle ausdrücklich bedanken, da sie die Situation zutreffend eingeschätzt haben, und ohne ihr zielsicheres Handeln die Folgen der Gebäudeeinstürze wohl noch weitaus schlimmer gewesen wären.

5 Erkenntnisse nach dem Verbruch

Zunächst ist anzumerken, dass es zum jetzigen Zeitpunkt, März 2011, noch keine gesicherten, d.h. zu 100% belegbaren Erkenntnisse zur eigentlichen Schadensursache gibt.

Unmittelbar nach dem Unglück wurde die Baustelle von der Staatsanwaltschaft Köln beschlagnahmt und an die Kölner Berufsfeuerwehr zur „Gefahrenabwehr“ übergeben. Dieser Zustand dauert bis zum jetzigen Zeitpunkt an. Herr des Geschehens auf der Baustelle ist deshalb nach wie vor die Berufsfeuerwehr Köln. So führte die Feuerwehr die Aufräumarbeiten aus, veranlasste ein Wetterschutzdach über der Einsturzstelle, barg im Schutze dieses Daches aus den Trümmern die Archivalien, usw.

Die Gutachter der Staatsanwaltschaft Köln, der vom Landgericht Köln eingesetzte Gutachter im Beweissicherungsverfahren KVB und Stadt Köln gegen ARGE Nord-Süd Stadtbahn sowie die von der Berufsfeuerwehr der Stadt Köln zugezogenen Gutachter haben seither versucht, mit zerstörungsfreien Methoden die Ursachen für den Materialeinbruch zu erforschen.

U.a. wurden folgende Untersuchungsmethoden angewandt:

- schwere Rammsondierungen DPH, Bohrlochrammsondierungen nach DIN 4094-2, etc.: Allein auf dem Plan-Nr. U-2045EK0002N (Eingang bei mir: 09.11.2009) sind 219 Sondierungen (im Wesentlichen zur Erkundung des Einbruchtrichters) verzeichnet
- thermographische Messungen, bei denen die Strömung von unterschiedlich temperiertem Wasser gemessen wurde
- geophysikalische Messungen (Ultraschall/ Crosshole Sonic Logging Tomography (CSLT))
- hydraulische Versuche
- Magneto-Messungen und Messungen mit Gamma-Strahlen oder Radar
- direkte Aufschlüsse in Form von Bohrungen

usw.

Bislang konnte nur der erdseitige Einbruchtrichter recht genau nachvollzogen werden. Dies diente u.a. der Planung einer weiteren Maßnahme zur Bergung der Archivalien, nämlich der sogenannten Bergebaugrube (siehe spätere Erläuterung).

Zur Qualität der Schlitzwand im Bereich des Verbruchtrichters konnten nur sogenannte „Verdachtsflächen“ festgestellt werden. Ein gerichtsfester Beweis (z.B. zur Qualität der Schlitzwand) konnte aber mit sämtlichen bisherigen Untersuchungsmethoden nicht geliefert werden.

Aus diesem Grund ist geplant, nach Beendigung der Archivalienbergung in der Bergebaugrube eine sogenannte Besichtigungsbaugrube (siehe später) außenseitig vor der Schlitzwand zu errichten, um so die Schlitzwand und ggf. mögliche Erosions Hohlräume (Schlote) handnah erkunden zu können.

6 Mögliche Einsturzursachen

6.1 Allgemein

Die Gründe für den Einsturz der an das Bauwerk „Gleiswechsel Waidmarkt“ angrenzenden Gebäude sind klar: Durch den Einbruch des Bodenmaterials in die Baugrube des Gleiswechselbauwerkes wurde den Fundamenten der angrenzenden Bauwerke das Auflager entzogen. Die Lage und die Ausdehnung des eingespülten Bodenmaterials in einer Größenordnung von 5.000 m³ kann den beiden nachfolgenden Bildern 11 und 12 entnommen werden.

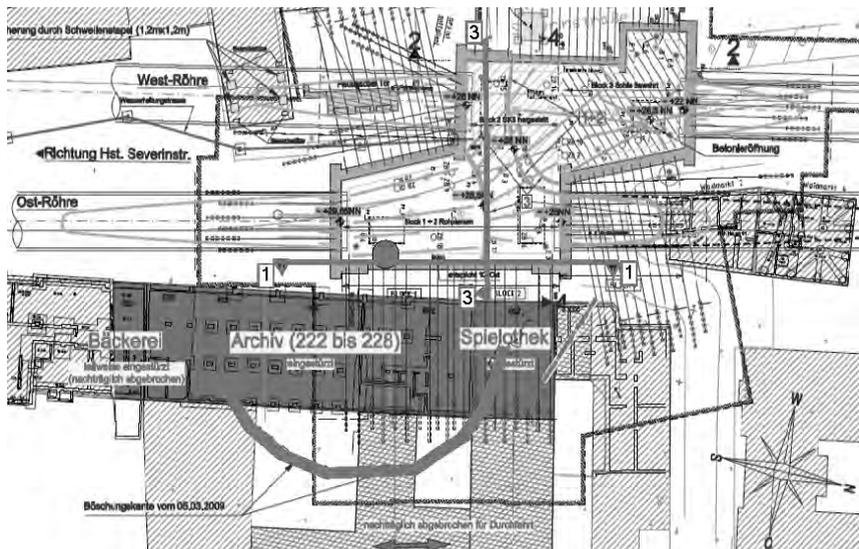


Bild 11: Grundriss nach der Havarie mit Schnittangabe (Hintergrundbildquelle: ARGE)

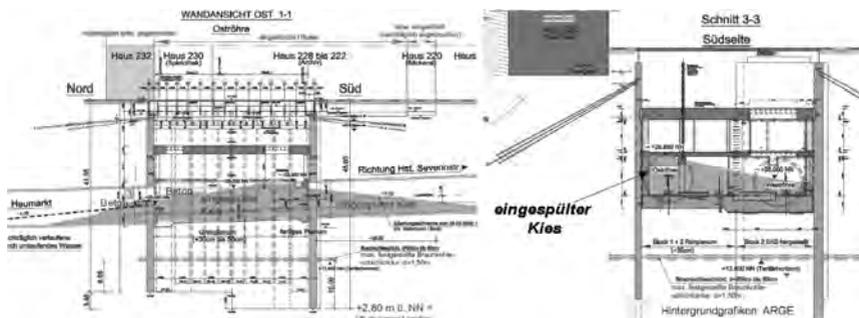


Bild 12: Schnitte 1-1 und 3-3 mit Eintragung des eingespülten Bodenmaterials

Für das Eindringen des Bodenmaterials in das Innere der Baugrube sind folgende Szenarien denkbar:

1. Fehlstelle in der Schlitzwand (Loch oder Spalt)
2. Hydraulischer Grundbruch
3. „Fuchsgang“; Erosionsgrundbruch (örtlich begrenzter, im Laufe der Zeit frei gespülter Tunnel (Schlauch) unter dem Schlitzwandfuß)

Im Folgenden werden technische Argumente für und gegen die o. g. Versagensmechanismen kurz aufgezeigt.

6.2 Versagensursache: Fehlstelle in der Schlitzwand

Pro-Argumente:

- Lage und Form des Schüttkegels im Innern des Bauwerkes deutet darauf hin, dass das Material an einer Stelle konzentriert eingespült wurde.
- Bislang wurde im Schüttkegel nur quartäres Material (Kies) festgestellt.
- Im Schüttkegel wurden keine Braunkohlestücke festgestellt.
- Probleme bei der Herstellung der unmittelbar an den Hochpunkt des Schüttkegels angrenzenden Schlitzwandlamelle (Lamelle 11): Z.B. mehrere Probleme bei einer Hinderisbeseitigung und hierdurch am 05.09.2005 ein Schlitzwandgreiferwechsel (Breite 2,80 m statt zuvor 3,40 m, falsche Höhenlage des Bewehrungskorbes).
- Rammsondierungen im Inneren der Baugrube zeigen keine Bodenauflockerungen unterhalb des Quartärs.
- Aussagen der Mitarbeiter der Brunnenbaufirma vor Ort, dass ihnen durch die Schlitzwand Wasser und Kies „entgegen geschossen“ seien.
- Zum Zeitpunkt des Unglückes waren bereits mehrere Undichtigkeiten in der Schlitzwand (im gleichen Bauwerk, aber an anderer Stelle) aufgetreten.

Contra-Argument:

Aussagen der ARGE-Mitarbeiter vor Ort: Der Boden, auf dem sie standen, sei hochgespült worden.

6.3 Versagensursache: Hydraulischer Grundbruch

Pro-Argumente:

- Ungünstige Geometrie der Baugrube (nah beieinander liegende Schlitzwände, Eckbereich)
- Absperrende Wirkung der Braunkohleschicht, die den Wasserdruckabbau behinderte
- Aussage der ARGE-Mitarbeiter vor Ort, der Boden sei aufgebrochen.

Contra-Argumente:

- An der Stelle der „Spitze“ des Schüttkegels liegt die Unterkante der Schlitzwand 3,45 m tiefer als im benachbarten Bereich; gleichzeitig liegt dieser Bereich nahe am höchsten Punkt der Baugrubensohle. (Die Höhendifferenz zwischen der südlichsten und der nördlichsten Oberkante der Gleistrogplatte beträgt 1,28 m.)
- Normalerweise linienförmiger Aufbruch bei einem hydraulischen Grundbruch.

- Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch liegen auf der sicheren Seite: Errechnete Sicherheit gegen den hydraulischen Grundbruch: Von der ARGE wurde mit den geotechnischen Bodenkenngrößen gemäß ZTV bei der herkömmlichen Berechnung einer unendlich ausgedehnten Baugrube eine Sicherheit von ca. 2,0 ohne Entspannungs- und Pumpbrunnen errechnet. Beim Ansatz einer „schmalen Baugrube“ ergab eine Berechnung mit dem Programmpaket „Plaxis“ eine Sicherheit von 1,65. Eine eigene 3D-FE-Berechnungen (nach jetzigem Stand der Wissenschaft die genaueste Nachweismethode) ergab bei funktionierenden Entspannungs- und Pumpbrunnen eine noch höhere Sicherheit gegen den hydraulischen Grundbruch (ca. 2,85).
- Soweit bislang feststellbar, befinden sich keine tertiären Sande und keine Kohlestücke im Schüttkegel.
- Durch Rammsondierungen im Bauwerksinneren wurden unterhalb der Braunkohleschicht keine Auflockerungen erkundet.

6.4 Versagensursache: Erosionsgrundbruch

Im Wesentlichen gelten hier ähnliche Pro- und Contraargumente wie beim Hydraulischen Grundbruch (siehe Punkt 6.3). Jedoch ist diese Versagensvariante wahrscheinlicher als der Fall eines hydraulischen Grundbruchs.

Weitere Pro-Argumente:

- „Aufbrodelnder“ Boden
- Probleme beim Brunnen 3 lange vor dem Erreichen der endgültigen Aushubtiefe (Hochspülen von Material)
- Rechnerischer Nachweis nicht möglich. Auslöser: Unwägbarkeiten der Geologie

6.5 Zusammenfassung

Die vorstehenden Ausführungen zeigen die Gründe deutlich auf, die die Gutachter und die Staatsanwaltschaft veranlassen, auf einer genauen Erkundung der Ursachen für das Eindringen des Bodenmaterials in das Innere des Gleiswechselbauwerk Waidmarkt zu bestehen.

Zum jetzigen Zeitpunkt können die Versagensgründe nur mit Wahrscheinlichkeiten bewertet werden.

7 Ausblicke

Nach dem Unglück hat sich die Stadt Köln entschlossen, möglichst viele Archivalien zu bergen und in aufwändigen Verfahren wieder herzustellen. Auf der Homepage der Stadt Köln ist der Aufwand wie folgt beschrieben:

„Der Restaurierungsbedarf ist gigantisch. Mindestens 6.000 bis 6.500 Personenjahre sind erforderlich, um alle beschädigten Archivalien weitestgehend in Stand zu setzen. Wenn das Archiv in 30 Jahren wieder vollständig funktionstüchtig sein soll, müssen mehr als 200 Personen in ständigem Einsatz sein.“

Nach der „Trockenlegung“ im Schutze einer temporären Überdachung wurde anschließend die sogenannte Bergebaugrube geplant und ausgeführt.

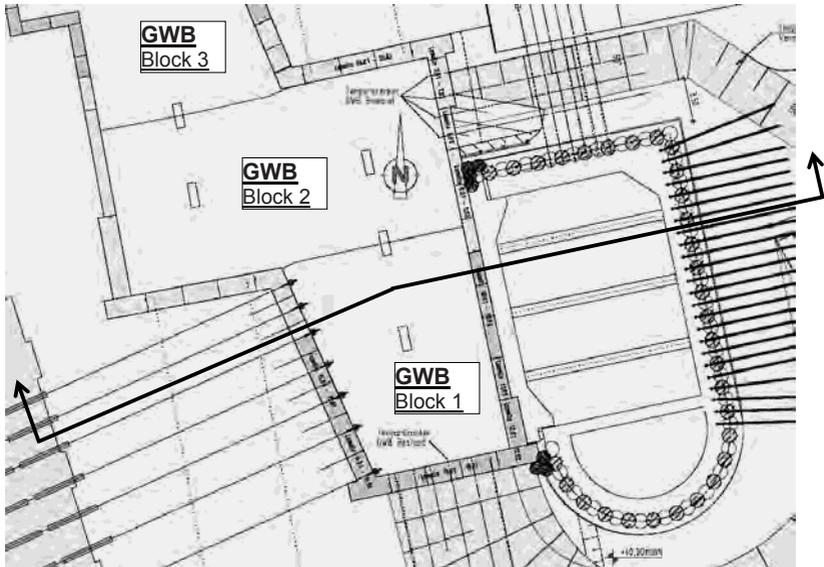


Bild 13: Grundriss GWB (Gleiswechselbauwerk) und BBG (Bergebaugrube)

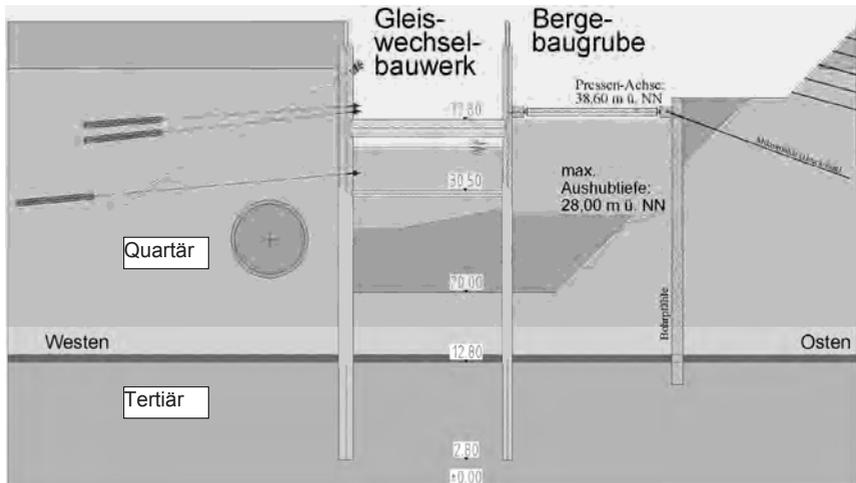


Bild 14: Schnitt durch das Gleiswechselbauwerk (GWB) und die Bergebaugrube (BBG)

Die beiden vorstehenden Bilder zeigen den aktuellen Bauzustand.

Sehr aufwändig werden mit Hilfe von Seilbaggern und Tauchern die noch auffindbaren Archivalien unter Wasser geborgen. Die im Verbruchtrichter ebenfalls vorhandenen Trümmerstücke des ehemaligen Stadtarchives müssen unter Wasser zerkleinert und dann ausgehoben werden.

Sobald die Archivalien geborgen sind (in einigen Monaten) wird die Bergebaugrube wieder (mit hydraulisch gebundenem Material) verfüllt und der vom Landgericht Köln beauftragte Gutachter wird die von ihm geplante, sog. Besichtigungsbaugrube errichten lassen.



Bild 15: Grundriss GWB (Gleiswechselbauwerk), BBG (Bergebaugrube), BesBG (Besichtigungsbaugrube) innerhalb der Grundfläche der BBG

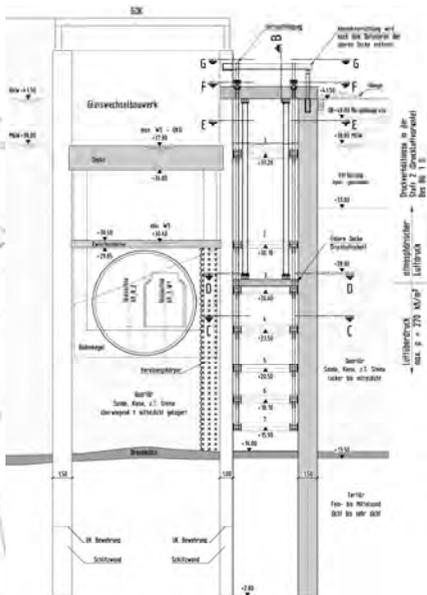


Bild 16: Schnitt durch GWB und BesBG

Je nach Erkundungsergebnissen ist ggfs. ein Absenken des Grundwasserspiegels (mit Hilfe von Druckluft) bis zur Braunkohleschicht geplant. Erst nach Abschluss der Ursachenerkundungen (möglicherweise erst ca. 1½ Jahre nach Baubeginn der Bergebaugrube, s.o.) kann mit der eigentlichen Sanierung des Gleiswechselbauwerkes „Waidmarkt“ begonnen werden. Es gibt zwar bereits Sanierungskonzepte und -ideen, doch sind bislang noch keine Entscheidungen getroffen worden.

8 Folgerungen und Empfehlungen für vergleichbare Bauvorhaben

- Einsatz einer vom Bauherrn unabhängigen, hoheitlichen Bauüberwachung.
- Umfangreiche und tiefreichende Baugrund-Erkundungen; stärkere Einbindung des Baugrundgutachters bei der Ausführungsplanung. Informationen an alle Beteiligten bei Problemen mit dem Baugrund und bei auf der Baustelle festgestellten Abweichungen vom Baugrund-Gutachten sowie Mitteilung von geplanten, geotechnischen Maßnahmen (hier z.B. Wasserhaltung, Perforierung der Braunkohleschicht).
- Entwicklung eines geeigneten Prüfverfahrens zur Qualität der hergestellten Schlitzwandlamellen (ggfs. Cross-Hole-Sonic-Logging-Tomografie).

- Wenn Fehlstellen zu weitreichenden Folgen führen können, vor allem in erosionsempfindlichen Böden, sollten aussagekräftige Dichtheits tests oder redundante Abdichtungsmaßnahmen vorgesehen werden. Zur Verringerung von Umlauf- bzw. Überbeton sollten breite und stabile Fugenelemente (z.B. Stahlprofile) vorgesehen werden, die mit schweren Meißeln/ Hobeln gereinigt werden können. Diese Fugenelemente können auch mit nachverpressbaren Schläuchen/ Rohren ausgestattet werden.
- Falls die dichte Ausführung einer Fuge nicht gesichert ist, kann diese vor dem Aushub überbohrt und verfüllt werden. Auch könnte nachträglich (bei ausgeglichenem Innen- und Außenwasserstand) der Fugenbereich durch eine Hochdruckinjektion (HDI-Säule) von außen gesichert werden.
- Statt der Schlitzwandbauweise sind auch nahezu immer überschrittene Bohrpfahlwände möglich. Für einzeln stehende Bohrpfähle gibt es zudem ein recht zuverlässiges Prüfverfahren (Reflexionsmethode / Pile Integrity Test (PIT)).

9 Schlussbemerkung

Da es sich im vorliegenden Fall um ein noch nicht abgeschlossenes Verfahren handelt, musste ich selbstverständlich vor der Zusage, zum Thema „Verbruch im Zuge der Errichtung des Bauwerkes Gleiswechsel Waidmarkt Köln“ auf dem Geotechnik-Tag in München am 04.03.11 einen Vortrag zu halten, die Erlaubnis meiner Auftraggeberin, der KVB AG, einholen.

Diese Erlaubnis wurde mir unter der Auflage erteilt, keine Namen zu nennen, keine Schuldzuweisungen zu äußern, keine Vermutungen anzustellen und auf gar keinen Fall juristische Wertungen zu treffen.

Ich bedanke mich bei der KVB AG für ihren offenen Umgang mit dieser sensiblen Materie und für die mir erteilte Erlaubnis, einem Fachpublikum die Vorgänge kurz zu erläutern.

Verzeichnis der Autoren

Dipl.-Ing. Ulrich Barth	Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH Technisches Büro	Diffenétr. 14 68169 Mannheim ulrich.barth@bilfinger.de
Dr.-Ing. Karsten Beckhaus	BAUER Spezialtiefbau GmbH Abt. Bautechnik	BAUER-Str. 1 86529 Schrobenhausen karsten.beckhaus@bauer.de
Dipl.-Ing. Günther Eger	Ingenieurbüro EDR GmbH Tunnelbau	Dillwächterstraße 5 80686 München g.eger@edr-muc.de
Dr.-Ing. Jochen Fillibeck	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baubachstraße 7 81245 München j.fillibeck@bv.tum.de
Dr.-Ing. Hans-Jörg Franke	GMP Geotechnisches Institut Prof. Dr. Magar + Partner	Winterhäuser Str. 9 97084 Würzburg franke@geotechnik-gmp.de
Dipl.-Ing. Jens Grothe	Ed. Züblin AG Zentrale Technik	Bessemerstr. 42b 12103 Berlin nicole.bergner@zueblin.de
Dipl.-Ing. Robert Haupt	Staatliches Bauamt Schweinfurt	Mainberger Straße 14 97422 Schweinfurt
Dr.-Ing. Markus Herten	Bundesanstalt für Wasserbau Geotechnik	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe markus.herten@baw.de
Dipl.-Ing. Wolfgang Kühner	Keller Grundbau GmbH NL Garching	Schleißheimer Str. 95A 85748 Garching-Hochbrück w.kuehner@kellergrundbau.com
Dr.-Ing. Tobias Lang	Wasserwirtschaftsamt Weilheim	Pütrichstraße 15 82362 Weilheim
Dr.-Ing. Henning Lesemann	Ingenieurbüro EDR GmbH	Dillwächterstraße 5 80686 München h.lesemann@edr-muc.de
Dipl.-Ing. Eric Leusink	Kempfert + Partner Geotechnik Beratende Ingenieure	Goerdelerstraße 4 97084 Würzburg
Dipl.-Ing. Martin Maier	Staatliches Bauamt Weilheim	Münchner Straße 39 82362 Weilheim martin.maier@stbawm.bayern.de
Dipl.-Ing. Stefan Maretzki	Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH Technisches Büro	Diffenétr. 14 68169 Mannheim stefan.maretzki@bilfinger.de
Dipl.-Ing. Klaus Michels	Amt für Neckarabau	Vangerowstraße 20 69115 Heidelberg an-heidelberg@wsv.bund.de

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald	Bundesanstalt für Wasserbau Geotechnik	Kußmaulstraße 17 76817 Karlsruhe bernhard.odenwald@baw.de
Dipl.-Ing. Gregor Overhoff	Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit	Rosenkavalierplatz 2 81925 München gregor.overhoff@stmug.bayern.de
Dipl.-Ing. Martin Popp	Bayerisches Landesamt für Umwelt	Lazarettstraße 67 80636 München
Dr.-Ing. Marc Raihnel	Kempfert + Partner Geotechnik Beratende Ingenieure	Goerdelerstraße 4 97084 Würzburg m.raihnel@kup-geotechnik.de
Dr.-Ing. Berthold Rilling	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart post@smoltczykpartner.de
Dr.-Ing. Bertram Schulze	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70669 Stuttgart schulze@smoltczykpartner.de
Prof. Dipl.-Ing. Rolf Sennewald	Ingenieurbüro Förster + Sennewald Ingenieurgesellschaft mbH	Paul-Gerhardt-Allee 52 81245 München fs@fsmuc.com
Dipl.-Ing. Stephan Stähle	Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH Technisches Büro	Diffenétr. 14 68169 Mannheim stephan.staehle@bilfinger.de
Dipl.-Ing. Manuel Stelte	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach m.stelte@kellergrundbau.com
Dipl.-Ing. Dieter Thormann	DB Projektbau GmbH NL Südost; Projektzentrum Erfurt	Kurt-Schumacher-Str. 1 99084 Erfurt dieter.thormann@bahn.de
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baubachstraße 7 81245 München Vogt@bv.tum.de
Dr.-Ing. Martin Wittke	WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau	Henricistraße 50 52072 Aachen wbi@wbionline.de

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
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	Kröber, 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 Hohraumbauten	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
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 41	Irgartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geeigneten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011

