

BAWMitteilungen

Nr. 104

Planung und Bau der neuen Weserschleuse
Minden



BAWMitteilungen

Nr. 104

Planung und Bau der neuen Weserschleuse
Minden

Impressum

Herausgeber (im Eigenverlag):
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: +49 (0) 721 97 26-0
Telefax: +49 (0) 721 97 26-4540
E-Mail: info@baw.de, www.baw.de



Creative Commons BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Soweit nicht anders angegeben, liegen alle Bildrechte bei der BAW.

ISSN 2190-9199

© BAW 2018

Karlsruhe · Mai 2018

BAWMitteilungen Nr. 104

Inhalt

Bau der Weserschleuse Minden in Bildern	7
Buchholz, H. Entwicklung und Bedeutung des Wasserstraßenkreuzes Minden	15
Saathoff, J. Neue Weserschleuse Minden – Planung und deren bauliche Umsetzung	31
Kauther, R.; Herten, M. Neubau Weserschleuse Minden – Geotechnische Fragestellungen bei Planung, Entwurf und Ausführung	43
Neumann, S.; Kauther, R.; Montenegro, H. Messtechnische Begleitung beim Bau der Weserschleuse in Minden – Konzeption, Umsetzung und Vergleich der Messergebnisse mit der Prognose	65
Odenwald, B.; Montenegro, H. Neubau der Weserschleuse Minden – Optimierung des Baugrubenkonzeptes durch eine angepasste Grundwasserhaltung	85
Thorenz, C. Numerische und gegenständliche Modellierung für das Füll- und Entleersystem der neuen Weserschleuse Minden	97
Fleischer, H. Standicherheit der alten Schachtschleuse während der Bauphase der neuen Weschleuse	109
Spörel, F. Betontechnologische Anforderungen für Wasserbauwerke am Beispiel der neuen Weserschleuse Minden	117
Beuke, U. Architektur der neuen Weserschleuse Minden	127
An Planung und Bau der neuen Weserschleuse Minden beteiligte Firmen	137

Editorial

Liebe Leserin, lieber Leser,

am 18. August 2017 wurde die neue Weserschleuse Minden nach siebenjähriger Bauzeit in einem feierlichen Festakt für den Verkehr freigegeben. Die Schleuse verbindet die Weser und den Mittellandkanal und dient als Ersatz für die Schachtschleuse Minden aus dem Jahr 1914. Die neue Schleuse mit Abmessungen von Länge/Breite/Drempeltiefe von 139 m/12,5 m/4,0 m kann von modernen Großmotorschiffen passiert werden. Damit ist ein gravierender Engpass im deutschen und europäischen Wasserstraßennetz beseitigt.

Die Randbedingungen für den Schleusenneubau waren sehr komplex: Der reibungslose Betrieb der in unmittelbarer Nähe liegenden Schachtschleuse war durchgehend zu gewährleisten. Aus den anliegenden Betriebs- und Hafentflächen sowie der großen Fallhöhe von 13,3 m ergaben sich zudem geometrische Zwangspunkte. Trotz des eingeschränkten Platzangebots war das neue Bauwerk so zu planen, dass es allen Anforderungen an einen sicheren und wirtschaftlichen Betrieb genügt. Das Beispiel der neuen Weserschleuse zeigt, dass bei wasserbaulichen Großprojekten stets besondere Randbedingungen zu beachten sind und es mithin keine Lösungen „von der Stange“ gibt.

Ein komplexes Bauwerk wie die neue Weserschleuse Minden setzt ein reibungsloses Zusammenspiel von Bauherr, Planern, ausführenden Firmen und Fachgutachtern voraus, und dies sowohl in der Planungsphase als auch in der Ausführungsphase. In diesem Verbund spielt die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) mit ihrer umfassenden verkehrswasserbaulichen Expertise eine besondere Rolle. Im Fall der neuen Weserschleuse Minden haben wir den Bauherrn, das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover (NBA Hannover), in allen Projektphasen gutachtlich unterstützt und dabei in hydraulischen, bau- und geotechnischen Fragestellungen umfassend beraten.

Der Abschluss dieser Arbeiten ist für uns nun Gelegenheit, die langjährigen Tätigkeiten in unserer wissenschaftlichen Publikationsreihe **BAW**Mitteilungen zu dokumentieren: Mit Hilfe gegenständlicher und numerischer Mo-

delle wurden hydraulisch effektive und platzsparende Bauweisen für das Einlaufbauwerk und für das Füll- und Entleersystem der neuen Schleuse entwickelt. Der Baugrund war zu erkunden. Auf dieser Grundlage wurden Konzepte für die Gründung der Schleuse, für die tiefe Baugrube mit Wasserhaltung und Monitoringsystem für die geotechnische Überwachung entworfen. Für die verschiedenen Bauphasen musste die Standsicherheit der alten Schachtschleuse nachgewiesen werden. Während des Baus wurden die Messergebnisse für die Baugrube und für die Schachtschleuse bewertet. Mit Hilfe umfangreicher Eignungsuntersuchungen musste für den Neubau eine auf den Einzelfall angepasste Betontechnologie entwickelt werden. Nicht zuletzt waren architektonische Gestaltungsfragen zu klären. Es ist gelungen, die Besonderheiten der unter Denkmalschutz stehenden Schachtschleuse aufzunehmen und damit Alt und Neu in geeigneter Weise zu verbinden.

Mit den einzelnen Beiträgen dieser Veröffentlichung zeigen wir auf, warum und auf welchem Weg wir zu den jeweiligen technischen Lösungen gekommen sind. Damit geben wir auch einen vertieften Einblick in unsere Arbeitsweisen, Methoden und Verfahren, die durch angewandte Forschung und Entwicklung ständig verbessert und erweitert werden.

Ich danke allen Autoren für ihre Beiträge zu dem vorliegenden Mitteilungsheft. Besonders freue ich mich, dass der Bauherr, das NBA Hannover, und der Betreiber der neuen Schleuse, das Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Minden, zum Gelingen des Heftes beigetragen haben. Ich werte dies als Ausdruck für eine gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit, für die ich mich ebenfalls herzlich bedanke.

Ihr



Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsruhe, im Mai 2018

Bau der Weserschleuse Minden in Bildern

Dokumentiert durch das Neubauamt Hannover und die BAW



Bild 1: Baugrube für die Schleusenkammer kurz vor dem Endaushub, Bohrpfehlwand (links) und geböschte Baugrube für die Anschlüsse der Sparbecken (rechts), April 2013 (Quelle: NBA Hannover)



Bild 2: Blick in die Baugrube mit Aussteifung am Oberhaupt, Böschung zur Weserseite und im Bereich der Sparbeckenzuläufe, Bohrfahlwand zur alten Schachtschleuse, Juni 2012 (Quelle: NBA Hannover)



Bild 3: Schleusenkammer im Rohbau, Blick Richtung Unterwasser (Weser), Juni 2013 (Quelle: NBA Hannover)

Bild 4: Übersicht über die Baustelle der neuen Weserschleuse im Rohbau und die alte Schachtschleuse (links), ein Güterschiff verlässt die Schachtschleuse in Richtung Weser, August 2014







Bild 5: Kammer der neuen Weserschleuse kurz vor Fertigstellung des Rohbaus, Blick nach Unterwasser in Richtung Weser, links ist das Unterhaupt der alten Schachtschleuse erkennbar, August 2017



Bild 6: Fertiggestellte Kammer der neuen Weserschleuse, Juni 2017 (Quelle: NBA Hannover)



Bild 7: Gefüllte Kammer der neuen Weserschleuse mit Blick über das Unterhaupt in Richtung Unterwasser (Weser), August 2017 (Quelle: NBA Hannover)

Entwicklung und Bedeutung des Wasserstraßenkreuzes Minden

Dipl.-Ing. Henning Buchholz, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Minden

Der Mittellandkanal verbindet den Dortmund-Ems-Kanal bei Bergeshövede mit der Elbe bei Magdeburg und wurde zwischen 1906 und 1938 erbaut. Von besonderer Bedeutung ist die Kreuzung zwischen Mittellandkanal und Weser in Minden mit ihren zwischen 1911 und 1914 errichteten und heute denkmalgeschützten Bauwerken. Die Kanalbrücken kreuzen die Weser mit einer Höhendifferenz von 13,30 m. Die alte Kanalbrücke, die als Dreigelenkbogen in Massivbauweise hergestellt wurde, hat eine Nutzbreite von 24 m und eine Wassertiefe von 3 m. Mit dem Ausbau des Mittellandkanals für das Europaschiff wurde 1998 eine neue Kanalbrücke mit 42 m Nutzbreite und 4 m Wassertiefe in Betrieb genommen. Bedingt durch die erforderliche Durchfahrtshöhe auf der Weser wurde für das neue Bauwerk aufgrund der geringeren Bauhöhe eine Stahlkonstruktion gewählt. Die Wasserbewirtschaftung des westlichen Mittellandkanals wird durch das Hauptpumpwerk Minden sichergestellt. Rund 60 Mio. m³ Wasser werden hier durchschnittlich pro Jahr von der Weser in den Mittellandkanal gepumpt. Das wohl bekannteste Bauwerk des Wasserstraßenkreuzes neben den Kanalbrücken ist die Schachtschleuse Minden am Verbindungskanal Nord. Mit ihren 10 m Nutzbreite und 85 m Nutzlänge ist sie für Europaschiffe freigegeben. Sowohl durch die Zulassung größerer Schiffe als auch aufgrund des Alters der Schachtschleuse war der Neubau einer größeren Schleuse notwendig. Über den Verbindungskanal Süd mit Oberer und Unterer Schleuse kann man den Mindener Hafen erreichen und redundant auch Mittellandkanal bzw. Weser. Mit all diesen Bauwerken hat das Wasserstraßenkreuz Minden den Schiffsverkehr in den vergangenen 100 Jahren zuverlässig abgewickelt und wird dies auch in Zukunft tun.

1 Mittellandkanal

Der Mittellandkanal (MLK) zweigt bei Bergeshövede vom Dortmund-Ems-Kanal ab und endet bei Magdeburg an der Elbe. Er hat eine Länge von rd. 320 km und verbindet die Stromgebiete von Ems mit Weser und Elbe. Eine Verbindung zum Rhein ist über westlich anschließende Schifffahrtskanäle gegeben. Über die östlich der Elbe anschließenden Wasserstraßen sind Berlin und die osteuropäischen Wasserstraßen angebunden.

Erste Überlegungen zum Bau eines solchen Kanals reichen weit zurück, wurden aber immer wieder durch Kriegseinwirkungen sowie erbitterte parlamentarische Auseinandersetzungen zwischen Befürwortern und Gegnern verhindert. Schließlich gelang es aber doch, am 1. April 1905 ein Gesetz zu verabschieden, in dem letztendlich unter anderem die Verbindung vom Dortmund-Ems-Kanal mit dem heutigen Mittellandkanal bis Hannover beschlossen wurde. Die Planungen zum Bau des Mittellandkanals hat Dr. Ing. h. c. Leo Sympher (1854 – 1922) maßgeblich vorangetrieben und die wirtschaftliche und verkehrliche Begründung dieser Wasserstraßenverbindung zwischen Rhein, Weser und Elbe erarbeitet.

Mit dem Bau konnte schon 1906 begonnen werden. Der Abschnitt von Bergeshövede bis Minden einschließlich des Stichkanals nach Osnabrück wurde Anfang 1915 dem Verkehr übergeben. Es folgte 1916 die Strecke von Minden nach Hannover mit dem Stichkanal Hannover-Linden. Nach dem Ende des Ersten Weltkriegs wurden

die Arbeiten wieder aufgenommen, und es wurde beschlossen, den MLK auch östlich von Hannover bis zur Elbe weiterzubauen. Im Jahre 1938 war die Hauptstrecke des MLK mit Vollendung der Schleusen Sülfeld sowie des Schiffshebewerks Rothensee fertiggestellt.

Durch geschickte Trassenführung gelang es, den Streckenabschnitt von Bergeshövede bis nach Hannover-Anderten ohne Schleusenanlagen mit einer gleichbleibenden Wasserspiegelhöhe von zunächst NN + 49,80 m, die in den späteren Jahren auf NN + 50,30 m angehoben wurde, zu bauen. Der Mittellandkanal hat damit auf einer Länge von 174 km eine gleichbleibende Wasserspiegelhöhe.

2 Wasserstraßenkreuz Minden

Ein wichtiges Element in dieser Wasserstraßenverbindung ist die Kreuzung zwischen Mittellandkanal und Weser. In den Jahren 1911 bis 1914 wurden die Kanalbrücke über die Weser, das Hauptpumpwerk, die Schachtschleuse mit dem Verbindungskanal Nord zur Weser und dem Abstiegshafen und die Obere Schleuse mit dem Verbindungskanal Süd zur Weser und dem Hafenbecken I errichtet (Bild 1). Das war eine technische Meisterleistung! Den Ideen unserer Vorväter, die mit großer Weitsicht geplant und umgesetzt wurden, gebührt auch aus heutiger Sicht außerordentliche Hochachtung!

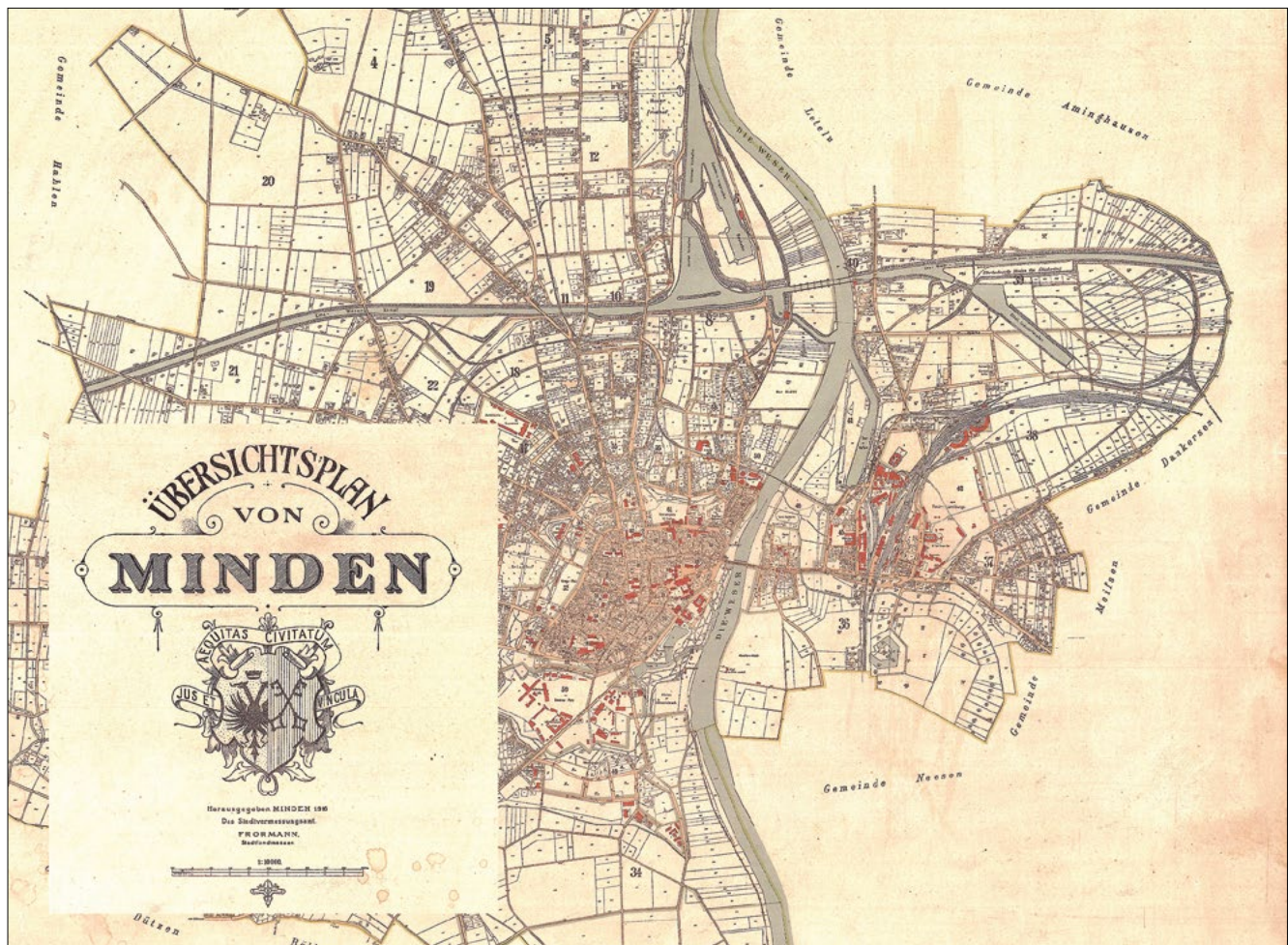


Bild 1: Übersichtsplan Minden-Wasserstraßenkreuz Minden (1916)

So wurde seinerzeit nicht nur daran gedacht, einen Verkehrsweg zu errichten. Die Überlegungen gingen über die Wasserbewirtschaftung des Mittellandkanals mit dem Bau von Eder- und Diemeltalsperre in mehr als 130 km Entfernung bis hin zur Stromerzeugung für das Hauptpumpwerk in Minden durch das 75 km entfernte Kraftwerk an der Weserstaustufe in Dörverden.

In der Komplexität dieser Bauaufgabe lag zu damaliger Zeit eine ausgesprochen große Herausforderung. Nicht nur, dass Planungsgrundlagen und Berechnungsmöglichkeiten auf einfachen Ansätzen basierten, auch der technischen Durchführung der Baumaßnahmen standen nur einfache Hilfsmittel, wie zum Beispiel Lorenbahn, einfache Hebezeuge, primitive Holzgerüste, Hacke und Schaufel, zur Verfügung.

3 Kanalbrücken über die Weser

Die schleusenlose Strecke von über 174 km Länge macht eine Kreuzung des Wesertals bei Minden in einer Dammstrecke erforderlich. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel rd. 13,30 m über dem Mittelwasser der Weser und etwa 10 m über Gelände. Die 1914 fertiggestellte Kanalbrücke ist in die Dammstrecke eingebunden.

Mit den Bauarbeiten für die Kanalbrücke wurde im August 1911 begonnen. Nach einer Bauzeit von 33 Monaten wurde die Brücke am 25. Mai 1914 erstmalig mit Wasser gefüllt. Für die Ausführung wurde ein einheitliches massives Bauwerk gewählt, bei dem die Überbauten als Dreigelenkbögen ausgebildet sind. Die Brücke verfügt über eine Gesamtlänge von 370 m und überbrückt das eigentliche Flussbett der Weser durch zwei Strombögen von je 50 m lichter Weite. Der Weserschiffahrt steht hierbei in der östlichen Stromöffnung ein Lichtraumprofil von 30 m Breite und 4,50 m Durchfahrtshöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand zur Verfügung. Für den Hochwasserabfluss sind linksseitig der Weser sechs Flutöffnungen von je 32 m lichter Weite vorhanden. Für die Schifffahrt auf dem Mittellandkanal besitzt die Brücke einen rechteckigen Kanaltrog von 24 m Breite und 3 m Wassertiefe. Zu beiden Seiten der Scheitelgelenke bilden die Dreigelenkbögen zugleich den Trogboden, ansonsten ist der Trogboden auf Längsrippen gelagert, die mit den

Bögen zu einem einheitlichen Tragwerk verbunden sind. Die Dreigelenkbögen tragen die Lasten aus Eigengewicht und Wasserfüllung des Troges von rd. 24.000 t über zwei Widerlager und sieben Pfeiler in den Untergrund ab (Bild 2).

Zur Abdichtung wurde der Brückentrog innen mit einer beidseitig mit Asphaltpappe beklebten Bleihaut von 2 mm Dicke auf der Sohle und 3 mm Dicke an den Seitenwänden ausgekleidet. Zum Schutz der Sohlendichtung wurde die Bleihaut nach Aufkleben der Asphaltpappe mit einer 10 cm dicken Tonschicht und 8 cm dicken Stahlbetonplatten abgedeckt. Die Seitenwände wurden zum Schutz gegen Schiffsanfahrungen mit einer Holzschutzwand versehen.

Der Untergrund des Vorlandes der Weser besteht im Bereich der Kanalbrücke aus einer 4 m bis 6 m mächtigen Schicht aus Kiesen und Sanden, denen eine Schicht von festem Tonstein unterlagert ist. Die Vorlandpfeiler sind in der Sand-Kies-Schicht gegründet, während man die Pfeiler der Strombrücke tiefer in den Tonstein gründete, womit man zugleich einer möglichen Unterspülungsgefahr vorbeugte.

Zur Trockenlegung der Kanalbrücke befinden sich auf beiden Widerlagern je eine Absperrvorrichtung (Revisionsverschluss) und auf der Ostseite des Bauwerkes Entleerungseinrichtungen. Die Revisionsverschlüsse sind als Nadelwehre ausgebildet und bestehen aus Stützböcken, Lagerrahmen und Rohrnadeln.

An die Stützböcke aus Stahlfachwerk sind gelenkig gelagerte Stahlrahmen angeschlossen. Jeweils ein Stützbock und ein Stahlrahmen bilden ein Element. Die gesamte Revisionsverschlusskonstruktion setzt sich aus sechs Elementen, die durch Gliederketten miteinander verbunden sind, zusammen. Während des Kanalbetriebes liegen die Elemente in einer Nische mit der Trogsohle bündig unter Wasser. Zum Aufbau des senkrecht zur Kanalachse liegenden Nadelwehres werden die Elemente mittels Ketten aufgerichtet, verkeilt und mit Stahlrohrnadeln abgedichtet (Bild 3).

Für heute verkehrende Schiffseinheiten reichten die Abmessungen der alten Kanalbrücke nicht aus. 24 m Wasserspiegelbreite und 3 m Wassertiefe ließen lediglich den Verkehr von 9,50 m breiten und maximal 2,20 m

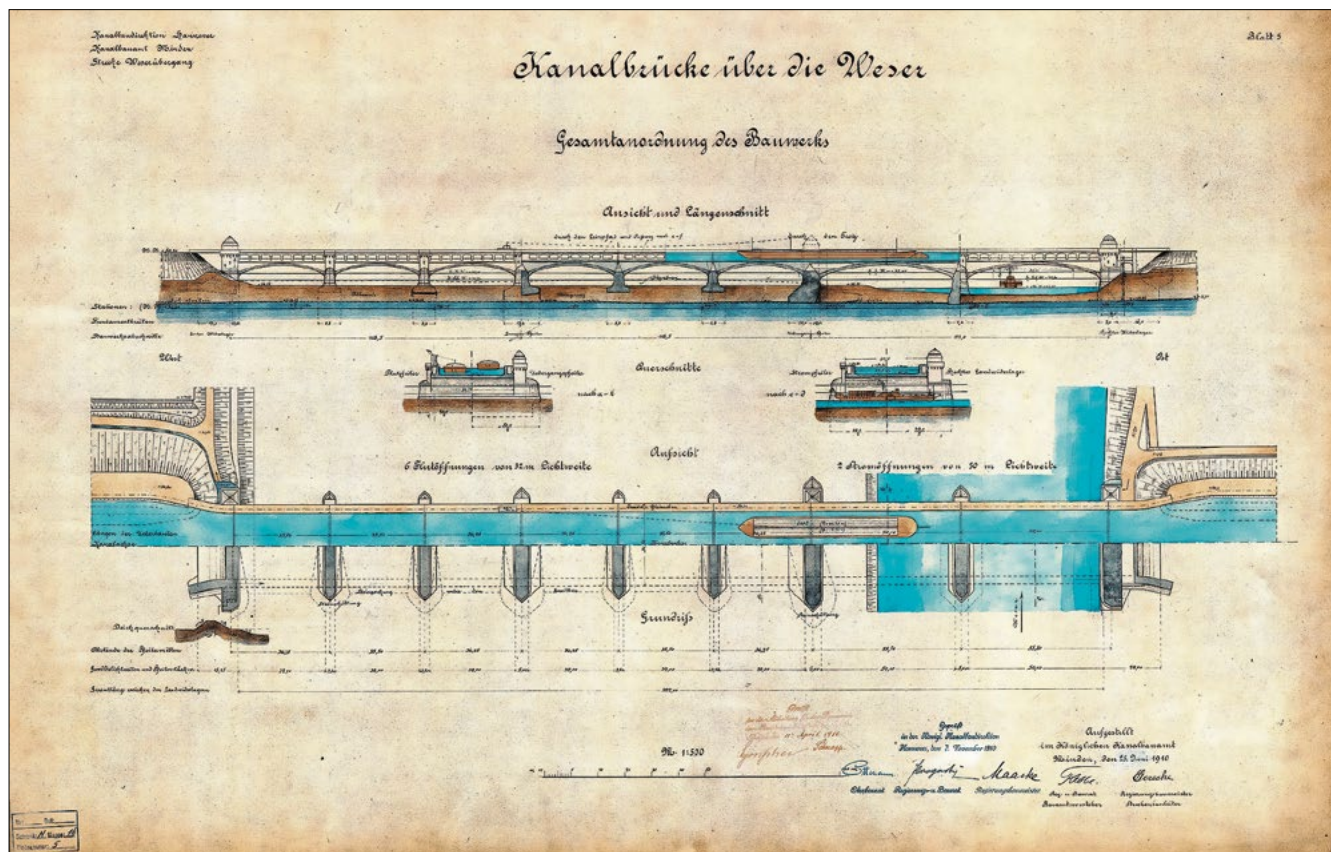


Bild 2: Kanalbrücke über die Weser, Planzeichnung (1910)

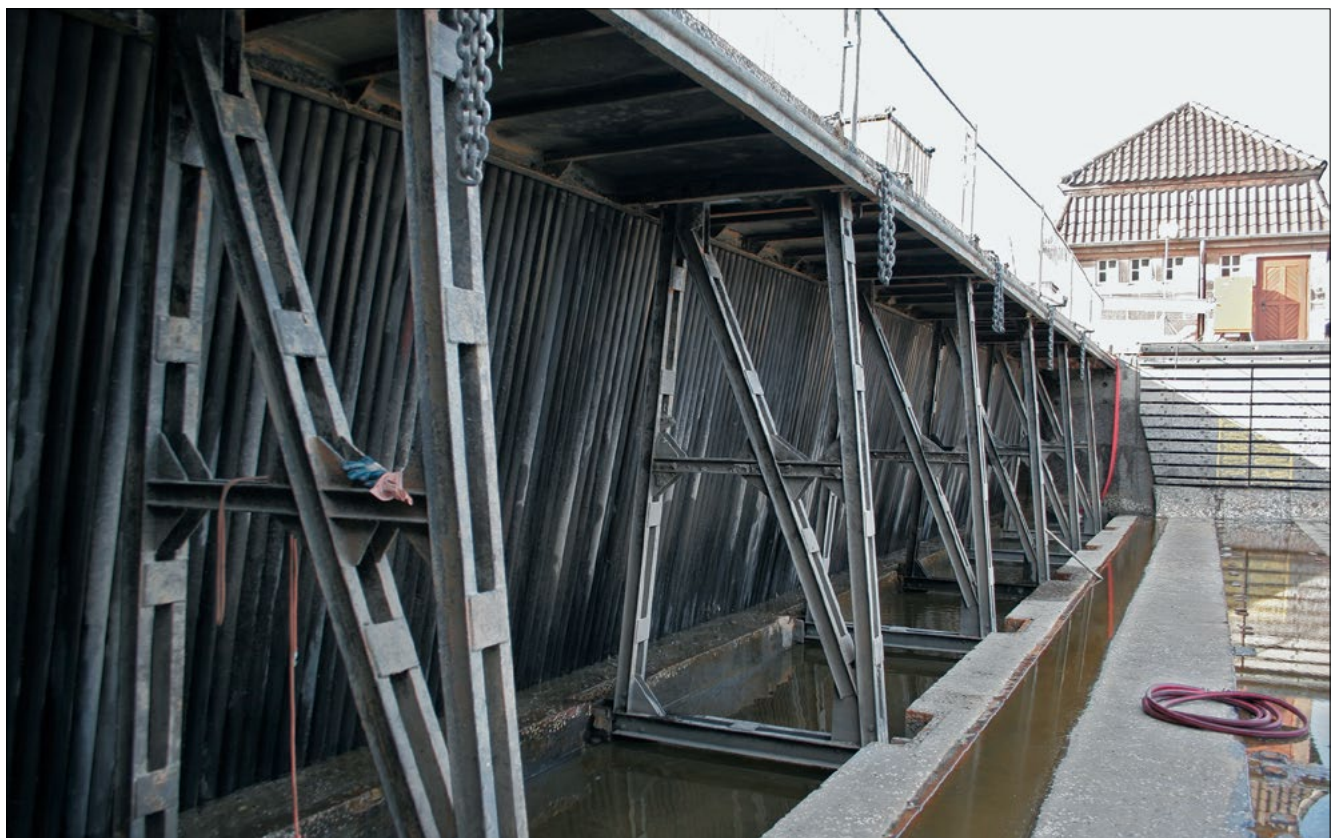


Bild 3: Revisionsverschluss der alten Kanalbrücke (2014)

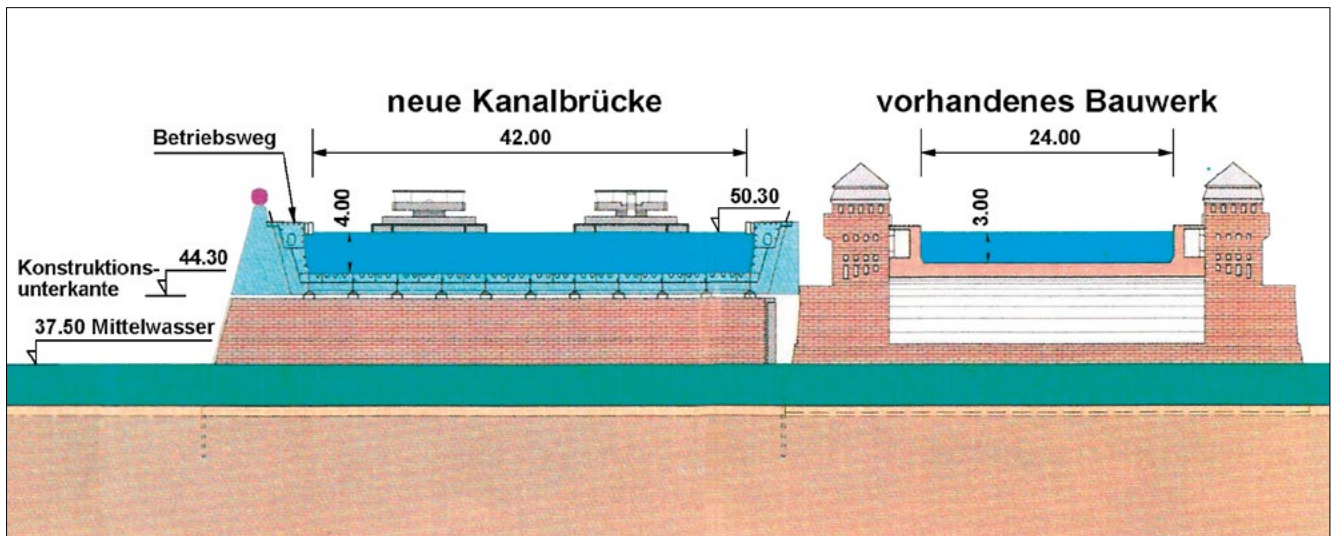


Bild 4: Querschnitt Kanalbrücken KB144D und KB144B (2009)

tiefgehenden Schiffen zu. Im Zuge des Ausbaus des Mittellandkanals war der Bau einer neuen Kanalbrücke somit unumgänglich (Bild 4).

Nach fünfjähriger Bauzeit (1993 bis 1998) und einer Investitionssumme von 85 Mio. DM konnte am 25. August 1998 die neue Kanalbrücke für die Kreuzung des Mittellandkanals mit der Weser für die Schifffahrt freigegeben werden.

Sie liegt in 50 m Achsabstand nördlich der alten Brücke, verfügt über eine Wasserspiegelbreite von 42 m und hat eine Wassertiefe von 4 m. Damit ist für die Schifffahrt auf dem Mittellandkanal die vollschiffige Querung der Weser möglich. Moderne Schiffseinheiten mit einer Abladetiefe von 2,80 m, einer Breite von 11,45 m und einer Länge von bis zu 110 m als Einzelfahrer (Großmotorgüterschiff) und bis zu 185 m als Schubverband mit 3.600 t Ladung können jetzt mit der nötigen Sicherheit und unter Ausnutzung ihrer vollen Abladetiefe die neue Brücke im Begegnungsverkehr befahren.

Für den Überbau wurde ein rechteckiger, stählerner Kanaltrog von 341 m Länge gewählt. Er überbrückt die sechs Flutöffnungen mit Stützweiten von je 36,50 m und die zwei Stromöffnungen mit Stützweiten von je 54,44 m. Außerdem wird auf der Ostseite der Weser ein Wirtschaftsweg mit 13 m überspannt. Die 57 m langen Pfeiler stehen aus Gründen des ungehindernten Hochwasserabflusses in der Pfeilerflucht der alten Kanalbrücke (Bild 5).

Die Stahlkonstruktion des Troges besteht an der Unterseite aus einem Trägerrost mit neun durchlaufenden Hauptträgern von 2,00 m Höhe, Haupt-Querträgern im Abstand von ca. 9,00 m und jeweils dazwischen liegenden Querträgern im Abstand von ca. 4,50 m. Die Seitenwände bestehen aus begehbaren Hohlkästen, die unter den 3,75 m breiten Betriebswegen angeordnet sind. Die Stahlkonstruktion von 7.800 t Gewicht wurde im Herstellerwerk in 234 Teilen vorgefertigt. Die insgesamt 18 Schüsse wurden in je 13 Teilen überwiegend per Binnenschiff zur Baustelle angeliefert, auf einer Montageplattform ausgerichtet und verschweißt und im Taktschiebverfahren von West nach Ost eingebaut (Bild 6).



Bild 5: Luftbild Errichtung Flut- und Strompfeiler (1996)



Bild 6: Segment Überbau Kanalbrücke (1996)

Der Korrosionsschutz auf Epoxidharzbasis setzt sich an den Außenseiten des Trogs aus einer Grundbeschichtung und drei Deckanstrichen mit einer Gesamtdicke von 310 µm zusammen. Die wasserberührten Seitenwände und der Trogboden erhielten eine verschleißfeste Epoxidharzbeschichtung in einer Dicke von 1.000 bzw. 2.000 µm und werden zusätzlich durch einen kathodischen Korrosionsschutz mit Fremdstromanlage geschützt.

Das Trogeigengewicht sowie die Wasserlast im Trog von fast 60.000 t werden über 99 Elastomerlager und weiter über die Widerlager und acht Pfeilerscheiben in den Untergrund geleitet. Die 57 m langen Pfeiler besitzen eine Höhe von 5,40 m. Im Gegensatz zu den flachgegründeten Pfeilern der alten Kanalbrücke haben die sechs Vorlandpfeiler der neuen Brücke eine Pfahlgründung im Tonstein erhalten. Für die sechs Pfeiler wurden insgesamt 128 Pfähle mit einem Durchmesser von 1,30 m gebohrt. Die Pfähle sind ca. 10 m lang und binden 3 m in den festen Tonstein ein. Die beiden Strompfeiler wurden – wie bei der alten Kanalbrücke – als Flachgründung auf dem Tonstein in einem Spundwandkasten hergestellt. Die beiden Widerlager tragen ihre Auflagerlasten flach gegründet in den kiesigen Baugrund ab. Die Widerlager, die Strompfeiler sowie die Pfeilerköpfe der Vorlandpfeiler sind mit Sandstein verkleidet (Bild 7).

An Ausrüstungselementen erhielt die Kanalbrücke eine Fenderung zur Aufnahme und schadlosen Ableitung der Lasten aus Schiffsstoß sowie eine Luftsprudelanlage zur Vermeidung von Eisbildung. Die Längenausdeh-



Bild 7: Ansicht von Nord-Ost, im Hintergrund das Hauptpumpwerk (2014)



Bild 8: Eingebauter Revisionsverschluss Widerlager Ost (2009)

nung des Stahltroges infolge Temperaturänderungen wird gegenüber den starren Widerlagerbauwerken durch elastische Übergangsbänder aufgenommen. Diese U-förmigen Übergangsbänder sind paarweise übereinander angeordnet, um im Versagensfall eine doppelte Sicherheit zu gewährleisten.

Für Inspektion und Instandsetzungen kann auch das neue Brückenbauwerk durch Entleeren trockengelegt werden. Hierzu können im Bereich der Widerlagerflügel Notverschlüsse gesetzt werden. Die Verschlüsse bestehen aus Stautafeln von 2,50 m Breite und 4,70 m Höhe, welche die Wasserlasten unten in eine Aussparung im Widerlagerboden und oben gegen eine schwimmfähige Pontonkonstruktion abtragen (Bild 8). Die Entleerung des abgeschotteten Troges erfolgt über einen Grundablass (Durchmesser: 1.000 mm) im östlichen Widerlager zur Weser.

4 Hauptpumpwerk Minden

Die Westhaltung des Mittellandkanals von der Abzweigung aus dem Dortmund-Ems-Kanal bis zur Schleuse Anderten bei Hannover wird vorwiegend über das Hauptpumpwerk Minden mit Wasser aus der Weser gespeist. Das Hauptpumpwerk liegt am westlichen Ende der alten Kanalbrücken (Bild 9). Am 22. Oktober 1914 wurden die Pumpen im Hauptpumpwerk am Wasserstraßenkreuz Minden erstmalig in Betrieb genommen, um den damals neu fertiggestellten Ems-Weser-Kanal, heute Mittellandkanal, mit Wasser aus der Weser zu versorgen.

Zur Aufnahme der Pumpen, der umfangreichen Schalt- und Sicherungsanlagen, der Transformatoren sowie der Aufenthaltsräume des Personals wurde der Bau eines mehrstöckigen Gebäudes notwendig. Das Gebäude wurde einschließlich der Dachbinder der eingeschossigen Pumpenhalle in Stahlbeton hergestellt. Die sichtbaren Flächen der Außenwände sind mit roten Sandsteinen verkleidet.



Bild 9: Hauptpumpwerk Minden, Ansicht von Süden (1930)

Für die Wasserentnahme ist das Hauptpumpwerk mit der Weser durch einen ca. 300 m langen Zubringerkanal verbunden. Zur Vermeidung von Querströmungen im Mittellandkanal wird das aus der Weser entnommene Wasser über ein ca. 100 m langes Beruhigungsbecken dem Mittellandkanal zugeführt.

Zunächst wurde das Hauptpumpwerk mit sieben horizontalen doppelflutigen Spiralgehäusepumpen mit unterschiedlichen Förderleistungen ausgestattet. Die Gesamtförderleistung der Pumpen betrug $16 \text{ m}^3/\text{s}$ ($4 \times 3 \text{ m}^3/\text{s}$, $1 \times 2 \text{ m}^3/\text{s}$, $2 \times 1 \text{ m}^3/\text{s}$) (Bild 10).

Die Förderhöhe der Pumpen ist abhängig vom saugseitigen Wasserstand der Weser und beträgt zwischen 9 m und 13,30 m.

Die Pumpen mit den zugehörigen Antriebsmotoren wurden in eine Ebene auf dem Pumpenhausflur aufgestellt. Für Montagearbeiten in der Pumpenhalle wurde ein Brü-

ckenkran mit Laufkatze und einer Nutzlast von 18.000 kg montiert.

Vor Inbetriebnahme mussten die Pumpen und Saugrohre durch besondere Vakuumpumpen entlüftet werden, damit sie mit Wasser gefüllt sind. Dieser Betrieb erforderte den ständigen Einsatz eines mit der Anlage vertrauten Pumpenmaschinisten.

In den ersten Betriebsjahren stellte sich heraus, dass in den Wintermonaten bei starken Niederschlägen und Hochwassereinleitungen in den MLK überschüssiges Kanalwasser vorhanden war. Im Jahre 1922 wurde deshalb eine der großen Pumpen ausgebaut und durch eine Wasserturbine mit einer Leistung von 300 kW bis 400 kW ersetzt. Die Gesamtförderleistung des Hauptpumpwerkes reduzierte sich dadurch auf $13 \text{ m}^3/\text{s}$. Über die Turbine kann ein Teil des Überschusswassers unter Erzeugung von elektrischer Energie zur Weser abgelassen werden. Mit der Turbine werden im Jahr ca. 500.000 kWh Elek-

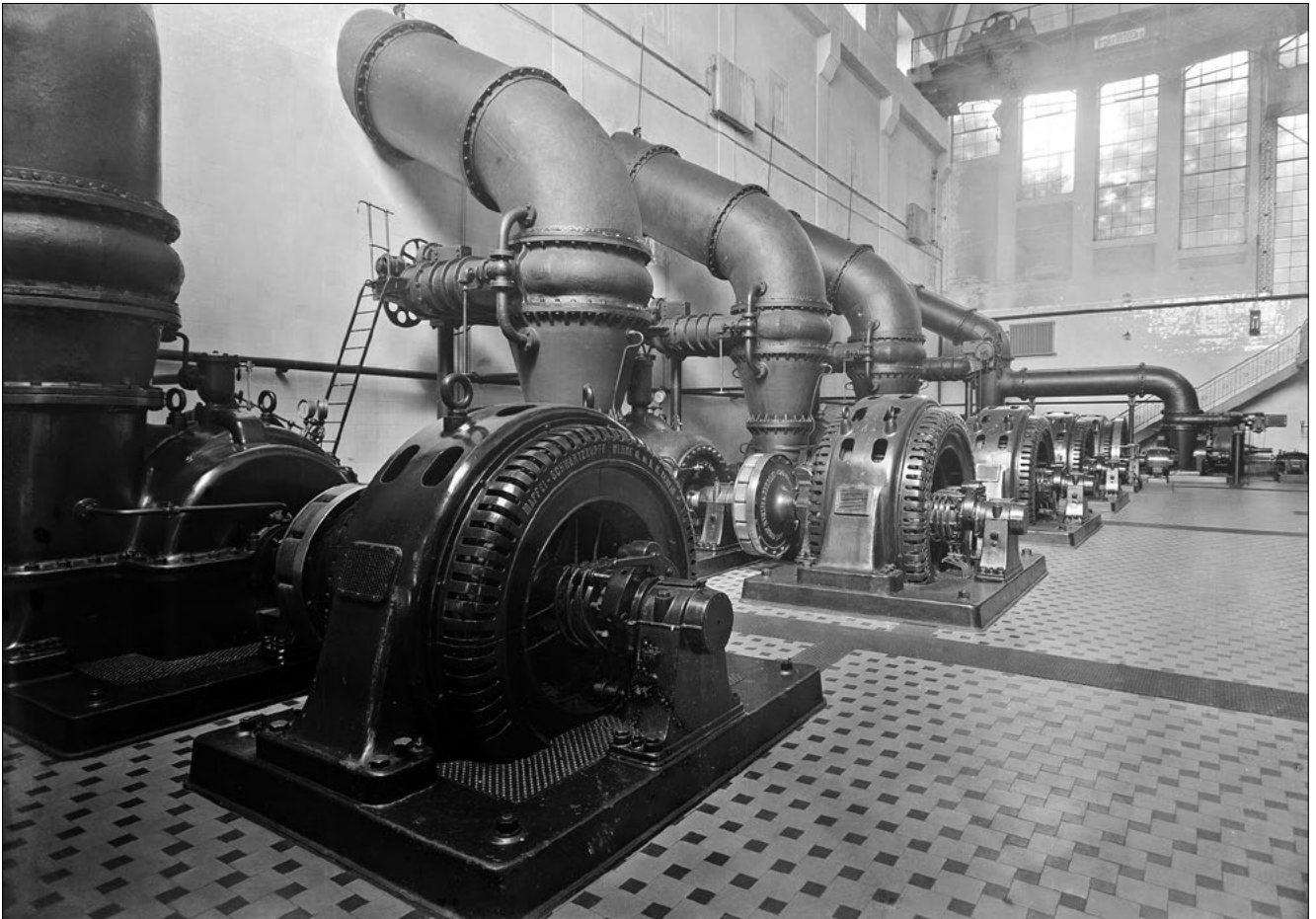


Bild 10: Hauptpumpwerk Minden, Spiralgehäusepumpen (1930)

troenergie erzeugt. Etwa die Hälfte der gewonnenen Energie wird zur Versorgung aller Bauwerke des Wasserstraßenkreuzes selbst genutzt; die andere Hälfte wird in das öffentliche Netz eingespeist.

Die Stromversorgung erfolgte in den ersten Jahren mit Drehstrom von 45 kV Spannung, die im Hauptpumpwerk auf die Maschinenspannung von 6 kV umgeformt wurde. 1955 wurde die veraltete Hochspannungsanlage erneuert und dabei die Einspeisespannung auf 60 kV erhöht.

Durch intensive Wartung konnten die Pumpen Jahrzehnte ihren Dienst erfüllen. Nach einer Betriebszeit von 80 Jahren hatten die Pumpen und die übrige technische Einrichtung Anfang der 90er-Jahre das Ende ihrer Nutzungsdauer erreicht. Daher wurden ab 1995 im Rahmen einer Grundinstandsetzung folgende Baumaßnahmen im Hauptpumpwerk durchgeführt:

- Ersatz der vorhandenen Spiralgehäusepumpen durch vier Rohrgehäusepumpen mit je 4 m³/s Förderleistung.
- Erneuerung der Wasserturbine zur Stromerzeugung.
- Erneuerung der Hochspannungsanlage, wobei die Einspeisung von 60 kV auf 30 kV umgestellt wurde.
- Erneuerung der elektrotechnischen Einrichtungen, Einbau einer automatisierten Steuerung. Das Hauptpumpwerk wird nunmehr von der Betriebszentrale Minden aus fernbedient und fernüberwacht.
- Betoninstandsetzung der Ein- und Auslaufbereiche, Instandsetzung der Sandsteinfassade und Erneuerung der Dacheindeckung.
- Installation einer automatischen Rechenreinigungsanlage vor den Einläufen.

Die Baumaßnahmen wurden 1999 abgeschlossen (Bild 11).



Bild 11: Hauptpumpwerk Minden – Pumpenhalle mit Rohrgehäusepumpen (2014)

Da das Hauptpumpwerk mitsamt seiner technischen Ausrüstung seit 1987 unter Denkmalschutz steht, wurden die Erneuerungsmaßnahmen mit dem Westfälischen Amt für Denkmalpflege in Münster abgestimmt.

Im Ergebnis der Abstimmung wurde eine Pumpe als Anschauungsobjekt an einem neuen Standort in der Pumpenhalle, der alte Brückenkran und ein Teil der alten Schaltanlage erhalten.

Seit Inbetriebnahme des Hauptpumpwerkes wurden rund 3,93 Mrd. m³ Weserwasser in den MLK gepumpt. In den vergangenen zehn Jahren betrug die Pumpwassermenge durchschnittlich 57,7 Mio. m³/Jahr.

Durch die 1999 abgeschlossene Grundinstandsetzung mit der Wiederherstellung der ursprünglichen Pumpkapazität von 16 m³/s kann der Wasserbedarf des ausgebauten MLK bei der prognostizierten Verkehrszunahme in den nächsten Jahrzehnten auch in Zeiträumen des Spitzenbedarfs gesichert werden.

5 Hilfspumpwerk Minden

Zusätzlich zum Hauptpumpwerk Minden ist auf der Ostseite der Weser ein weiteres kleines Pumpwerk in Verbindung mit dem Widerlager der alten Kanalbrücke, das sogenannte Hilfspumpwerk, in den Jahren 1911 bis 1914 gebaut worden.

Es ist mit zwei Pumpen mit je 2 m³/s Förderleistung ausgestattet, die noch aus der Bauzeit des Wasserstraßenkreuzes stammen. Die Spiralgehäusepumpen werden durch einen Drehstrom-Motor mit einer Leistung von 440 kW angetrieben (Bild 12).

Das Hilfspumpwerk mit der zugehörigen technischen Einrichtung steht seit 1998 unter Denkmalschutz. Der Wasserbedarf des MLK wird in der Regel durch den Betrieb des Hauptpumpwerkes ausgeglichen. Das Hilfspumpwerk wurde in den vergangenen Jahrzehnten insbesondere für die Versorgung der MLK-Strecke östlich



Bild 12: Hilfspumpwerk Minden – Spiralgehäusepumpe (2014)

von Minden bei einer Sperrung und Trockenlegung der alten Kanalbrücke eingesetzt. Das Hilfspumpwerk kann außerdem ergänzend eingesetzt werden als Reserve in niederschlagsarmen Zeiträumen bei Außerbetriebnahme einzelner oder mehrerer Pumpen des Hauptpumpwerkes Minden.

6 Verbindungskanal Nord zur Weser

Westlich der Kanalbrücken zweigt der Verbindungskanal Nord (VKN) zur Weser ab, zu dem die Schachtschleuse Minden mit oberem und in die Weser mündenden unteren Vorhafen gehört. Er stellt die kürzeste Verbindung zwischen dem Mittellandkanal und der ca. 13,30 m tieferliegenden Weser her.

Aus dem unteren Vorhafen zweigt der Abstiegshafen Minden ab, in dem sich sowohl Anlagen für den Güter-

umschlag als auch der Bauhof des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamts (WSA) Minden befinden.

7 Schachtschleuse Minden

Die Schachtschleuse wurde in den Jahren 1911 bis 1914 mit einer nutzbaren Kammerlänge von 82 m und einer Breite von 10 m als massives Bauwerk aus Stahlbeton errichtet. Die Kammerwände sowie die Wände des Ober- und Unterhauptes erhielten zusätzlich eine Verblendung aus Klinker-Ziegelmauerwerk. Auf dem Unterhaupt wurden markante Türme für die Bewegungs- und Führungsvorrichtung des Hubtores errichtet. In den vier Ventiltürmen, welche das Bild der Schachtschleuse wesentlich mit prägen, befinden sich die elektromechanischen Antriebe der Verschlüsse für die Sparbecken. Alle Turmbauten sind mit rotem Natursandstein verblendet.

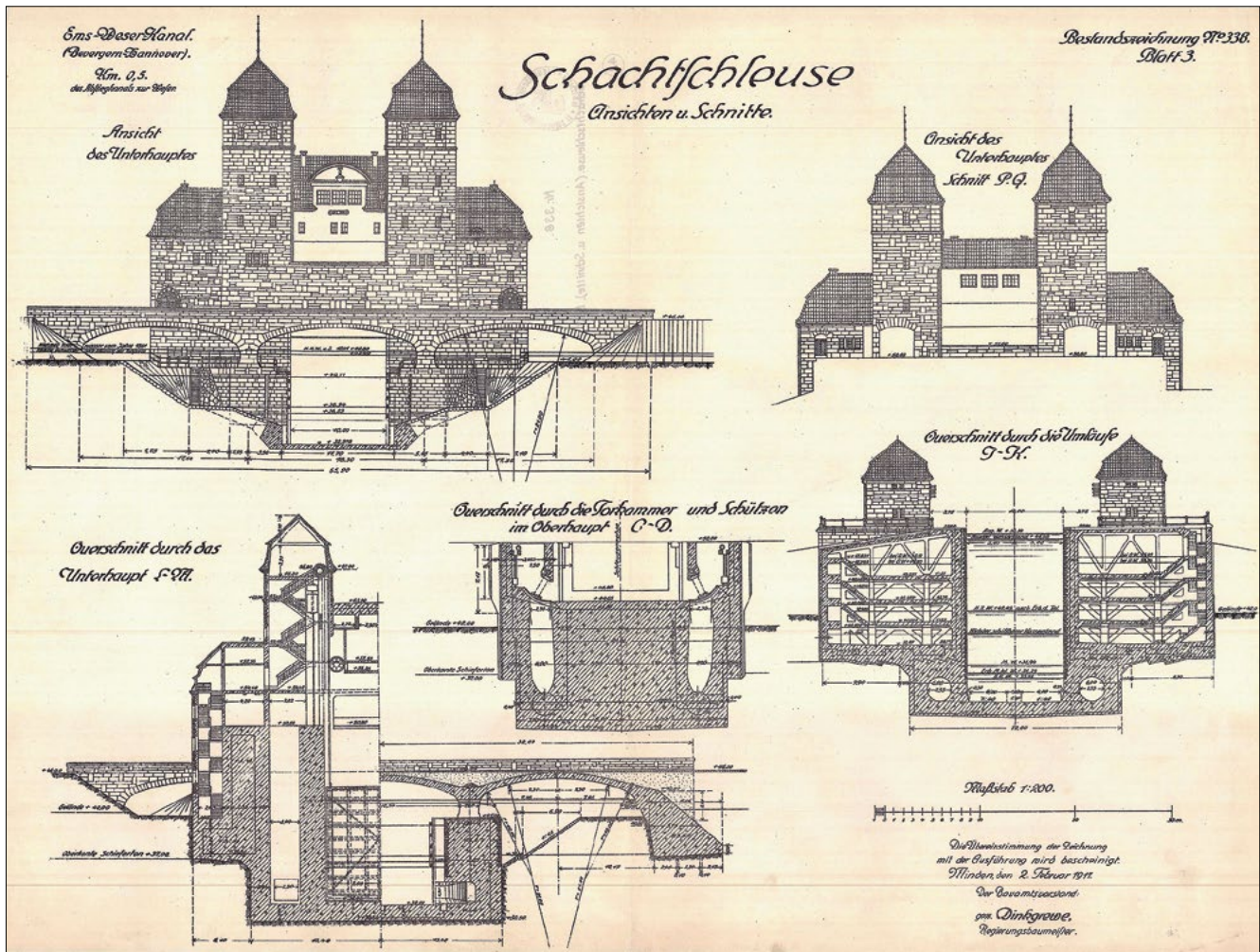


Bild 13: Schachtschleuse Minden – Ansichten und Schnitte (1911)

Um die Kosten für das Zurückpumpen des Schleusungswassers möglichst gering zu halten, wurden beidseitig der Schleusenammer in vier Ebenen übereinander Sparbecken angeordnet (Bild 13).

Die 16 Sparbecken nehmen beim Abwärtsschleusen nacheinander den größten Teil (7.300 m³) des Wassers aus der Schleusenammer auf; nur etwa 4.000 m³ Wasser werden zur Weser abgelassen. Beim Aufwärtsschleusen entleeren sich die Sparbecken nacheinander wieder in die Schleusenammer, sodass nur 4.000 m³ Wasser für die Schleusenfüllung dem Mittellandkanal entnommen werden müssen. Durch die Nutzung der Sparbecken wird der Wasserverlust auf ca. 35 % des Kammerinhalts eingeschränkt.

Als Verschlüsse für die Sparbecken dienen Zylinderschütze, die elektromechanisch angetrieben werden. Diese Antriebe befinden sich in den vier Ventiltürmen. Über

die Ventilschächte gelangt das Wasser aus den Sparkammern in Längskanäle und von dort durch 14 Stichkanäle an jeder Seite in die Schleusenammer. Die Längskanäle werden durch Drehsegmentschütze am Ober- und Unterhaupt zum MLK und zur Weser hin geöffnet und geschlossen. Bei den wechselnden Wasserständen der Weser beträgt die Fallhöhe der Schleuse maximal 13,30 m. Die Füllung bzw. Entleerung der Kammer dauert im Mittel sieben Minuten. Das Untertor der Schleuse ist ein Hubtor. Es besitzt ein Gewicht von 63 t und ist als geschweißte Stahlkonstruktion ausgebildet. Die Gegengewichte des Tores befinden sich in den charakteristischen Hubtürmen am Unterhaupt der Schleuse. Das Obertor ist ein Klapptor und als genietete Stahlkonstruktion ausgebildet.

In den Jahren 1988/89 erfolgte nach einer Betriebszeit von mehr als 70 Jahren die erste Grundinstandsetzung der Schachtschleuse.

Hierbei wurden im Wesentlichen folgende Baumaßnahmen ausgeführt:

- Neugestaltung des Oberhauptdempels, wodurch die Nutzlänge der Schleusenkammer auf 85 m vergrößert wurde. Damit kann ein Europaschiff die Schleuse nutzen.
- Instandsetzung der Kammerwände durch Abfräsen der schadhafte Oberfläche und Aufbringen von Spritzbeton.
- Erneuerung der gesamten elektrotechnischen Ausrüstung, Einrichtung des zentralen Steuerstandes zwischen den beiden Hubtürmen des Unterhauptes.
- Ersatz der elektromechanischen Antriebe des Klapptores und der Drehsegmentstütze durch Hydraulikantriebe.
- Ersatz der genieteten Drehsegmentstütze durch neue Stütze in geschweißter Konstruktion.
- Instandsetzung aller übrigen Stahlwasserbauteile.

Bei den Arbeiten war das Westfälische Amt für Denkmalpflege Münster beteiligt, da die Schachtschleuse neben der alten Kanalbrücke und dem Hauptpumpwerk seit 1987 unter Denkmalschutz steht (Bild 14).

Seit Inbetriebnahme im Jahre 1914 wurde die Schachtschleuse Minden durch Personal vor Ort betrieben. Mit Wirkung vom 1. Dezember 2003 wurde beim Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) Minden die Bündelungsstelle Telematikdienste eingerichtet. Sie besteht aus den Betriebsstellen Revier- und Betriebszentrale Minden und der Leitzentrale Minden. Die Aufgabe der Leitzentrale Minden der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes ist die Wahrnehmung des Schleusenbetriebsdienstes im Fernwirkbetrieb der Schleusen. Die Anbindung der Schachtschleuse Minden an die Leitzentrale beim WSA Minden erfolgte in 2009. Derzeit werden neun Schleusen von dort aus fernbedient. In den nächsten Jahren kommen noch drei weitere hinzu.

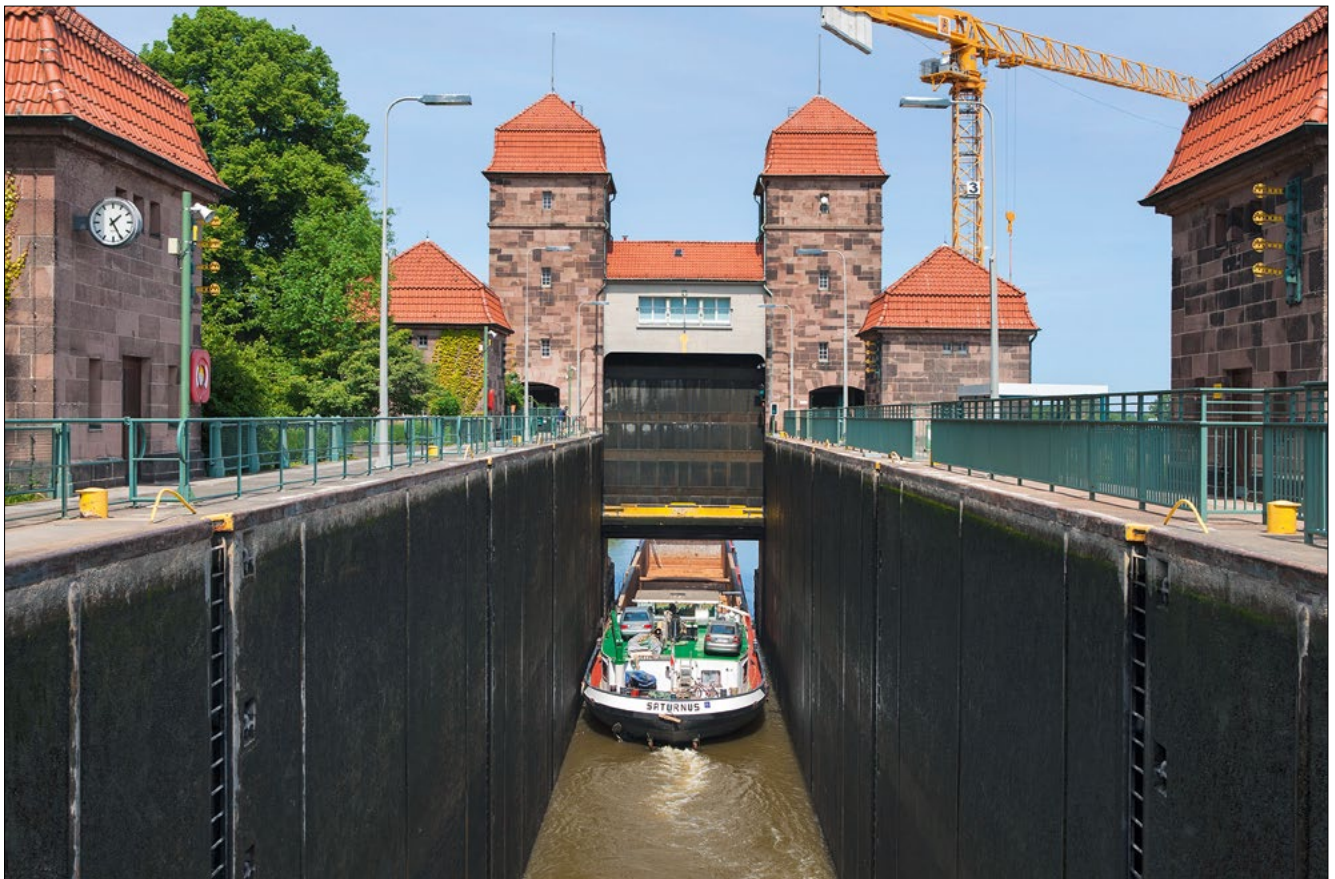


Bild 14: Schachtschleuse Minden – Schleusenkammer mit Unterhaupt (2014)

In den vergangenen fünf Jahren wurden durchschnittlich insgesamt 9.000 Berg- und Talschleusungen durchgeführt. Die geschleuste Ladung betrug dabei im Durchschnitt 2,65 Mio. t.

8 Weserschleuse Minden

Die Weserschleuse wurde in den Jahren 2010 bis 2017 mit einer nutzbaren Kammerlänge von 139 m und einer Breite von 12,50 m mit einer Drempeltiefe von 4,00 m als massives Bauwerk aus Stahlbeton errichtet. Der Achsabstand zur Schachtschleuse beträgt 52,00 m (Bild 15).

Für den Betrieb der Schleuse wird mit einer prognostizierten Zahl von 11.800 Schleusungen im Jahr, davon 6.850 Schleusungen in der Hauptschleusungsrichtung (zu Berg), ausgegangen.

Mit der Fertigstellung und der Inbetriebnahme der Weserschleuse Minden steht der Schifffahrt eine moderne

und leistungsfähige Schleusenanlage für den Übergang vom MLK zur Weser zur Verfügung. In Verbindung mit den Maßnahmen zur Mittelweseranpassung steht damit eine den Anforderungen gerecht werdende Binnenwasserstraße zur Anbindung der deutschen Seehäfen Bremen und Bremerhaven an das Hinterland zur Verfügung.

9 Verbindungskanal Süd zur Weser

Östlich der Kanalbrücken über die Weser überwindet der Verbindungskanal Süd (VKS) den Höhenunterschied zwischen Kanal und Weser mit zwei Schleusen. In der Zwischenhaltung zwischen Oberer und Unterer Schleuse liegt ein städtischer Industriehafen mit zwei Hafenbecken. Während die Obere Schleuse und eines der Hafenbecken mit den übrigen Bauten des Wasserstraßenkreuzes 1915 in Betrieb genommen wurden, erfolgte der Bau der Unteren Schleuse und damit die abschließende Fertigstellung des Verbindungskanals Süd erst in den Jahren

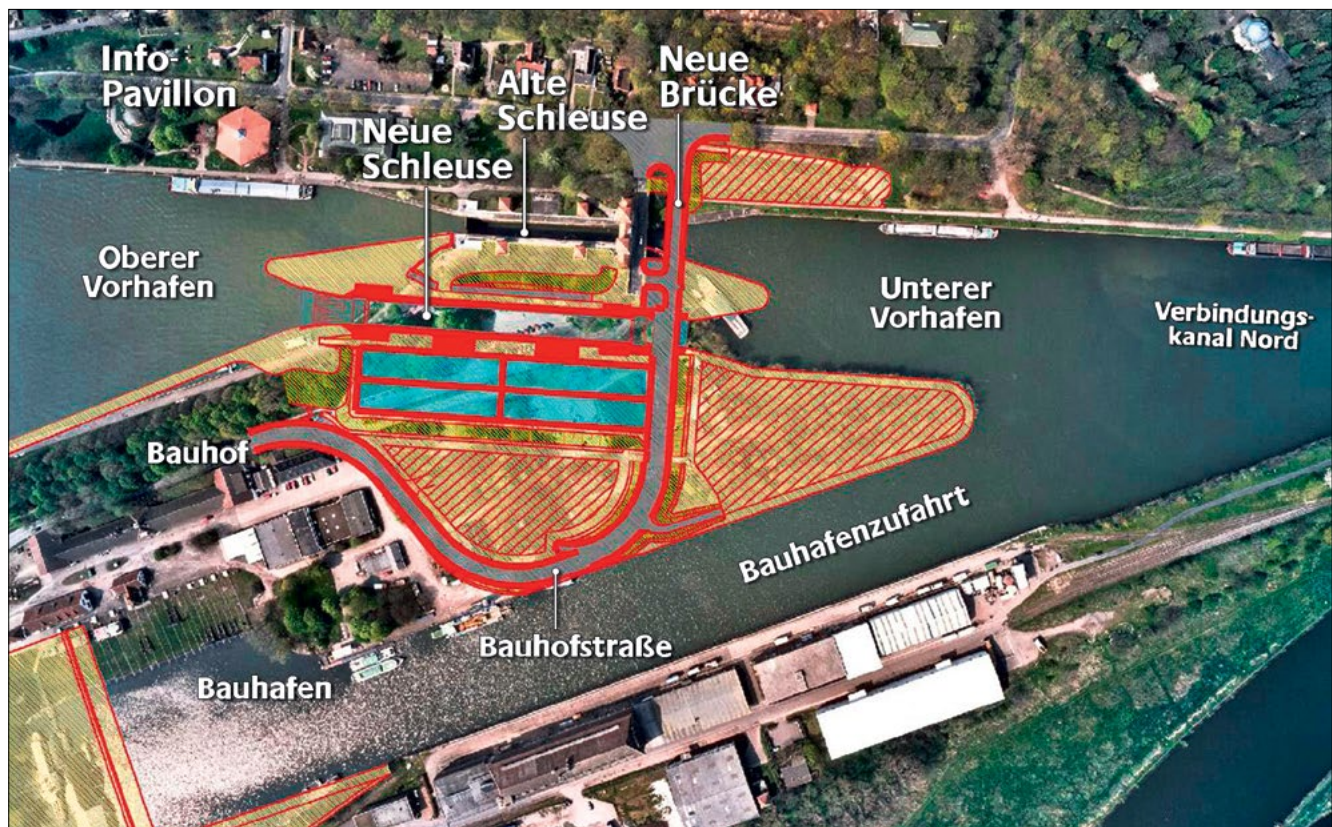


Bild 15: Übersichtsplan Lage Schachtschleuse Minden und neue Weserschleuse Minden (2008)

1921 bis 1925. Das zweite Hafenbecken des Industriehafens wurde 1967 errichtet.

Die Verbindungskanäle Nord und Süd sicherten bis zur Fertigstellung der neuen Kanalbrücke zusammen mit der dazwischen liegenden Weserstrecke auch bei einer Sperrung der alten Kanalbrücke den Durchgangsverkehr auf dem MLK. Die Schleusen des Verbindungskanals Süd dienen außerdem der Zufahrt zum städtischen Industriehafen sowie als Umleitungsstrecke für den Wechselverkehr zwischen MLK und Weser bei Außerbetriebnahme der Schachtschleuse Minden.

10 Obere Schleuse Minden

Die Obere Schleuse hat eine nutzbare Kammerlänge von 82 m und eine Kammerbreite von 10 m. Bei einer Fallhöhe von 6,0 m zur Zwischenhaltung des Verbindungskanals Süd und dem damals erwarteten Güterumschlag im Industriehafen war die Anordnung von Sparbecken nicht wirtschaftlich. Der Wasserbedarf für eine Schleusenfüllung beträgt dadurch 5.400 m³. Das Obertor ist wie bei der Schachtschleuse als Klapptor ausgebildet, während für das Unterhaupt Stemmtore gewählt wurden. Als Füll- und Entleerungseinrichtungen der in Massivbauweise errichteten Schleuse dienen Rollkeilschütze (Bild 16).



Bild 16: Obere Schleuse Minden nach Inbetriebnahme (1915)

2008 wurde eine Grundinstandsetzung der Schleuse vorgenommen. In diesem Zusammenhang wurden die technischen Voraussetzungen für den Anschluss an die Leitzentrale beim WSA Minden geschaffen. Seitdem wird die Obere Schleuse fernbedient.

In den vergangenen fünf Jahren wurden durchschnittlich insgesamt 3.270 Berg- und Talschleusungen durchgeführt. Die geschleuste Ladung betrug dabei im Durchschnitt 465.000 t.

11 Untere Schleuse Minden

Die Untere Schleuse Minden wurde erst von 1921 bis 1925 gebaut. Diese Schleuse erhielt eine nutzbare Kammerlänge von 82 m und eine Kammerbreite von 12,50 m. Die größere Breite wurde damals wegen der ungünstigen Einfahrtverhältnisse vom Unterwasser in die Schleuse gewählt und um den teilweise 12 m breiten Raddampfern auf der Weser die Möglichkeit zu geben, den Industriehafen zu erreichen. Bei einer maximalen Fallhöhe von der Zwischenhaltung zur Weser von ca. 7,3 m beträgt der Wasserbedarf für eine Schleusenfüllung 8.400 m³.

Um einen ungefähren Wasserausgleich, bedingt durch Schleusungen der Oberen und Unteren Schleuse, in der Zwischenhaltung zu erzielen, wurde die Untere Schleuse mit zwei offenen Sparbecken mit einem Fassungsvermögen von 3.000 m³ ausgestattet. Als Schleusenammerverschlüsse dienen am Oberhaupt ein Klapptor und am Unterhaupt ein Stemmtor. Als Verschlüsse sind sowohl für die Sparbecken als auch für die Längseinläufe ober- und unterwasserseitig niedrige Zylinderschütze eingebaut (Bild 17).

2003, nach fast 80 Jahren im Betrieb, wurde die Untere Schleuse einer Grundinstandsetzung unterzogen und an die Leitzentrale beim WSA Minden angeschlossen.

In den vergangenen fünf Jahren wurden durchschnittlich insgesamt 2.300 Berg- und Talschleusungen durchgeführt. Die geschleuste Ladung betrug dabei im Durchschnitt 261.000 t.



Bild 17: Untere Schleuse Minden, Ansicht vom Unterwasser (2005)

12 Fazit

Das Wasserstraßenkreuz Minden hat in den 100 Jahren seines Bestehens stets an Bedeutung gewonnen. Es war und ist den Veränderungen in den Anforderungen durch die Schifffahrt und den neuen Entwicklungen, wie dem Bau des RegioPorts Weser in Minden, stets gewachsen und wird es auch in Zukunft sein. Für den wirtschaftlichen Erfolg unserer Gesellschaft ist eine verlässliche Infrastruktur zwingende Voraussetzung.

Das Wasserstraßenkreuz Minden wird auch in Zukunft seinen Anteil dazu beitragen.

Neue Weserschleuse Minden

Planung und deren bauliche Umsetzung

Dipl.-Ing. Joachim Saathoff, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover

Am 18. August 2017 erfolgte die feierliche Verkehrsfreigabe der neuen Weserschleuse Minden durch den Parlamentarischen Staatssekretär beim Bundesminister für Verkehr und digitale Infrastruktur Enak Ferlemann. Zahlreiche Vertreter aus Politik, Verwaltung und Wirtschaft nahmen zusammen mit der Bevölkerung an diesem besonderen Ereignis teil (siehe Bild 1). Nach siebenjähriger Bauzeit ist eines der gegenwärtig größten Schleusenpro-

jekte im Bereich der Binnenwasserstraßen abgeschlossen worden. Zum ersten Mal haben nun auch Großmotorgüterschiffe (GMS) die Möglichkeit, vom Mittellandkanal in die Weser oder umgekehrt zu wechseln. Dies ist ein wichtiger Meilenstein für die Verbesserung der Leistungsfähigkeit der Wasserstraßeninfrastruktur. In diesem Artikel werden die Planungsgrundlagen der neuen Schleuse und die bauliche Umsetzung beschrieben.



Bild 1: Verkehrsfreigabe Weserschleuse Minden

1 Veranlassung für den Neubau

Die verkehrspolitische Zielsetzung war und ist es, dass auch Großmotorgüterschiffe (GMS) mit einer Länge von 110 m, einer Breite von 11,45 m und einer Abladentiefe von 2,50 m vom Mittellandkanal zur Weser gelangen und den Mittelweserabschnitt von Minden bis nach Bremen befahren können. Diese Verbindung ist ein unverzichtbares Bindeglied im deutschen Binnenwasserstraßennetz und bedeutet für die bremischen Seehäfen unter anderem eine verbesserte Hinterlandanbindung an die Wirtschaftsregionen an Rhein und Elbe (siehe Bild 2).



Bild 2: Übersicht der Wasserstraßen

Um das verkehrspolitische Ziel zu erreichen, wurden für den Streckenabschnitt der Weser mehrere Uferrückverlegungen durchgeführt. Zudem wurde in Dörverden eine neue Schleuse errichtet und die 100 Jahre alte Schachtschleuse Minden durch den in diesem Artikel beschriebenen Neubau ersetzt.

Das Wasserstraßenkreuz Minden zählt zu den bedeutendsten Wasserbauwerken in Deutschland. Der Mittellandkanal wird hier mit zwei Kanalbrücken über die Weser geführt. Es gibt zudem zwei Verbindungskanäle mit Schleusen, welche der Schifffahrt den Wechsel zwischen den beiden Wasserstraßen ermöglichen. Zum einen kann der Verbindungskanal Süd genutzt werden: über zwei Schleusen (Obere und Untere Schleuse) kann die mittlere Haltung mit dem Hafen Minden und die Weser erreicht werden. Zum anderen besteht die Möglichkeit, über den Verbindungskanal Nord und die Schachtschleuse zur Weser zu gelangen. Da diese Verbindung für den Durch-

gangsverkehr maßgeblich genutzt wird, entschied die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, dass die 100 Jahre alte Schachtschleuse durch eine neue Schleuse ersetzt werden sollte, die den Anforderungen an die moderne Güterschifffahrt entspricht. Die haushaltsrechtliche Grundlage für den Neubau wurde 1998 geschaffen.

2 Planung der neuen Weserschleuse

Mit den Planungen für diese Maßnahme wurde im Jahr 2004 begonnen. Das Neubauamt (NBA) für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover hat unter Beteiligung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamtes (WSA) Minden mit der Fachstelle Maschinenwesen Mitte (FMM) und des beauftragten Ingenieurbüros RMD Consult den Entwurf aufgestellt, der Ende 2008 von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsdirektion Mitte in Hannover genehmigt wurde. Der Planfeststellungsbeschluss war im April 2009 bestandskräftig.

2.1 Abmessungen und Lage

Die neue Weserschleuse hat eine Nutzlänge von 139 m, eine Breite von 12,50 m und eine Drempeltiefe von 4 m. Sie ist somit wesentlich größer als die alte Schleuse. Die Abmessungen beider Bauwerke sind in Tabelle 1 aufgeführt. Mit der geplanten Kammerlänge ist es möglich, Großmotorgüterschiffe (GMS) mit einer Länge von 110 m, übergroße Motorgüterschiffe (ÜGMS) von 135 m Länge und Schubverbände mit Längeneinheiten bis zu 139 m zu schleusen.

	Alte Schachtschleuse	Neue Weserschleuse
Nutzlänge	85,00 m	139,00 m
Nutzbreite	10,00 m	12,50 m
Drempeltiefe	4,50 m	4,00 m
Fallhöhe	13,30 m	13,30 m

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Schleusenabmessungen

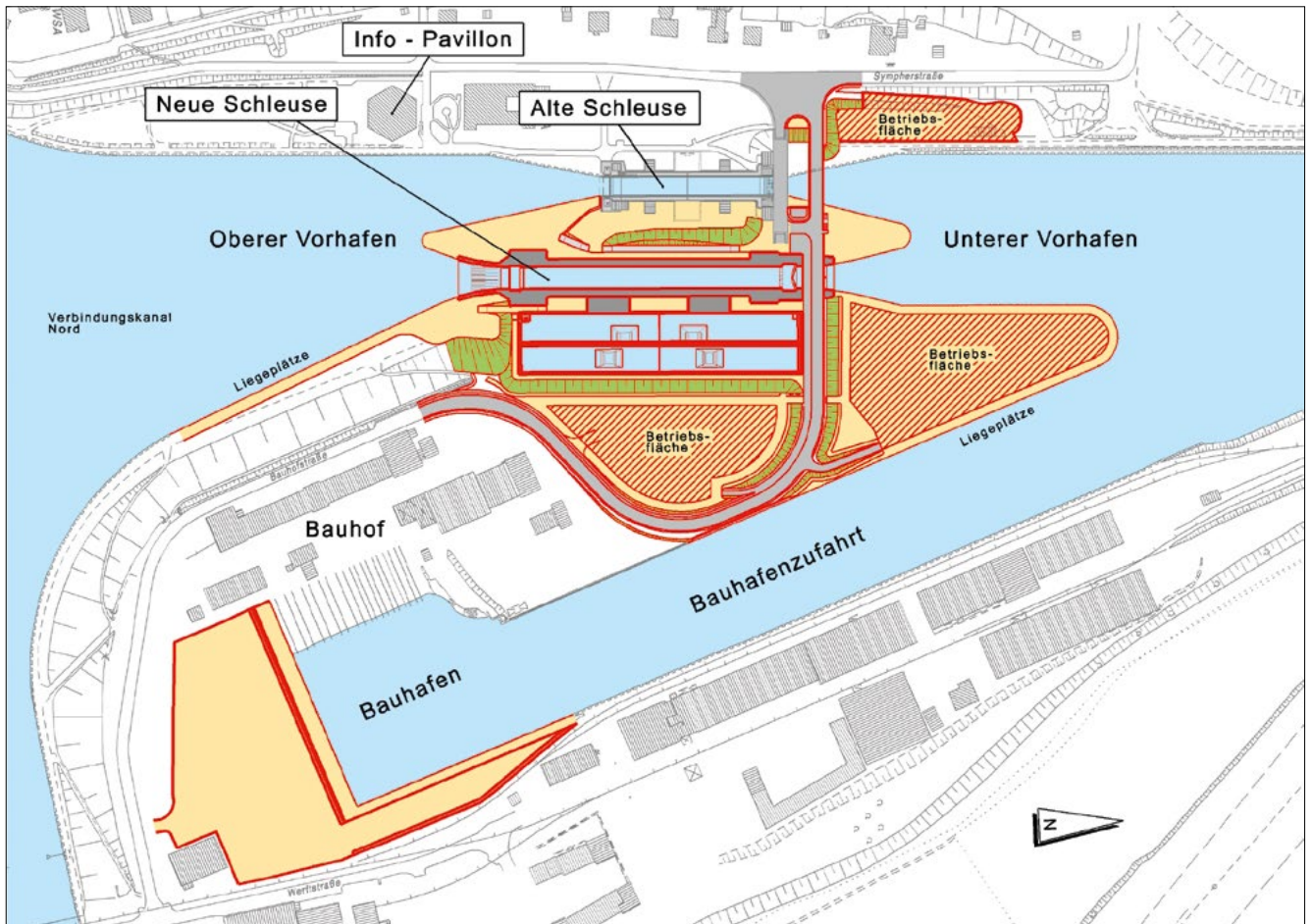


Bild 3: Lageplan

Bei der Planung der Lage der neuen Schleuse musste darauf geachtet werden, dass der Betrieb der alten Schachtschleuse während der gesamten Bauzeit in vollem Umfang aufrechterhalten werden konnte. Die vorhandene Bebauung musste ebenfalls berücksichtigt werden. Ein weiterer Gesichtspunkt für die Wahl der Lage war die Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs beim Ein- und Ausfahren in die neue Schleuse. Die BAW hatte dieses mit einem Simulationsprogramm detailliert untersucht. Aufgrund der Randbedingungen wurde die neue Schleuse östlich neben der alten Schachtschleuse errichtet. Der parallele Achsabstand beträgt 52 m (siehe Bild 3).

2.2 Bauweise

Die neue Weserschleuse Minden ist eine Sparschleuse mit drei Sparbecken. Die Sparbecken befinden sich östlich neben der Schleusenammer. Aus Platzgründen

wurden zwei der drei Becken übereinander angeordnet (siehe Bild 4).

Bei der Fallhöhe von 13,30 m kam wegen der großen Kräfte aus Wasserdruck und Lastwechsel nur eine Schleuse aus Stahlbeton in Betracht. Als Regelquerschnitt der Kammer wurde ein offener Halbrahmen gewählt. Die Schleusensole hat eine Mächtigkeit von 5 m,

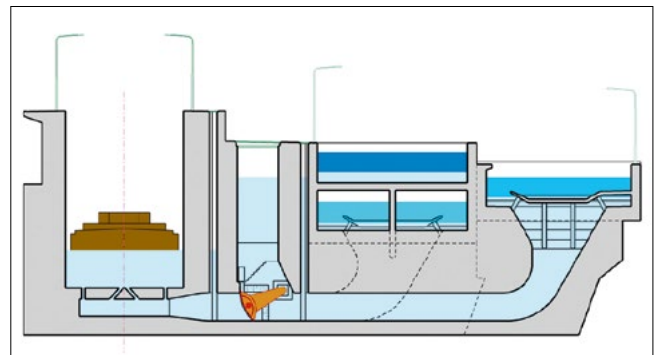


Bild 4: Querschnitt der Schleuse mit den drei Sparbecken

die Kammerwände im unteren Bereich haben Wandstärken von 4,50 m. Nach oben verjüngt sich der Querschnitt. Die neue Schleuse wurde flach gegründet.

Das Schleusenbauwerk besteht aus dem Oberhaupt mit Einlaufbauwerk und Trossenfanggrube, der Schleusenkammer und dem Unterhaupt mit Auslaufbauwerk. Die Bauwerkshöhe beträgt von der Sohle bis zur Schleusenplanie ca. 24 m. Insgesamt wurden 100.000 m³ Beton und 12.000 t Bewehrungsstahl für die Errichtung der Schleuse benötigt. Um dem Ensemble aus alter und neuer Schleuse gerecht zu werden, wurde die Unterhauptansicht mit den neuen Unterhauptbrücken architektonisch gestaltet und eine Fassade aus Wesersandstein geplant.

Der Wasserbedarf für eine Schleuse beträgt bei der neuen Schleuse 25.400 m³ und ist damit mehr als doppelt so hoch wie bei der alten Schleuse. In den drei Sparbecken lassen sich 60 % des benötigten Schleusenwassers zwischenspeichern. 40 % des Wassers werden für die Restfüllung aus dem Mittellandkanal genommen bzw. bei der Restentleerung in den unteren Vorhafen und in die Weser abgegeben. Über das Pumpwerk Minden wird die Regulierung des Wasserstandes im Mittellandkanal sichergestellt. Mit dem gewählten System ist eine Kreuzungsschleusendauer von ca. 37 Minuten erreichbar. Damit ist die neue Schleuse trotz der sehr viel größeren Abmessungen nur ca. 4 Minuten langsamer als die alte Schleuse.

2.3 Hydraulisches System

Als hydraulisches System ist ein Grundlauf mit Längskanälen in den Häuptern und Sparbecken zulaufkanälen ausgeführt worden (siehe Bild 5). Der Grundlauf hat eine Länge von 128 m, eine Breite von 9,50 m und eine Höhe von 1,80 m und befindet sich in der 5 m dicken Schleusensohle. In der Grundlaufdecke bzw. in der Schleusenkammersohle sind Stichkanäle, sogenannte Fülldüsen, mit einem Durchmesser von 0,30 m angeordnet. Hiermit wird eine gleichmäßige Befüllung und Entleerung der Schleusenkammer gewährleistet. Der Grundlauf ist über je zwei Längskanäle mit dem oberen und unteren Vorhafen und über jeweils zwei Zulaufkanäle mit jedem Sparbecken verbunden.

2.4 Stahlwasserbau

Der Oberhauptverschluss wurde als Zugsegmenttor mit einem Konstruktionsgewicht von 32 t ausgeführt. Der Antrieb erfolgt einseitig mit einem Elektrohubzylinder (EHZ). Der Torkörper ist als torsionssteifer Hohlkörper ausgebildet und wird durch vertikale Zwischenschotte in Sektionen unterteilt. Die mittlere Sektion wirkt als Auftriebskörper, um die erforderliche Antriebskraft zu reduzieren. Die Segmentarme sind über Schraubverbindungen an den Torkörper und antriebsseitig über Scherbolzenverbindungen an das Torsionsrohr angeschlossen. Das Torsionsrohr wird in den Antriebsraum geführt und ist über eine Antriebscheibe mit dem EHZ verbunden.

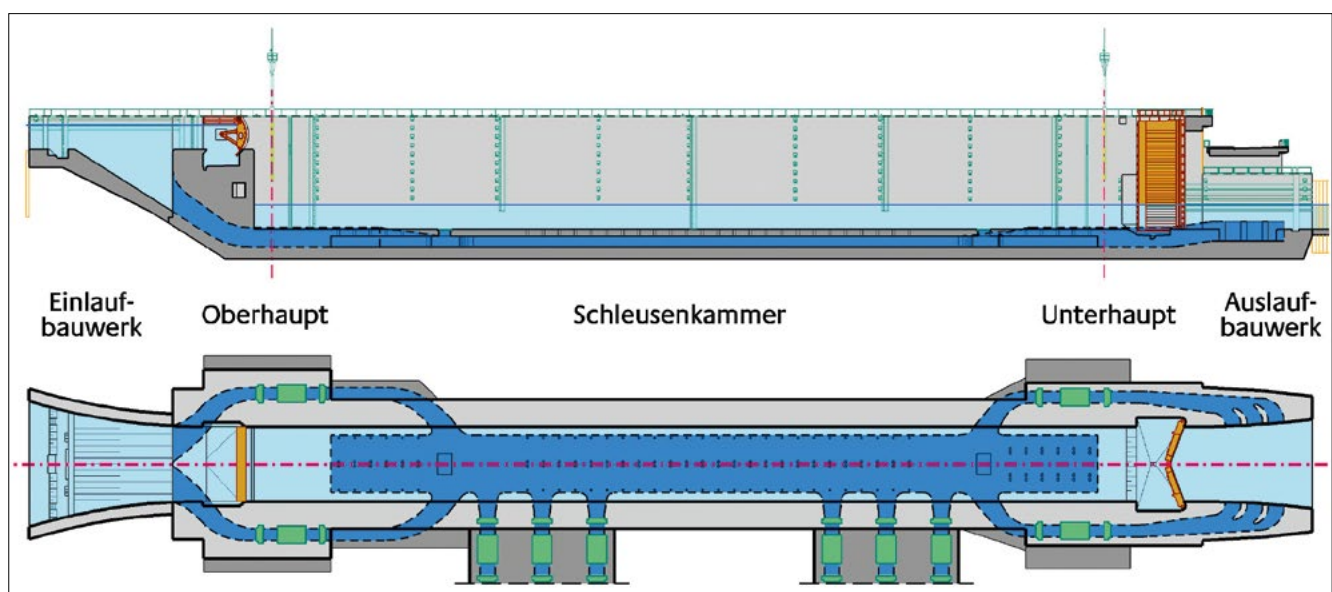


Bild 5: Schleusenansicht und -draufsicht mit Grundlauf und Zulaufkanälen (dunkelblau)

Das Untertor wurde als Stemmtor in Faltwerkbauweise ausgebildet. Jeder Torflügel hat ein Konstruktionsgewicht von 80 t und wird mit einem Elektrohubzylinder angetrieben. Kammerseitig wird das Untertor durch einen antriebslosen Seil-Stoßschutz vor Schiffsanfahrungen geschützt. Das Seil ist auf der Ostseite im Beton verankert und auf der Westseite an einen Elastomerpuffer im Bauwerk angeschlossen.

Als Längskanal- und Sparbeckenverschlüsse kamen Segmentschütze zur Ausführung. Die vier Längskanalverschlüsse wurden als Zugsegmente und die sechs Sparbeckenverschlüsse als doppelt kehrende Verschlüsse (Druck-/Zugsegmente) ausgeführt, da der Sparbeckenkanal wechselseitig durchströmt wird. Die Verschlüsse werden ebenfalls mit Elektrohubzylindern angetrieben. Die Dichtungen der Verschlüsse sind als Flach- und Wulstprofile an Sohl-, Seiten- und Kopfdichtungen ausgebildet.

Der Anteil an nichtrostendem Stahl wurde so weit wie möglich reduziert, so wurden z. B. für die Schleifflächen, an denen die Dichtungen der Verschlüsse anliegen, austauschbare PE-Leisten aufgeschraubt.

In der östlichen Schleusenammerwand sind sieben Schwimmpoller als Festmacheeinrichtungen ausgeführt. Zusätzlich befinden sich auf beiden Kammerseiten Nischenpollerreihen und auf der Schleusenplanie Kantenpoller.

2.5 Berücksichtigung der Belange für Betrieb und Unterhaltung

Ein wichtiger Aspekt bei der Planung war auch die Zugänglichkeit der einzelnen Anlagenteile für den späteren Betrieb und die Unterhaltung. Die Erschließung der Gebäude erfolgt über acht Treppenhäuser, jeweils zwei in den Häuptern und je zwei in den östlichen Kammerwänden im Bereich der Sparbeckenzuläufe. Über einen Quergang im Oberhaupt sind die beiden Treppenhäuser der West- und Ostseite miteinander verbunden. Von der untersten Ebene der Sparbeckentreppenhäuser führt eine Drucktür in den Grundlauf der Schleuse; man gelangt zur Sohl- und Seitendichtung der Verschlüsse und weiter in die Längs- bzw. Sparbeckenlaufkanäle. Eine Ebene höher führt eine Tür zur Kopfdichtung und dem oberen

Abschnitt der Seitendichtung. Über zwei Drucktüren auf Höhe der Schleusensohle kann man die Schleusenammer betreten. Von hier aus lässt sich das Untertor erreichen.

Die Elektroräume für die Antriebe befinden sich in der Nähe der Verschlüsse und damit im Bauwerk.

Um die Schleusenammer trocken legen zu können, werden Dammbalkenverschlüsse vor dem Obertor bzw. vor dem Einlaufbauwerk und dem Untertor gesetzt (siehe Bild 6). Mit zwei Tafelverschlüssen für die Längskanäle können die einzelnen Verschlüsse separat trockengelegt werden. Für die Sparbeckenverschlüsse sind ebenfalls zwei Tafeln vorhanden. Damit lassen sich einzelne Sparbeckenebenen gegenüber der Kammer verschließen oder ein einzelnes Drehsegment trockenlegen. Mittels eines Systems fest eingebauter Leitungen mit Schiebern sowie Pumpen kann die Schleuse einschließlich des Grundlaufs für Inspektionsarbeiten geleert und nach Abschluss der Arbeiten wieder gefüllt werden. Alle Längskanal- und Sparbeckenverschlüsse und auch die Tafelverschlüsse können über Schächte ein- und ausgehoben werden. Kranstandorte sind für alle Verschlüsse separat ausgewiesen.



Bild 6: Dammbalkenverschluss vor dem Obertor

Zum Ein- und Ausbau der Antriebe und Ausrüstungsteile wurden sowohl in der Planie als auch in den darunterliegenden Decken entsprechende Öffnungen vorgesehen, die mit Betondeckeln bzw. Gitterrostabdeckungen verschlossen sind.

2.6 Elektro-, Nachrichten- und Steuerungstechnik

Die Elektro-, Nachrichten- und Steuerungstechnik setzt sich aus folgenden Leistungsbereichen zusammen: Niederspannungsverteilungen, Hausinstallation, Schifffahrtssignalanlage, Beleuchtungsanlage, Steuerungsanlage, TV Anlage, Laut- und Wechselsprechanlage, Brand- und Einbruchmeldeanlagen, Verbindungsleitungen.

Die Energieversorgung der Schleuse erfolgt aus einer 10 kV Ringleitung, die vom Bauhof des WSA Minden bis zum Unterhaupt verläuft. Im Unterhaupt sind eine Mittelspannungsschaltanlage und zwei Transformatoren (400 kVA) eingerichtet, die die Niederspannungshauptverteilung speisen. Von hier aus werden sternförmig über mehrere Unterverteilungen die einzelnen Anlagenteile (Antriebe, Hausinstallation, Heizung und Pumpen) mit Energie versorgt. Für die Versorgung der betriebswichtigen Verbraucher z. B. Schifffahrtssignale, Videoanlage und der Steuerungen ist eine unterbrechungsfreie 400 V Stromversorgung (USV) eingerichtet.

Die neue Weserschleuse wird von der Leitzentrale des WSA Minden aus betrieben und überwacht (siehe Bild 7). Prozessmonitore ermöglichen die Steuerung der gesamten Anlage per Mausklick. Ein redundantes Rechner- und Steuerungssystem gewährleistet ein hohes Maß an Sicherheit und Verfügbarkeit. Die verwendete Steuerungssoftware gewährleistet, dass bei einem gefährlichen Ereignis die Schleusenanlage in einen sicheren Zustand gebracht werden kann. Hierfür gibt es die Sicherheitsfunktionen „Not-Halt“, „Schleusen Halt“ sowie die sicherheitstechnischen „Verriegelungen“.



Bild 7: Bedienplatz in der Leitzentrale

Der Schleusungsvorgang wird durch Videokameras beobachtet und kontrolliert. Die Kameras ermöglichen einen umfassenden Überblick über die Schleusenanlage und tragen zu einem sicheren Schleusenbetrieb und einer optimalen Anlagenüberwachung bei.

2.7 Baugrube

Die neue Weserschleuse Minden wurde im Tonstein auf NN +28,0 m gegründet. Damit liegt die Gründungssohle 3,10 m unter der Sohle der alten Schachtschleuse. Die neue Schleuse musste tiefer gegründet werden, weil das hydraulische System im Vergleich zum System der alten Schleuse eine größere Bauhöhe erfordert (siehe Bild 8). Das Baugrubenkonzept stellte sicher, dass die alte Schachtschleuse keinen Schaden nimmt und dass das Grundwasser im Stadtgebiet von Minden nicht weitläufig abgesenkt wurde.

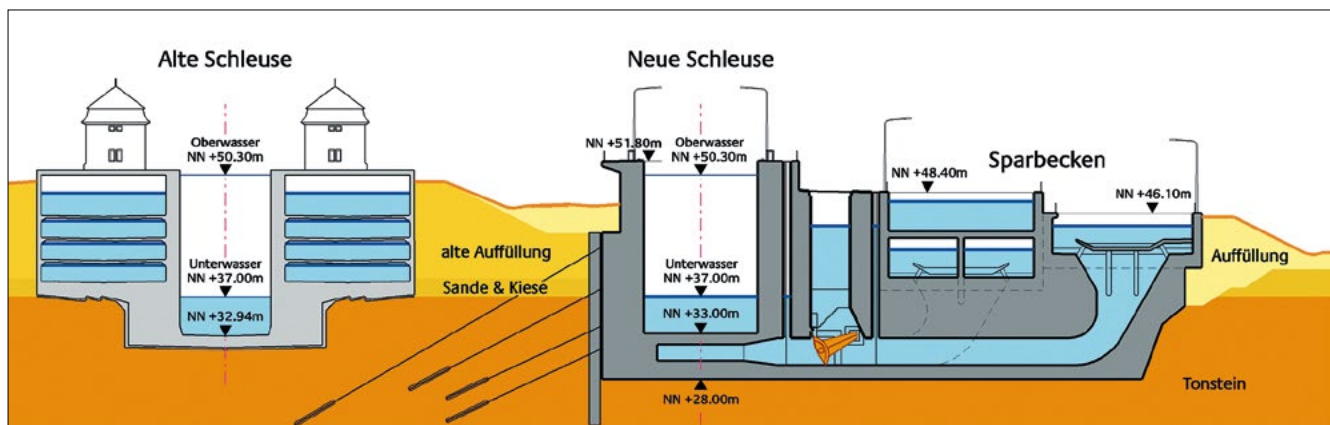


Bild 8: Querschnitt beider Schleusen und geologischer Baugrundaufbau

Der Baugrubenbereich der Schleuse wurde weiträumig mit einer Dichtwand, die als Spundwand ausgeführt wurde, umschlossen (siehe Bild 9).

Die westliche Dichtwand bildete die alte Schachtschleuse, die in den Tonstein einbindet und damit den Grundwasserzustrom aus den quartären Sanden unterband. Zur Herstellung der Baugrube wurde ca. 20 m neben der alten Schachtschleuse eine überschnittene Bohrpfahlwand geplant, die die Anforderung an einen verformungsarmen Verbau optimal erfüllte. Die Bohrpfähle hatten aus statischen Gründen einen Durchmesser von 1,20 m und Längen bis 22 m. Die Rückverankerung wurde mit Verpressankern in vier Lagen und Längen von bis zu 40 m hergestellt. Die Verpresskörper lagen teilweise unterhalb der alten Schleuse. Insgesamt wurden 750 Anker eingebaut. Auf der Ostseite konnte die Baugrube in einer geböschten Bauweise geplant werden, da es hier keine Nachbarbebauung gab.

2.8 Vorhäfen

Im Zuge des Schleusenneubaus wurden auch die Vorhäfen den neuen Anforderungen angepasst. Im Oberen Vorhafen wurde das östliche Ufer vom Abzweig des Mittellandkanals in den Verbindungskanal mit einer rückverankerten Spundwand ausgeführt. Das Westufer ist durch die Maßnahme nicht betroffen gewesen. Zur Bildung des Einfahrtrichters zwischen der neuen und der alten Schleuse ist eine Mittelmole ausgeführt worden. Für den Unteren Vorhafen wurden analog zum Oberen Vorhafen das Ostufer und eine Mittelmole zwischen den beiden Schleusen errichtet. Der neue Uferverbau wird bis in den Bauhafen hineingeführt. Die Spundwände wurden aus Gründen der Dichtwandfunktion bis zu 5 m in den Tonstein geführt. Hiermit konnte sichergestellt werden, dass die Grundwasserströmung in die Baugrube hinein minimiert wird. Verankert werden die Spundwände mit Rundstahlankern und Ankertafeln (siehe Bild 10).

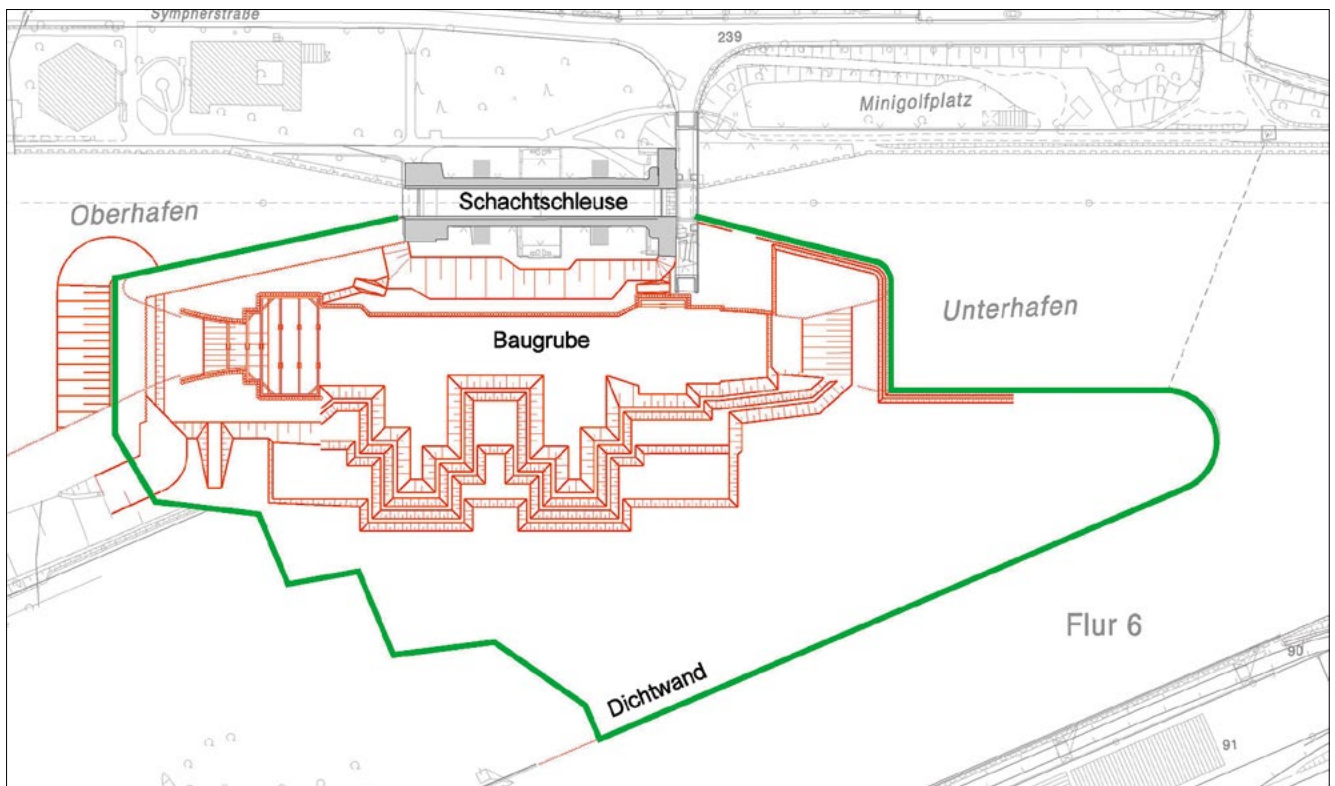


Bild 9: Baugrubendichtwand (grün)

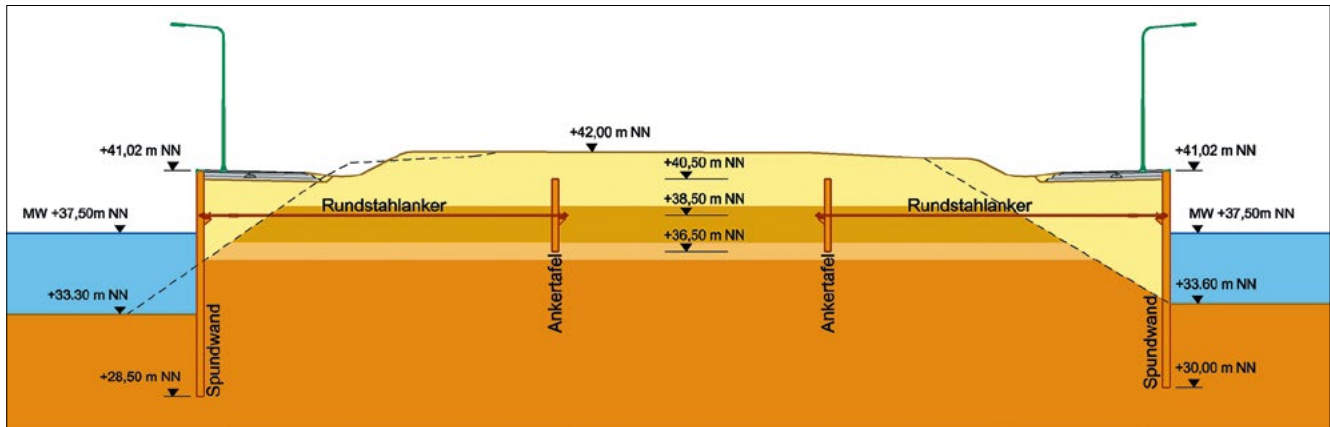


Bild 10: Spundwand mit Verankerung der Mole im Unteren Vorhafen

2.9 Geomesstechnik und Beweissicherung

Bereits in der Entwurfsphase wurde ein umfangreiches messtechnisches Überwachungskonzept geplant, das mögliche Einflüsse der Baumaßnahme auf die alte Schleuse erfassen sollte. Unter Berücksichtigung der einzelnen Bauzustände wurde eine optimierte messtechnische Lösung ausgearbeitet. Das Überwachungssystem besteht aus geodätischen, händischen und sensorischen Messverfahren. Hierfür wurden in der Baugrube mehrere Messquerschnitte angeordnet, in denen neben geodätischen Messpunkten, Inklinometer in der Baugrubenwand, Ankerkraftmessdosen, horizontal und vertikal Extensometer und Porenwasserdruckgeber eingebaut wurden. Das Messsystem wurde als vollautomatisiertes System betrieben. Die Daten konnten schnell und ohne großen Aufwand aufbereitet werden. Damit ließ sich eine rasche Interpretation und somit eine aktive Steuerung und Kontrolle der Baumaßnahme durchführen.

3 Ausschreibung und Vergabe

Die Baumaßnahme wurde europaweit im offenen Verfahren ausgeschrieben. Acht Bieter und Bietergemeinschaften haben zur Submission am 15. Oktober 2009 ein Angebot abgegeben. Neben dem Preis (80 % Gewichtung) wurde auch der technische Wert (20 % Gewichtung) bei der Angebotsbewertung berücksichtigt. Die Bieter

sollten neben dem Nachweis ihrer Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit auch Angaben zur technischen Umsetzung dieses Großbauvorhabens machen. Es war eine detaillierte Beschreibung der geplanten Ausführung mit dem Angebot abzugeben.

Nach Prüfung und Wertung der Angebote hat die Johann Bunte Bauunternehmung GmbH aus Ahaus das wirtschaftlichste Angebot abgegeben und erhielt den Auftrag. Die Firma war Generalunternehmer und hat für die Schlüsselgewerke Stahlwasserbau und Elektro-, Nachrichten- und Steuerungstechnik kompetente Nachunternehmer gebunden. Dies waren die Firma Klaas Siemens Stahlbau aus Emden für das Gewerk Stahlwasserbau und die Firma ABB aus Magdeburg für die Gewerke Elektro-, Nachrichten- und Steuerungstechnik.

Am 17. November 2010 erfolgte der offizielle erste Spatenstich.

4 Bauausführung der neuen Weserschleuse

Das NBA Hannover hat als Auftraggeber (AG) die Baumaßnahme durchgeführt. Für die Bauüberwachung wurde die Ingenieurgemeinschaft ZetCon/Grassl beauftragt und als Prüfeningenieure waren Herr Dipl.-Ing. Jörg Duensing für den Massivbau und Herr Dr.-Ing. Joachim Hahn für den Stahlwasserbau tätig.

4.1 Baugrube

Zunächst wurden Rodungsarbeiten durchgeführt und das Baufeld freigemacht. Nach dem Aufstellen der technischen Ausführungsplanung für die Baugrube, unter Verwendung des Baugrund- und Grundwassergutachtens der BAW, konnte mit der Herstellung der Dichtwand begonnen werden. Die Spundwände wurden schlagend gerammt. 3.600 t Spundwandstahl wurden verbaut. Im Bereich der Wasserflächen erfolgte das Rammen von einem Stelzenponton aus. In Teilbereichen konnten die Spundwände nur mit einer Einbringhilfe in den Tonstein eingebracht werden. Im Bereich der Mole des Unteren Vorhafens wurden die Spundwände mit Rundstahlan kern und Ankertafeln rückverankert. Parallel zu diesen Arbeiten wurde die Bohrpfehlwand hergestellt, die mit zunehmendem Aushub rückverankert wurde. Im Oberhauptbereich wurde eine Aussteifung vorgesehen, weil für die östliche Baugrubenwand auch eine Bohrpfehlwand ausgeführt wurde (siehe Bild 11). Da statisch keine Belastung aus Grundwasser auf die Bohrpfehlwand wirken durfte, wurde erdseitig eine Brunnengalerie angeordnet, mit der das Grundwasser bis auf Höhe der Baugrubensohle abgesenkt wurde. Die Ostseite der Baugrube wurde im Bereich der Kammer, des Unterhauptes und der Sparbeckenzulaufkanäle mit einer 45° bis 70° geneigten Böschung ausgeführt, die mit einer Spritzbetonschicht und mit Erdnägeln gegen Verwitterung und Wassereindringen gesichert wurde (siehe Bild 12).

Nach erfolgtem Aushub ist innerhalb der Baugrube eine weitere Wasserhaltung betrieben worden. Das Oberflächenwasser und das Schichtenwasser aus dem Tonstein wurden in einem Grabensystem bestehend aus Längs-



Bild 11: Luftbild der Baugrube



Bild 12: Blick auf die östliche Baugrubenböschung

und Quergräben, die über die Baugrubengrundfläche miteinander verbunden waren, gesammelt und über ein Pumpleitungssystem aus der Baugrube gefördert. Auf die vorbereitete Baugrubensohle konnte die Sauberkeitsschicht aufgebracht werden.

4.2 Stahlbetonarbeiten

Die Schleusenkommer wurde monolithisch ohne Raumfugen von der Sohle bis zur Planie errichtet. Zwischen Einlaufbauwerk und Oberhaupt gibt es eine durchgehende Raumfuge. Beim Übergang zwischen Unterhaupt und Auslaufbauwerk verläuft die Raumfuge nur oberhalb der Schleusensohle in den aufgehenden Wänden.

Bevor die Betonarbeiten beginnen konnten, wurden umfangreiche Eignungs- und Kontrollprüfungen für den Beton durchgeführt. An großformatigen Betonblöcken mit einer Kantenlänge von 2 m wurden Eignungsversuche durchgeführt, um die adiabatische Temperaturentwicklung des Betons zu ermitteln. Die Ergebnisse wurden zum einen in der Statik (Ermittlung der rissbeschränkenden Bewehrung infolge Zwangsbeanspruchungen) und zum anderen beim Betonieren (Festlegung der maximalen Einbautemperatur des Betons) berücksichtigt. Des Weiteren wurden Prüfungen für die Frost- und Tausalzbeständigkeit des Betons durchgeführt.

Für die Schleusensohle wurde ein CEM III/A 32,5 LH mit einem Zementgehalt von 240 kg und eine Festigkeitsklasse C 20/25 verwendet. Für die Kammerwand unterhalb des unteren Kammerwasserstandes kam ein



Bild 13: Luftbild Betonarbeiten

C 25/30 und in der Wasserwechselzone ein C 25/30 LP mit einem Zementgehalt von 310 kg zur Ausführung (siehe Bild 13 und Bild 14). Bei der Planie war ein CEM III/A 42,5 N, ein Zementgehalt von 360 kg mit einer Festigkeitsklasse C 30/37 gewählt worden. Der Beton wurde in zwei Transportbetonmischwerken hergestellt und zur Baustelle geliefert. Die Betonmenge betrug in

der Regel 800 bis 900 m³ pro Betonierabschnitt und im Bereich der Schleusensole bis zu 2.300 m³. Die Großbetonagen dauerten bis zu 30 Stunden. Ein besonderes Augenmerk wurde auf die Behandlung der Arbeitsfugen gelegt. Bei allen horizontalen Fugen wurde das Grobkorngerüst mittels Hochdruckwasserstrahlen freigelegt.



Bild 14: Betonarbeiten Schleusenammer

4.3 Stahlwasserbauarbeiten und technische Ausrüstung

Das Gewerk Stahlwasserbau führte die Firma Klaas Siemens aus. Dem Auftragnehmer (AN) wurde für dieses Gewerk die Ausführungsplanung übergeben. Die Werkstattplanung hat der AN erbracht. Die Fertigung der Verschlüsse und der festen Teile (Dichtrahmen für die Verschlüsse und Wandlager) wurde vom Auftraggeber bzw. vom beauftragten Ingenieurbüro überwacht. Der Transport der Stahlwasserbauten zur Baustelle erfolgte überwiegend mit dem Binnenschiff.



Bild 15: Einbau des Untertores

Auf der Baustelle mussten zuerst die Verankerungen für die Lager und die Ankerplatten in den Erstbeton eingebaut werden. Danach begannen die Montagearbeiten der festen Teile. Dieses musste mit einer hohen Präzision erfolgen, weil hiervon die spätere Dichtigkeit der Verschlüsse abhing. Für alle Einbauten wurden Messprotokolle erstellt und der Einbau dokumentiert. Anschließend wurden die festen Teile mit Zweitbeton vergossen. Nach Abschluss dieser Arbeiten konnte die Montage der Verschlüsse beginnen. Als erstes wurde der Torkörper des Obertores mit einem Autokran eingehoben und mit den Stützarmen verbunden. Die Montage der Längskanal- und Sparbeckenverschlüsse erfolgte vom Kranstandplatz unterhalb der Plattform. Die Drehsegmente sind mit der Stauhaut nach oben in die Längskanal- bzw. Sparbeckenverschlusschächte eingehoben und jeweils mit den Torsionsrohren verschraubt worden.

Eine besondere Montage war das Einsetzen der Stemm- torflügel (siehe Bild 15). Ein 500 t-Autokran, der auf der neuen Unterhauptbrücke stand, hob die Torflügel in die Kammer und setzte sie auf den Spurlagern ab. Sie wurden unmittelbar mit den Halslagern verschraubt. Der ganze Vorgang dauerte nur wenige Stunden. Nach der Montage der Verschlüsse erfolgte der Einbau der Antriebe.

Nachdem die Rohbauarbeiten abgeschlossen waren, begannen die Arbeiten für die technische Ausrüstung durch die Firma ABB. In den einzelnen Räumen des Oberhauptes, der Sparbeckenverschlussbauwerke und des Unterhauptes wurden die Schaltschränke für die An-

triebseinheiten eingebaut und die Verkabelungen zu den Elektrohüblzylindern verlegt.

Im Unterhaupt wurden die Mittelspannungsschaltanlage und zwei Transformatoren eingerichtet und von hier aus alle Kabel für die Verbraucher verlegt. Auf der Schleusenplanie und in den Einfahrbereichen sind die Masten mit den Kameras, die Beleuchtungsmasten, die Ein- und Ausfahrtsignale und die Lautsprecher gesetzt worden.

4.4 Probetrieb

Mitte November 2016 wurde mit dem Fluten der neuen Schleuse begonnen. Nach einem festgelegten Flutungsplan wurden in der ersten Phase alle Verschlüsse auf Dichtigkeit geprüft. Gleichzeitig wurde das Bewegungsverhalten (Setzung und Kammerwandverformung) der Schleuse und der Sparbecken dokumentiert. Die anschließende Trockenlegung wurde unter anderem dazu genutzt, die Wirksamkeit der Revisionsverschlüsse zu testen.

In der zweiten Phase der Flutung begann der Test für die grundsätzliche Funktionsfähigkeit der einzelnen Steuerungs- und Bedienebenen. Es folgte die Erprobung der verschiedenen Schleusenbetriebsprogramme (Normalprogramm, Schleusung ohne Sparbecken, Füllen und Entleeren mit nur einem Längskanal). Die Bedienung der Schleuse wurde in dieser Phase von den auf der Planie angeordneten Touch Panels am Oberhaupt und Unterhaupt durchgeführt. Zum Schluss wurde die Fernbedienung der Schleuse aus der Leitzentrale des WSA Minden erprobt.

5 Fazit

Die neue Weserschleuse Minden wurde am 18. August 2017 für den Verkehr freigegeben. Als erstes Binnenschiff wurde das Großmotorgüterschiff „BCF GLÜCK-AUF“ geschleust, das anschließend die Fahrt auf der Mittelweser bis nach Bremen fortsetzte. Der Binnenschiffahrt ist mit diesem Bauvorhaben ein modernes und leistungsfähiges Bauwerk zur Verfügung gestellt worden (siehe Bild 16).



Bild 16: Luftbild der neuen Weserschleuse Minden

Die Baukosten für den Neubau der Schleuse lagen bei ca. 90 Millionen Euro. Die Planungs- und Bauzeit betrug 13 Jahre. In der Bauausführungsphase mussten viele komplexe Fragestellungen beantwortet und bautechnische Probleme gelöst werden. Durch die konstruktive Zusammenarbeit zwischen dem Bauherrn und den ausführenden Firmen konnten die Herausforderungen erfolgreich bewältigt werden. Allen am Bau Beteiligten gebührt daher ein besonderer Dank für die geleistete Arbeit.

6 Literatur

Saathoff, J.; Bensiak, V. (2011): Neubau der Weserschleuse Minden, Informationen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte.

Schulz, G.; Rother, R. (2006/2007): Planungen zum Neubau der Weserschleuse Minden, Informationen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte.

Neubau Weserschleuse Minden

Geotechnische Fragestellungen bei Planung, Entwurf und Ausführung

Dipl.-Ing. Regina Kauther, Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau

Im Beitrag werden neben einer kurzen Einführung in die lokale Geologie die dreiphasige Erkundung des Baugrundes und die Bestimmung wesentlicher geotechnischer Berechnungsparameter beschrieben. Zur Minimierung der Verformungen der Schachtschleuse wurde auf der Westseite ein verformungsarmer Baugrubenverbau in Form einer überschnittenen Bohrpfahlwand und auf der Ostseite eine deutlich kostengünstigere Baugrubenböschung ausgeführt. Mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen wurden sowohl die Verformungen der benachbarten Schachtschleuse als auch die des Verbaus prognostiziert. Mit dem gleichen Modell wurde auch bereits während der Entwurfsphase die Erddruckeinwirkung und damit der Erddruckansatz für die statischen Berechnungen in der Entwurfsphase und für die folgende Ausführungsplanung im Lastenheft festgelegt. Die Standicherheit der steilen Felsböschungen wurde sowohl mit Hilfe numerischer als auch analytischer Methoden berechnet.

Langfristige Projektaufgaben, wie die geotechnische und geohydraulische Beratung während der Planung, dem Entwurf und der Ausführung der neuen Weserschleuse, bieten neben der Bearbeitung der Routineaufgaben auch die Möglichkeit, neue Verfahren und Vorgehensweisen zu testen und damit auch Entwicklungen voranzutreiben und Forschungen auch in Kooperation mit externen Partnern anzustoßen, wofür hier drei Beispiele beschrieben werden.

1 Einleitung

Der Mittellandkanal (MLK) kreuzt bei Minden das rund 3 km breite Wesertal. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel rund 13 m über dem Mittelwasserstand der Weser und rund 10 m über dem umgebenden Gelände. Zwei kurze Kanäle verbinden die Wasserstraßen. Im Nordabstieg befindet sich die zwischen 1911 und 1914 erbaute Schachtschleuse mit Kammerabmessungen von 85 m x 10 m und einer Drempeltiefe von 4 m, während im Südadstieg zwei Schleusen mit ähnlichen Abmessungen, jedoch geringeren Drempeltiefen von 3,30 m in Betrieb sind.

Nach ihrer nunmehr 100-jährigen Betriebszeit wurde die Schachtschleuse durch ein neues Schleusenbauwerk ersetzt, das die heute üblichen Frachtschiff Typen aufnehmen kann. Mit einer Kammernutzlänge von 139 m, einer Breite von 12,50 m und einer Drempeltiefe von 4 m können Großmotorgüterschiffe (GMS) diese Schleuse durchfahren. Die neue Schleuse wurde mit einem Achsabstand von 52 m östlich der Schachtschleuse errichtet. Ihr Unterhaupt ist gegenüber dem der Schachtschleuse ca. 20 m nach Norden verschoben.

2 Baugrundverhältnisse und Grundwassersituation

2.1 Geologie

Die Schleuse Minden liegt geografisch im Grenzgebiet zwischen dem norddeutschen Flachland und dem Nordrand der deutschen Mittelgebirgsschwelle. Die regionale Schwelle des Wiehen- und Wesergebirges wird von der Weser bei Porta Westfalica in einem engen Taldurchbruch durchquert. Nördlich von Porta Westfalica fließt die Weser in ungefährer Süd-Nord-Richtung in einem breiten flachen Tal, der Weserniederung. Westlich der Schleuse verläuft der 15 m bis 25 m hohe Steilhang, der die Hochfläche von Minden-Hahlen-Friedewald-Petershagen mit dem Wesertal verbindet. Der geologische Bericht weist den Fels im unmittelbaren Schleusenbereich als dunkelgraues bis schwarzgraues fein- bis feinstkörniges kreidezeitliches Sedimentgestein (Schluff/Tonstein) aus dem Unter-Hauterive aus. Im Tonstein treten Toneisensteingeoden auf. Geoden sind ovale oder auch knotig-längliche Konkretionen, d. h. verfestigte Sedimentgesteinskörper, die härter und verwitterungsresistenter sind als das Wirtsgestein. Die überlagernden quartären Schichten bestehen aus fluviatilen Ablagerungen aus Sand und Kies, bereichsweise auch aus Auelehm sowie anthropogenen Auffüllungen, die vor allem im Zusammenhang mit dem Bau des Mittellandkanals und der Kanalisierung der Weser entstanden sind.

2.2 Baugrunderkundungsprogramm

Der Baugrund im Bereich des Baufelds wurde mit Hilfe von 39 Bohrungen und 39 Druck- und Rammsondierungen erkundet. Etwa die Hälfte der Bohrungen wurde zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Der Baugrundaufschluss erfolgte in Abstimmung mit dem Bauherrn in drei Phasen. In der Phase I, in der die Lage der neuen Schleuse noch nicht genau feststand, wurden Informationen aus vorhandenen Bohrprofilen sowie aus den Bauunterlagen für die Schachtschleuse ausgewertet. Aufgrund der unzureichenden Tiefe dieser Bohrungen bestanden Informationsdefizite, insbesondere über eine mögliche Zonierung und die Baugrundkennwerte der Tonsteinschicht. Um hier möglichst schnell zu Informationen zu gelangen, die in die Entwurfsplanung einfließen können, wurde in

der Phase II der Umfang der Baugrundaufschlüsse auf sechs Bohrungen (bis in eine Tiefe von 10 m unter der zukünftigen Schleusensole) sowie sechs Spitzendrucksondierungen (CPT) beschränkt. Die Bohrungen wurden direkt im Baufeld ausgeführt und intensiv beprobt. Zielstellung der in-situ Versuche war die Ermittlung der Elastizitätsparameter sowie der Durchlässigkeit des Fels als Grundlage für geomechanische und geohydraulische FE-Berechnungen. Im Quartär wurden mehrere Kurzpumptests, im Fels acht Wasserdrucktests (WD-Tests) und neun Bohrlochaufweitungsversuche (BAV) als Dilatometerversuche unter Verwendung des Dilatometers IF 096 durchgeführt. Um Elastizitätsparameter und Durchlässigkeitswerte einander zuordnen zu können, wurden die Versuche alternierend beim Abteufen der Bohrungen ausgeführt. Auf der Grundlage der Baugrunduntersuchungsphasen I und II wurde der Entwurf der Weserschleuse erarbeitet.

Nach Vorliegen der konkreten Entwurfsplanung für den Neubau wurde in einer dritten Phase ein Baugrundaufschlussprogramm als Hauptuntersuchung nach DIN 4020 bzw. EAU E1 durchgeführt. Durch die gewählte Vorgehensweise konnte die Forderung des EC 7, Band 2, belastbare geotechnische Informationen in den verschiedenen Projektphasen zur Verfügung zu stellen, erfüllt werden. Von Vorteil war auch, dass die Baugrundaufschlüsse so unmittelbar im Bereich der endgültigen Lage der Teilbauwerke, wie z. B. dem Oberhaupt, angeordnet werden konnten. Die Ausführung der Bohrarbeiten in den Erkundungsphasen II und III erfolgten durch die Firma Wöltjen GmbH. Bild 1 gibt eine Übersicht über Anzahl und Lage der Aufschlussbohrungen in den drei beschriebenen Phasen.

Im Rahmen der Erkundungsphase III wurden in drei Bohrungen im Fels geophysikalische Messungen durch die Firma BLM Gesellschaft für Bohrlochmessungen GmbH mit den Zielstellungen einer quantitativen und qualitativen Trennflächenanalyse zur Bestimmung des Durchtrennungsgrades des Fels sowie der Ermittlung der Dichte des Tonsteins ausgeführt. Voraussetzung war hier, dass das Bohrloch für die Zeit der Messungen standsicher ist. Trotz anfänglicher Bedenken hinsichtlich einer zu starken Trübung des Wassers im Bohrloch durch Tonsteinzerreißel und an der Bohrlochwandung verbliebenen Bohrschmand wurde auch ein optischer Bohrlochscanner mit sehr gutem Erfolg eingesetzt. Zusätzlich wurden in vier ca. 10 m voneinander entfernten

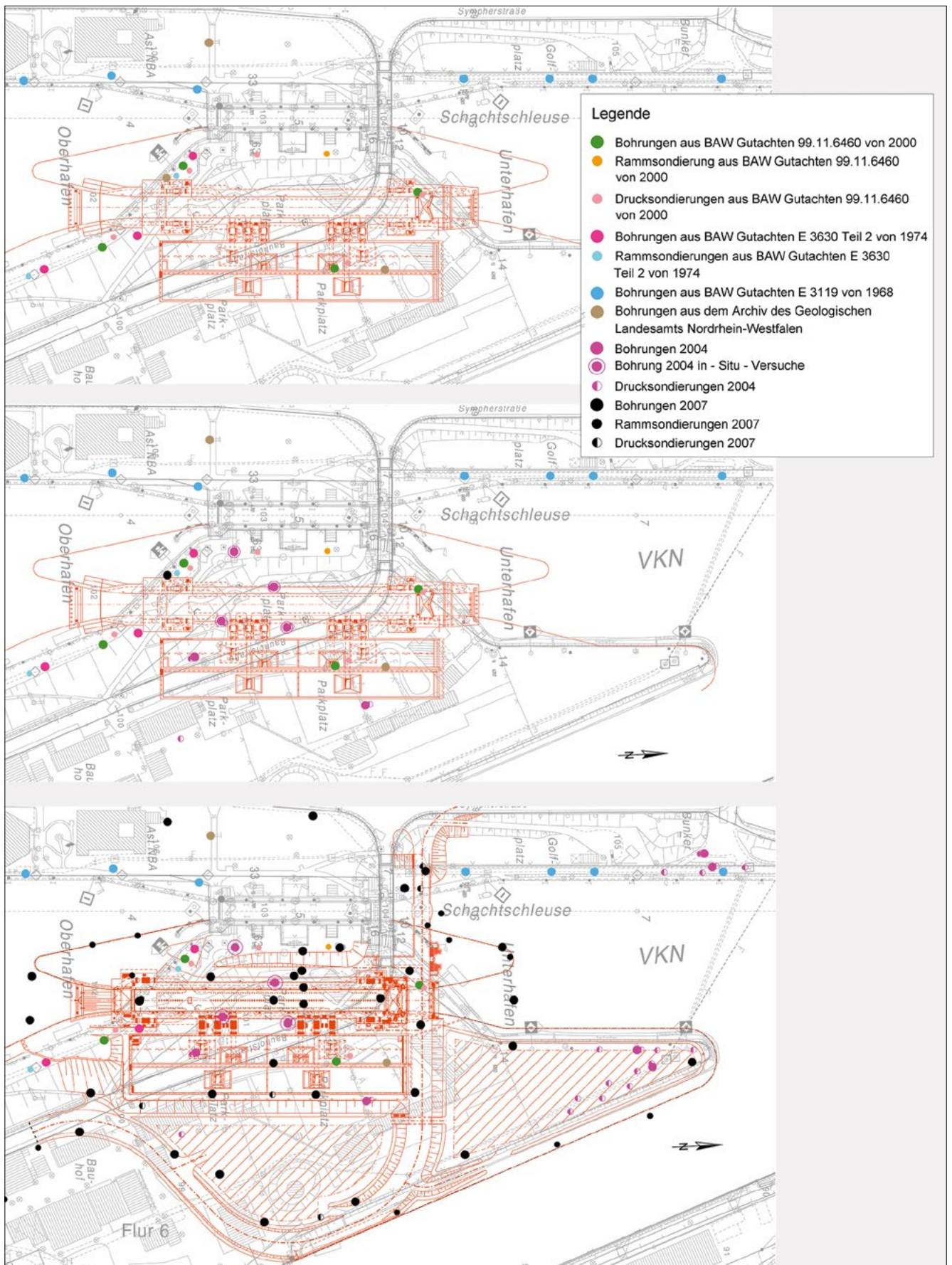


Bild 1: Lage der Bohrungen und Sondierungen im Baufeld in den drei Baugrunderkundungsphasen

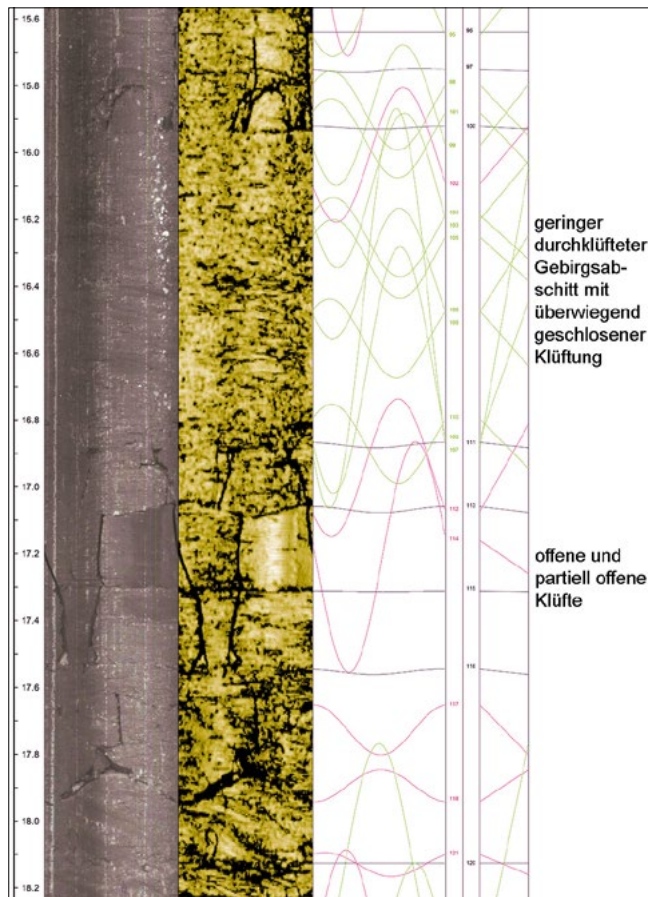


Bild 2: Ausschnitt aus dem optischen und akustischen Scan der Bohrung BKF 43 (Quelle: BLM, Gommern)

Bohrungen Crossholemessungen von der Firma GeoFact GmbH durchgeführt. Hierbei werden die Laufzeiten der durch stoßartige Anregung erzeugten Kompressions- und Scherwellen zwischen den Bohrungen gemessen. Von besonderem Interesse war auch hier die Abhängigkeit aller Parameter von der Tiefe. Bild 2 zeigt einen Ausschnitt aus dem optischen und akustischen Scan der Bohrung BKF 43 mit der Auswertung der vorhandenen Trennflächen.

Durch das Baugrundaufschlussprogramm konnte der im geologischen Bericht beschriebene Schichtenaufbau im Bereich des Baufeldes bestätigt werden. Die Schichtmächtigkeit der Auffüllung beträgt bis zu 12 m. Die Böden der aufgefüllten fluvio-glazialen Ablagerungen ließen sich von den natürlich anstehenden fluvio-glazialen Ablagerungen anhand von Klassifizierungsversuchen kaum unterscheiden. Deutliche Unterschiede bestehen jedoch zwischen der Festigkeit der Auffüllungsböden und der Festigkeit des nicht-bindigen Anteils der fluvio-glazialen Ablagerungen. Hier konnte auf der Grundlage der Sondiererergebnisse für die fluvio-glazialen Ablagerungen von einer über-

wiegend großen bis sehr großen Festigkeit ausgegangen werden. Die Grenze zwischen der Auffüllung mit geringer Festigkeit und den fluvio-glazialen Ablagerungen wurde deshalb mit Hilfe der Ergebnisse aus den Drucksondierungen festgelegt. Die Oberfläche der Tonsteinschicht steht im Bereich der neuen Schleuse horizontstabil an und fällt im Bereich der Sparbecken bis zum Bauhafen um bis zu 4 m ab. Der Tonstein besitzt ein ausgeprägtes orthogonales Trennflächensystem mit einer flach einfallenden Schichtung und dem Vorherrschen von steilen bis senkrechten Klüften. Der Schichtflächenabstand reicht von fein laminiert bis dick nach der Einteilung der Tabelle 6 der DIN EN ISO 14689-1. Der Klüftflächenabstand liegt zwischen außerordentlich engständig bis mittelständig nach Tabelle 8 der gleichen Norm. Nach der Tabelle 5 kann die Festigkeit des Tonsteins im bergfrischen Zustand in die Kategorien „gering“ bis „mäßig hoch“ eingeordnet werden, die mit einaxialen Festigkeiten von $q_{u, Einax}$ von 5-25 MPa bzw. $q_{u, Einax} = 25-50$ MPa korreliert sind. Auf der gleichen Grundlage können die Tonsteinproben als „schwach verwittert bis frisch“ klassifiziert werden. Ein gradueller Übergang im Sinne eines Verwitterungsprofils bis zum frischen Fels konnte nicht nachgewiesen werden. Allerdings ließ sich in einigen Bohrungen ab der Festgesteinsoberkante eine bis in eine gewisse Tiefe zusammenhängende Zone reduzierter Festigkeit beobachten. Die Bereiche reduzierter Festigkeit können bis einige Meter in den Fels hineinreichen. Die Bohrkernaufnahme in Bild 3 zeigt die charakteristische Schichtenfolge.

Der kreidezeitliche Tonstein aus Minden ist zudem ein typischer Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Veränderlich-feste Gesteine verlieren unter Witterungseinflüssen, d. h. bei Trocknungs-Befeuchtungswechsel innerhalb relativ kurzer Zeit ihre Festigkeit. Da dieser Festigkeitsverlust nicht reversibel ist, müssen entsprechende Schutzmaßnahmen getroffen werden.

Die Auswertung der Grundwasserstandsmessungen ergab großräumig sowohl für den quartären Porengrundwasserleiter als auch für den aus dem Tonstein gebildeten Klüftgrundwasserleiter eine Grundwasserströmung von Westen zur Weser, die den regionalen Hauptvorfluter darstellt. Die hydraulische Durchlässigkeit der quartären Sedimente wurde auf der Grundlage der Kurzpumptests und von Laborversuchen in einer Größenordnung von $k = 10^{-3}$ m/s ermittelt. Die Auswertung der WD-Tests, die in der Erkundungsphase II in vier Aufschlussbohrungen in



Bild 3: Charakteristische Schichtenfolge im Baufeld der Weserschleuse

jeweils zwei Höhenlagen im Tonstein durchgeführt wurden, ergab eine Durchlässigkeit des Fels von ca. $k = 2 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Aus heutiger Sicht wurde die Durchlässigkeit des Tonsteins durch die aus den WD-Tests ermittelten Werte deutlich unterschätzt. In drei zusätzliche Bohrungen wurden deshalb insgesamt zehn geohydraulische Tests (Bohrlochversuche) mit Einfachpackern in verschiedenen Bohrlochabschnitten durchgeführt. Die geohydraulischen Tests, die hier als Slug-Tests und Injektionstests mit konstanter Fließrate ausgeführt wurden, ermöglichen aufgrund der Versuchsdurchführung eine vollständige Auswertung der instationären Grundwasserdruck- und Durchflussmessungen und damit eine wesentlich zuverlässigere Ermittlung der Durchlässigkeit von Fels (Kauther et al., 2013). Die Abweichung zwischen den aus den unterschiedlichen Versuchen ermittelten Durchlässigkeiten des Fels ist wahrscheinlich im Wesentlichen auf einen lokalen hydraulischen Widerstand an der Bohrlochoberfläche zurückzuführen. Dieser kann durch bei der Auswertung von lediglich quasistationären Fließzuständen im WD-Test nicht berücksichtigt werden.

Zusätzlich wurden die Bohrungen nach der Durchführung der Bohrlochtests zu Entnahmebrunnen ausgebaut und darin Pumpversuche durchgeführt. Pumpversuche sind aufgrund der längeren Versuchsdauer und der zumeist größeren Versuchsstrecke i. A. geeigneter, um die großräumigen Durchlässigkeitsverhältnisse zu charakterisieren. Bohrlochversuche ermöglichen dagegen eine höhendifferenzierte, kleinräumigere Ermittlung der Durchlässigkeit. In diesem Fall ergab sich jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen den aus den Bohrlochversuchen und den aus den Pumpversuchen ermittelten Durchlässigkeiten des Fels von ca. $k = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s. Die für einen aus Tonstein bestehenden Kluftgrundleiter relativ hohe ermittelte Durchlässigkeit lag damit um eine Zehnerpotenz über dem aus den WD-Tests ermittelten Wert. Beobachtungen und Messungen bei der Bauausführung bestätigten die Größenordnung der durch die Bohrlochversuche und Pumpversuche auf Grundlage instationärer Auswertungsverfahren ermittelten hohen Durchlässigkeit des Tonsteins.

3 Bestimmung der Elastizitäts- und Festigkeitsparameter

3.1 Laboruntersuchungen

Da bei den Tonsteinproben schon bei geringen Standzeiten der Probe von ca. einer Stunde in der Raumluft Trockenrisse auftraten, wurde zur Vermeidung von Feuchtigkeitsverlusten jedes Kernstück, das im Labor weiteruntersucht werden sollte, in Alupapier eingeschlagen und mit flüssigem Paraffin beschichtet. Zusätzlich wurden die Kerne anschließend in alubeschichtete Kunststofffolien eingeschweißt. Aufgrund dieser Probenvorbehandlung wiesen die Proben im Ergebnis der Trocknungsversuche nahezu in-situ Wassergehalte w in der Größenordnung von 6 % auf.

Zur Ermittlung der Elastizitäts- und Festigkeitsparameter des Tonsteins wurden außer den beschriebenen Untersuchungen im Bohrloch auch einaxiale Druckversuche, Triaxialversuche, direkte Scherversuche auf den Schicht- und Kluftflächen des Tonsteins, Spaltzugversuche und Untersuchungen zum Kriechverhalten durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden an das Institut für Gebirgsmechanik GmbH (IfG) in Leipzig vergeben.

Zusätzlich standen Ergebnisse eines Großscherversuchs aus dem Jahr 1976 in einem benachbarten Streckenabschnitt des Mittellandkanals zur Verfügung. Ausgewählte Ergebnisse aus dem Laborprogramm zur Bestimmung relevanter Berechnungsparameter werden im Folgenden dargestellt.

3.1.1 Einaxiale Druckversuche

Zur Quantifizierung gefügeinduzierter Anisotropie wurde die einaxiale Druckfestigkeit sowohl parallel zur Schichtung (quer zum Bohrkern) als auch senkrecht zur Schichtung (längs zum Bohrkern) bestimmt. Für den Tonstein in Minden ergaben sich bei qualitativer Ähnlichkeit der Spannungs-Dehnungskurven von parallel und senkrecht zur Schichtung belasteten Proben systematische Unterschiede für die Bruchspannung und die maximale Dehnung bis zum Bruch. Die Bruchfestigkeit der parallel zur Schichtung geprüften Proben beträgt im Mittel $\sigma_{u,q} = 9,2 \text{ MN/m}^2$ mit einer Standardabweichung von $1,9 \text{ MN/m}^2$, senkrecht zur Schichtung ergab sich ein Mittelwert von $\sigma_{u,l} = 7,7 \text{ MN/m}^2$ mit einer Standardabweichung von $1,7 \text{ MN/m}^2$. Die ermittelten einaxialen Festigkeiten sind damit geringer als diejenigen, die bei der Ansprache nach DIN 14689 bestimmt wurden. Der Bruch trat bei den parallel zur Schichtung belasteten Proben bei signifikant kleineren Bruchdehnungen als bei den senkrecht zur Schichtung belasteten Proben auf (Bild 4).

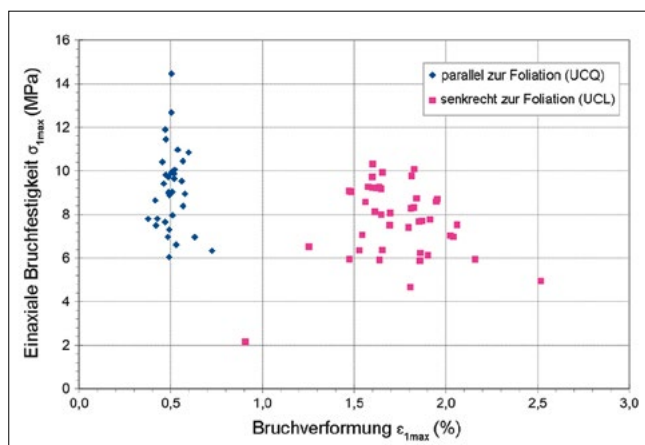


Bild 4: Einaxiale Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der gemessenen Bruchverformungen (Quelle: IfG, Leipzig)

3.1.2 Elastizitätsparameter des Tonsteins

Für die Abschätzung des E-Moduls (Young-Modul) zur Verwendung in den FE-Berechnungen wurden die Ergebnisse der BAV und der einaxialen Druckversuche verwendet. Beim BAV wird der E-Modul als Sekantensteigung des Entlastungsastes der Arbeitslinie (gemittelte radiale Verformung über Druck) in einem Bereich zwischen 30 % und 70 % der maximalen Druckspannung ermittelt, wobei vorausgesetzt wird, dass der so berechnete „Gerätemodul“ näherungsweise dem E-Modul gleichgesetzt werden kann. Zusätzlich erfolgte anhand der gemessenen Werte eine Ermittlung der Elastizitätsmoduln mit Hilfe der Methode inverser Parameterbestimmung. Für den einaxialen Druckversuch erfolgt die Auswertung im Bereich zwischen 20 % und 50 % der maximalen Druckspannung. Unter Verwendung der gemessenen Kompressionswellengeschwindigkeit v_p aus den seismischen Bohrlochversuchen und den Crossholetests wurden ebenfalls elastische Moduln ermittelt. Alle berechneten Moduln sind in Bild 5 aufgetragen.

Das Diagramm zeigt, dass die geringsten E-Moduln mit den BAV ermittelt wurden. Aufgrund der größeren Testfläche und der Messung in situ bei den BAV kann der Modul als E-Modul des Fels (Gestein mit Trennflächen) im Vergleich zum (größeren) E-Modul des Gesteins bei den einaxialen Druckversuchen verstanden werden. Die wesentlich größer ermittelten E-Moduln auf der Grundlage der seismischen Messungen lassen sich als E-Modul für kleine Dehnungen (E_0) interpretieren. Die berechneten E-Moduln aus den bohrlochphysikalischen Versuchen sind kleiner als die Werte aus den Crossholeversuchen und zeigen auch nur eine geringe Zunahme mit der Tiefe, was im Wesentlichen auf den Einfluss der Störung der Bohrlochwandung durch den Bohrvorgang zurückzuführen ist und somit ein plausibles Ergebnis darstellt. Die Zunahme des E-Moduls mit der Tiefe ist bei den beiden parallel zur Schichtung ausgeführten Versuchstypen (Einax quer, Crosshole) deutlicher.

3.1.3 Festigkeitsparameter des Tonsteins

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit auf den Trennflächen (Schichtflächen und Klüftflächen) zur Verwendung in felsmechanischen Untersuchungen wurden 13 direkte Scherversuche in Mehrstufentechnik ausgeführt. Der Untersuchungsumfang umfasste sowohl Versuche im

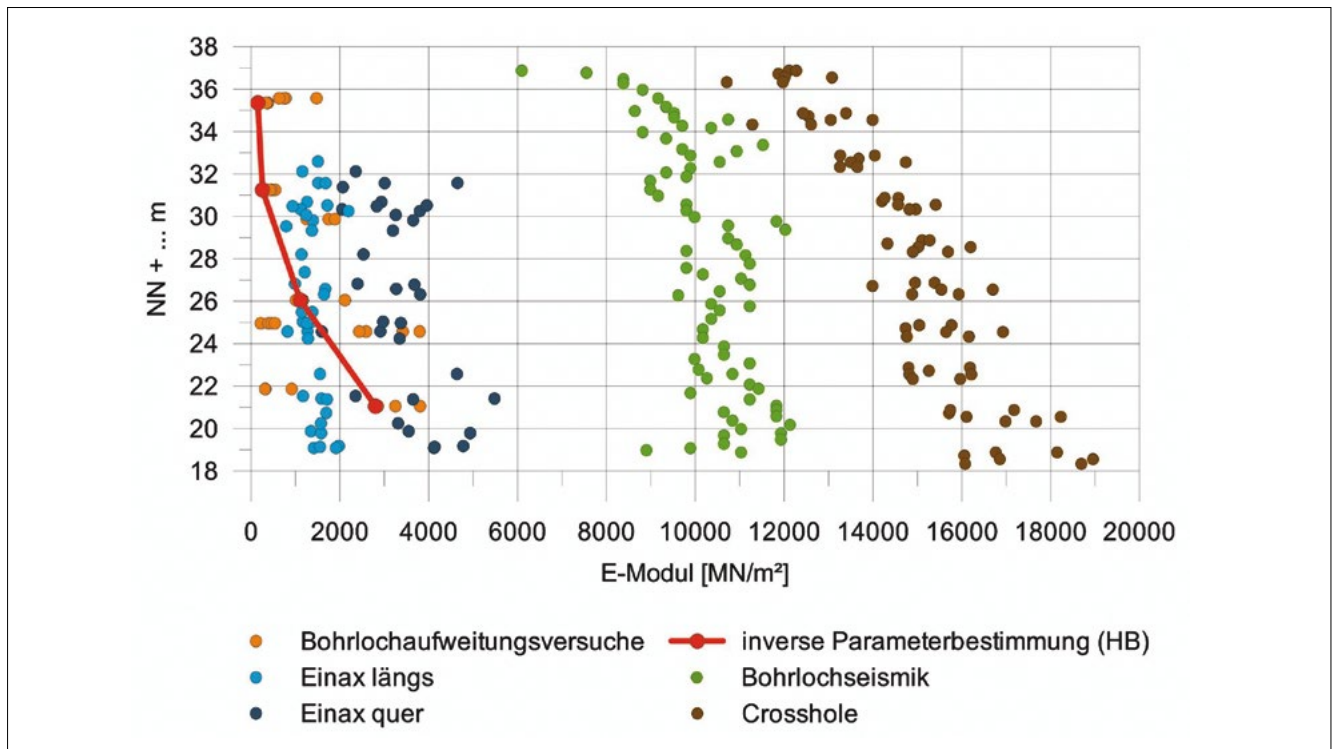


Bild 5: Vergleichende Darstellung der mit unterschiedlichen Versuchen ermittelten Elastizitätsparameter des Tonsteins

kompakten Tonstein, bei dem die Scherung parallel zur Schichtung erfolgte, sowie Versuche auf mechanisch vorgeschädigten Schichtflächen und auf Kluftflächen. Die ermittelten Mohr-Coulomb (MC) Parameter für das intakte Gestein betragen $\varphi' = 15,6^\circ$ und $c' = 1060 \text{ kN/m}^2$. Für analytische und kontinuumsmechanische Berechnungen ist jedoch nicht die Gesteinsfestigkeit, sondern die Gebirgsfestigkeit die relevante Größe, weil die Gebirgsfestigkeit von den Festigkeitseigenschaften des Festgesteins und den vorhandenen Trennflächen bestimmt wird und in der Regel erheblich geringer ist als die Festigkeiten des Gesteins. Zur Bestimmung der Gebirgseigenschaften wurden zum einen die Großscherversuche der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) herangezogen, zum anderen das empirische Stoffgesetz von Hoek Brown (HB) verwendet. Die Versuche der BGR fanden 1976 an einem Tonsteinblock mit den Abmessungen $L \times B \times H$ von $1,15 \times 1,13 \times 1,08 \text{ m}$ statt. Dazu wurde das Lockermaterial bis auf den unverwitterten Tonstein abgetragen und die senkrechten Scherblockflächen durch Loch-an-Loch-Bohrungen freigelegt. Der Versuch wurde ebenfalls als Mehrstufenversuch ausgeführt. Aus der linearen Regressionsanalyse der Messwerte des Großscherversuchs ergibt sich ein Reibungswinkel von $\varphi' = 28^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 168,3 \text{ kN/m}^2$.

Das HB-Bruchkriterium verwendet zunächst nicht die üblichen Mohr-Coulomb-Scherparameter φ' und c' , sondern spezielle HB-Parameter. Äquivalente MC-Parameter können jedoch unter Berücksichtigung des zutreffenden mittleren Spannungszustandes abgeleitet werden. Das HB-Bruchkriterium verwendet den Geological Strength Index GSI, den Faktor D und den Parameter m_i . Der Parameter GSI schätzt den Zustand des Fels anhand der Geometrie und des Zustands der Trennflächen ein und kann Werte zwischen 0 und 100 annehmen. Für intaktes Gestein beträgt der Wert GSI 100. Mit dem Faktor D wird die Beeinflussung des Fels durch die Baumaßnahme berücksichtigt. Der Faktor D variiert zwischen 0 (große Beeinflussung) und 1 (keine Beeinflussung). Der Parameter m_i kennzeichnet den Typ der Gesteinsgruppe, also z. B. Sandstein, Tonstein oder Konglomerat. Für die Festlegung der Parameter wird die Baugrundansprache verwendet. Zur Festlegung können auch entsprechende Tafeln und Tabellen verwendet werden, die z. B. in dem Programm RocLab zur Verfügung gestellt werden. Dort werden folgende Werte vorgeschlagen: Für den unverwitterten Tonstein wird ein GSI-Wert zwischen 30 – 50, für den entfestigten Tonstein ein GSI-Wert von 10 – 30 ermittelt. Der Gesteinstyp „Tonstein“ ist nach Angaben von Hoek mit einem Wert von $m_i = 4 \pm 2$, Schluffstein mit

einem Wert von 7 ± 2 korreliert. Die einaxiale Druckfestigkeit für Tonsteine wird mit 25 – 50 MPa angegeben (Hoek et al., 2002).

Im Ergebnis wurden als charakteristische effektive Scherparameter ein Reibungswinkel von $\varphi' = 20^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ angegeben. Damit konnten die auch schon in der Entwurfsphase vorgegebenen Festigkeiten bestätigt und weiterverwendet werden.

Als Kluft- und Schicht- bzw. Restscherfestigkeiten wurde ein Reibungswinkel von $\varphi' = 12,4^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 130 \text{ kN/m}^2$ bestimmt. Ohne Betrachtung des zutreffenden Spannungszustandes und der wirksamen Trennflächengeometrie wurden für felsmechanische Nachweise als charakteristische Trennflächenparameter gemäß DIN 1054:2005-01 und DIN 4020:2003-09 ein Reibungswinkel von $\varphi' = 20^\circ$ und ein Kohäsionswert von $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ vorgegeben.

4 Baugrubenkonzept

Der Entwurf der Baugrube für die neue Schleuse erfolgte auf Grundlage einer Machbarkeitsstudie, in der verschiedene Konzepte hinsichtlich ihrer Kosten auch unter Einbeziehung des Nachtragsrisikos, der Sicherheit und der baubetrieblichen Aspekte bewertet wurden. Als grundsätzliche Varianten wurde ein dichter oder ein wasserdurchlässiger Baugrubenverbau aus ausgesteiften oder rückverankerten Bohrpfahlwänden diskutiert. Diese Verbauarten erfüllten die Anforderung an eine Minimierung der Verformungen der Schachtschleuse. Eine Lösung mit Spundwänden kam aufgrund der Tiefe der Baugrube nicht in Frage. Inspiriert von der (kostengünstigen) geböschten Baugrube für die damalige Herstellung der Schachtschleuse wurde auf der Ostseite alternativ die Ausführung von Baugrubenböschungen betrachtet.

Mit dem Ziel, die Verformungen der Schachtschleuse infolge des Baugrubenaushubs zu prognostizieren, wurde vom Planer für jede Variante ein Finite-Element (FE)-Modell erstellt. Auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse erfolgte eine bautechnische Beurteilung der Beanspruchung der Schachtschleuse. Mit Hilfe eines räumlichen, numerischen Grundwassermodells wurde

von der BAW die sich bei der Grundwasserströmung zur Baugrube einstellende Grundwasserpotenzialverteilung im Umfeld der Baugrube berechnet. Für die bevorzugte Variante wurde nach dem Vier-Augen-Prinzip eine weitere unabhängige FE-Untersuchung von der BAW durchgeführt. Nach Abgleich der spezifischen Eingabeparameter konnte eine gute Übereinstimmung für die rechnerischen Verformungen der Schachtschleuse und des Baugrubenverbaus festgestellt und damit das Berechnungsergebnis abgesichert werden. Einige der Berechnungsergebnisse und der Vergleich mit den dann während der Bauausführung gemessenen Verformungen sind im Beitrag von Neumann et al. in diesem Heft ausführlich dargestellt.

Die Untersuchung ergab als bevorzugte Variante einen verformungsarmen Verbau durch eine vierfach rückverankerte aufgelöste Bohrpfahlwand mit einem Durchmesser von 1,20 m und 2,00 m Achsabstand auf der Westseite und eine geböschte Baugrube auf der Ostseite. Lediglich im Bereich des Schleusenoberhauptes ist ein Verbau durch eine beidseitig angeordnete Bohrpfahlwand in Kombination mit einer zweifachen Aussteifung in den oberen und Rückverankerungen in den unteren Lagen erforderlich. Einen Blick in die Baugrube in nördlicher Richtung zeigt das Bild 6.



Bild 6: Blick in die Baugrube im Zustand des Endaushubs

Beim Bau von Uferspundwänden im unteren Vorhafen der Schachtschleuse im Auftrag des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamts Minden wurde aufgrund vergleichbarer Baugrundverhältnisse eine vorgezogene Eignungsprüfung für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der Verpressanker nach der damals gültigen Normen durchgeführt. Dabei wurden je drei Anker mit Kraftein-

tragungslängen von 3 m, 6 m und 8 m hergestellt und geprüft, wobei eine Mindestdiefe des Verpresskörpers von 5 m unter der Oberkante der Tonsteinschicht gefordert wurde. Bei den meisten Ankern konnte aufgrund beschränkter Pressenkräfte von annähernd 2 MN die Grenztragfähigkeit nicht ermittelt werden. Bei einem Anker mit 3 m und einem mit 6 m Verpresskörperlänge wurde jedoch bei 750 kN bzw. 1.600 kN die Grenztragfähigkeit erreicht. Deshalb wurde für die Baugrube die Gebrauchslast der Anker auf 1.000 kN beschränkt und eine Mindestlänge des Verpresskörpers von 6 m gefordert. Während der Herstellung der Baugrube erfolgte eine Wiederholung der Eignungsprüfung an der Bohrpfahlwand, bei der die Größe der vorgegebenen Gebrauchslast bestätigt werden konnte. Alle Abnahmeprüfungen der ca. 700 Anker waren erfolgreich.

5 FE-basierte Erddruckermittlung

Mit dem für den Nachweis zulässiger Verformungen erarbeiteten FE-Modell wurde auch bereits während der Entwurfsphase die Erddruckeinwirkung auf der Grundlage von FE-Berechnungen ermittelt und damit der Erddruckansatz für die statischen Berechnungen in der Entwurfsphase und für die folgende Ausführungsplanung im Lastenheft festgelegt.

Mit der Neuformulierung der DIN 1055-100 (März 2001) „Einwirkungen auf Tragwerke“ wird auf der Grundlage entsprechender europäischer Vornormen (DIN V ENV 1991-1) auch in Deutschland das Nachweisverfahren unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten gefordert. Da verschiedene Einwirkungen wie Bodeneigengewicht, Beanspruchung aus Temperatur sowie Betriebs- und Grundwasserstände mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden, müssen einem in der BAW entwickelten Konzept folgend die entsprechenden Erddruckanteile für die Bemessung des Massivbaus getrennt bestimmt werden.

Für die Ermittlung der maßgebenden Erddruckeinwirkungen wird zunächst ein Grundlastfall definiert. Im Grundlastfall werden für den Zustand des fertig gestellten Bauwerks die Erddruckverteilung bei ständig wirkendem (minimalen) Grundwasserstand hinter dem Bauwerk und

dem ständig wirkenden Schleusenwasserstand (Unterwasserstand) berechnet. Danach werden weitere Lastfälle definiert, die aufbauend auf dem Grundlastfall jeweils eine weitere (nicht ständige) Einwirkung berücksichtigen.

Im Einzelnen wurden folgende Lastfälle berechnet:

- Grundlastfall (bei ständig wirkendem Grundwasserstand und Schleuse auf Unterwasser),
- Betriebswasserstand in der Schleusenkammer auf Oberwasser,
- Grundwasser im Hochwasserfall (HW),
- Temperatureinwirkung Sommer,
- Temperatureinwirkung Winter,
- Einwirkung aus Verkehrslasten.

Für jede zusätzliche Einwirkung erfolgt eine Neuberechnung. Die Differenzen zwischen den Erddruckverteilungen unter Berücksichtigung nicht-ständiger Lasten und der Erddruckverteilung des Grundlastfalls liefern die Differenz-erddruckverteilungen, die für die entsprechende Einwirkung gilt. Die Differenz-erddrücke können sowohl entlastend als auch belastend gegenüber der Erddruckverteilung des Grundlastfalls sein.

Die gesamte Erddruckeinwirkung für die maßgebenden Lastfallkombinationen bei der Bemessung wird durch die Überlagerung des Grundlastfalls mit den entsprechenden Differenzlastfällen gebildet (z. B. Grundlastfall + Grundwasser bei HW + Temperatur Sommer). Die Zulässigkeit der Überlagerung der Ergebnisse aus den nicht-linear ermittelten Erddruckanteilen wird durch die Berechnung von Kombinationslastfällen überprüft.

Die Berechnungsergebnisse der FE-Berechnung werden durch den Vergleich mit den nach Erddrucktheorie ermittelten Erddruckverteilungen einer Plausibilitätsprüfung unterzogen.

Ziel der Ermittlung der Erddruckeinwirkung mit einer FE-Berechnung ist die Festlegung eines realitätsnahen Erddruckansatzes unter Berücksichtigung der Bauwerksteifigkeit und von Lastansätzen, die bei der klassischen Erddruckverteilung nicht berücksichtigt werden (z. B. Betriebswasserstände, Temperatur). Es wird erwartet, dass das Vorgehen zu einer besseren Übereinstimmung mit den wirklich vorliegenden Verhältnissen und somit zu mehr Sicherheit bei der Bemessung führt.

Die Erddruckberechnung für die Weserschleuse Minden wird in insgesamt sieben für das Bauwerk maßgebenden ebenen Schnitten durchgeführt. Durch die Wahl der Schnittführungen werden die Einflüsse auf die Erddruckverteilung aus den in Längsrichtung veränderlichen Bauwerkssteifigkeiten, aus den Verformungen aus Lasteinwirkung und aus den Geländeoberkanten berücksichtigt. Die Bodenschichten verlaufen in Längsrichtung im Wesentlichen horizontalt, sodass der Schichtenaufbau hier für die Wahl der Schnittführungen nicht maßgebend ist. Die untersuchten Bauwerksschnitte befinden sich im Kammerbereich sowie am Ober- und am Unterhaupt. In diesem Bereich wird aufgrund der Querschnittsgeometrie, offenes U mit einer Schenkellänge von zirka 19 m, ein maßgebender Einfluss aus Bauwerksverformungen auf die Erddruckverteilung erwartet. Wegen der unterschiedlichen Ausbildung der Hinterfüllung auf beiden Seiten der Schleuse wird in einem Berechnungsschnitt das gesamte Bauwerk abgebildet, die Auswertung erfolgt jedoch für jede Seite (West und Ost) getrennt. Für Bauwerksbereiche, in denen der Einfluss aus Bauwerksverformungen als nicht maßgebend für die Erddruckverteilung abgeschätzt wurde, wird der Erddruckansatz gemäß der klassischen Erd-drucktheorie mit den Grenzwerten aktiver Erddruck (günstige Einwirkung) und Erdruhedruck (ungünstige

Einwirkung) gebildet. Zusätzlich wird – falls ungünstig wirkend – der Verdichtungs-erddruck berücksichtigt. Die Aufteilung der Bereiche und die Schnittführungen der sieben Berechnungsschnitte werden in Bild 7 dargestellt.

Im Folgenden wird die Vorgehensweise der Erddrucker-mittlung und die Ableitung eines Erddruckansatzes am Beispiel Schnitt 4-4 (Westseite) erläutert.

Der Modellausschnitt wurde so groß gewählt, dass der Einfluss der Modellgrenzen auf die Berechnungsergebnisse vernachlässigbar klein ist. Der gesamte geplante Baugrubenverbau inklusive der Dichtelemente gegen das Grundwasser und die bestehende Schachtschleuse wurden berücksichtigt und entsprechend abgebildet. Aus diesen Anforderungen ergibt sich eine gewählte Gesamtbreite des Berechnungsmodells von 190 m. In der Höhe misst das Modell insgesamt 75 m. Der untere Modellrand wurde mit 55 m zirka um das Dreifache der durchschnittlichen Bauwerkseinbindung in den Baugrund festgelegt. Ein Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell mit der Darstellung der Bodenschichten wird in Bild 8 dargestellt.

Vor der Berechnung der o. g. Lastfälle wurde die Belastungsgeschichte aus dem Ausgangszustand und der Her-

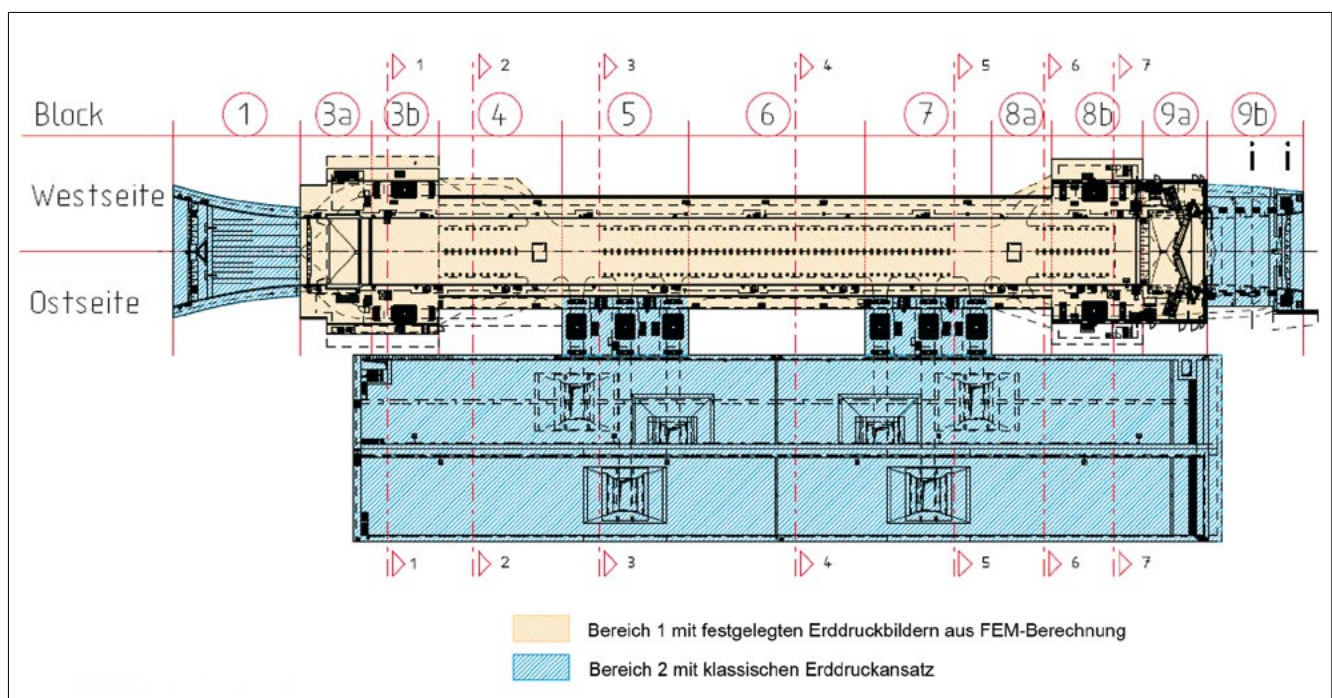


Bild 7: Einteilung der Bereiche und Festlegung der Berechnungsschnitte für den Erddruckansatz am Gesamtbauwerk (Quelle: RMD Consult, München)

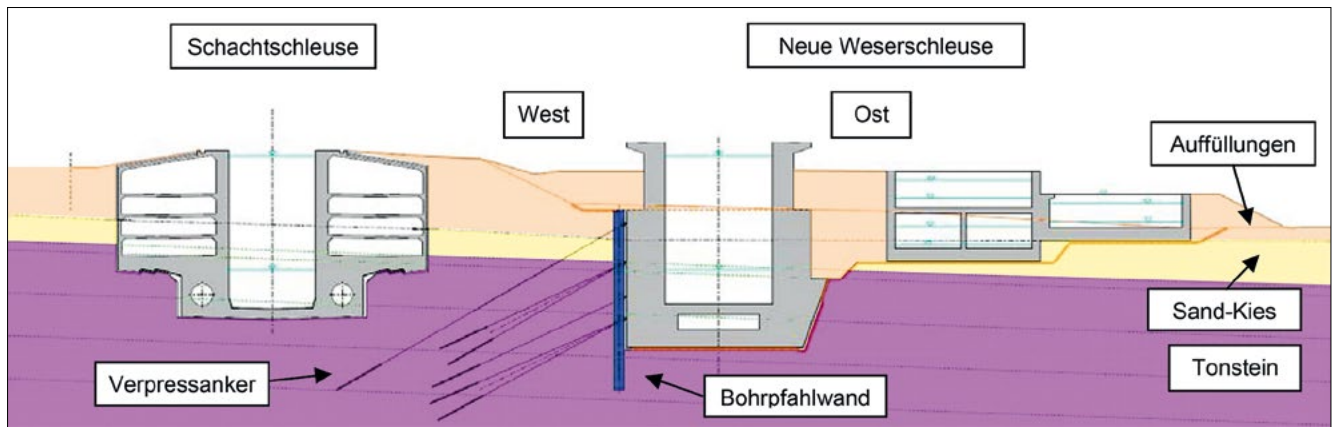


Bild 8: FE-Modell für die Berechnung des Erddrucks (Quelle: RMD Consult, München)

stellung der neuen Schleuse einschließlich der sich einstellenden Grundwasserabsenkung abgebildet.

Neben der Erddruckermittlung wurde mit den FE-Modellen auch der Einfluss der Baumaßnahme auf die bestehende Schachtschleuse untersucht.

Für die im Entwurf durchgeführten Untersuchungen wurden die Programme PLAXIS und Sofistik und die in den Programmen implementierten Stoffgesetze „Hardening Soil (HS)“ (PLAXIS) und „GRAN“ (Sofistik) verwendet. Für den Beton der Massivbauteile wurde isotrop elastisches Materialverhalten unterstellt.

Nach der Berechnung der Lastfälle wurden für die Erddruckverteilungen die horizontalen effektiven Spannungen im Baugrund hinter der Bohrpfahlwand bzw. der Bauwerksaußenwand ausgewertet. Die Erddruckverteilung für den Grundlastfall befindet sich im Bereich zwischen aktivem und Erdruhedruck. In der Schicht der Auffüllung liegt die Erddruckverteilung auf dem Niveau des Erdruhedrucks. Die Erddruckverteilungen für die Zusatzlasten wurden aus der Differenz des jeweiligen Lastfalls mit dem Grundlastfall gebildet. Bei entlastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Winter) liegt das Niveau deutlich über dem aktiven Erddruck. Bei belastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Sommer, Betriebswasserstand oben) wird in Teilbereichen das Niveau des Erdruhedrucks überschritten.

Bei der Auswertung der Kombinationslastfälle wurde ein großer Einfluss der Reihenfolge der Lastaufbringung auf die ermittelte Erddruckverteilung festgestellt. Deshalb

ist eine Simulation entsprechend der tatsächlichen Abläufe zielführend. Z. B. stellen sich die festgelegten Temperaturlastfälle mit den Extremwerten für Sommer und Winter in relativ langen Zeiträumen ein (Wochen, Monate), während der Betriebswasserstand für die Schleusungsvorgänge in Relation in sehr kurzen Zeiträumen verändert wird (Minuten).

Der zugehörige Kombinationslastfall wurde daher so gebildet, dass ausgehend vom Temperaturlastfall in einem zweiten Berechnungsschritt die Veränderung des Betriebswasserstands aufgebracht wird. Das Ergebnis der Erddruckverteilung passt mit tolerierten Abweichungen (kleiner als 10 %) mit der Überlagerung der Einzeleinwirkungen (Grundlastfall + Temperatur + Betriebswasserstand) überein. Die gleichzeitige Kombination der Zusatzeinwirkungen in einem Lastschritt führte aufgrund des stark nicht-linearen Verhaltens zu wesentlich größeren Abweichungen (bis zu 40 %).

Die in einer Vergleichsrechnung ermittelten Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Die Gegenüberstellung der jeweiligen mit den verschiedenen Programmen berechneten Ergebnisse und die klassische Erddruckverteilung für den Grundlastfall wird exemplarisch für Schnitt 4-4 in Bild 9 dargestellt.

In Bild 10 ist analog die Ableitung der Ersatzfigur für die Zusatzlast „Temperatur Sommer“ dargestellt. Das rechte Bild zeigt die Differenz aus dem „Grundlastfall“ und dem Lastfall „Temperatur Sommer“ bzw. die daraus abgeleitete Ersatzfigur. Zu beachten ist, dass die Ersatzfigur im rechten Bild festgelegt wird, während die Ersatzfigur im linken Bild

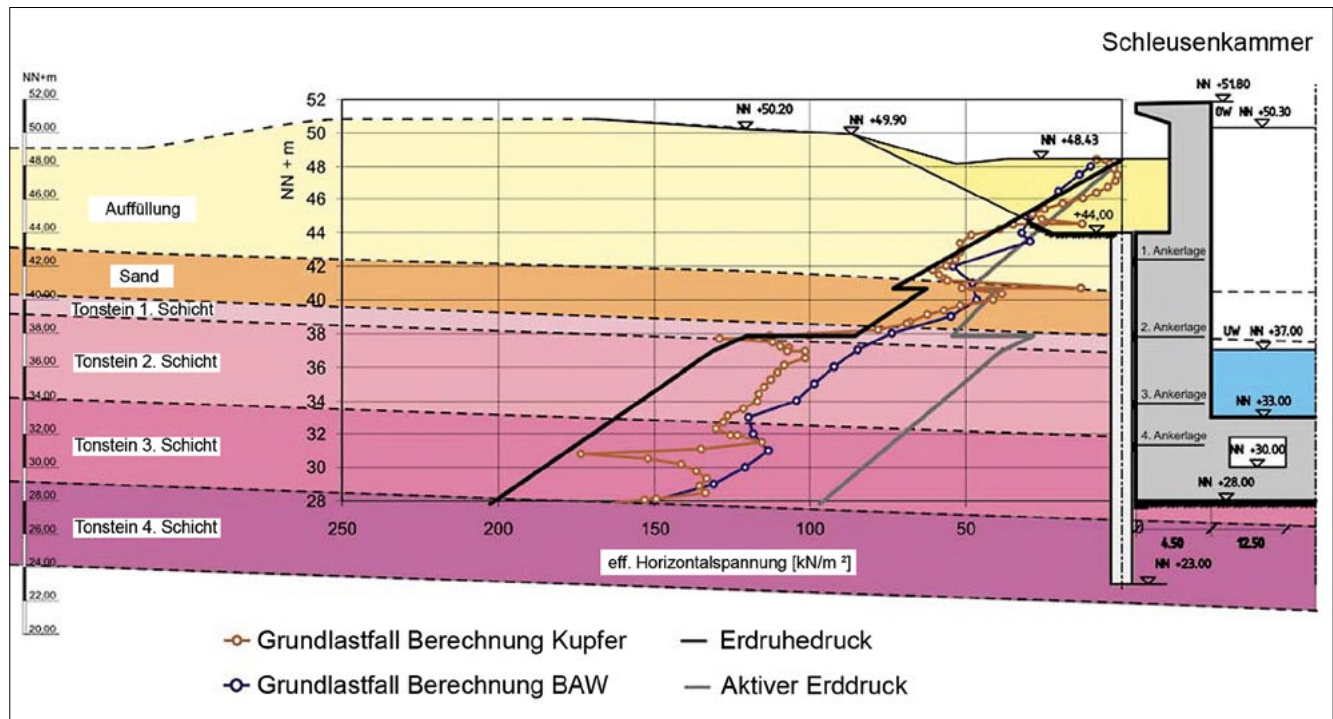


Bild 9 Gegenüberstellung der Erddruckverteilungen: klassischer Ansatz, FE-Berechnung und FE-Vergleichsberechnung

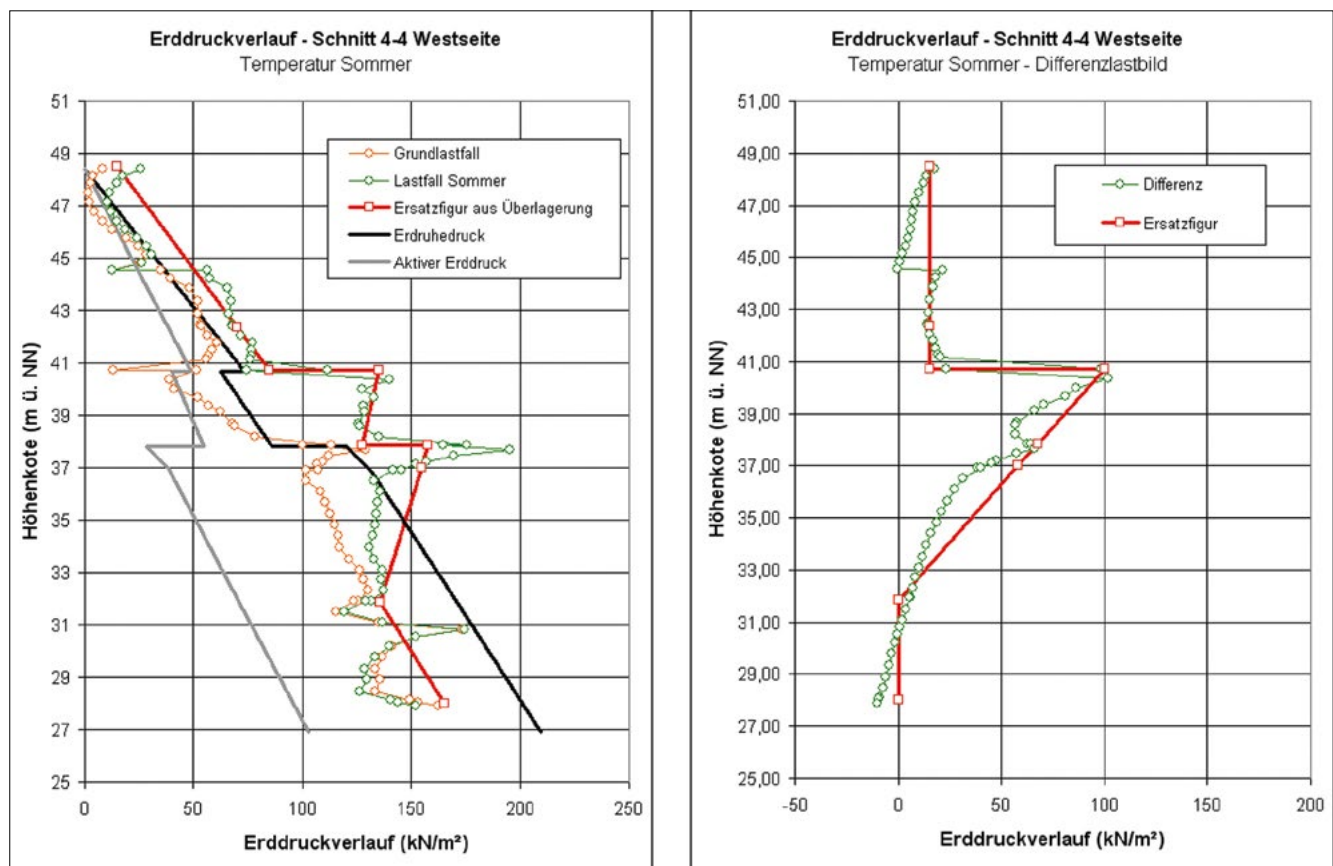


Bild 10: Ableitung Ersatzfigur für den Lastfall „Temperatur Sommer“ (Quelle: RMD Consult, München)

aus der Überlagerung der Einzelerstattfiguren der Lastfälle „Grundlastfall“ und „Temperatur Sommer“ entsteht.

Zwischen NN+41 m und NN+37 m ist eine deutliche Abweichung zwischen dem klassisch berechneten Erdruehdruck und dem mit FE ermittelten Erddruck festzustellen. Dieser ist durch den Einfluss einer erhöhten Steifigkeit des Baugrundes in dieser Tiefenlage zu erklären. Dieser Bereich wird durch die zusammengesetzt Ersatzfigur entsprechend abgebildet.

Für die Festlegung eines umfassenden Erddruckansatzes für das Gesamtbauwerk werden die Berechnungsschnitte den festgelegten Bauwerksbereichen zugeordnet (Bild 8). Bei der Auswertung der untersuchten Berechnungsschnitte ist eine allgemeingültige Ableitungsregel nicht erkennbar, sodass die Betrachtung zunächst für jeden Schnitt und für jede Seite einzeln durchgeführt wurde. Anschließend wurde geprüft, welche Lastbilder sich vereinheitlichen lassen.

Weil keine eindeutige und einfach verständliche Regel für die Ableitung aufgestellt werden konnte, wurden die Erddruckbilder für den Grundlastfall und die Zusatzeinwir-

kungen für jeden Block getrennt nach West- und Ostseite festgelegt (Bild 11). Der Erddruckansatz wurde im Lastenheft dokumentiert und war damit neben der Verwendung in der Entwurfsplanung auch für die Ausführungsplanung verbindlich festgelegt. Mit diesem Vorgehen wird in der Phase für die Ausführungsplanung eine zeit- und kostenintensive Diskussion der Berechnungsansätze vermieden.

Mit den festgelegten Erddruckansätzen wurde die Bemessung des Tragwerks in den relevanten Querschnitten gemäß DIN 1045-1 und ZTV-W LB 215 durchgeführt.

Bei der Bemessung wurde festgestellt, dass die festgelegten Erddruckbilder einen deutlichen Einfluss auf die Bewehrung im Vergleich zu einer Bemessung mit dem klassischen Erddruckansatz (aktiver und Erdruehdruck als Grenzwerte) haben. Durch den Umstand, dass das Niveau des aktiven Erddrucks nicht erreicht wird, wird hauptsächlich in der Kammerinnenwand und der Grundlaufdecke ein geringer Bewehrungsgehalt ermittelt. Die Beanspruchung dieser Bauteile ist in den maßgebenden Lastfällen, wegen der im Vergleich zum aktiven Erddruck größeren Erddruckeinwirkung, kleiner. In anderen Bereichen, wo die Erddruckverteilung lokal den Erdruehdruck

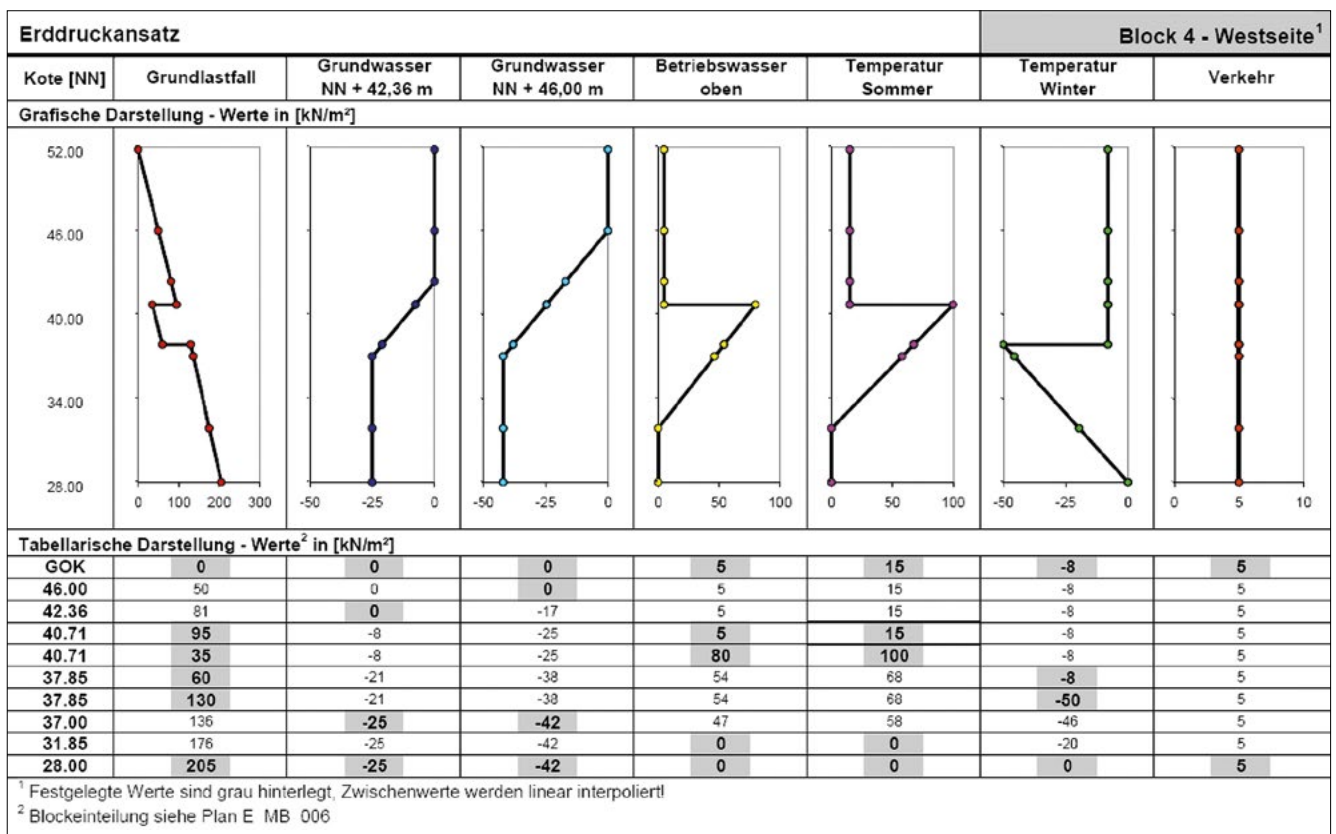


Bild 11: Erddruckansatz für den Berechnungsschnitt 4-4 (Westseite) (Quelle: RMD Consult, München)

übersteigt, ist ein höherer Bewehrungsgrad erforderlich. Die Bilanz von Einsparung und Mehrerfordernis der Bewehrung ist von Berechnungsschnitt zu Berechnungsschnitt unterschiedlich, sodass die Veränderung des Bewehrungsgehaltes im Vergleich zur Bemessung mit klassischem Erddruckansatz zahlenmäßig nicht genau quantifiziert wurde.

Durch die optimierte Bewehrungsplanung wird zusätzlich zu mehr Sicherheit bei der Nachweisführung und der Wirtschaftlichkeit ein positiver Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks erwartet und so ein qualitativ hochwertigeres Bauwerk erzielt (Molck et al., 2007). Als mögliche Folge könnte sich der Aufwand für Instandhaltungsarbeiten auf die Lebensdauer des Bauwerks reduzieren. Die Bestätigung dieser Erwartung wird allerdings erst durch Langzeiterfahrungen erfolgen.

Die maßgebenden Einwirkungen für die Bemessung des Bauwerks resultieren aus Eigengewicht, Erd- und Wasserlasten sowie Zwangseinwirkungen. Das Eigengewicht und die Wasserlasten können relativ genau bestimmt werden und auch für die Zwangseinwirkungen bestehen bereits Ansätze für die FE-basierte Ermittlung. Die konsequente Ermittlung der Erddruckverteilung mit einer FE-Berechnung und die Ableitung der Erddruckansätze daraus bilden hier einen wesentlichen Schritt zu einer größeren Bemessungssicherheit gegenüber dem klassischen Erddruckansatz.

6 Nachweis der Standsicherheit der Baugrubenböschungen

Aufgrund des gewählten Baugrubenkonzeptes mit geböschter Baugrube auf der Ostseite wurde der Tonstein in einer Höhe von ca. 9 m abschnittsweise freigelegt. Die Felsböschungen besitzen eine maximale Höhe von 14 m und eine Neigung von 70°. Die darüber liegenden quartären Bodenschichten sind flacher mit einer Neigung von 1 : 1,5 bis 1 : 2 gebösch.

Entscheidend für die Beurteilung der Standsicherheit der Baugrubenböschung war die zutreffende Abbildung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Fels. Die Bestimmung dieser Eigenschaften ist wiederum da-

von abhängig, welche Modellvorstellung vom Festgestein zugrunde gelegt wird. Zur Verfügung stehen dafür allgemein zum einen kontinuumsmechanische Modelle, zum anderen Modelle, die von felsmechanisch wirksamen Trennflächen (Schichtflächen und Klüfte) ausgehen. Die kontinuumsmechanischen Modelle kommen zum Einsatz, wenn im Festgestein mehrere Trennflächenscharen vorliegen, deren Trennflächenabstände klein gegenüber der Böschungshöhe sind, und sich im Versagensfall eher kleine Gesteinskörper ergeben. Dies trifft für den hier anstehenden Tonstein zu. Im Gegensatz dazu kommt es beim Versagen auf diskreten Trennflächen zum Herausfallen von Felskeilen aus dem Felsverband. Das Auftreten dieses Mechanismus ist für den im Baufeld anstehenden Tonstein nicht zu erwarten, kann jedoch auch nicht völlig ausgeschlossen werden. Aus diesem Grunde werden Standsicherheitsuntersuchungen unter Verwendung beider Modelle durchgeführt. Im Folgenden wird insbesondere näher auf die Untersuchungen mit dem kontinuumsmechanischen Modell eingegangen.

Bei der Verwendung des kontinuumsmechanischen Modells müssen Parameter gefunden werden, die den aus intakten Gesteinsstücken und Trennflächen bestehenden Fels zutreffend beschreiben. Für die Ermittlung von Felsparameter steht dabei das bereits erwähnte HB-Versagenskriterium zur Verfügung, das hier auch für die Untersuchung der Standsicherheit der Baugrubenböschungen verwendet wird.

In der Tabelle 1 sind die verwendeten HB-Parameter für die Standsicherheitsberechnungen zusammengestellt. Der Parameter D wird für diese Berechnungen mit $D = 0,7$ angenommen. Damit wird die Beeinflussung des Fels durch den Baugrubenaushub berücksichtigt. Der GSI-Wert in der zweiten Tonsteinschicht (ab Geländeoberkante) wird alternativ mit 42 bzw. 28 angenommen.

Für die Anwendung des empirischen HB-Versagenskriteriums in numerischen Standsicherheitsuntersuchungen musste dieses außerdem durch die Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors modifiziert werden. Damit entfällt die Notwendigkeit der Ermittlung äquivalenter MC-Parameter ϕ' und c' , die fehleranfällig sein kann. Der Vergleich von Standsicherheitsberechnungen, die mit dem modifizierten HB-Modell und mit den äquivalenten MC-Parametern ermittelt wurden, lässt zudem erkennen, dass zumindest für steile Böschungen mit dem HB-Mo-

Parameter	Einheit	Tiefenlage	Wert
GSI –Tonstein I		NN+37m – NN+36 m	28
GSI –Tonstein II		NN+36m – NN+31m	28 bzw. 42
GSI –Tonstein III		NN+31m – NN+26m	45
GSI –Tonstein IV		NN+26m – NN+21m	52
GSI –Tonstein V		unterhalb von NN+21m	65
m_i		für alle Schichten	5
σ_{ci}	kN/m ²	für alle Schichten	7.700
D		für alle Schichten	0,7
G-Modul – Tonstein I	kN/m ²	NN+37m – NN+36m	60.000
G-Modul – Tonstein II	kN/m ²	NN+36m – NN+31m	60.000
G-Modul – Tonstein III	kN/m ²	NN+31m – NN+26m	100.000
G-Modul – Tonstein IV	kN/m ²	NN+26m – NN+21m	428.817
G-Modul – Tonstein V	kN/m ²	unterhalb von NN+21m	1.086.207

Tabelle 1: Zusammenstellung der Hoek-Brown-Parameter

dell kleinere Standsicherheitsfaktoren berechnet werden (Benz et al., 2008; Kauther und Benz, 2009).

Für die numerische Standsicherheitsberechnung wurde die Baugrubenböschung und das sich daran anschließende Gelände bis zur Dichtwand als ebenes Modell in einem nicht-strukturierten Netz bestehend aus 15-knotigen Dreieckselementen abgebildet und anhand mehrerer charakteristischer Querschnitte untersucht. Der Verlauf der Baugrundsichten wurde für die Modellbildung vereinfacht.

Wie aus dem Grundriss der Schleusenbaugrube (Bild 2) ersichtlich, ergibt sich für mehrere Böschungsbereiche

eine räumlich konzentrierte Anströmung des Grundwassers zu Baugrube, wodurch sich höhere Grundwasserstände als im vergleichbaren ebenen Fall ergeben. Um dies zu berücksichtigen, wurde die mit dem dreidimensionalen Grundwasserströmungsmodell berechnete Potenzialverteilung in die vertikal-ebenen Modelle für die Standsicherheitsberechnungen der Böschung importiert. Für den Transfer der Potenzialverteilung aus dem räumlichen Grundwassermodell auf die entsprechenden Querschnitte des mechanischen Modells wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Plaxis B. V., Delft, eine entsprechende Schnittstelle programmiert (Montenegro, Kauther, 2010).

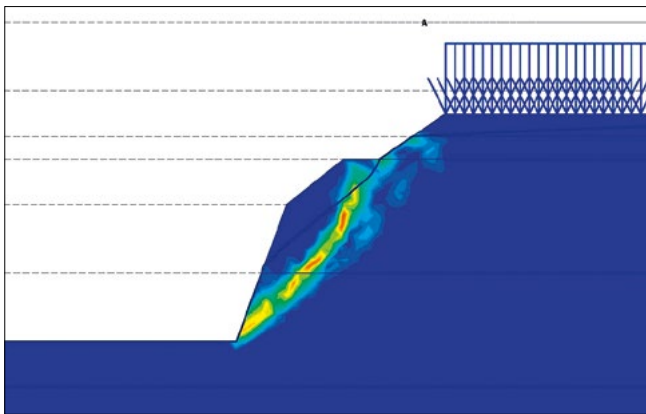


Bild 12: Lokalisierung der inkrementellen Scherdehnungen für GSI = 42 für die Böschung der Hauptbaugrube im LF HQ 100

Das Bild 12 zeigt den berechneten Bruchmechanismus. Die Berechnung erfolgte für den Lastfall 2 unter Berücksichtigung eines Weserwasserstandes von NN+42 m. Anhand der dargestellten inkrementellen Scherdehnungen ist erkennbar, dass die Gleitfläche ausschließlich im Tonstein verläuft und eine relativ steile Neigung besitzt. Der Bruchmechanismus ist typisch für alle durchgeführten Berechnungen.

Für die zu erwartenden Baugrundverhältnisse im Bereich der Böschung liegen die berechneten Sicherheiten für alle Lastfälle und $GSI = 42$ über dem geforderten Wert. Allerdings ergibt sich bei der Berücksichtigung einer tiefer entfestigten Tonsteinschicht und einem GSI von 28 weder in der temporären noch in der außergewöhnlichen Bemessungssituation eine ausreichende Standsicherheit. Das Grenzgleichgewicht wird jedoch nicht unterschritten.

Die felsmechanische Untersuchung für die Standsicherheit der Baugrubenböschungen wurde an das Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Wittke vergeben. In den ebenfalls numerisch ausgeführten Standsicherheitsuntersuchungen wurde unter der Annahme von Tonstein ohne Schwächungszonen vergleichbar zum Kontinuumsmodell eine ausreichende Standsicherheit berechnet. Die Berücksichtigung von Schwächungszonen im Tonstein führt ebenfalls zu einer nicht ausreichenden Standsicherheit der Böschung.

Um auf lokale geologische Gegebenheiten bei der Herstellung der 19 Teilböschungen reagieren zu können, wurden das Trennflächensystem und die Klassifizierungs-

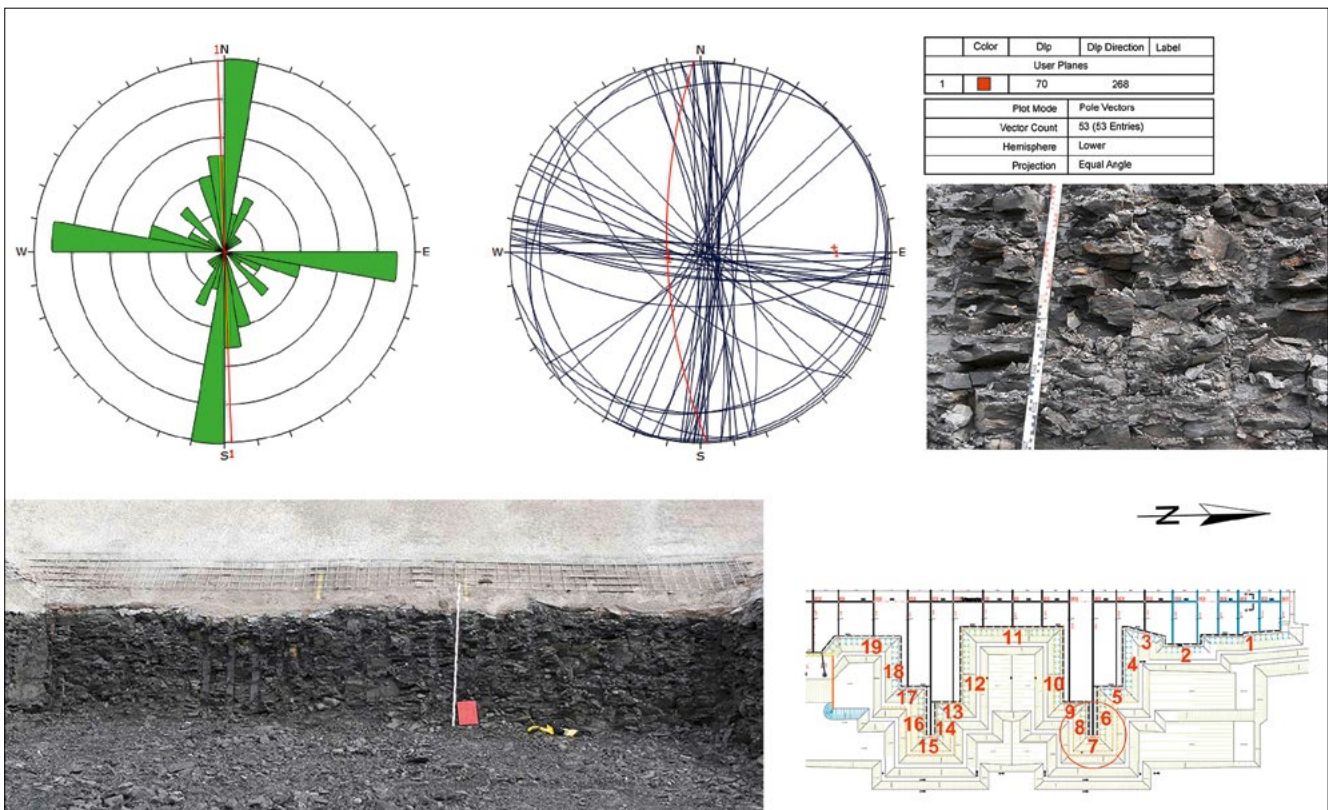


Bild 13: Aufnahme der Trennflächen an der Sparbeckenböschung und Darstellung der Trennflächen im Schmid'schen Netz (Böschung 7, Aushubebene NN + 34 m – NN + 32,5 m)

merkmale des Fels kontinuierlich durch einen Geologen erfasst (Bild 13). Das flache Einfallen der Schichtung, das schon anhand der Bohrkerne festgestellt werden konnte, hat sich im Aufschluss bestätigt. Weiter war das orthogonale Hauptklufsystem, dessen Richtungen in etwa parallel und senkrecht zur Schleusenachse orientiert sind, über die gesamte Böschungshöhe gut zu erkennen. Deutliche Unterschiede bestehen im Durchtrennungsgrad. Die Ost-West orientierten Hauptklüfte (quer zur Schleusenachse) besitzen einen sehr hohen Durchtrennungsgrad und konnten über Längen von mehr als 10 m verfolgt werden, während die Hauptklüfte parallel zur Schleusenachse oft nur einige Dezimeter lang sind und in der Orientierung breiter streuen. Entsprechend ergaben sich an den Böschungen parallel zur Schleusenachse kleine Klufkörper, die eine sehr gute Profilierung der Böschung ermöglichten. An den Böschungen quer zur Schleusenachse bildeten sich in einigen Bereichen mehrere Meter hohe senkrecht stehende Wände, die das Profilieren der Böschungen erheblich erschwerten. Die steil verlaufenden Klüfte konnten weder mit Hilfe von Erkundungsbohrungen noch auch mit den eingesetzten geophysikalischen Methoden in dieser Ausprägung erkannt werden. Es ist zu vermuten, dass der hohe Durchtrennungsgrad der Schicht- und Klufflächen auch die hohe Durchlässigkeit des Tonsteins erklären kann.

Als Maßnahmen wurde daher eine konstruktive Sicherung mit Felsnägeln und Drainageelementen empfohlen (Bild 14). Zusätzlich waren die Baugrubenböschungen zügig mit konstruktiv bewehrtem Spritzbeton zu sichern, um den Tonstein vor Verwitterung zu schützen.

7 Forschung und Entwicklung

Langfristige Projektaufgaben, wie die geotechnische und geohydraulische Beratung während der Planung, dem Entwurf und der Ausführung der neuen Weserschleuse, bieten neben der Bearbeitung der Routineaufgaben auch die Möglichkeit, neue Verfahren und Vorgehensweisen zu testen und damit auch Entwicklungen voranzutreiben und Forschungen auch in Kooperation mit externen Partnern anzustoßen, wofür nachfolgend drei Beispiele beschrieben werden.



Bild 14: Konstruktive Sicherung der Felsböschungen mit Spritzbeton, Felsnägeln und Drainagevliesen

7.1 Bestimmung von Baugrundparametern mit Hilfe geophysikalischer Verfahren

Im Rahmen der Baugrunderkundung für das Baufeld der Weserschleuse wurden, wie im Abschnitt 2 beschrieben, auch Crossholemessungen und geophysikalische Messungen im Bohrloch ausgeführt. Die Zielstellung war hierbei, den Baugrund nicht nur am Ort der Bohrung oder der Sondierung punktwise erkunden zu können, sondern auch zwischen den Bohrungen zu Informationen zu gelangen. Eine explizite Fragestellung war dabei die Frage nach Schwächezonen im Tonstein und nach der Zunahme der Steifigkeit innerhalb der Tonsteinschicht. Die Crossholemessungen wurden in vier benachbarten Bohrungen durchgeführt. Unter Einsatz von Sparkern als Impulsquellen und Geophonen als Empfänger wurden seismische Signale erzeugt und die Laufzeit der P- und S-Wellen gemessen. Danach erfolgte die Auswertung als Wellengeschwindigkeit.

In Bild 15 sind die Messergebnisse für die P-Wellengeschwindigkeit über der Tiefe aufgetragen. Die Oberkante des Tonsteins liegt etwas bei NN+37 m. Aus der Auftragung ist eine kontinuierlich zunehmende Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zu erkennen, die zu einer rechnerischen Unterteilung der Tonsteinschicht in vier Einzelschichten führte. Unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens können aus den Wellengeschwindigkeiten auch Schub- bzw. Elastizitätsmoduln für kleine Dehnungen sowie die Poissonzahl berechnet werden und mit Werten aus anderen Versuchen verglichen werden (Bild 6).

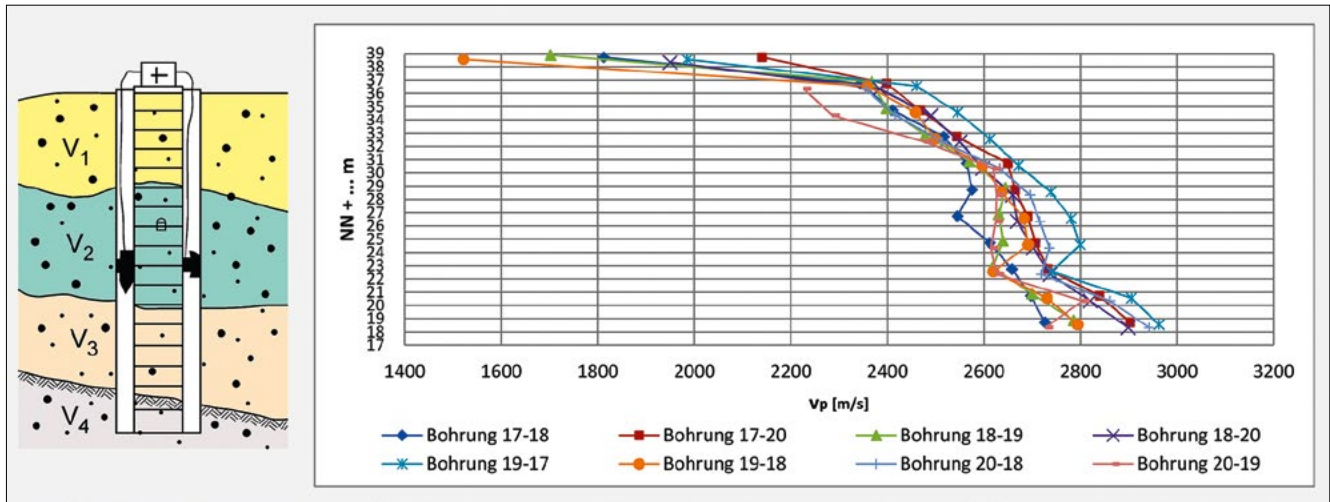


Bild 15: Prinzip und Ergebnisse der Crosshole-Messungen (P-Wellengeschwindigkeit)

Sowohl die Crossholemessungen als auch die bohrlochphysikalischen Untersuchungen wurden in der Zwischenzeit auch in anderen Projekten eingesetzt und zur weitergehenden Erforschung damit verbundener Fragestellungen ein Forschungsvorhaben „Ermittlung geotechnischer Parameter aus geophysikalischen Messungen“ initiiert.

7.2 Inverse Parameterermittlung

Bei der Anwendung numerischer Methoden, wie z. B. der FE-Methode, müssen der Kalibrierung, der Verifizierung und der Validierung besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden, denn die Qualität von numerischen Modellen steht und fällt mit der Qualität der initialen Materialparameter. Eine Vielzahl der Materialparameter kann für einfache (lineare) Materialmodelle aus Labor- und Feldversuchen direkt ermittelt werden. Mit zunehmender Komplexität des Modells steigt jedoch der Aufwand, diese Parameter direkt zu bestimmen. Vielmehr müssen sie in Abhängigkeit voneinander oder aus mehreren Versuchen simultan ermittelt werden. Dabei ist es wichtig, Korrelationen einzelner Modellparameter auszuschließen und deren Sensitivität auf die Systemantwort zu berücksichtigen (Schanz et al., 2006).

Neben der beschriebenen konventionellen Ermittlung der Baugrundparameter wurde deshalb auch eine Parameteroptimierung mit Hilfe inverser Methoden auf der

Grundlage ausgewählter Labor- und Feldversuche durchgeführt. Zielsetzung war die Erarbeitung konsistenter Parametersets für die Stoffgesetze Hardening Soil (HS), Jointed Rock Model (JRM) und das linear-elastische ideal plastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach HB (als beta-Version). Insgesamt wurden Simulationsrechnungen mit 11 Parametersets in Kombination mit den genannten Stoffgesetzen durchgeführt.

Zur Kalibrierung der Stoffgesetzparameter stehen die Ergebnisse der Baugrundansprache, der Laborversuche und der in-situ-Versuche zur Verfügung. Die Optimierung der Materialmodellparameter erfolgte zunächst für jede Versuchsart einzeln und zusätzlich unter Verwendung der Informationen aus allen Versuchstypen (Triaxial-, Einaxial- und Bohrlochaufweitungsversuche). Für die Parameteroptimierung wurde die Software Varo²opt in Kombination mit dem Programm PLAXIS eingesetzt. Im Folgenden werden ausschließlich die Ergebnisse für die HB-Parameter vorgestellt.

Für die inverse Ermittlung der Parameter wurden neun Bohrlochaufweitungsversuche aus verschiedenen Tiefen verwendet. Für die Simulation im FE-Modell werden drainierte Verhältnisse in der unmittelbaren Umgebung des Versuchs unterstellt.

Die Parameteroptimierung erfolgte in zwei Schritten. In einem ersten Schritt wurden die Parameter m_p , GSI und G_{ref} anhand der Ergebnisse eines ausgewählten Bohrloch-

aufweitungsversuchs kalibriert. Der Wert D wurde hier mit $D = 0,2$ angenommen, mit dem die mäßige Beeinträchtigung des Felsverbandes durch den Bohrvorgang berücksichtigt wird. Weiter wurde eine Poissonzahl $\nu = 0,29$ zu Grunde gelegt. Die beste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung ergab sich für $\sigma_{ci} = 7,7 \text{ MN/m}^2$ und $m_i = 5$.

Um die Anzahl der zu optimierenden Parameter zu minimieren, wurde σ_{ci} und m_i für die Nachrechnung aller anderen Versuche konstant gehalten und die Parameter GSI und der Schubmodul G_{ref} bestimmt. Die in Bild 16 dargestellten Diagramme zeigen die Nachrechnung von vier Bohrungsaufweitungsversuchen aus der Bohrung BKF 8 unter Verwendung des HB-Materialmodells. Das numerische Modell des Dilatometerversuchs wur-

de axialsymmetrisch implementiert, ab 3 m oberhalb des Lasteintragszentrums A-A wurde die Last aus Überlagerung durch eine Ersatzlast (Linienlast B-B) simuliert. So kann für alle Dilatometerversuche das gleiche numerische Modell verwendet werden, nur die Ersatzlast (Linienlast B-B) muss entsprechend angepasst werden.

Sowohl die simulierten Erst-, als auch die Ent- und Wiederbelastungen stimmten gut mit den im Feld gemessenen Werten überein. Die Erwartung, alle Versuchsarten gleichzeitig numerisch kalibrieren zu können, hat sich aufgrund der verschiedenen Randbedingungen der Versuche allerdings nicht erfüllt. Als maßgebliche Grundlage für die Simulationsrechnungen wurden deshalb die BAV gewählt. Parameter, welche aus dem Feldversuch nicht bestimmt

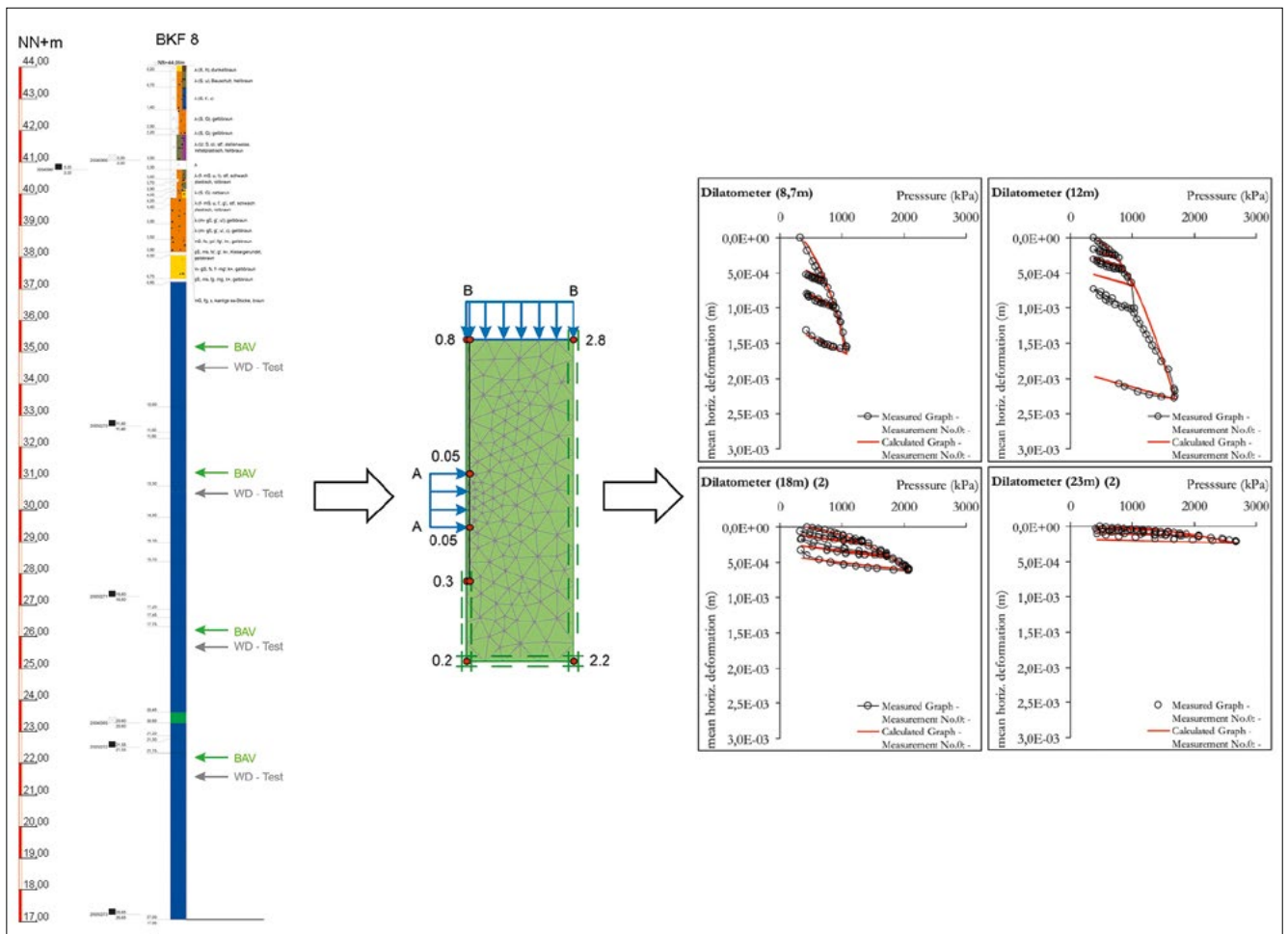


Bild 16: Numerische Simulation der Bohrlochaufweitungsversuche aus der Bohrung BKF 8

werden konnten (z. B. Querdehnungszahl, Reibungswinkel und Kohäsion), wurden durch Laborversuche ermittelt. Eine detaillierte Beschreibung der Vorgehensweise bei der inversen Parameterentwicklung kann Zimmerer (2008 und 2009) entnommen werden. Die ermittelten Schubmoduln wurden in den im Abschnitt 6 beschriebenen Berechnungen zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit der Baugrubenböschungen verwendet.

7.3 Bestimmung effektiver Scherparameter des Tonsteins

Der Tonstein in Minden ist ein typischer Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Solche Gesteine haben besondere Eigenschaften (Lempp, 1979), die sie sowohl von Festgesteinen (Fels) als auch von Lockergesteinen (Boden) unterscheiden:

- Das veränderlich-feste Gestein zeigt sich bei der Freilegung in der Regel als Festgestein, das felsmechanisch nach DIN ENISO 14689-1 angesprochen und beurteilt werden kann. Dies betrifft z. B. das Gefüge, die Trennflächencharakteristik, die Oberflächenbeschaffenheit der Trennflächen und die Festigkeit.
- Eine Wasserlagerung bzw. eine intensive Befeuchtung des frischen Gesteins hat keine erkennbaren Veränderungen zur Folge, auch wenn das Gestein über Wochen, Monate und Jahre in Wasser eingetaucht bleibt. Untersuchungen von Lempp (1979), bei denen das Gestein während der Wasserlagerung immer wieder gewogen wurde, ergaben, dass es in der Versuchszeit keine messbaren Mengen an Wasser aufnimmt und dass das Probengewicht um einen Mittelwert pendelt. Vergleichbare Versuche in der BAW in den 80-er Jahren wurden mit dem gleichen Ergebnis durchgeführt. Auch bei einer Durchströmung der Proben in Anlehnung an einen Pinholetest oder bei der Durchführung von Turbulenzversuchen zeigen die Gesteinsproben keine Zerfalls- oder Lösungserscheinungen.
- Die abwechselnde Einwirkung von Trocknung und Befeuchtung hat sehr umfassende und irreversible Veränderungen zur Folge: Ein monolithischer Gesteinskluftkörper zerfällt in viele, je nach Material in verschieden große und verschieden geformte Bruchstücke oder Bröckchen von Sand- und Kiesgröße. Ein Zerfall kann sich beim Beregnen der lufttrockenen Probe innerhalb weniger Minuten vollziehen. Die Bröckchenbildung ist

außerdem mit einem Quellen des Gesteins verbunden.

- Die Bröckchen können bei zusätzlicher mechanischer Beanspruchung im trockenen Zustand in kleinere Aggregate zerbrechen, sie bleiben jedoch unverändert hart. Bei mechanischer Beanspruchung im nassen und feuchten Zustand kommt es materialabhängig zu einer Plastifizierung, die in Abhängigkeit der Höhe der Beanspruchung dazu führen kann, dass das Material zunehmend den Charakter eines feinkörnigen Bodens bekommt.

Auf der Baustelle konnte auch der typische oberflächennahe Zerfall des Tonsteins in Bröckchen infolge Witterungsangriffs sehr gut beobachtet werden. Der Zerfall erfolgte innerhalb von Stunden und bewirkte eine Umwandlung des Gesteins in einer Tiefe von Dezimetern. Zwischen dem entfestigten und dem frischen Fels bildet sich dabei eine relativ eindeutige Grenze aus. Aus diesem Grund waren alle freigelegten Böschungsoberflächen innerhalb von 24 Stunden mit Spritzbeton abzudecken. Zusammen mit mechanischer Beanspruchung z. B. durch fahrende LKW plastifizieren die Bröckchen. Die jeweilige Aushubebene kann dadurch unbefahrbar werden (Bild 17).



Bild 17: Entfestigter und teilweise plastifizierter Tonstein auf der Aushubebene

Während des Baugrubenaushubs konnten in-situ an mehreren Stellen (vor allen Dingen im unteren Aushubbereich) überraschend starke und ergiebige Wasseraustritte aus dem Tonstein aus offenen Klüften beobachtet werden. Dabei war der Wasserandrang teilweise so stark, dass kleinere Gesteinsstücke mitgerissen wurden



Bild 18: Wasseraustritte im Tonstein beim Aushub der Baugrube

(Bild 18). Die hohe Durchlässigkeit kann im Wesentlichen auf die Entspannung des Gesteins durch den Aushub und das damit verbundene Öffnen der Kluft- und Schichtflächen zurückgeführt werden.

Nach Nickmann et. al. (2005) ist die Untersuchung von veränderlich-festen Gesteinen deshalb so schwierig, weil es kein normiertes Untersuchungsprogramm gibt, das deren besondere Eigenschaften berücksichtigt. Im Folgenden werden drei Aspekte vorgestellt, die veränderte Untersuchungsstrategien im Vergleich zu den dauerhaften festen Gesteinen beschreiben. Diese sind: „Erkennen und Klassifizieren“, „Probenbehandlung“ und „Ermittlung von Festigkeitsparametern“. Die genannten Aspekte sind zudem im Zusammenhang zu sehen: Ohne dass das veränderlich-feste Gestein erkannt wird, kann keine adäquate Probenbehandlung erfolgen. Festigkeitsparameter werden daraufhin möglicherweise unzutreffend ermittelt, womit alle weiteren Fragestellungen von bautechnischer Relevanz verbunden sind. Die Erarbeitung einer durchgehenden Untersuchungsstrategie von der Probengewinnung bis zur Kennwertbestimmung ist in der Zwischenzeit Gegenstand eines BAW-Forschungsvorhabens zur „Ermittlung charakteristischer Kennwerte in veränderlich festen Gesteinen unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks“ (Kauther und Günther, 2017 und Günther et al., 2017).

8 Literatur

Benz, T.; Kauther, R.; Schwab, R. (2006): Simulation of a large excavation using a Hoek-Brown model, 6th european Conference on Numerical Methods. In: Geotechnical Engineering, NUMGE 2006, Graz, Österreich.

Benz, T.; Schwab, R.; Kauther, R.; Vermeer, P. (2008): A Hoek-Brown criterion with intrinsic material strength factorization. In: Int J Rock Mech Min Sci, Nr. 45, S. 210-222.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: Proc. 5th North Amer. Symp. NARMS-TAC, Toronto.

Günther, C.; Kauther, R.; Lempp, C. (2017): Ein Workflow zur Untersuchung effektiver Festigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine. Fachsektionstage Geotechnik 2017 – Interdisziplinäres Forum, S. 276-281.

Kauther, R.; Herten, M. (2006): Optimierte Baugrunderkundung für den Neubau der Weserschleuse Minden. 13. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, Darmstadt.

Kauther, R.; Benz, T. (2009): Weserschleuse Minden – Nachweis der Standsicherheit der Baugrubenböschung unter Berücksichtigung des Hoek-Brown-Versagenskriteriums. Ohdekolloquium 2009, TU Dresden.

Kauther, R.; Herten, M.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2013): Geotechnische und geohydraulische Aspekte beim Bau der Weserschleuse in Minden. In: GEOTECHNIK, Volume 36, S. 137-146.

Kauther, R.; Günther, C. (2017): Veränderlich-feste Gesteine als geotechnisches Material am Beispiel des Tonsteins aus Minden. In: BAWMitteilungen Nr. 101, S. 47-58.

Lempp, C. (1979): Die Entfestigung überkonsolidierter, pelitischer Gesteine Süddeutschlands und ihr Einfluss auf die Tragfähigkeit des Straßenuntergrundes. Dissertation. Eberhard-Karls-Universität, Tübingen.

Molck, M.; Kauther, R.; Höher, M.; Sannebjörk, A.-M. (2007): FE-basierte Erddruckermittlung beim Neubau der Weserschleuse in Minden. Ohdekolloquium 2007, Hannover.

Montenegro, H.; Kauther R. (2010): A Multi-Scale Approach for the Consideration of Spatial Groundwater Flow in the Stability Analysis of a Large Excavation Pit. In: Proc. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, NUMGE 2010, Trondheim, Norway.

Neumann, S.; Kauther, R.; Montenegro, H. (2018): Messtechnische Begleitung beim Bau der Weserschleuse in Minden – Konzeption, Umsetzung und Vergleich der Messergebnisse mit der Prognose. In: **BAWMitteilungen** Nr. 104, S. 65-84.

Nickmann, M., Spaun, G., Thuro, K. (2005): Untersuchungen zur Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieurgeologischen Aspekten. In: Moser, M. (Ed.): Veröffentlichungen von der 15. Tagung Ingenieurgeologie, DGGT Fachsektion Ingenieurgeologie, S. 157-162.

RMD Consult (2006): Neubau der Weserschleuse in Minden – Entwurfsplanung für Schleuse, Vorhäfen, Brücke und Straße (Lastenheft). München.

Schanz, T.; Zimmerer, M. M.; Datcheva, M.; Meier, J. (2006): Identification of Constitutive Parameters for Numerical Models via Inverse Approach. In: Felsbau Magazin 24, S. 11-21, VGE-Verlag.

Zimmerer, M.; Schanz, T. (2008): Neubau Schleuse Minden – Standsicherheitsanalyse für die Böschung der Baugrube der neuen Weserschleuse in Minden. VAROCON in Kooperation mit der Bauhaus-Universität Weimar.

Zimmerer, M.; Kauther, R.; Herten, M.; Schwab, R.; Schanz, T. (2009): Anwendung von Optimierungsverfahren bei der Auswertung von Labor- und Feldversuchen für Schleusenneubauten. 3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik: Aktuelle Entwicklungen bei der Anwendung numerischer Verfahren in der Geotechnik, BAW Karlsruhe.

Messtechnische Begleitung beim Bau der Weserschleuse in Minden

Konzeption, Umsetzung und Vergleich der Messergebnisse mit der Prognose

Dipl.-Ing. Sven Neumann, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover

Dipl.-Ing. Regina Kauther, Dr.-Ing. Hector Montenegro, Bundesanstalt für Wasserbau

In Minden wurde die neue Weserschleuse neben der bestehenden 100 Jahre alten Schachtschleuse errichtet. Herausfordernde Randbedingungen für den Entwurf der Baugrube bestanden in der Tiefe der Baugrube und dem entsprechend großen Wasserspiegelunterschied zwischen dem oberen Vorhafen und der Baugrubensohle von 23 m, in der unmittelbaren Nähe der vorhandenen Schachtschleuse und in der Aufrechterhaltung der Schifffahrt während der gesamten Bauzeit. Die Reaktion des Baugrundes in Form von vertikalen und horizontalen Verformungen auf die Absenkung des Grundwassers und den Aushub, wurden mit Hilfe von Finite-Elementberechnungen prognostiziert. Die relevanten Berechnungsparameter für die Boden- und Felsschichten wurden dabei durch Labor- und Feldversuche ermittelt. Zur Minimierung von Risiken wurde für die Bauzeit ein umfangreiches Monitoringprogramm installiert, mit dem die Grundwasserstände, die Verformungen des Baugrubenverbau, der Böschungen und der Fangedämme sowie die durch den Aushub verursachten Verformungen der Schachtschleuse kontinuierlich überwacht werden konnten. Die Messergebnisse zeigen eine deutliche Reaktion des Baugrundes und damit auch der Bauwerke auf die Inbetriebnahme der Wasserhaltung, den Aushub der Baugrube und die Errichtung des Massivbaus. Die Nachberechnung der Messergebnisse mit den Finite-Element-Modellen, die schon für den Entwurf eingesetzt wurden, erlaubte die Überprüfung der Modellannahmen und von Effekten aufgrund der natürlichen Variabilität der Baugrundparameter.

1 Projektbeschreibung

Der Mittellandkanal (MLK) kreuzt bei Minden das rund 3 km breite Wesertal. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel rund 13 m über dem Mittelwasserstand der Weser und rund 10 m über dem umgebenden Gelände. Zwei kurze Kanäle verbinden die Wasserstraßen. Im Nordabstieg befindet sich die zwischen 1911 und 1914 erbaute Schachtschleuse mit Kammerabmessungen von 85 m x 10 m und einer Drempeltiefe von 4 m, während im Südabstieg zwei Schleusen mit ähnlichen Abmessungen, jedoch geringeren Drempeltiefen von 3,30 m in Betrieb sind.

Nach ihrer nunmehr 100-jährigen Betriebszeit wurde die Schachtschleuse durch ein neues Schleusenbauwerk ersetzt, das die heute üblichen Frachtschiffstypen aufnehmen kann. Mit einer Kammernutzlänge von 139 m und einer Breite von 12,50 m können Großmotorgüterschiffe (GMS) diese Schleuse durchfahren.

Die neue Schleuse wurde mit einem Achsabstand von 52 m östlich der Schachtschleuse errichtet. Ihr Unterhaupt ist gegenüber dem der Schachtschleuse ca. 20 m nach Norden verschoben. Die Luftaufnahme in Bild 1 zeigt die Schachtschleuse mit der im Bau befindlichen Weserschleuse.



Bild 1: Luftbild mit der bestehenden Schachtschleuse in Minden und der im Bau befindlichen Weserschleuse (Quelle: BAW)

2 Baugrund- und Grundwasser- verhältnisse

Als direkte und indirekte Baugrundaufschlussverfahren wurden Bohrungen und Ramm- und Drucksondierungen eingesetzt. In den Bohrungen wurden zusätzlich zu Laborversuchen an den Bohrkernen in-situ Versuche und geophysikalische Messungen zur Bestimmung von Boden- und Felseigenschaften ausgeführt.

Der Baugrund im Bereich der geplanten Schleusenanlage kann vereinfacht in drei Schichten unterteilt werden. Direkt unter der Geländeoberkante stehen in einer Schichtmächtigkeit von bis zu 12 m Auffüllungen aus natürlichen Böden der Umgebung (Schluffe, Sande, Kiese) an. Diese werden von einer Auelehmschicht in geringer Schichtdicke sowie von einer Sand- und Kiesschicht mit

überwiegend großer Lagerungsdichte in einer Schichtmächtigkeit bis zu 3,5 m unterlagert. Unter diesen quartären Schichten folgen kreidezeitliche Tonsteine, deren Schichtmächtigkeit bis zur Endteufe der Baugrundaufschlüsse reicht. Eine detaillierte Beschreibung der Untergrundverhältnisse und der für den Bau der Weserschleuse erarbeiteten relevanten Baugrundparameter finden sich im Beitrag von Kauther und Herten in diesem Heft.

Das Grundwasser strömt großräumig von Westen zur Weser, die den regionalen Hauptvorfluter darstellt. Die hydraulische Durchlässigkeit der quartären Sedimente wurde auf der Grundlage von Laborversuchen in der Größenordnung von $k = 10^{-3}$ m/s bestimmt. Pumpversuche sowie hydraulische Pulse-Tests im Tonstein ergaben Gebirgsdurchlässigkeiten im Bereich von $k = 10^{-5}$ m/s, die auf den hohen Durchtrennungsgrad der Schicht- und Klufflächen im Tonstein zurückzuführen sind.

3 Baugrubenkonzept

Die Weserschleuse wurde wie die Schachtschleuse in der Tonsteinschicht gegründet. Bei der Entwicklung des Baugrubenkonzeptes waren im Vergleich zum Bau der Schachtschleuse eine Reihe geänderter Randbedingungen zu beachten:

- Die Gründungssohle der neuen Schleuse liegt 3 m unterhalb der Gründungssohle der Schachtschleuse, womit die Baugrube eine maximale Tiefe von 23 m am Oberhaupt sowie von 16 m im Bereich der Kammer und am Unterhaupt besitzt.
- Die Baugrube liegt nicht mehr auf einer „nassen Wiese“, wie beim Bau der Schachtschleuse, sondern in unmittelbarer Nachbarschaft zu einem bestehenden Bauwerk. Der Schiffsverkehr durch die Schachtschleuse war während der gesamten Bauzeit aufrechtzuerhalten und durfte deshalb durch den Aushub der benachbarten Baugrube nicht gefährdet werden.
- Die Baugrube war gegen ein 100-jährliches Hochwasser der (staugeregelten) Weser zu schützen.
- Da die Baugrubenumschließung bis in die Wasserflächen des oberen und des unteren Vorhafens reichte, waren Undichtigkeiten in der 17 m über der Baugrubensohle liegenden Kanaldichtung des oberen Vorhafens sowie mögliche Leckagen infolge einer Anfahrung an die Baugrubenumschließungswände durch Schiffe explizit zu berücksichtigen. Für beide Fälle musste die Standsicherheit des Baugrubenverbaus sichergestellt werden.

Der Entwurf der Baugrube für die neue Schleuse erfolgte auf Grundlage einer Variantenuntersuchung, in der verschiedene Konzepte hinsichtlich ihrer Kosten, der Robustheit und der Ausführungssicherheit bewertet wurden. Wesentliche Unterschiede zwischen den Varianten bestanden in der Ausführung einer Baugrubenwand, die entweder durch Steifen gestützt oder durch Verpressanker rückverankert wird sowie in der Art der Grundwasserhaltung. Ausgeführt wurde auf der Westseite eine vierfach rückverankerte, überschnittene Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von 1,2 m. Dadurch wird eine Minimierung der Verformungen der Schachtschleuse infolge des Baugrubenaushubs erreicht. Inspiriert von der geböschten Baugrube beim

Bau der Schachtschleuse wurde auf der Ostseite eine geböschte Baugrube konzipiert. Diese konnte im Bereich der Tonsteinschicht sehr steil mit einer Neigung von 70° ausgeführt werden. Diese Variante bot gegenüber einem senkrechten Verbau größere Freiheiten beim Bau der Sparbecken, sodass parallel am gesamten Bauwerk gearbeitet werden konnte. Lediglich im Bereich des Schleusenoberhauptes, in dem ein Abtrag der Kräfte durch Anker wegen der Fangedammspundwände im oberen Abschnitt der Baugrube geometrisch nicht möglich war, erfolgte der Verbau durch eine beidseitig angeordnete Bohrpfahlwand in Kombination mit einer zweifachen Aussteifung in den oberen und Rückverankerungen in den unteren Lagen.

Der Grundwasserzufluss aus den quartären Schichten wurde durch eine bis in den Tonstein reichende Baugrubenumschließung unterbunden. Als Dichtelemente dienten die ebenfalls im Tonstein gegründete Schachtschleuse auf der Westseite, die Spundwände der Fangedämme für die zukünftige Mole, die Spundwände der Schutzbauwerke im oberen und unteren Vorhafen, die (neue) Uferspundwand des Bauhafens auf der Ostseite sowie eine temporäre Spundwand für den Lückenschluss zwischen Bauhafen und oberem Schutzbauwerk. Das Bild 2 zeigt die Lage der Baugrube zusammen mit den beschriebenen Dichtelementen.

Zur Reduzierung des Grundwasserdrucks auf die Bohrpfahlwand im Fels wurde zusätzlich eine Grundwasserabsenkanlage hinter der Bohrpfahlwand installiert. Die Dimensionierung der Grundwasserabsenkungsanlage ergab eine erforderliche Anzahl von 35 Brunnen im Abstand von 8 m. Die Entwässerung der Böschungen im Fels erfolgt über Entspannungsbohrungen, die in zwei Lagen und in einem Abstand von 2 m hergestellt wurden. Bild 3 zeigt die Baugrube im Zustand des Endaushubs. Die Vorgehensweise bei der Dimensionierung der Wasserhaltung ist im Beitrag von Odenwald und Montenegro in diesem Heft ausführlich dargestellt.

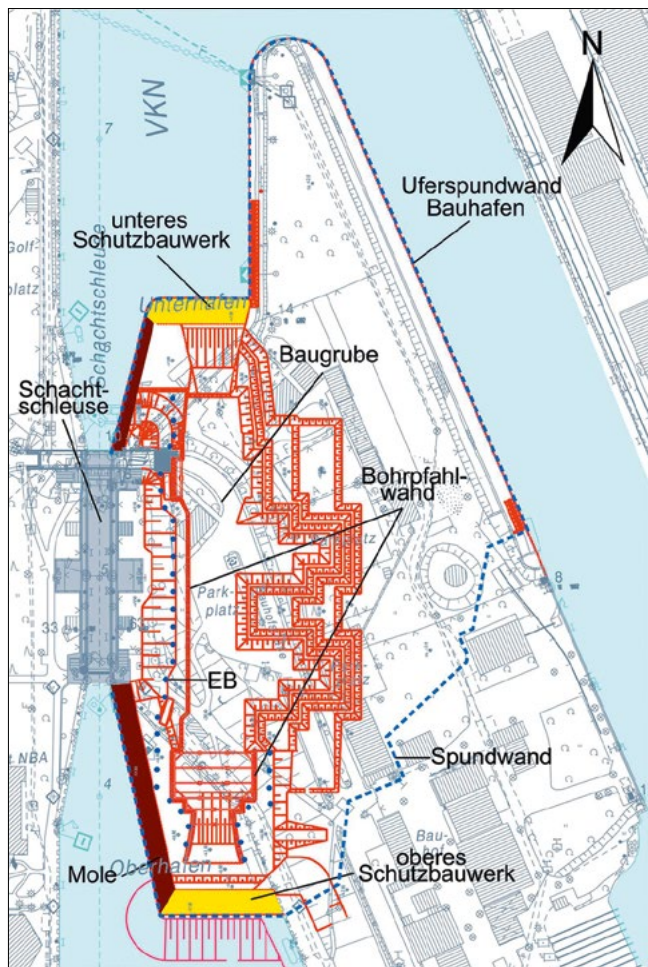


Bild 2: Lageplan der Baugrube mit Baugrubenumschließung (Quelle: NBA Hannover)



Bild 3: Blick nach Süden in die Baugrube im Endaushub (Quelle: NBA Hannover)

4 Baubegleitende messtechnische Überwachung

Auf Grundlage der Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB, 4. Auflage, 2006) wurde von der BAW ein umfangreiches Messkonzept empfohlen. Die messtechnische Überwachung diente der Minimierung von Risiken, da ungünstigen Entwicklungen rechtzeitig hätte entgegengewirkt werden können, und lieferte Daten, auf deren Grundlage der Einfluss der Baumaßnahme auf die angrenzende Bebauung beurteilt werden konnte. Das Messkonzept war zudem Bestandteil der Qualitätssicherung der Baumaßnahme während des Aushubs und der Nutzung der Baugrube.

Die messtechnische Überwachung umfasste bautechnische, geotechnische und geohydraulische Messungen. Der Umfang des Messprogramms, die Auswahl der Messorte, die Art der Messungen und die Frequenz der Messungen erfolgten in enger Abstimmung mit dem Auftraggeber anhand folgender Fragestellungen:

- Welche Projekttrandbedingungen müssen beachtet werden?
- Welche geotechnischen und bautechnischen Risiken sind denkbar?
- Wie kann die Baugrund/Bauwerks-Interaktion überwacht werden? ⇒ Formulierung der Messaufgaben.
- Welche Parameter sollen gemessen werden? ⇒ Auswahl der Messinstrumente und Messorte.
- Wie groß sind die (prognostizierten) Änderungen dieser Parameter während des Bauprozesses? ⇒ Festlegungen von Alarmierungsstufen.
- Welche Gegenmaßnahmen können ergriffen werden?
- Wie soll das Datenmanagement (Archivierung, Auswertung, Darstellung, zeitnaher Zugriff) gestaltet werden?

Für den Bauprozess beim Neubau der Weserschleuse wurden folgende Risiken identifiziert:

- Verlust der Standsicherheit der Fangedammkonstruktion infolge von Leckagen,
- Verlust der Standsicherheit der Bohrspahlwand infolge unzulässig hoher Wasserdrücke und Überlastung der Anker und Steifen,

- Verlust der globalen und/oder lokalen Standsicherheit der Baugrubenböschungen,
- Verlust der Gebrauchstauglichkeit der Schachtschleuse mit der Folge von Sperrungen für die Schifffahrt.

Die beschriebenen Überlegungen resultierten in folgenden messtechnischen Aufgabenstellungen:

- Überwachung der Wasserhaltung und Kontrolle der zulässigen Grundwasserdrücke auf die Bohrpfahlwand zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit der Bohrpfahlwand,
- Beobachtung der Grundwasserdrücke im oberen Schutzbauwerk zur Feststellung von Leckagen,
- Kontrolle der Verformungen der Schachtschleuse zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks,
- Monitoring der Verformungen des Baugrubenverbaus (Bohrpfahlwand, Fangedamm) und des angrenzenden Baugrund, einschließlich der Kontrolle der Anker- und Steifenkräfte.

Mit der Messung von Bauwerksverformungen und Grundwasserständen musste rechtzeitig vor Beginn der Baumaßnahme begonnen werden, da diese jahreszeitlich beeinflusst sind und nur so das „Normalverhalten“ festgestellt werden kann. Dies bedeutete auch, dass Bauwerke, deren Dichtheit während der Baumaßnahme zu überwachen war, wie hier z. B. die Absperrbauwerke (Fangedämme) im unteren und oberen Vorhafen, nach ihrer Erstellung auf ihre Systemdichtigkeit geprüft werden mussten.

Insgesamt wurden ca. 200 Sensoren verbaut (Temperatursensoren eingerechnet). Das Messkonzept sah sowohl sensorische und händische als auch geodätische Messungen vor. Sensorische Verfahren gewährleisteten eine kontinuierliche Beobachtung und im Zusammenwirken mit der eingesetzten Auswertelogistik eine rund um die Uhr verlässliche Überwachungsmethode. Die geodätischen und händischen Messungen wurden individuell in zeitlichen Abständen ausgeführt, sodass eine nachteilige Entwicklung rechtzeitig hätte erkannt werden können. Im Bereich der Baugrube und der Schachtschleuse hat erst die Kombination von sensorischen und manuellen Verfahren aufgrund der Redundanz den notwendigen Umfang an Informationen ergeben (Neumann, 2013).

Die geotechnischen und die geohydraulischen Messungen wurden – soweit möglich und sinnvoll – in Messquerschnitten konzentriert, um Messergebnisse im Zusammenhang zu interpretieren und dadurch die Wechselwirkungen zwischen Bauwerksverschiebungen, Baugrundverformungen und Grundwasserpotenzialänderungen möglichst schnell zu erkennen. In Bild 4 ist die Lage der Messquerschnitte und Sensoren in einer Übersicht dargestellt (siehe Folgeseite).

4.1 Instrumentierung der geotechnischen Messquerschnitte

Für die Überwachung der Bohrpfahlwand wurden die vertikalen und horizontalen Verformungen der Bohrpfahlwand einschließlich der Verformungen des dahinter anstehenden Bodenbereiches, die Anker- und Steifenkräfte und der Grundwasserstand unmittelbar hinter der Bohrpfahlwand erfasst.

Zur Messung der vertikalen Verformung der Bohrpfähle in den Messquerschnitten diente ein Zweifachstangenextensometer. Das Extensometer wurde dabei innerhalb einer Bohrung installiert, die durch ein an der Bewehrung eines Sekundärpfahls befestigtes Leerrohr bis in eine Tiefe von 10 m unter dem Fußpunkt des Bohrpfahls ausgeführt wurde. Die Verankerungspunkte des Extensometers waren jeweils am Fuß des Bohrpfahls (Länge der Stange 23 m (MQ 1) bzw. 21 m (MQ 2-5)) und 10 m unterhalb des Bohrpfahls positioniert. Zur Ermittlung der tiefenabhängigen Horizontalverformungen der Bohrpfahlwand wurden Inklinometer verwendet. Die Inklinometer-Messrohre reichten ebenfalls bis 10 m unter den Bohrpfahlfuß.

Die Überwachung der Verformungen im Bodenbereich hinter der Bohrpfahlwand erfolgte mit geneigten Drei- und Vierfachstangenextensometern. Sie wurden am Kopf des Bohrpfahls mit einer maximalen Länge von 65 m und in Höhe der zweiten Ankerlage mit einer maximalen Länge von 24 m eingebaut. Die Neigung beider Extensometer betrug 30° zur Horizontalen.

In den Messquerschnitten wurden die Kräfte aller Anker der verschiedenen Ankerlagen gemessen. Die Messung der Ankerkräfte erfolgte mittels hydraulischer Ankerkraftsensoren mit einem Messbereich bis 2.000 kN, die

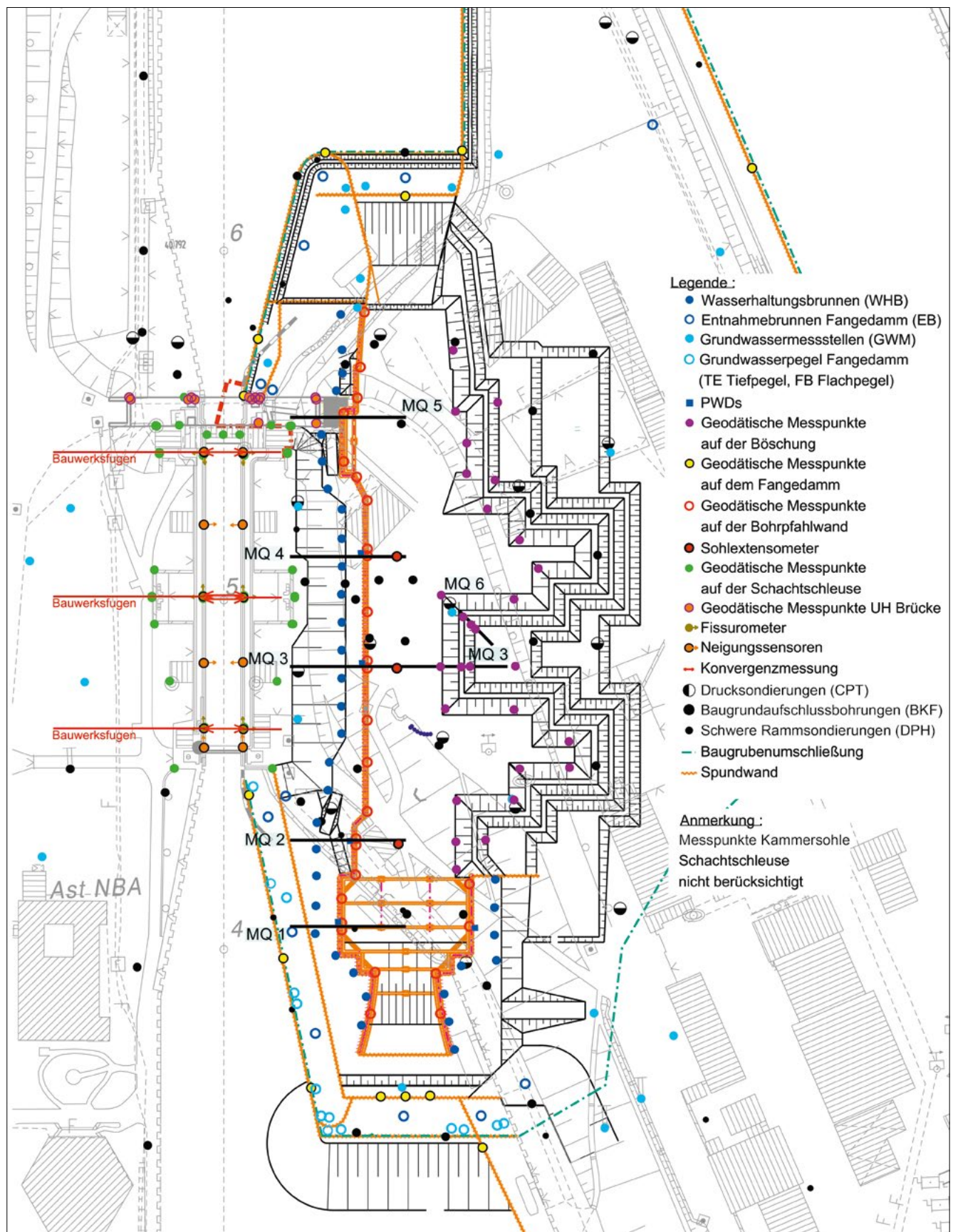


Bild 4: Lageplan der Baugrube mit Anordnung der geotechnischen Messquerschnitte (Quelle: BAW)

mit einem zusätzlichen Temperatursensor ausgestattet waren. Die Messgenauigkeit des verwendeten elektrischen Drucksensors wird vom Hersteller mit $\pm 0,5\%$ angegeben. Insgesamt wurden die Ankerkräfte an 33 Anker gemessen. Im Messquerschnitt 1 am Oberhaupt mussten neben den Ankerkräften in den zwei Ankerlagen die Kräfte in der zweilagigen Aussteifung erfasst werden. Die Messung der Steifenkräfte erfolgte unter Einsatz von Kapselpressen, deren Messbereich mit einem Maximalwert von 10 MN der doppelten Gebrauchslast entspricht (Bild 5). Elektrische Drucksensoren erfassen den Flüssigkeitsdruck in den Kapselpressen, wobei der Zusammenhang zwischen dem gemessenen Flüssigkeitsdruck und der gesuchten Kraft aus einer individuellen Kalibrierung resultierte. Zur Minderung der Zwangskräfte aus Temperatur waren alle Steifen mit einem reflektierenden weißen Anstrich versehen.



Bild 5: Einsatz der Kapselpresse zur Steifenkraftmessung im Messquerschnitt 1–1 (Quelle: NBA Hannover)

Ergänzend waren am Kopf der Bohrpfehlwand und in Höhe der Anker- und Extensometerköpfe Messpunkte zur geodätischen Setzungs- und Lagebeobachtung eingerichtet.

In drei der fünf Messquerschnitte wurden im Bereich der zukünftigen Konstruktionssohle in einem Abstand von 2,5 m von der neuen Schleusenachse vertikale Dreifachstangenextensometer mit Längen von 7 m, 15 m und 25 m installiert. Die Extensometer wurden vor Beginn des Baugrubenaushubs eingebaut und messen sowohl die Hebungen der Baugrubensohle als auch die späteren Bauwerkssetzungen.

Der geböschte hergestellte Baugrubenbereich auf der Ostseite wurde überwiegend mit geodätischen Verfahren überwacht. Hierzu waren alle Ebenen und Bruchkanten mit einer Vielzahl von geodätischen Lage- und Höhenpunkten bestückt. Die einzelnen Messpunkte wurden durch Betonsäulen oder Stahlstangen fest im Baugrund verankert. Zur kontinuierlichen Beobachtung von Bewegungen im Baugrund waren die Messquerschnitte 3 Ost und 6 mit jeweils zwei Dreifachstangenextensometern mit maximalen Längen von 15 m und einer Neigung von 20° gegen die Horizontale in Betrieb. Zur Erfassung einer räumlichen Böschungssituation an der Ecke zwischen der Hauptbaugrube und der Baugrube des nördlichen Sparbeckenzulaufkanals wurden die Extensometer im Messquerschnitt 6 unter einem Horizontalwinkel von 45° gegen die Kammerlängsachse eingebaut.

Die Bilder 6 und 7 zeigen beispielhaft die messtechnische Ausstattung der Messquerschnitte 4 (West) und 6 (Ost) im Bereich der zukünftigen Schleusenkammer.

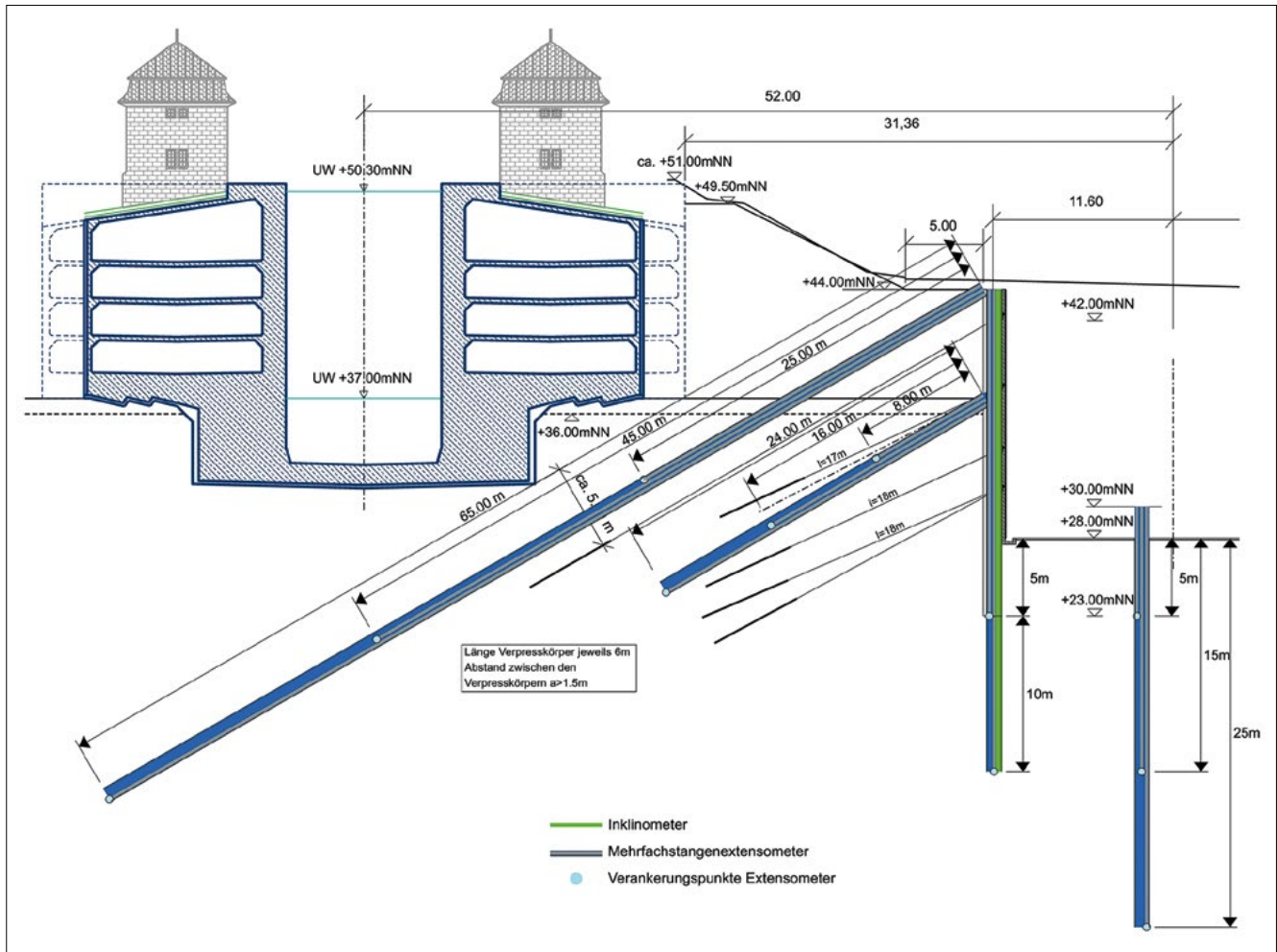


Bild 6: Instrumentierung des Messquerschnitts 4–4 auf der Westseite der Baugrube (Quelle: BAW)

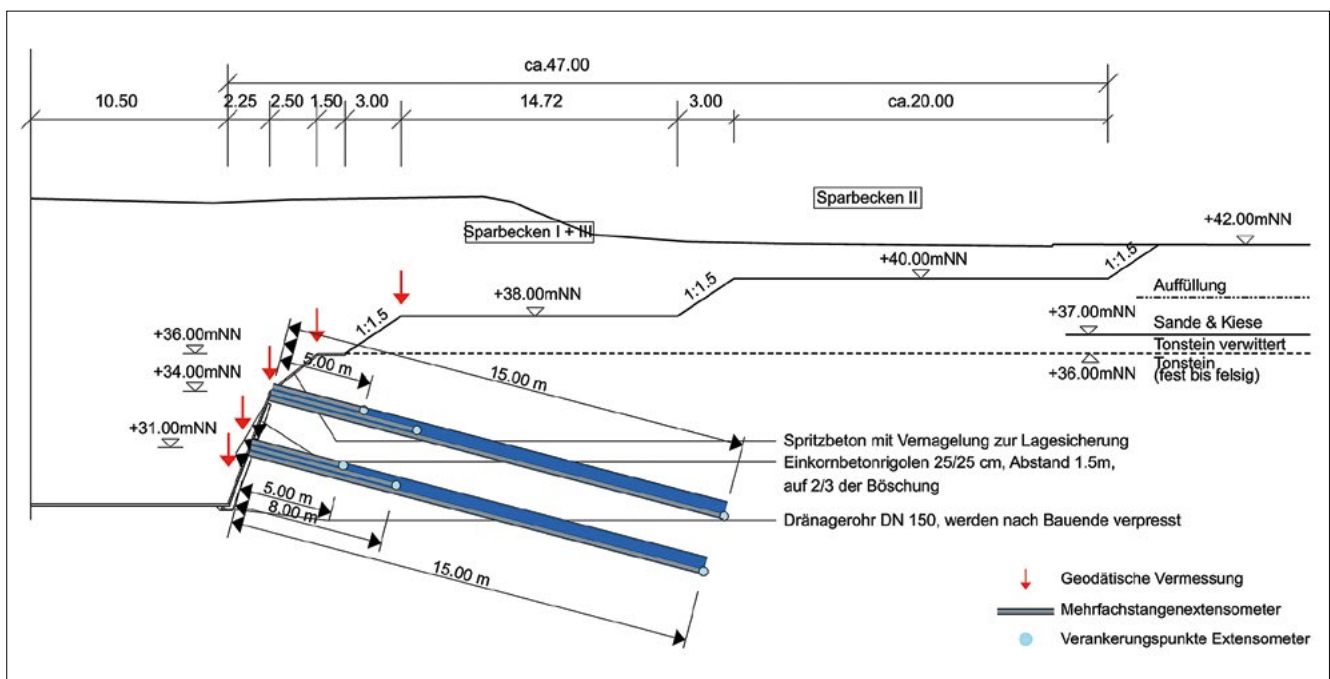


Bild 7: Instrumentierung des Messquerschnitts 6–6 auf der Ostseite der Baugrube (Quelle: BAW)

4.2 Überwachung der Wasserhaltung

Das Grundwassermonitoring zur Überwachung der Wasserhaltung umfasste sämtliche Entnahmebrunnen sowie die für die Grundwasserabsenkung relevanten Grundwassermessstellen hinter der Bohrpfahlwand. Die Regelung der Pumpen erfolgte durch jeweils einen Frequenzumformer auf Grundlage der Messwerte eines unterhalb der Pumpe im Brunnenrohr angeordneten Druckaufnehmers. Durch die automatisierte Regelung der Förderleistung der Pumpen konnten die Wasserstände in den Förderbrunnen (und damit der Druck auf die Bohrpfahlwand) sehr genau eingehalten werden (Odenwald und Korsch, 2013).

Zusätzlich zur automatisierten Pumpensteuerung und Fehlermeldung wurden alle Brunnen jeweils mit einem optischen und akustischen Signalgeber ausgestattet. Die Ableitung von den Brunnen zum unteren Vorhafen der Schleuse wurde redundant und unterflur in frostsicherer Tiefe ausgeführt. Notstromaggregate wurden installiert, um bei Stromausfall (z. B. infolge Blitzeinschlags) die unverzügliche Energieversorgung sicherzustellen. Ersatzpumpen zum sofortigen Einbau in die Brunnen wurden vorgehalten.

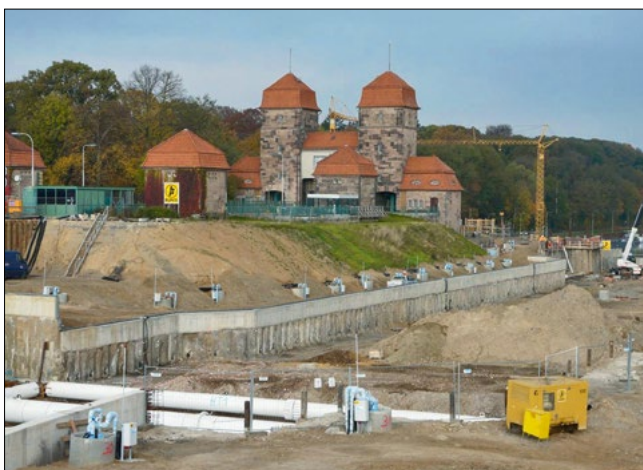


Bild 8: Wasserhaltungsbrunnen hinter der Bohrpfahlwand (Blickrichtung Norden) (Quelle: NBA Hannover)

Die Steuerungsanlage der Pumpen wurde arbeitstäglich durchgehend überwacht. Um eine Beschädigung der Pumpenanlage durch Vandalismus zu verhindern, wurde die Anlage nachts und an Wochenenden sowie Feiertagen durch einen Wachdienst geschützt. Bild 8 zeigt die Brunnenreihe hinter der Bohrpfahlwand.

4.3 Instrumentierung der Schachtschleuse

Zusätzlich zu den geotechnischen Messungen der Baugrube erfolgte die Ausrüstung der benachbarten Schachtschleuse entlang ihrer beiden Kammerwände mit Neigungssensoren und Wegaufnehmern zur Messung der Änderungen des Fugenversatzes und der Fugenweite. Darüber hinaus wurden Vorrichtungen zur Messung der Kammerweiten mit einem Konvergenzmessband eingebaut. In den Wänden der zweiten Sparbeckenebene wurden kammerseitig zwei Temperaturmessketten zur Überwachung der Gebäudetemperatur eingebracht. Die Schachtschleuse ist zudem an der Außenseite, auf der Schleusenplanie, am Unterhaupt und auf der Kammersohle mit geodätischen Lage- und Höhenmesspunkten ausgestattet (Bild 9). Für die Interpretation der Messergebnisse wurden ein Kammerpegel und ein Weserpegel (UW) an die Messanlage der Schachtschleuse angeschlossen.

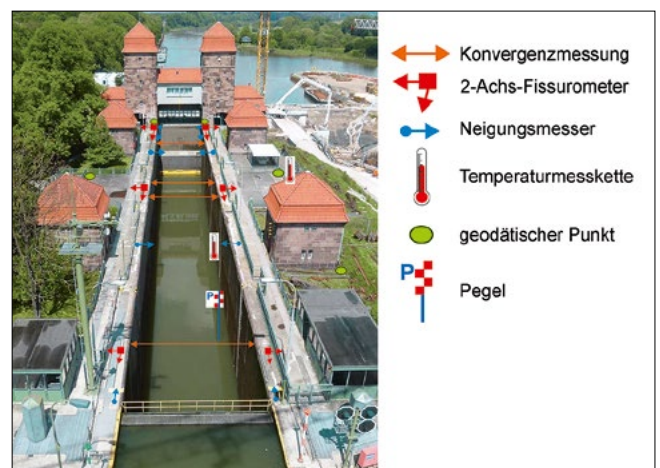


Bild 9: Instrumentierung der Schachtschleuse (Quelle: NBA Hannover)

4.4 Ausschreibung des Messprogramms

In der Ausschreibung waren detaillierte Verfahrensvorgaben zu den messtechnischen Leistungen der Bereiche Geomesstechnik und Überwachung enthalten. Da diese Leistungen einen hohen bautechnischen Anteil hatten und zudem sehr eng mit den Arbeiten zur Herstellung der Baugrube verzahnt waren, wurden sie in den Bauvertrag aufgenommen und nicht separat vergeben. Mit der Übertragung der messtechnischen Leistungen an die Baufirma hat sich ein wichtiger Vorteil für den Auftraggeber ergeben: Die Baufirma war stets und nachweislich über alle messtechnisch ermittelten Zustände informiert. Für den Auftraggeber sind dadurch die Beweislast und der hierfür erforderliche Schriftwechsel bei Widersprüchen gegen die von Dritten ausgeführten Messungen entfallen. Ein weiteres Argument für die direkte Vergabe war die dadurch für den Auftraggeber entfallende Koordination der bau- und messtechnischen Leistungen.

In ihren Angeboten hatten alle Bieter Angaben über die vorgesehenen Fachfirmen für die Leistungen der Bereiche Geomesstechnik und Überwachung vorzulegen und deren Eignung und Leistungsfähigkeit mit Angaben der Qualifikation und Referenzprojekten zu belegen. Die Firmen ANGERMEIER Ingenieure GmbH, Giebelstadt, und GLÖTZL Baumesstechnik GmbH, Rheinstetten, führten die messtechnischen Leistungen im Nachunternehmerverhältnis aus. Die vertragliche Definition und Ausführung dieses vielseitigen Leistungsbereiches war in einer umfassenden Matrix organisiert.

Zum Zeitpunkt der Auftragsvergabe enthielt diese Matrix die bis dahin bekannten Parameter für jeden Messwert. Neben allen bau- und messtechnischen Qualitätsvorgaben gab die Matrix Prognosewerte, kritische Werte, Reaktionswerte, Messintervalle mit Bauphasenbezug vor und hat die Anforderungen an die Auswertung und Ergebnisdokumentation definiert. Die in der Tabelle (Bild 10) enthaltenen Prognosewerte wurden im Wesentlichen auf der Grundlage von geotechnischen und geohydraulischen Finite-Element-Berechnungen erarbeitet. Die Bieter konnten so ihre Leistungen nach der festgelegten Messqualität und der Dauer bzw. Anzahl der Messungen kalkulieren. Die Matrix wurde hinsichtlich der darin angegebenen bautechnischen Parameter im Verlauf der Bauausführung stets auf neue Erkenntnisse angepasst und in ihrer aktualisierten Fassung angewendet.

Für alle messtechnischen Maßnahmen musste von den Fachfirmen zunächst ein Messprogramm nach der Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2602 (Version 01, 2009) aufgestellt werden. Es hat die konkrete bautechnische Aufgabenstellung mit deren messtechnischen Lösung beschrieben. Wesentlicher Bestandteil waren Verfahrensvorgaben, die für eine qualifizierte und angemessen schnelle Ergebnisbewertung notwendig waren. Der qualitative Anspruch aller Messungen folgte aus den oben beschriebenen Vorgaben. Entsprechend wurde die bautechnische Qualitätsforderung als Trennschärfe oder Trendindikator im Sinne einer Vermessungstoleranz definiert. Daraus ließ sich die hierzu erforderliche messtechnische Qualität (Standardabweichung) ableiten. Das fertige Messprogramm wurde vom Auftraggeber geprüft und freigegeben.

Bautechnische Anforderungen															
Veränderungsbetrag						Ankerkräfte [KN] Quelle: Fa. Bunte Email vom 29.3.12			Reaktionsstufen						
Vorprognose		Prognose		kritisch					Stufe 1		Stufe 2		Stufe 3		
Lage	Höhe	Lage	Höhe	Lage	Höhe	Gebrauchskraft	Festlegekraft	Prüfkraft	Lage	Höhe	Lage	Höhe	Lage	Höhe	
Kraft		Kraft		Kraft					Kraft (1,1)	Kraft (1,25)	Kraft (PK)				
Objektbezug [z.B. mm, KN, Grad]		Objektbezug [z.B. mm, KN, Grad]		Objektbezug [z.B. mm, KN, Grad]		Objektbezug [mm, KN, Grad]		Objektbezug [mm, KN, Grad]		Objektbezug [mm, KN, Grad]					
			591			1187	591	591	886		650		739		886
			605			1187	605	605	907		665		756		907
			690			1187	690	690	1035		759		863		1035
			709			1187	709	709	1063		780		886		1063

Bild 10: Auszug aus der Matrix „Bautechnische Parameter“, hier am Beispiel der Ankerkräfte (Quelle: NBA Hannover)

4.5 Umsetzung des Messkonzepts (Einbau)

Eine Baugrube mit präziser Messtechnik auszurüsten ist stets problematisch. Schwere Baugeräte treffen unter schwierigen Bedingungen auf Messziele, Sensoren und Datenleitungen. Vom bau- und messtechnischen Personal wurde viel Aufmerksamkeit und gegenseitige Rücksichtnahme verlangt, bis die Messtechnik Zug um Zug mit der entstehenden Baugrube in Betrieb genommen werden konnte.

Mit der messtechnischen Ausrüstung der angrenzenden Bauwerke (Schachtschleuse, Unterhauptbrücke) konnte sofort nach der Beauftragung des Bauvorhabens begonnen werden. Parallel dazu wurden die Einbaukonzepte für besonders problematische Herstellungsverfahren von der Baufirma aufgestellt und geprüft zur Ausführung freigegeben. Beispielhaft für die Realisierung der unterschiedlichen Messverfahren unter den erschwerten Bedingungen der entstehenden Baugrube sind zu erwähnen:

4.5.1 Sohlextensometer

Nach Abtrag des Oberbodens und vor Beginn des ersten Aushubschrittes wurden drei Mehrfachextensometer an verschiedenen Stationen unter die künftige Baugrubensohle eingebaut und in Betrieb genommen. Der Einbau der vorkonfektionierten Messgeräte hatte nach konkreten Vorgaben des Einbaukonzeptes zu erfolgen. Für den späteren Anschluss an die Messanlage war der Messkopf zunächst mit einem Datenlogger gekoppelt, der sich während des Aushubs oberhalb des Extensometerkopfs auf dem jeweiligen Niveau der Baugrubensohle befand und während der Zeit des Aushubs regelmäßig ausgelesen werden musste. Nach Herstellung der endgültigen Baugrubensohle konnte die Datenleitung in Endlage an die Messwerterfassungsanlage angeschlossen werden.

Bild 11 zeigt das noch nicht in die fertige Bohrung abgesenkte Extensometer mit separaten Verpressleitungen für jeden Anker und den Messkopf. Am Messkopfdeckel ist das Messkabel gut zu erkennen, über das die Daten zum oberirdischen Datenlogger übertragen und während des Baugrubenaushubs temporär regelmäßig ausgelesen wurden.



Bild 11: Einbau eines Sohlextensometers (Quelle: NBA Hannover)

4.5.2 Schrägextensometer

Die Extensometer wurden in Längen bis zu 65 m auf verschiedenen Horizonten schräg durch die Bohrpfähle eingebaut und die Messköpfe in den Bohrpfählen fest vergossen. Wegen des stark klüftigen Tonsteins konnten die ursprünglich vorgesehenen Rippenstahlanker nicht ausgeführt werden. Die Verankerung wurde auf Packer umgestellt und ohne Probleme hergestellt.

Bild 12 zeigt das bereits eingerichtete Bohrgerät für ein 65-Meter-Extensometer. Die Bohrung wird aufgrund ihrer Länge im Tonstein gestaffelt ausgeführt.

Die örtliche Nähe von Anker, Brunnen und Extensometern erforderte eine besonders hohe Präzision bei der



Bild 12: Bohrung für ein 65-Meter-Schrägextensometer (Quelle: NBA Hannover)

Ausführung jeder Bohrung. Im Zuge der Ausführungsplanung mussten Kollisionspunkte als räumliche Schnitte ermittelt und durch Neigungsänderung oder Verschwenkung der Bohrachsen beseitigt werden. Mit dem stetig steigenden Risiko, durch eine Bohrung die benachbarten Brunnen oder Extensometer zu zerstören, war eine messtechnische 3D-Überwachung für besonders kritische Bohrungen notwendig. Zur Ausführung kam das geodätisch gestützte System CATS-boring der Firma GBS Grundbau Bohrtechnik Spezialtiefbau GmbH & Co. KG in Verbindung mit der horizontalen Bohrlochvermessung System Bilfinger-Berger AG. Mittels CATS-boring konnte die Bohrlafette tachymetrisch in Echtzeit dreidimensional ausgerichtet und bohrbegleitend gesteuert werden. Vor dem Erreichen möglicher Kollisionspunkte wurde der Verlauf der Bohrung innerhalb der Verrohrung mittels einer Sonde abgetastet und mit der Position der Lafette rechnerisch kombiniert. Mit der so gewonnenen 3D Ist-Achse wurden Kollisionspunkte erkannt oder ausgeschlossen.

4.5.3 Inklinometer

Jeder Messquerschnitt ist mit einem Inklinometermessrohr ausgestattet, das regelmäßig mit einer Kabelsonde durchfahren wurde. Der Einbau erfolgte jeweils in die bewehrten Sekundärbohrpfähle. Zur Aufnahme des Messrohres musste ein Stahlrohr über die ganze Länge vertikal in den Bewehrungskorb eingebaut werden (Bild 13).



Bild 13: Inklinometerschutzrohr im Bewehrungskorb (Quelle: NBA Hannover)

Nach der Betonage des Bohrpfahls wurde im Schutz des Stahlrohres eine Bohrung bis 10 m unter die Bohrpfahlsohle abgeteuft. Unter Wasserüberdruck konnte das

Messrohr in die wasserführende Bohrung eingesetzt und der Ringraum im Kontraktorverfahren auf ganzer Länge mit Zementsuspension gefüllt werden.

4.5.4 Wasserhaltung hinter der Bohrfahlwand

Während des Aktivbetriebs der Brunnen wurden die Wasserstände in den Brunnen, die Förderraten der einzelnen Pumpen und die Abflüsse über die beiden Ableitungen erfasst. Im anschließenden Passivbetrieb, bei dem das anströmende Wasser ohne den Einsatz von Pumpen in das Drainagesystem der Baugrube geleitet wird (siehe Beitrag von Odenwald und Montenegro in diesem Heft), wurden die Wasserstände aller Brunnen sowie die Gesamtabflüsse weiter beobachtet. Die Überwachung der Anlage und die Auswertung der Messdaten wurden durch die für die Erstellung und den Betrieb der Absenkanlage beauftragte Fa. Hölischer Wasserbau GmbH durchgeführt. Die Auswertung der Messergebnisse wurde arbeitstäglich an das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals und die BAW übermittelt. Alarmmeldungen per SMS und E-Mail wurden für jede Art von Betriebs- oder Anlagenstörung (z. B. Pumpenausfall, Störung der Energieversorgung oder der Steuerung, Beschädigung von Anlagenteilen) eingerichtet. Notfallpläne sahen bei gleichzeitigem Ausfall von zwei Pumpen eine Reparatur bzw. einen Ersatz innerhalb von 1,5 Stunden, bei Ausfall einer Pumpe innerhalb eines Tages vor:

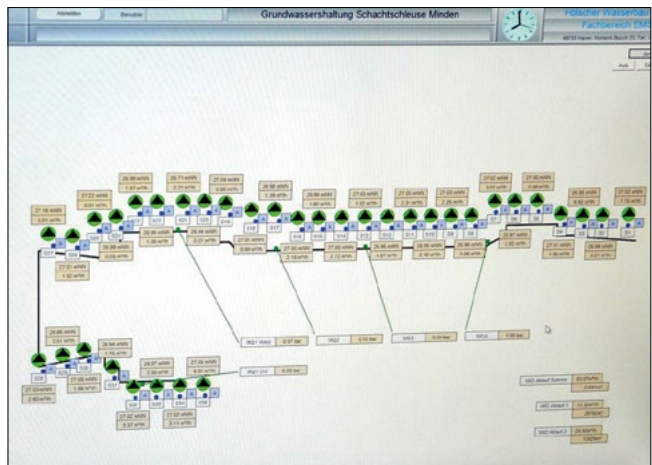


Bild 14: Monitorbild des Steuerungscomputers (Quelle: BAW)

Bild 14 zeigt das Monitorbild des Steuerungscomputers. Alle Symbole zeigen Grün, d. h. der Haltungshorizont ist stabil und die Pumpen sind in Betrieb oder betriebsbereit.

4.5.5 Fangedamm am oberen Vorhafen

Die beiden bis in den Tonstein reichenden Spundwände des Fangedamms wirken als zwei nacheinander angeordnete, hydraulische Sicherungselemente. Tritt eine Leckage in der wasserseitigen Fangedammspundwand (z. B. infolge Schiffsanfahrung) auf, sättigt sich zwar der Fangedamm auf, ein Zufluss aus dem oberen Vorhafen in die Baugrube wird jedoch durch die baugrubenseitige Fangedammspundwand verhindert. Damit eine derartige erhöhte hydraulische Beanspruchung des Fangedamms jedoch nicht unbemerkt und dauerhaft auftritt, wurde der Wasserstand im Fangedamm ständig überwacht. Bei einem Anstieg des Wasserstands hätten unverzüglich geeignete Maßnahmen zur Ortung und Beseitigung des Zuflusses in den Fangedamm durchgeführt werden müssen. Dazu wurden in allen Fangedammabschnitten Grundwassermessstellen zur Kontrolle des Wasserstandes sowie Entnahmebrunnen zur Absenkung des Wasserstandes im Havariefall hergestellt. Zur Beurteilung der Dichtigkeit der bis in den Tonstein reichenden Fangedammspundwände wurden unmittelbar nach der Herstellung Grundwasserabsenk- und -auffüllversuche im Fangedamm durchgeführt. So konnte vor dem Baugrubenaushub eine ausreichende Systemdichtigkeit der Fangedämme nachgewiesen werden. Während der Bauzeit wurden die Grundwasserstände in den Fangedämmen kontinuierlich überwacht und in das Monitoringsystem der Baumaßnahme integriert. Bild 15 zeigt den Fangedamm im oberen Vorhafen mit automatischen Grundwassermessstellen für die Überwachung und Entnahmebrunnen für den Havariefall.



Bild 15: Grundwassermessstellen (links) und Entnahmebrunnen (rechts) im Fangedamm (Quelle: NBA Hannover)



Bild 16: 2D-Fissurometer auf der Planie der Schachtschleuse (Quelle: NBA Hannover)

4.5.6 Schachtschleuse

Auf der Planie wurde über jede Raumfuge ein Fugensmesssystem montiert. Die von der Firma GLÖTZL gelieferten Fissurometer bestehen aus einer Messkonsole und einem Anschlagwinkel. Mit zwei digitalen Wegaufnehmern bestückt, wurden damit Änderungen der Fugenweite und des Fugenversatzes erfasst (Bild 16). Alle Fissurometer wurden durch eine Stahlabdeckung vor Beschädigungen geschützt. Mit Hilfe von Neigungssensoren wurden zudem die Neigungsänderungen der vier Kammerblöcke registriert. Die druckwasserdicht gekapselten Sensoren wurden mit Zementmörtel kraftschlüssig in Kernbohrungen der Kammerplanie vergossen (Bild 17).



Bild 17: Installation von Neigungssensoren (rechts im Bild) in der Kammerwand der Schachtschleuse (Quelle: NBA Hannover)

4.6 Messwertverarbeitung

Die Messwertverarbeitung aller sensorischen, geodätischen und händischen Messwerte gliederte sich in die Bereiche Erfassung, Auswertung, Archivierung und Ergebnispräsentation.

Die Erfassung der Sensordaten erfolgte durch Messanlagen für die Schachtschleuse und die Baugrube. Bauzeitlich waren die sonst eigenständigen Anlagen temporär vernetzt. Die Ergebnisse aller geodätisch und händisch ausgeführten Messungen wurden über eine Schnittstelle in die Projektdatenbank übernommen.

Die Auswertung beinhaltete alle Arbeitsgänge, die von der Erfassung des Rohwertes bis zur Ausgabe der gesuchten Zielgröße erforderlich waren. Im ersten Schritt wurden die Primärwerte der Sensoren anhand ihrer Kalibrierdaten, teilweise unter Berücksichtigung von Einflussgrößen (z. B. Luftdruck, Temperatur), in die gesuchte physikalische Einheit umgerechnet. Mit geodätischen und händischen Größen wurde sinngemäß verfahren. Absolute Größen ließen sich in ihrer Einheit Druck, Temperatur oder Meter über Normalnull (NN) direkt bewerten, während sich die relativen „Veränderungsbeträge“ auf einen Startwert (Nullmessung) beziehen mussten.

Die automatische Messwertverarbeitung hatte zwei bedeutende Funktionen. Eine Plausibilitätsroutine überwachte die Messwerte zuerst auf real nicht zu erwartende Bereichsüberschreitungen, die als Indiz für eine Störung oder den Ausfall von Sensoren anzusehen waren. Die Anlagen haben unplausible Werte erkannt und dadurch einen Reparatur- oder Wartungseinsatz ausgelöst. Innerhalb einer weiteren Routine erfolgte die Abfrage auf Überschreitung einer der dreistufig angelegten Reaktionswerte. Die Messanlage hat jede Überschreitung per E-Mail und SMS an einen vorab definierten Empfängerkreis gemeldet. Die Stufen haben zur erhöhten Aufmerksamkeit, der Vorbereitung einer Reaktion und die Einleitung von Gegenmaßnahmen aufgefordert. Bei Erreichen der dritten Stufe war die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit des Bauwerkes weiterhin gegeben. Dieser Zustand musste aber aufgrund der Annäherung zum kritischen Wert individuell begleitet werden.

Alle Messdaten wurden einer zentralen Datenbank gespeichert, deren Hardware sich im Rechenzentrum der

Firma GLÖTZL befindet und über die notwendigen Sicherheitssysteme verfügt. Über GSM und geschützte Internetverbindungen erfolgten die Dateneinspeisung und der Nutzerzugriff.

Alle geohydraulischen, geotechnischen und baugeometrischen Messdaten waren über eine Datenplattform im Internet abrufbar. Mit ihren individuellen Zugangsdaten gelangten alle Nutzer auf die Startseite der Projekthomepage (Bild 18). Innerhalb einer komfortablen Menüsteuerung oder den mit Links ausgestatteten Übersichtszeichnungen ließen sich die Ganglinien aller Messdaten schnell aufrufen. Jedes Diagramm und die darin enthaltenen Messwerte war per Dateidownload auf ein lokales Medium übertragbar. Alle Sensordaten konnten zudem in Tabellenform online eingesehen werden.

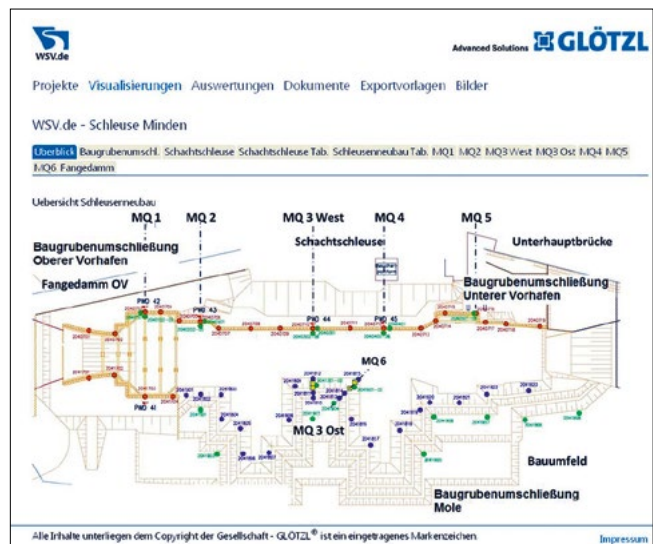


Bild 18: Startbildschirm der Projekthomepage (Quelle: NBA Hannover)

Als offizielles Informationsmedium und zur Sicherung von Beweismitteln wurde allen am Projekt beteiligten Institutionen wöchentlich ein Messbericht übergeben. Darin hat die ausführende Firma alle Messergebnisse tabellarisch und visualisiert mit Angabe der aktuellen baulichen Situation im Bereich der Messstellen dokumentiert. In jedem Bericht waren die aufgetretenen Grenzwertüberschreitungen, Betriebszustände der Sensoren und Messrichtungen sowie eine bautechnische Bewertung der Messergebnisse aufgelistet.

Die messtechnische Überwachung während des Ausbaus der Baugrube war Teil des Qualitätssicherungs-

programms und diente der Minimierung von Risiken. Anhand der Messwerte ließen sich Abweichungen im Vergleich zu den prognostizierten Werten und den getroffenen Annahmen feststellen. Im Fall von Abweichungen wurden die FE-Modelle neu kalibriert und dadurch eine Qualitätssteigerung ihrer Aussagekraft erreicht. Das hier konzipierte Messkonzept diente jedoch ausschließlich der Sicherheit der Baustelle, eine Optimierung des Bauablaufs aufgrund der Messergebnisse war nicht geplant.

5 Überprüfung der Prognosen anhand von Messdaten

5.1 Geohydraulisches FE-Modell

Die Baugrubenzuflüsse stellen ein zentrales Kriterium für den Baugrubenentwurf dar. Diese wurden auf Grundlage eines stationären 3D-Grundwasserströmungsmodell bestimmt, dem ein 100-jähriges Hochwasserereignis zugrunde lag. Dieses Ereignis entspricht einem Weserwasserstand von NN + 42 m, das als Festpotenzial an den an der Weser angrenzenden Modellrändern vorgegeben wurde. Auf der Westseite des Modells wurde im Quartär ein Grundwasserstand von NN + 44 m angenommen und die Wasserhaltung für entsprechend hohe Baugrubenzuflüsse ausgelegt. Ein derartiges Hochwasserereignis trat während des Aushubs glücklicherweise nicht auf. Die während des Monitorings gewonnenen Daten erlauben eine Bewertung mit dem Grundwasserströmungsmodell verbundenen vereinfachten Annahmen hinsichtlich Materialeigenschaften (Zonierung, hydraulische Durchlässigkeiten usw.) sowie Randbedingungen. Eine Modellbewertung erfordert eine Nachberechnung, basierend auf den „mittleren“ Randbedingungen, die während der Baumaßnahme tatsächlich auftraten. Während der Bauzeit schwankte der Weserwasserstand zwischen NN + 37,5 m und NN + 39,0 m. Bei der aktualisierten Berechnung wurde ein (mittlerer) Weserwasserstand von NN + 38,2 m angenommen und dieser Wert als Festpotenzial für die Tonstein-Ränder vorgegeben. In der Baugrube (und den passiv betriebenen Entnahmehäfen) wurde der Absenkwasserstand von ca. NN + 27,0 m vorgeschrieben. Der Vergleich der Modellergebnisse mit den Messungen ergab jedoch am westlichen Modellrand

deutlich höhere rechnerische Grundwasserstände unterhalb der Schachtschleuse, als die gemessenen. Das Modell war nicht in der Lage, die beobachtete unmittelbare Reaktion der Potentiale unterhalb der Schachtschleuse (Tonstein) auf die Entwässerung in der Baugrube abzubilden. Dies überraschte zunächst, da man bei der Modellerstellung davon ausging, dass im Quartär genügend Wasser zur Schachtschleuse nachströmen würde und folglich eine tiefere Grundwasserabsenkung verhindern würde. Offensichtlich konnte Wasser von den quartären Schichten nicht schnell genug in den darunter liegenden Tonstein infiltrieren, sodass sich die Druckentlastung infolge Wasserhaltung durchaus im Tonstein unterhalb der Schachtschleuse ausbreiten konnte. Hierfür war die am westlichen Modellrand ursprünglich angenommene Festpotenzialrandbedingung nicht geeignet. Um die während der Wasserhaltung beobachtete Ausbreitung der Grundwasserabsenkung abzubilden, musste ein hydraulischer Widerstand zwischen Quartär und Tonstein implementiert werden. Dem Tonsteingrundwasserleiter im westlichen Modellgebiet wurde nun eine Zuflussrandbedingung zugewiesen, wobei der Betrag ($q = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$) kalibriert werden musste, sodass die gemessene Absenkung im Bereich der Schachtschleuse abgebildet wurde. Bild 19 zeigt eine schematische Darstellung der aktualisierten Randbedingungen am westlichen Modellrand.

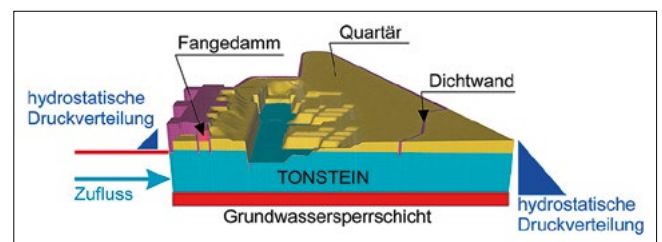


Bild 19: Schematische Darstellung der korrigierten Modellstruktur (Randbedingungen und hydraulischer Widerstand) am rechten Modellrand (Quelle: BAW)

Die rote Linie an der Grenzfläche der Quartär- und Tonsteinschicht in Bild 19 stellt die oben beschriebene hydraulische Barriere dar. Solch ein hydraulischer Widerstand ist durchaus denkbar und könnte aufgrund von einem Zerfall des Tonsteins im Grundwasserwechselbereich entstanden sein. Mit diesen im westlichen Bereich veränderten Randbedingungen (Zufluss und hydraulischer Widerstand zwischen den Grundwasserleitern) ließ sich der beobachtete Abfall des Druckniveaus unterhalb der Schachtschleuse infolge Wasserhaltung deut-

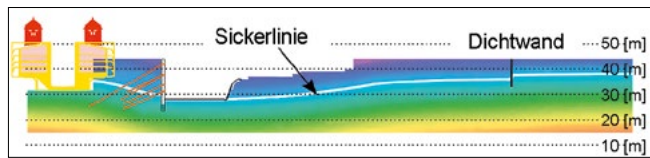


Bild 20: Sickerlinie und Druckverteilung, entlang eines Berechnungsschnittes durch die Baugrube nach Erreichen der Endtiefe (Quelle: BAW)

lich besser abbilden als mit dem ursprünglichen Modell. Bild 20 zeigt den Verlauf der berechneten Sickerlinie und die Druckverteilung entlang eines Berechnungsschnittes nach Erreichen des Endaushubs und bei aktiver Wasserhaltung (im stationären Zustand). Details, wie der Potenzialabfall an der östlichen Dichtwand sowie an der Bohrfahlfwand, wurden auch so gemessen.

Bild 21 stellt die Verteilung der mit dem aktualisierten Modell berechneten Grundwasserstände (Grundwassergleichen) einer Stichtagsmessung der Grundwasserstände (Symbole) gegenüber. Die Abbildung zeigt, dass das



Bild 21: Im Endaushub gemessene (Symbole) und berechnete Grundwasserstände (Quelle: BAW)

aktualisierte Grundwasserströmungsmodell in der Lage ist, die aufgrund der Baugrubengeometrie vergleichsweise komplexe Grundwasserabsenkung abzubilden.

Es kommt bei einer geohydraulischen Analyse nicht selten vor, dass in Ermangelung von Daten „ungeeignete“ Randbedingungen und/oder Materialeigenschaften gewählt werden. Für eine Identifikation der oben beschriebenen Gegebenheiten am westlichen Modellrand wären zahlreiche Grundwasserstandsmessungen erforderlich gewesen, und zwar in den einzelnen Grundwasserleitern während eines lang andauernden Pumptests mit vergleichsweise großen Entnahmeraten. Da diese Informationen nicht vorlagen, wurden Randbedingungen gewählt, die im Hinblick auf die Baugrubenzuflüsse eine auf der sicheren Seite liegende Annahme darstellen.

Dank der umfangreichen Instrumentierung war es möglich, während des Baus den unerwarteten Abfall des Druckniveaus unterhalb der Schachtschleuse frühzeitig zu erkennen. Bevor die Druckverhältnisse in Hinblick auf Setzungen einen kritischen Wert erreichten, wurde unterhalb der neuen Schleuse die erforderliche Auftriebssicherheit erreicht und die Wasserhaltung konnte reduziert und damit der Druckabfall unter der Schachtschleuse stabilisiert werden.

5.2 Geotechnisches Finite-Elemente-Modell

Die Finite-Elemente (FE) Berechnungen wurden als 2D-Berechnung mit dem Programm PLAXIS Version 2012.01 unter Verwendung von 15-knotigen Dreieckselementen für repräsentative Querschnitte ausgeführt. In Bild 22 ist das verformte Elementnetz für den Zustand des Endaushubs der Baugrube zu sehen.

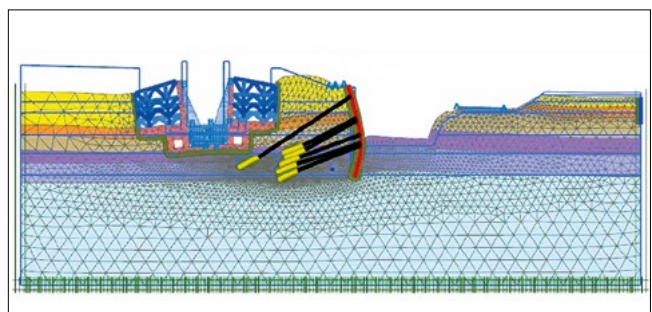


Bild 22: Verformtes FE-Netz (stark überhöht) (Quelle: BAW)

Für die Festlegung der Stoffgesetzparameter für die einzelnen Boden- und Felsschichten wurden sowohl Labor- als auch Feldversuche nachberechnet. Für die Angabe repräsentativer Werte für die Felsschichten ist die Nachrechnung von Feldversuchen zwingend, da Laborversuche an Bohrkernen nur Parameter für das Gestein und nicht für den Fels (Gestein mit Trennflächen) liefern können. Beispielhaft ist hier die Ermittlung des Elastizitätsmoduls und dessen Zunahme mit der Tiefe auf der Grundlage der Dilatometerversuche zu nennen. Für die numerische Simulierung der Dilatometerversuche wurden verschiedene Stoffgesetze angenommen. Die besten Ergebnisse wurden mit dem Stoffgesetz Hardening Soil (HS) erzielt. Die ermittelten Materialparameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Das HS-Stoffgesetz berücksichtigt eine spannungsabhängige Steifigkeit, die jedoch für die Felsschichten nicht angesetzt wurde ($m = 0$). Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse wurde die Tonsteinschicht in verschiedene Schichten mit entsprechenden Elastizitätsmodulen unterteilt. Da die Nivellementmessungen an der Schachtschleuse nach Inbetriebnahme der Wasserhaltung nahezu sofortige Setzungen anzeigten, wurde für die Nachrechnung der Messergebnisse von dränierten Verhältnissen ausgegangen.

Schicht	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kPa]	Steifigkeit ($p_{ref}=100$ kPa) $E_{50,ref}/E_{oed,ref}/E_{ur}$ [MPa]
Auffüllung	27,5	2	15/15/33
Sand/Kies	35,0	2	50/50/150
Tonstein 1	20,0	50	50/50/150
Tonstein 2	20,0	50	90/90/250
Tonstein 3	20,0	50	370/370/1.100
Tonstein 4	20,0	50	930/930/2.800

Tabelle 1: Materialparameter für das HS-Modell

Die überschnittene Bohrpfahlwand und die Schachtschleuse wurden im FE-Modell mit Hilfe von Bodenelementen diskretisiert. Die Randbedingungen für das Grundwasserpotenzial wurden im Wesentlichen aus den numerischen geohydraulischen Berechnungen übernommen.

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der Messungen im Vergleich mit den Berechnungen dargestellt.

Die Auswertung konzentriert sich auf die Zeit des Baugrubenaushubs, die als besonders kritisch eingeschätzt wurde. Betrachtet werden im Einzelnen

- die horizontalen Verformungen der Bohrpfahlwand im Messquerschnitt 4-4,
- die vertikalen Verformungen (Setzungen und Hebungen) der Schachtschleuse,
- die vertikalen Verformungen der Baugrubensohle.

5.2.1 Verformungen der Bohrpfahlwand

Das Bild 23 zeigt die Ergebnisse der Inklinometermessungen im Querschnitt 4-4 für verschiedene Aushubphasen (Installation der Ankerreihen 2, 4 und im Endaushubzustand) über die Tiefe. Die Inklinometerrohre reichen bis 10 m unter den Fuß der Bohrpfahlwand. Positive Werte zeigen eine Verschiebung der Bohrpfahlwand in Richtung der Baugrube an. Für die insgesamt 30 m langen Inklinometer kann eine Genauigkeit der Messwerte im Bereich von ± 5 mm erreicht werden (Mikkelsen, 2003). Da jedoch die Messwerte durch die in zwei verschiedenen Tiefen der Bohrpfahlwand gemessenen Extensometerwerte bestätigt werden konnten, kann davon ausgegangen werden, dass die Inklinometermesswerte die Verformungen korrekt anzeigen. Diese zeigen eine zunehmende negative horizontale Verschiebung aller instrumentierten Pfähle mit dem fortschreitenden Aushub der Baugrube. Die maximale Verformung wurde am Pfahlkopf mit 22 mm in Richtung der Hinterfüllung gemessen. In Richtung Baugrube traten überhaupt keine Verschiebungen auf, was zunächst nicht erwartet wurde.

Im Diagramm in Bild 23 sind die gemessenen und die berechneten Verformungen zusammen dargestellt. Für die Verschiebungen zum Zeitpunkt der Installation der Ankerreihen 2 und 4 zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Mit Hilfe des numerischen Modells kann auch die Richtung der Verformungen nachvollzogen werden. Diese sind zum einen auf die Vorspannung der Anker auf 100 % zurückzuführen, wie sie in der EAB, EB 38, 2006 für Rückverankerungen im Fels gefordert wird. Darüber hinaus spielt auch die Absenkung des Grundwassers nach Installation der zweiten Ankerreihe um ca. 10 m eine Rolle. Diese bewirkt geringe vertikale Verformungen in den Tonsteinschichten und verursacht dadurch auch eine zusätzliche Verformung der Bohrpfahlwand.

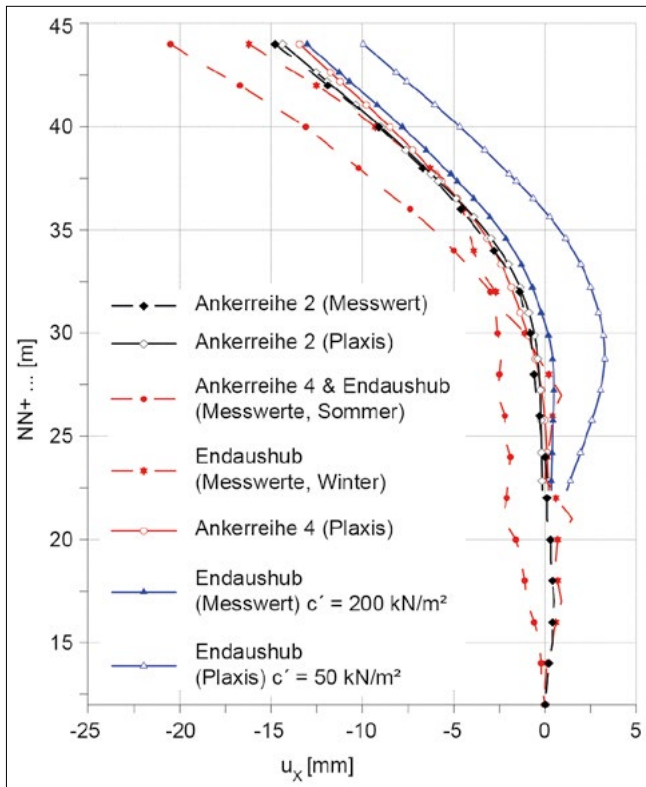


Bild 23: Gemessene horizontale Verschiebungen in Vergleich mit den Berechnungsergebnissen aus dem FE-Modell (Querschnitt 4–4) (Quelle: BAW)

Im Gegensatz zu den Messungen in-situ ermittelt das FE-Programm im letzten Aushubschritt eine Verformung der Bohrpfahlwand in Richtung Baugrube. Die Differenz zwischen Messung und Rechnung verringert sich, wenn für den Tonstein eine höhere Kohäsion von 200 kN/m² angesetzt wird, die als realer Kennwert wirklichkeitsnäher ist, als die für analytische Berechnungen angenommene abgeminderte Kohäsion von c' = 50 kN/m². Zusätzlich sind die Messungen von der jahreszeitlichen Temperatur beeinflusst, die bei den Berechnungen nicht berücksichtigt wurde.

5.2.2 Setzungen der Schachtschleuse

In Bild 24 sind die vertikalen Verformungen (Setzungen) der Schachtschleuse im Kammerbereich dargestellt. Für die Messungen wurde eine Korrektur aus dem Temperatureinfluss vorgenommen. Die Setzungen der Schachtschleuse beginnen mit der Inbetriebnahme der Wasserhaltung. Auf der baugrubenzugewandten Seite der Schachtschleuse tritt eine Setzung von 3 mm, auf der anderen Seite eine Setzung von 5 mm auf. Die daraus

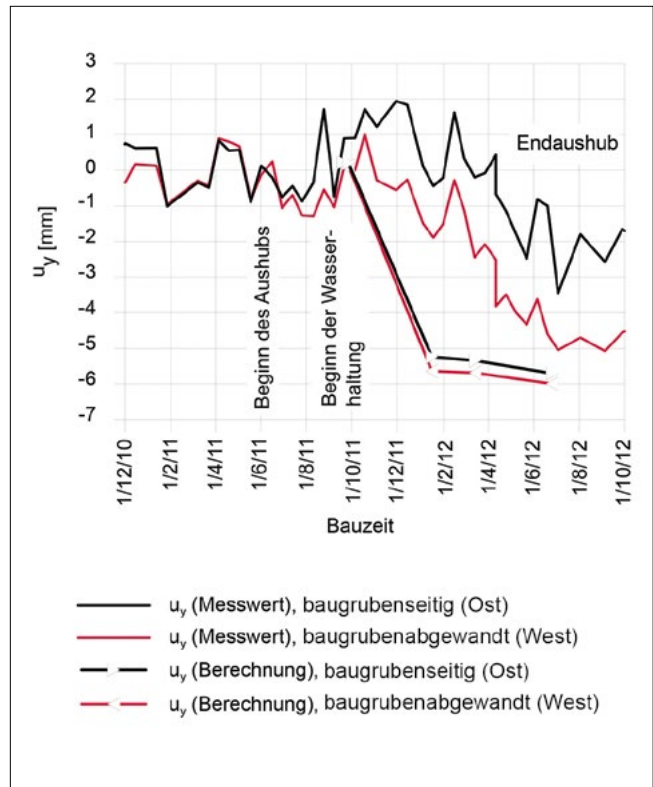


Bild 24: Gemessene vertikale Verschiebungen im Kammerbereich der Schachtschleuse im Vergleich mit den Berechnungsergebnissen aus dem FE-Modell (Quelle: BAW)

resultierende Verdrehung der Schachtschleuse von der Baugrube weg, kann in der Tendenz auch im FE-Modell beobachtet werden. Als Grund für die Verdrehung konnte der unterschiedliche Aufbau des Baugrundes westlich der Schleuse identifiziert werden, der in größeren Setzungen infolge der Grundwasserabsenkung resultiert.

5.2.3 Vertikale Verformungen der Baugrubensohle

Infolge des fortschreitenden Baugrubenaushubs werden zunehmende Hebungen der Baugrubensohle gemessen. Mit Beginn des Massivbaus wird das Maximum der Hebungen mit 23 mm im betrachteten Messquerschnitt erreicht. Mit dem Baufortschritt verringern sich dann die Messwerte wieder durch die von der zunehmenden Bauwerkslast induzierten Setzungen. Die numerische Nachberechnung zeigte mit 4 mm im Endaushub (12. Juli 2012) wesentlich geringere Hebungen der Baugrubensohle. Die in situ überproportionale Zunahme der Hebungen wird in Analogie zum Tunnelbau als Auftreten einer Zone mit stark gestörtem Fels infolge

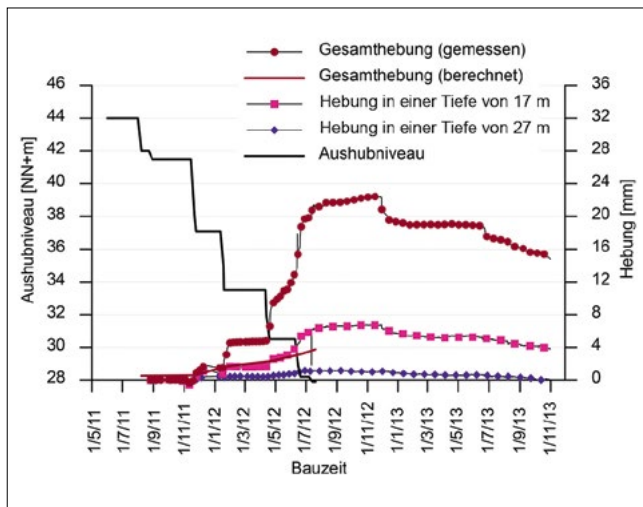


Bild 25: Vergleich der gemessenen Hebungen der Baugrubensohle im Messquerschnitt 4–4 mit den Berechnungsergebnissen (Quelle: BAW)

einer Öffnung interpretiert (excavation damaged zone (EDZ)). Die beschriebenen Messergebnisse und die Berechnungsergebnisse sind aus dem Diagramm in Bild 25 zu entnehmen.

5.2.4 Verformungen an den Baugrubenböschungen

Unabhängig von dem hier beschriebenen Messkonzept wurden beim Aushub der Baugrube das Trennflächensystem sowie die Klassifizierungsmerkmale des Tonsteins laufend überprüft. Da bei einem ungünstigen Verlauf des Trennflächengefüges entsprechende Sicherungsmaßnahmen veranlasst wurden, war die Standsicherheit der Baugrubenböschungen jederzeit gegeben. Eine flächenhafte Überwachung der 19 Baugrubenteilböschungen erfolgte durch geodätische Messungen. Die stichprobenartig mit Hilfe von Extensometern gemessenen Verformungen der Baugrubenböschung an zwei Stellen waren mit max. 2 mm sehr klein und sind in der Hauptsache auf den Einfluss der Lufttemperatur bzw. der Sonneneinstrahlung zurückzuführen. Ein Unterschied in den Messergebnissen zwischen der zweidimensionalen (MQ 3) und der dreidimensionalen Böschungsgeometrie (herauspringende Ecke, MQ 6) konnte nicht festgestellt werden.

6 Schlussbemerkungen

Das Ziel, die geotechnischen Risiken während der Bauzeit der Weserschleuse zu minimieren, wurde durch die Umsetzung eines umfangreichen und leistungsfähigen Messkonzepts erreicht. Während der Bauzeit wurden keine kritischen Anker- und Steifenkräfte, Grundwasserzuflüsse oder Verformungen beobachtet. Es kam auch zu keinen baustellenbedingten Unterbrechungen der Schifffahrt. Die Aufrechterhaltung der Funktionsfähigkeit eines so umfangreichen Messkonzepts über mehrere Jahre Bauzeit stellt für alle Beteiligten einen enormen Aufwand dar. Entscheidend für den Erfolg sind außer einer sorgfältigen Umsetzung des Messkonzepts auf der Baustelle eine genügende Anzahl redundanter Messungen, die kontinuierliche Pflege der Datenbank sowie die ständige Überprüfung und Wartung der Messanlage. Für die Interpretation und Nachrechnung, z. B. mit einem FE-Modell, muss der Bauablauf so genau dokumentiert sein, dass dieser einzelnen Messungen zugeordnet werden kann.

Die Nachberechnung der Messergebnisse für den Baugrubenaushub in einem numerischen Modell zeigt, dass die Kombination von messtechnischer Überwachung und gleichzeitiger Berechnung im numerischen Modell eine wertvolle Hilfe für das Verständnis und die Beurteilung der Bauwerks-Baugrund-Grundwasser-Interaktion für die betrachteten Bauwerke selbst und deren Umgebung sein kann.

7 Literatur

EAB (2006): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Baugruben“. EAB, 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Kauther, R.; Herten, M.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2013): Geotechnische und geohydraulische Aspekte beim Bau der Weserschleuse in Minden. In: GEOTECHNIK, September 2013, S. 137- 146.

Montenegro, H.; Kauther R. (2010): A Multi-Scale Approach for the Consideration of Spatial Groundwater Flow in the Stability Analysis of a Large Excavation Pit. In: Proceedings 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE 2010, June 2-4, Trondheim, Norway.

Montenegro, H.; Odenwald, B.; Kauther, R. (2013): Berechnung der Einwirkungen infolge Grundwasserströmung auf die Baugrube der neuen Weserschleuse Minden In: 9. Österreichische Geotechniktagung, 24.-25.01.2013, Messe Wien Congress Center. S. 397-408.

Mikkelsen, P. (2003): Advances in Inclinator Data Analysis. In: Proceedings Symposium on Field Measurements in Geomechanics, FMGM 2003, Oslo, Norway, September 2003.

Neumann, S. (2013): Messtechnik und Vermessung für den Neubau der Weserschleuse Minden. VDV Magazin, Heft 6/2013.

Odenwald, B.; Korsch, T. (2013): Grundwasserhaltung im klüftigen Fels für die Baugrube der neuen Weserschleuse Minden. In: bbr-Jahresmagazin 2013, S. 54-61.

Odenwald, B.; Montenegro, H. (2018): Neubau der Weserschleuse Minden – Optimierung des Baugrubenkonzeptes durch eine angepasste Grundwasserhaltung. In: **BAWMitteilungen** Nr. 104, S. 85-96.

Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2602 (2009): Ingenieurvermessung im Bauwesen, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Stand: 01/2009.

Neubau der Weserschleuse Minden

Optimierung des Baugrubenkonzeptes durch eine angepasste Grundwasserhaltung

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Dr.-Ing. Hector Montenegro,
Bundesanstalt für Wasserbau

Die Baugrube für die neue Weserschleuse Minden erforderte einen verformungsarmen Verbau an der Westseite aufgrund der benachbarten, während der Baumaßnahme im Betrieb befindlichen, ca. 100 Jahre alten Schachtschleuse. An der Ostseite war dagegen, wie bei der Erstellung der Schachtschleuse, eine geböschte Baugrube die einfachste Option. Um die Baugrube ohne Aussteifungen mit einer mehrfach rückverankerten Bohrpfahlwand auf der Westseite herstellen zu können, war es erforderlich, den auf die Bohrpfahlwand wirkenden Grundwasserdruck deutlich zu reduzieren. Die örtlichen Baugrundverhältnisse eines geschichteten Grundwasserleiters mit stark durchlässigen quartären Sandschichten unterlagert von einem mit der Weser hydraulischen in Verbindung stehenden Kluftgrundwasserleiter aus Tonstein erforderten eine vollständige Baugrubenumschließung zur Abtrennung des Grundwasserzuflusses im Lockergestein sowie eine Grundwasserabsenkung hinter der Bohrpfahlwand im Tonstein. Die Auslegung der Grundwasserabsenkanlage erfolgte auf Grundlage numerischer Berechnungen mittels detaillierter 3D-Grundwasserströmungsmodelle. Beim Aushub der Baugrube erfolgte zunächst eine aktive Grundwasserhaltung durch Pumpen mit automatischer Steuerung der Förderleistung zur exakten Einhaltung des Absenkziels. Da ein Anstieg des Grundwasserdrucks auf die Bohrpfahlwand den Verlust der Standsicherheit zur Folge hätte, waren umfangreiche Sicherheitsmaßnahmen erforderlich. Nach Erreichen der Endaushubtiefe der Baugrube wurde die Wasserhaltung auf einen vergleichsweise risikoarmen passiven Betrieb umgestellt, bei dem das in den Absenkbrunnen gefasste Grundwasser durch die Bohrpfahlwand in die Baugrube abgeführt wurde. Dadurch konnte der erforderliche

Überwachungsaufwand deutlich reduziert werden. Die zulässigen Grundwasserstände hinter der Bohrpfahlwand wurden während der gesamten Bauzeit nicht überschritten. Zur Fassung und Ableitung des Grundwassers, das über die Baugrubensohle, die Baugrubenböschungen auf der Ostseite und die passiv betriebenen Brunnen auf der Westseite zuströmt, wurde ein Dränagesystem an der Baugrubensohle erstellt. Dieses Dränagesystem diente zur Absenkung des Grundwasserdrucks unter der Sohle der Schleusenkammer und gleichzeitig zum Erreichen der Auftriebssicherheit durch das Gewicht der Kammerwände.

1 Das Wasserstraßenkreuz Minden

Mit dem Wasserstraßenkreuz Minden wurde Anfang des letzten Jahrhunderts ein Kreuzungsbauwerk zwischen Mittellandkanal (MLK) und Weser hergestellt, das selbst ein Jahrhundert nach seiner Fertigstellung sowohl in ästhetischer als auch in technischer Hinsicht beeindruckt. Der MLK kreuzt bei Minden in Westfalen das rund 3 km breite Wesertal. Der Auf- bzw. Abstieg für die Schifffahrt erfolgte bis zum Bau der neuen Weserschleuse Minden im Jahr 2017 über die zwischen 1911 und 1914 erbaute Schachtschleuse (Bild 1) und die Schleusen des Südabstiegs. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel mit NN+50,3 m rund 13 m über dem Mittelwasserstand der Weser (NN+37 m) und rund 10 m über dem umgebenden Gelände. Im Zuge der Anpassung der Mittelweser an größere Schiffseinheiten wurde das

Wasserstraßenkreuz Minden ausgebaut und die Schachtschleuse durch einen Neubau ersetzt. Der Neubau wurde östlich der bestehenden Schachtschleuse als Sparbuckenschleuse hergestellt. Planungsdaten für die neue Schleuse waren eine nutzbare Kammerlänge von 139 m, eine Kammerbreite von 12,5 m und eine Einfahrttiefe (Drempeltiefe) von 4 m.

Das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover, beauftragte die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe mit der Erstellung eines geotechnischen Berichtes und eines Grundwassergutachtens sowie mit der baubegleitenden Beratung. Bild 1 gibt einen Überblick über die örtlichen Gegebenheiten vor dem Bau mit der bestehenden Schachtschleuse, dem für die neue Weserschleuse vorgesehenen Baugelände sowie den angrenzenden Wasserflächen des MLK und der Weser.



Bild 1: Luftbild mit der bestehenden Schachtschleuse in Minden vor Beginn der Baumaßnahmen für die neue Weserschleuse (Quelle: WSV)

2 Anforderungen an die Baugrube

Für die Konzeption der Baugrube für die neue Schleuse wurden zunächst die Unterlagen über den Bau der Schachtschleuse gesichtet. Die im Jahre 1911 erstellte Gründung der Schachtschleuse bestand aus einer beidseits geböschten Baugrube im anstehenden Tonstein. Nach dem Bau der Schachtschleuse wurde das umliegende Gelände um ca. 10 m aufgefüllt und der obere Vorhafen des Mittellandkanals hergestellt. Für den Entwurf der

Baugrube der neuen Weserschleuse waren im Vergleich zum Bau der Schachtschleuse eine Reihe deutlich abweichender Randbedingungen zu beachten. Die Gründungssohle der neuen Schleuse befindet sich 3 m unterhalb der Sohle der Schachtschleuse. Sie liegt damit 23 m unter der Dammkrone des Kanalseitendamms am Oberhaupt bzw. 16 m unter der Geländeoberfläche am Unterhaupt. Die größte Herausforderung ergab sich aus der Lage der Baugrube für die neue Schleuse unmittelbar neben der ca. 100 Jahre alten Schachtschleuse mit deren oberen und unteren Vorhäfen. Der Schiffsverkehr durch die Schachtschleuse musste während der gesamten Bauzeit aufrechterhalten werden und durfte deshalb durch den Aushub der benachbarten Baugrube nicht beeinträchtigt oder gefährdet werden.

Eine weitere Vorgabe war der Schutz der Baugrube gegen ein 100-jährliches Hochwasser der Weser. Für die daraus resultierenden erhöhten Druckbeanspruchungen aus Oberflächen- und Grundwasser war die Standsicherheit der Baugrubenumschließung in der vorübergehenden Bemessungssituation nachzuweisen. Da die Baugrubenumschließung unmittelbar an die Wasserflächen des oberen und des unteren Vorhafens angrenzte, war zusätzlich ein weiterer Grundwasseranstieg infolge Undichtigkeiten in der 18 m über der Baugrubensohle liegenden Kanaldichtung des oberen Vorhafens sowie infolge Leckagen durch Schiffsanfahrung der Uferspundwand nach MSD (2005) zu berücksichtigen. Für diese außergewöhnliche Bemessungssituation musste die Standsicherheit des Baugrubenverbaus ebenfalls nachgewiesen werden.

3 Baugrund- und Grundwasser- verhältnisse

Eine ausführliche Beschreibung der Erkundungsmaßnahmen zur Erfassung der Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Schleusenanlage sowie zur Charakterisierung der maßgebenden bodenmechanischen Kenngrößen geben Kauther et al. (2013). Der Baugrund im Bereich der Baugrube kann vereinfacht in drei Schichten unterteilt werden. Direkt unter der Geländeoberkante stehen in einer Schichtmächtigkeit von bis zu 12 m Auffüllungen aus dem Aushub der Schachtschleuse und natürlichen Böden der Umgebung an. Diese werden von

Auelehmschichten in geringer Schichtdicke sowie Sanden und Kiesen mit überwiegend großer Lagerungsdichte in einer Schichtmächtigkeit bis zu 3,5 m unterlagert. Die quartäre Schicht der Sande und Kiese stellt einen aus Lockergesteinen bestehenden Porengrundwasserleiter dar. Die Durchlässigkeit der quartären Sedimente im Bereich der neuen Baugrube wurde in einer Größenordnung von $k = 10^{-3}$ m/s ermittelt. Die Durchlässigkeit der Auffüllungen variiert entsprechend der verbrachten Bodenmaterialien zwischen 10^{-3} m/s und 10^{-6} m/s. Unter den quartären Schichten folgen tertiäre Tonsteine, deren Schichtmächtigkeit bis zur Endteufe der Baugrundaufschlüsse reicht. Die Oberkante des Tonsteins fällt flach zur Weser hin ab. Der Tonstein gehört zu den veränderlich festen Gesteinen und besitzt ein ausgeprägtes orthogonales Trennflächensystem. Dieses besteht aus der flach einfallenden Schichtung und steilen Klüftflächen mit Neigungen zwischen 45° und 90° . Zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit des Tonsteins wurden im Rahmen der Baugrunderkundung in vier Aufschlussbohrungen in jeweils zwei Höhenlagen Wasserdruckversuche (WD-Tests) durchgeführt wurden. Die Auswertung der WD-Tests ergab eine Gebirgsdurchlässigkeit von im Mittel ca. $k = 2 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Das Grundwasser strömt großräumig von Westen zur Weser, die den regionalen Hauptvorfluter darstellt. Weserhochwässer können einen erheblichen Grundwasserstandsanstieg in den quartären Sedimenten erzeugen. Im grundwassergesättigten Tonstein bewirken Weserhochwässer eine rasche Erhöhung der Porenwasserdrücke, die bis in große Entfernung reicht. Damit besteht sowohl über die durchlässigen Quartärsedimente als auch über den geklüfteten Tonstein eine gute hydraulische Verbindung zur Weser.

4 Baugrubenkonzept

Der Entwurf der Baugrube für die neue Schleuse erfolgte auf Grundlage einer Machbarkeitsstudie, in der verschiedene Baugrubenkonzepte hinsichtlich ihrer Kosten und der Sicherheit der Ausführung bewertet wurden. Auf der Westseite der Baugrube war ein vergleichsweise steifer Verbau erforderlich, um die bestehende Schachtschleuse vor schädlichen Verformungen infolge des Baugruben-

aushubs zu schützen. Deshalb wurde eine rückverankerte Bohrpfahlwand an dieser Baugrubenseite vorgesehen. Vorberechnungen ergaben jedoch, dass eine rückverankerte Verbauwand aufgrund des zu berücksichtigenden hohen Grundwasserstands hinter der Bohrpfahlwand und der im Tonstein begrenzten zulässigen Gebrauchskraft der Anker von maximal 1.000 kN kaum zu realisieren war. An der östlichen Baugrubenseite hingegen erwies sich aufgrund der Standfestigkeit des Tonsteins eine geböschte Baugrube, analog zum Bau der Schachtschleuse, als machbar. Die Alternative einer mehrlagig aussteiften Baugrube wäre zwar eine robuste Lösung, allerdings nicht nur wirtschaftlich sondern vor allem baubetrieblich erheblich aufwändiger als die aussteifungsfreie Variante. Voraussetzung für diese Vorzugsvariante war jedoch eine Begrenzung des Grundwasserdrucks auf die verankerte Bohrpfahlwand.

Um dies zu erreichen war es notwendig, sowohl die Grundwasserzuströmung zur Baugrube in den gut durchlässigen quartären Schichten zu beschränken als auch das Grundwasserpotenzial im klüftigen Fels hinter der Bohrpfahlwand abzusenken. Hierbei war der erhöhte Grundwasserzufluss infolge Weserhochwasser zu berücksichtigen. Der Grundwasserzufluss in den durchlässigen quartären Schichten wurde durch eine bis in den Tonstein reichende Baugrubenumschließung unterbunden. Als Dichtelemente dienten die im Tonstein gegründete Schachtschleuse auf der Westseite, die Spundwände der Fangedämme für die zukünftige Mole und für die Schutzbauwerke im oberen und unteren Vorhafen, die neue Uferspundwand des Bauhafens auf der Ostseite sowie eine temporäre Spundwand für den Lückenschluss zwischen Bauhafen und oberem Schutzbauwerk (Bild 2).

Zur Absenkung des Grundwasserpotenzials im Tonstein wurde vom Planer eine wasserdurchlässige Bohrpfahlwand empfohlen. Dabei sollte die erforderliche hydraulische Durchlässigkeit der Verbauwand durch Primärpfähle aus hochdurchlässigem Dränbeton und die erforderliche Steifigkeit des Verbaus durch verankerte Sekundärpfähle aus Beton realisiert werden. Dränbeton ist ein Spezialbeton, der für Fertigteile und auch als Ortbeton insbesondere im Straßenbau zur Entwässerung eingesetzt wird. Im Gegensatz zu Normalbeton sind die Haufwerksporen der groben Gesteinskörnung nicht mit Mörtel ausgefüllt, sondern es ist nur eine ausreichende Menge an Feinmörtel vorhanden, um die Gesteinskörner

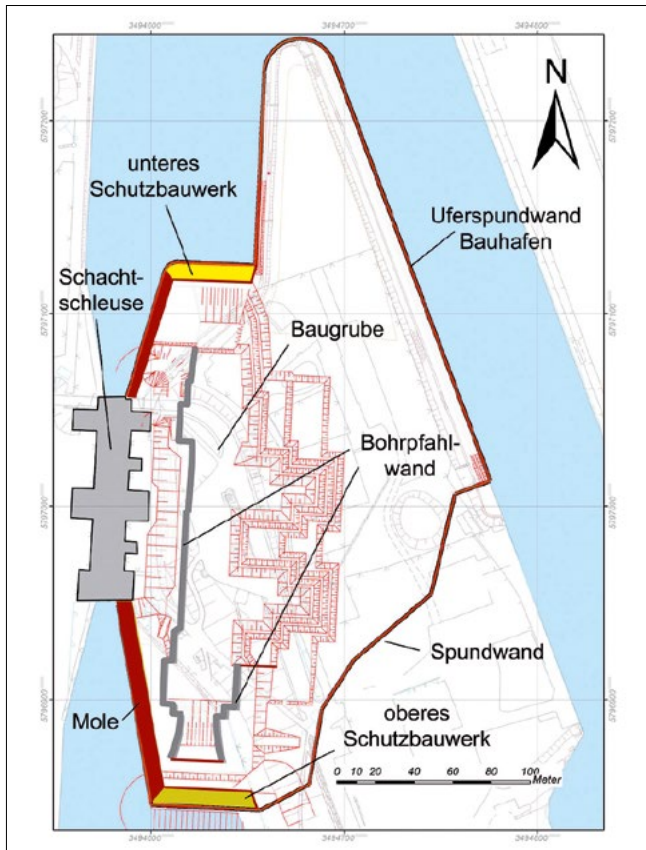


Bild 2: Lageplan der Baugrube mit Baugrubenumschließung

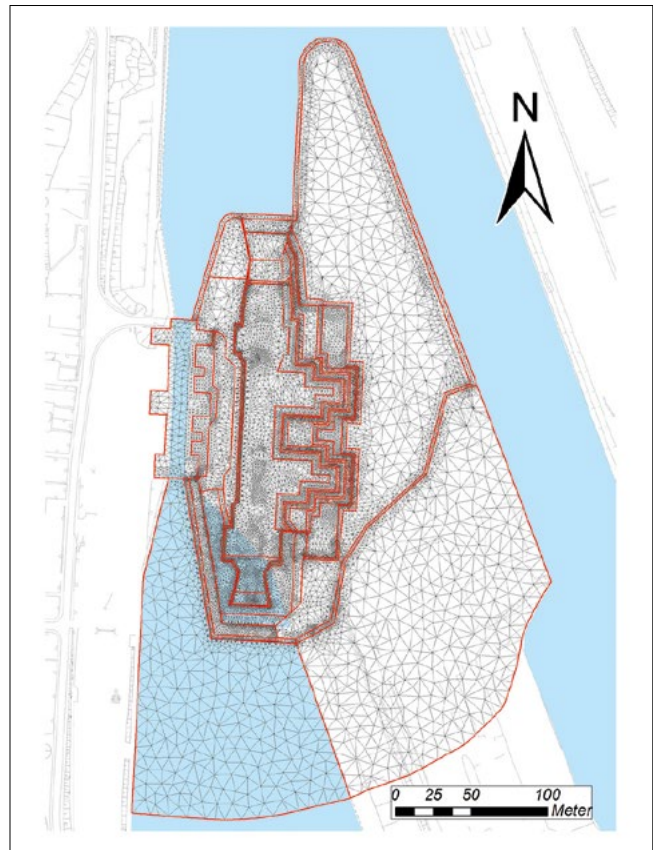


Bild 3: FE-Grundwasserströmungsmodell für den Baugrubenbereich

miteinander zu verkitten. Im Beton verbleibt ein vernetztes Hohlraumsystem, das die Wasserdurchlässigkeit sicherstellt. Die durchgeführten Berechnungen zeigten, dass bei ausreichender Durchlässigkeit der Bohrpfahlwand durch den Grundwasserabfluss in die Baugrube eine ausreichende Reduzierung des Grundwasserdrucks erzielt werden kann.

5 Grundwassermodellierung

Die Nachweise der Verträglichkeit der Verformungen für die Schachtschleuse sowie der Standsicherheit der Bohrpfahlwand und der Baugrubenböschungen erforderten Berechnungen der Grundwasserströmung und der Porenwasserdrücke. Aufgrund der komplexen Baugrubengeometrie sowie der geohydraulischen Bedingungen mit zwei Grundwasserleitern unterschiedlicher Durchlässigkeit wurden Finite Elemente Grundwasserströmungsrechnungen mit unterschiedlicher räumlicher Auflösung

durchgeführt. Die Grundwasserströmung zur Baugrube mit der angesetzten, wasserdurchlässigen Bohrpfahlwand auf der Westseite wurde in einem 3D-Modell mit vergleichsweise hoher räumlicher Auflösung abgebildet (Bild 3). Einen Eindruck der komplexen räumlichen Bearbeitung des 3D-Grundwasserströmungsmodells für den Bereich der Baugrube vermittelt Bild 4. Auf Grundlage dieses Grundwassermodells wurden auch die Auswirkungen außergewöhnlicher Bemessungssituationen auf die Grundwasserverhältnisse untersucht, die z. B. eine

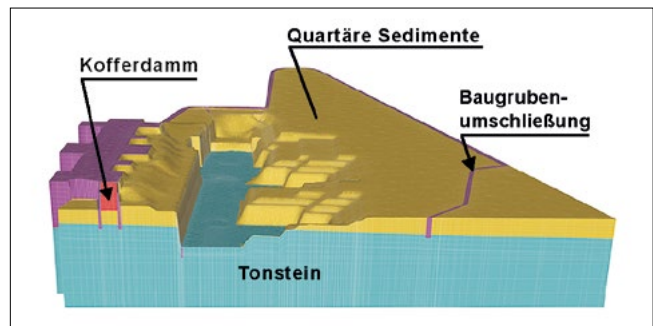


Bild 4: Schnitt durch das Grundwasserströmungsmodell für den Baugrubenbereich

Schiffshavarie an der Mittelmole im oberen Vorhafen mit einer daraus resultierenden Undichtigkeit der Uferspundwand berücksichtigt.

Basierend auf den Ergebnissen der 3D-Grundwasserströmungsberechnungen wurden die Porenwasserdruckverteilungen in den einzelnen Berechnungsschnitten der Baugrube für die unterschiedlichen Bemessungssituationen ermittelt. Die Porenwasserdrücke wurden als Einwirkungen in den Nachweisen der Tragfähigkeit der Bohrpfahlwand und der Standsicherheit der Baugrubenböschungen auf der Ostseite der Baugrube berücksichtigt (Montenegro und Kauther, 2010; Montenegro und Odenwald, 2009).

6 Anpassung des Baugrubenkonzeptes

Für die Herstellung der Primärsäulen der wasserdurchlässigen Bohrpfahlwand war vorgesehen, den Dränbeton jeweils nach Abpumpen des Grundwassers in leere Bohrungen einzufüllen. Erforderliche Optimierungen sollten im Rahmen einer vorab herzustellenden Probewand durchgeführt werden. Dafür wurde ein umfangreiches Untersuchungsprogramm aufgestellt, das Kamerabefahrungen nach Auspumpen des Bohrlochs, Messung des Grundwasseranstiegs, Flowmeterbefahrung, Entnahme von Kernproben innerhalb der Primärpfähle sowie im Überschneidungsbereich vorsah. Während der Herstellung der Probewand herrschten Hochwasserstände in der Weser, die erhöhte Grundwasserzuflüsse in das abgepumpte Bohrloch zur Folge hatten. Die ausgegrabenen Probepfähle und auch die Bohrkernproben zeigten, dass es beim Einbringen des Dränbetons zur Entmischung von Zementleim und Zuschlag gekommen war. Es wurden Bereiche vorgefunden, die nahezu nur aus Zuschlag bestanden und andere Bereiche, in denen es zu einer Anreicherung von Zementleim gekommen war, was die Durchlässigkeit erheblich herabsetzte (Bild 5).

Es wurde offensichtlich, dass die mangelhafte Qualität der Dränpfähle durch einen hohen Grundwasserzustrom zur Bohrung verursacht wurde. Zur Überprüfung der Durchlässigkeit des Tonsteins wurden drei zusätzliche Bohrungen im Tonstein abgeteuft und darin insgesamt



Bild 5: Kernproben aus einem Probebohrpfahl aus Dränbeton

zehn geohydraulische Tests (Bohrlochversuche) mit Einfachpackern in verschiedenen Bohrlochabschnitten durchgeführt. Die hier als Slug-Tests und Injektionstests mit konstanter Fließrate ausgeführten geohydraulischen Tests ermöglichen eine vollständige Auswertung der in-stationären Grundwasserdruck- und Durchflussmessungen und damit eine wesentlich zuverlässigere Ermittlung der Durchlässigkeit von Fels (s. Hekel und Odenwald, 2012).

Zusätzlich wurden die Bohrungen zu Entnahmebrunnen ausgebaut und darin Pumpversuche durchgeführt. Pumpversuche sind aufgrund der längeren Versuchsdauer und der zumeist größeren Versuchsstrecke i. A. geeigneter, um die großräumigen Durchlässigkeitsverhältnisse zu charakterisieren. Bohrlochversuche ermöglichen dagegen eine höhendifferenzierte, kleinräumigere Ermittlung der Durchlässigkeiten. In diesem Fall ergab sich jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen den aus den Bohrlochversuchen und den aus den Pumpversuchen ermittelten Durchlässigkeiten des Fels von ca. $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s, die damit deutlich über der aus den WD-Tests ermittelten Durchlässigkeit lag. Diese auf den hohen Durchtrennungsgrad der Schicht- und Kluftflächen im Tonstein zurückzuführende, relativ hohe Gebirgsdurchlässigkeit war zusammen mit dem Weserhochwasser ursächlich für den erhöhten Grundwasserzustrom zu den Bohrungen der Probewand. Da unter diesen Randbedingungen das Herstellungsverfahren nicht kurzfristig angepasst werden konnte, um die geforderte Dränbetonqualität zu gewährleisten, konnte die Baugrubenvariante mit der durchlässigen Bohrpfahlwand nicht realisiert werden.

Angesichts der grundsätzlichen Vorteile einer durchlässigen Bohrpfahlwand zur Reduzierung der Grundwasserdruckbeanspruchung wurde zwischenzeitlich von der BAW ein Forschungs- und Entwicklungsvorhaben

initiiert, in dem die spezifischen Bedingungen für die Herstellung von Dränbetonpfählen systematisch untersucht werden. Aufgrund der im Vergleich zu gefügedichtem Beton wesentlich größeren Oberfläche kommt dem Widerstand des Frischbetons gegenüber einem Auswaschen des Zementleims beim Einbau unter Wasser eine zentrale Bedeutung zu. Hierfür werden Empfehlungen zum Einbau und den geotechnischen Randbedingungen formuliert, darauf abgestimmte Rezepturen für die Betonzusammensetzung erarbeitet sowie geeignete Konzepte für Eignungsprüfung und Qualitätssicherung entwickelt.

Um das Baugrubenkonzept soweit wie möglich beizubehalten, wurde anstelle der wasserdurchlässigen Bohrpfahlwand eine herkömmliche, überschnittene Bohrpfahlwand aus wasserdichten Primär- und Sekundärsäulen gewählt. Dabei wurde jedoch zur erforderlichen Reduzierung des Grundwasserdrucks auf die Bohrpfahlwand im Tonstein eine Grundwasserabsenkanlage hinter der Bohrpfahlwand vorgesehen. Das Absenkziel wurde so gewählt, dass die ursprünglich für die Variante mit der durchlässigen Bohrpfahlwand berechneten Grundwasserstände hinter der Bohrpfahlwand nicht überschritten wurden. Die Bemessung, die Erstellung und der Betrieb der Grundwasserabsenkanlage werden nachstehend detailliert erläutert. Durch diese, den Grundwasserdruck reduzierenden Maßnahmen konnte die Baugrube durch eine vierfach rückverankerte, überschnittene Bohrpfahlwand auf der Westseite und eine geböschte Baugrube auf der Ostseite hergestellt werden. Die Entwässerung der Baugrubenböschungen im Fels erfolgte über Entspannungsbohrungen in zwei Lagen. Bild 6 zeigt einen charakteristischen Querschnitt durch die Baugrube der neuen Schleuse und die benachbarte Schachtschleuse.

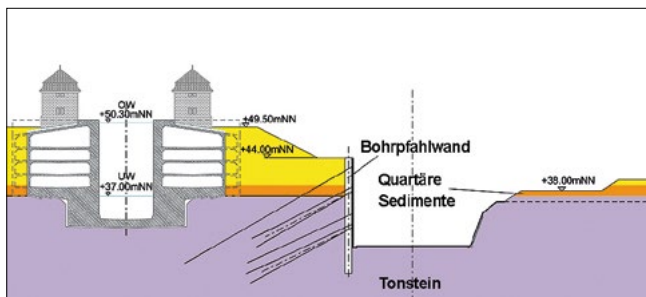


Bild 6: Charakteristischer Querschnitt durch die Baugrube der neuen Schleuse und die benachbarte Schachtschleuse

7 Grundwasserabsenkanlage

7.1 Betriebsarten

Prinzipiell bestanden zwei Möglichkeiten, den Grundwasserdruck hinter der Bohrpfahlwand zu reduzieren. Entweder erfolgt die Grundwasserabsenkung aktiv durch eine Brunnenanlage hinter der Bohrpfahlwand oder passiv durch Ableitung des Grundwassers in die Baugrube unter Ausnutzung des Potenzialunterschieds vor und hinter der Bohrpfahlwand. Hierfür ist eine Durchleitung des anströmenden Grundwassers durch die Bohrpfahlwand erforderlich. Der Passivbetrieb weist jedoch einen erheblichen Sicherheitsvorteil gegenüber dem Aktivbetrieb auf, da sich keine unzulässigen Grundwasserdrücke infolge eines Ausfalls der Pumpen hinter der Bohrpfahlwand einstellen können. Der beim Aktivbetrieb erforderliche, erhöhte Aufwand zur Sicherstellung der erforderlichen Grundwasserabsenkung (z. B. redundantes Pumpensystem, ständige Überwachung der Grundwasserstände) wird beim Passivbetrieb nicht benötigt. Aus baubetrieblichen Gründen war jedoch eine passive Grundwasserhaltung während des Aushubs mit Ableitung des Grundwassers durch die Bohrpfahlwand jeweils auf der Höhe des aktuellen Aushubniveaus aufgrund des dafür erforderlichen Aufwands nicht sinnvoll. Deshalb wurde entschieden, bis zum Erreichen der Endaushubtiefe eine aktive Grundwasserhaltung hinter der Bohrpfahlwand zu betreiben und danach auf eine passive Grundwasserhaltung umzustellen. Zusätzlich musste die gegenseitige Beeinflussung des Aktivbetriebs der Absenkbrunnen durch die mit dem Baugrubenaushub fortschreitende Ankerherstellung der Bohrpfahlwand berücksichtigt werden.

7.2 Dimensionierung

Die Grundwasserabsenkanlage wurde so dimensioniert, dass der in den statischen Berechnungen für die Bohrpfahlwand angesetzte Grundwasserdruck mit ausreichender Sicherheit nicht überschritten wird. Dabei wurde der Querschnitt 4 (QS 4) zugrunde gelegt, da hier der geringste Wasserdruck in der Statik für die Bohrpfahlwand angesetzt wurde. Sowohl im Aktiv- als auch im Passivbetrieb der Anlage wurde ein erhöhter Grundwasserzufluss infolge eines 100-jährlichen Hochwassers in der Weser berücksichtigt. Im Aktivbetrieb wurde zusätzlich

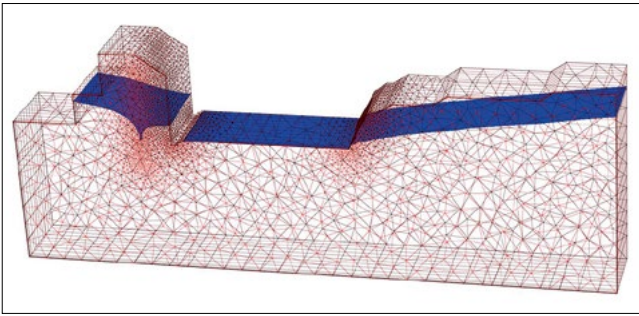


Bild 7: 3D-Detailmodell zur Dimensionierung der Grundwassererhaltung mit Grundwasseroberfläche bei aktiver Wasserhaltung

der Ausfall bzw. die Abschaltung einzelner Pumpen für die Auslegung der Brunnenabstände zugrunde gelegt. Grundlage für die Auslegung der Grundwasserabsenkanlage war der mit dem numerischen 3D-Grundwasserströmungsmodell (Bild 3) berechnete Zustrom zur Baugrube. Die detaillierte Ermittlung der Grundwasserdruckverteilung auf die Bohrpfahlwand beim Betrieb der Absenkanlage erfolgte auf Grundlage eines 3D-Detailmodells, mit dem die Grundwasserströmung senkrecht zur Bohrpfahlwand abgebildet wurde. Aufgrund angenommener Symmetrieebenen für die Grundwasserströmung entsprach dabei die Modellbreite lediglich dem halben

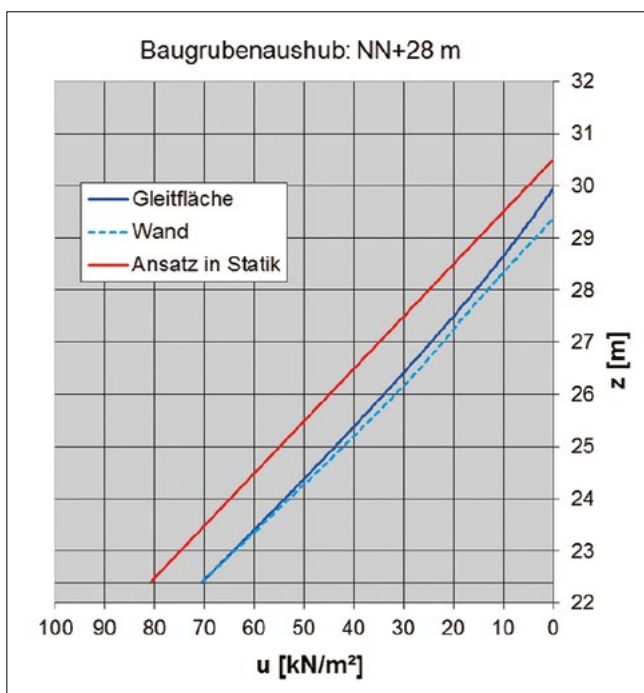


Bild 8: Grundwasserdruckverteilung auf die Bohrpfahlwand beim Endaushub der Baugrube und Aktivbetrieb der Absenkanlage unter Berücksichtigung eines Pumpenausfalls

Brunnenabstand (Bild 7). Zur Dimensionierung der Absenkanlage wurden der Brunnenabstand verringert und der Brunnendurchmesser erhöht, bis eine ausreichende Reduzierung des Grundwasserdrucks auf die Bohrpfahlwand in der maßgebenden Strömungsebene zwischen zwei benachbarten Brunnen ermittelt wurde. Das Diagramm in Bild 8 zeigt exemplarisch die Grundwasserdruckverteilung auf die Bohrpfahlwand beim Endaushub der Baugrube während des Aktivbetriebs der Absenkanlage unter Berücksichtigung eines Pumpenausfalls sowie die Grundwasserdruckverteilung auf die angenommene Gleitfläche und die in der Statik angesetzte hydrostatische Wasserdruckverteilung.

Die Berechnungen für die Ermittlung der Grundwasserdrücke auf die Bohrpfahlwand beim Passivbetrieb der Grundwasserabsenkanlage wurden analog zu den Berechnungen für den Aktivbetrieb mittels numerischer 3D-Detaillmodelle für die Grundwasserströmung senkrecht zur Bohrpfahlwand durchgeführt. Die für den Passivbetrieb berechneten Wasserdrücke lagen allerdings deutlich unter den in der Statik für die Bohrpfahlwand angesetzten Grundwasserdrücken, da für die Auslegung der Brunnen im Passivbetrieb kein Ausfall von Entnahmekbrunnen berücksichtigt werden musste.

Unter Berücksichtigung der o. g. ungünstigen Randbedingungen ergaben die Berechnungen einen maximalen Abstand der Brunnen von 8 m sowie eine Gesamtanzahl von 35 Brunnen. Bild 9 zeigt die Herstellung der hinter der Bohrpfahlwand angeordneten Absenkbrunnen mit den durch Betonringe gesicherten Brunnenköpfen.



Bild 9: Herstellung der Absenkbrunnen

7.3 Aktivbetrieb

Auf Grundlage der Ergebnisse der geohydraulischen Erkundung und der darauf basierenden numerischen Strömungsberechnungen wurde der bereichsweise unterschiedliche Grundwasserandrang zu den Brunnen berechnet. Diese Differenzierung nach unterschiedlichem Grundwasserandrang erlaubte den Einsatz mehrstufiger Unterwassermotorpumpen unterschiedlicher Leistung. Geregelt wurde die Pumpleistung über Frequenzumrichter, um den vorgegebenen Soll-Wasserstand von NN+27 m bei geringstmöglicher Leistungsaufnahme konstant zu halten. Eine technisch einfachere Niveausteu- erung, die nur zwei Pumpenbetriebszustände ansprechen kann (Volllast/Aus), würde steuerungsbedingt zu starken Schwankungen im Bereich des Soll-Wasserstandes führen. Darüber hinaus konnte durch die Pumpensteuerung mittels Frequenzumrichter der Stromverbrauch der Anlage im Vergleich zu niveaugesteuerten Pumpen deutlich reduziert werden. Die Steigleitungen der einzelnen Tauchpumpen wurden jeweils an eine – aus Redundanzgründen zweizügig ausgebaute – Sammel- leitung angeschlossen. An jedem Brunnenkopf wurde die Pumpenförderrate durch magnetisch induktive Messung erfasst. Die Ableitung des aus den Brunnen geförderten Grundwassers erfolgte über die Sammelleitungen in das Unterwasser der Schleusenanlage.

Als zentrale Steuerung wurde eine SPS (speicherpro- grammierbare Steuerung) eingesetzt (Bild 11). Über die SPS, die ihre Steuerinformationen von den Niveausonden in den Brunnen erhielt, wurden die Frequenzumrichter und damit die Leistung der Brunnenpumpen geregelt. Die SPS wurde mit einem PC zur Anlagenüberwachung im Steuerungs-Container verbunden. Der PC diente zur Anzeige von Informationen (Visualisierung), zur Bedie- nung der Anlage auf der Baustelle (Sollwertverstellung, Starten und Stoppen der Anlage, Bedienung einzelner An- triebe) und zur Datenaufzeichnung (Betriebsprotokoll, Ganglinien) sowie zum Senden von Alarmmeldungen als SMS auf die Mobiltelefone der Projektbeteiligten und des zuständigen Wartungspersonals und zum Versenden von automatisch generierten Störungsmeldungen via E-Mail- Benachrichtigungen (Odenwald und Korsch, 2013).

Da ein Ausfall der Wasserhaltungsanlage die Standsi- cherheit der Bohrpfahlwand gefährdet hätte, wurden hohe Anforderungen an die Anlagensicherheit gestellt.

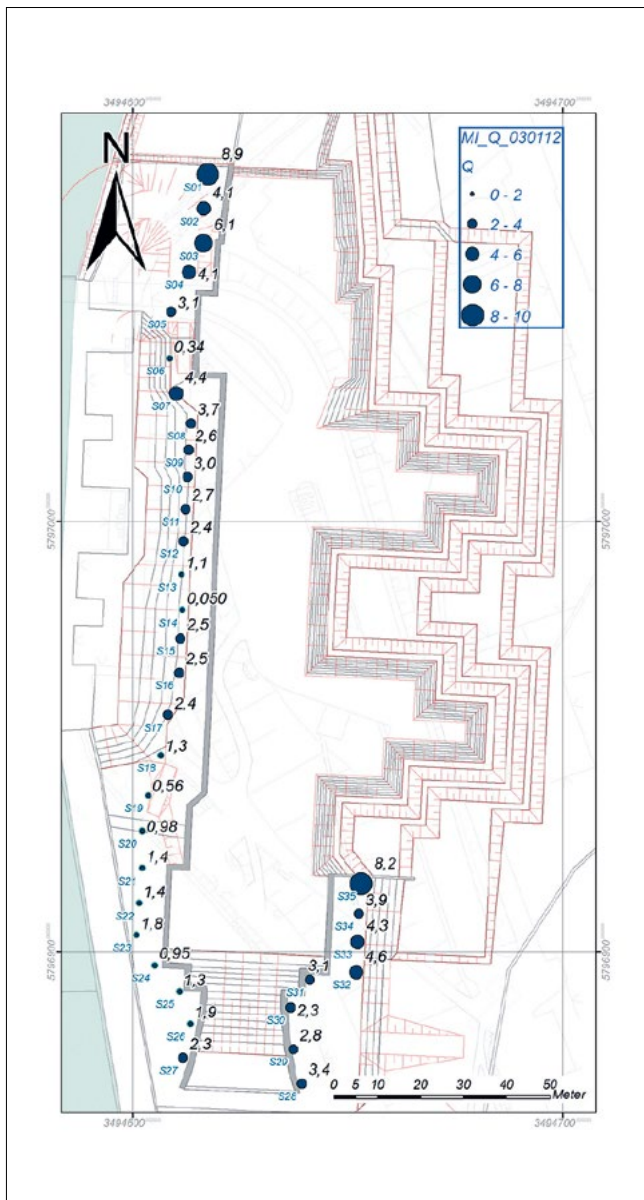


Bild 10: Anordnung und Förderraten [m³/h] der Absenkbunnen im Aktivbetrieb

Die Anordnung der Wasserhaltungsbrunnen sowie die Entnahmeraten der Pumpen während des Aktivbetriebs unmittelbar vor Erreichen der Endaushubtiefe der Baugrube sind in Bild 10 dargestellt. Die ungleichmäßigen Entnahmeraten weisen auf etwas größere Zuflüsse im nördlichen Bereich hin, was aufgrund des nahen unge- dichteten unteren Vorhafens plausibel ist. Die östlichen Entnahmebrunnen S28 – S35 weisen ebenfalls höhere Entnahmeraten auf, was auf das vergleichsweise große Einzugsgebiet dieser 8 Brunnen im Vergleich zu den 27 Brunnen auf der westlichen Seite zurückzuführen ist.



Bild 11: Steuerungsanlage für den Betrieb der Wasserhaltung

Um die Wahrscheinlichkeit eines Ausfalls der Wasserhaltungsanlage zu minimieren wurden zahlreiche Sicherheitsmaßnahmen getroffen:

- Einrichtung eines von der Baustromversorgung unabhängigen Stromkreises mit Stromhauptverteilung und Unterverteilung ausschließlich für die Wasserhaltung,
- zwei voneinander unabhängige Spannungsquellen (öffentliches Netz und Notstromaggregat),
- automatische Lastumschaltung bei Ausfall der ersten Energiequelle bei vollständiger Lastübernahme,
- Fernbedienung der Anlage mittels PC oder Smartphone in jeglichem Betriebszustand, zu jeder Zeit und von jedem Ort,
- bei Pumpenausfall automatische Leistungssteigerung der Pumpen benachbarter Brunnen,
- optische und akustische Signalanlagen mit Pufferbatterie zur Meldung eines Pumpenausfalls oder bei Überschreitung des Meldewasserstandes,
- Aufzeichnung und Echtzeitüberwachung der Förderrate in den einzelnen Brunnen sowie der Gesamtförderrate mittels magnetisch-induktiver Durchflussmessung zur fortlaufenden Kontrolle und ggf. Alarmgenerierung,
- Aufzeichnung und Echtzeitüberwachung des Wasserstandes in zusätzlichen, mit Porenwasserdrucksensoren ausgestatteten, zwischen den Brunnen und der Bohrpfahlwand angeordneten Grundwassermessstellen,
- automatisiertes Meldesystem mit Fernübertragungsfunktion für jegliche Anlagenstörungen oder Soll-

- Wert-Abweichungen (Benachrichtigung an die Projektbeteiligten per SMS und E-Mail),
- tägliche Auswertung der aufgezeichneten Werte (Wasserstände in den Brunnen, Wasserstände in den Grundwassermessstellen zwischen Brunnen und Bohrpfahlwand, Pumpenlaufzeiten, Fördermengen jedes einzelnen Brunnens, Leistungsaufnahme der Anlage, Notstromeinsatz),
- zweizügige Druckrohrleitungen von den Pumpen bis zur Einleitstelle (dadurch rascher Wechsel der Pumpen bei Bedarf sowie Wartung der Ablaufleitung ohne Beeinflussung der restlichen Wasserhaltungsanlage möglich),
- Verlegung der Ablaufleitungen unter Flur in frostsicherer Tiefe (um Beschädigungen durch den Bauablauf zu vermeiden sowie zur Kostenminimierung der Wintersicherung),
- Wintersicherung der oberirdisch verbauten, wasserführenden Armaturen und Leitungen mittels Begleitheizband und Isolierung,
- klimatisierter Steuerungs-Container,
- getrenntes Verlegen von Strom- und Steuerkabeln jeweils in Schutzrohren in Arbeitsbereichen unter Flur.

7.4 Aktivbetrieb während der Ankerherstellung

Die erforderliche Rückverankerung der Bohrpfahlwand erfolgte fortschreitend mit dem Baugrubenaushub während des Aktivbetriebs der Wasserhaltungsanlage. Vorab durchgeführte Strömungsberechnungen ergaben, dass bei Herstellung von Ankern, die unmittelbar neben einem in Betrieb befindlichen Brunnen angeordnet sind, durch die Brunnenzuströmung die Gefahr eines Eintrags von Verpressmaterial in den Brunnenfilter besteht. Dies könnte sowohl die Ankerherstellung (Abminderung der Kraftübertragung zwischen Boden und Verpresskörper) als auch den Brunnenbetrieb (Abnahme der hydraulischen Durchlässigkeit des Brunnenfilters) beeinträchtigen. Deshalb wurden bei der Herstellung von unmittelbar an Brunnen angrenzenden Ankern die Pumpen in diesen Absenkbunnen jeweils bis zum hinreichenden Aushärten der Verpresskörper (ca. ein Tag) außer Betrieb genommen. In Bild 12 sind die in den Brunnen aufgezeichneten Wasserstände exemplarisch für einen Zeitraum von 10 Tagen dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass bis zum Abschalten einzelner Pumpen (23. – 27.02.2012) die Wasserstände

in sämtlichen Brunnen (B1 – B35) nahezu exakt auf dem Zielwasserstand von NN+27 m gehalten wurden.

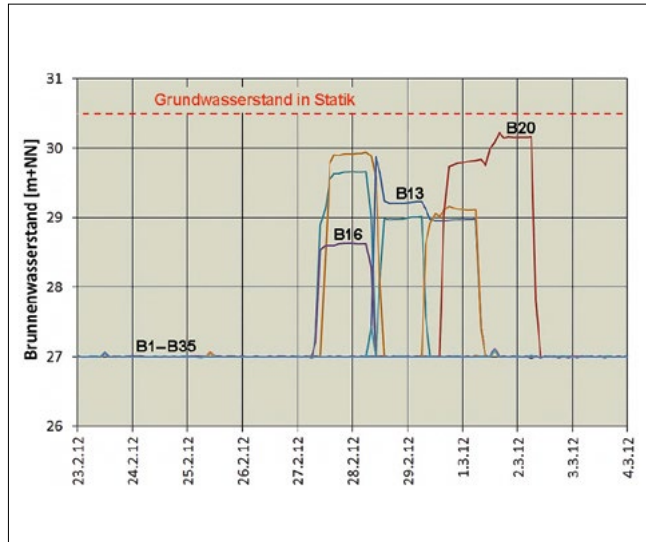


Bild 12: Brunnenwasserstände während der Ankerherstellung

Danach ist ein rascher Anstieg der Wasserstände in einzelnen Absenkbunnen (z. B. B16, B13, B20), deren Pumpen während der Ankerherstellung abgestellt wurden, zu erkennen. Durch die automatische Regelung der benachbarten, noch im Betrieb verbliebenen Pumpen stieg dort die Entnahmerate an. Dadurch konnten die Wasserstände in den Brunnen, in denen die Pumpen abgestellt wurden (und damit die Grundwasserstände hinter der Bohrpfahlwand), stets unter dem in der Statik für die Baugrubenwand angesetzten Wert von NN+30,5 m gehalten werden.

7.5 Passivbetrieb

Um die beim Aktivbetrieb der Wasserhaltungsanlage erforderlichen, umfangreichen Sicherheitsmaßnahmen reduzieren zu können, wurde die Grundwasserhaltung nach Erreichen der Endaushubtiefe der Baugrube auf einen vergleichsweise risikoarmen, passiven Betrieb umgestellt. Dazu wurden Schrägbohrungen von der Baugrubensohle durch die Bohrpfahlwand bis zu einem in den Absenkbunnen unterhalb des Brunnenrohres angeordneten Kiesfilters ausgeführt und mit einer Verrohrung versehen. Durch die Ableitung des durch die Brunnen gefassten Grundwassers über die Entlastungsbohrungen

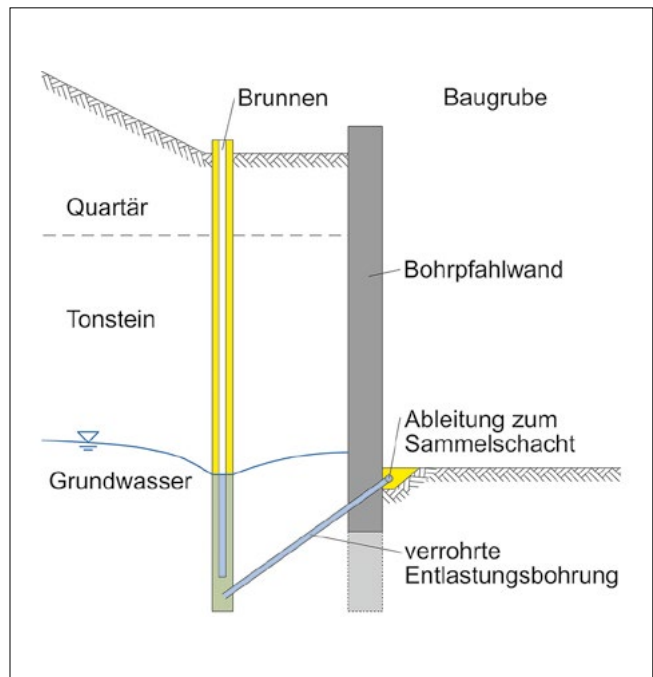


Bild 13: Schematische Darstellung der Wasserhaltung im Passivbetrieb

in die Baugrube wurde eine deutlich ausreichend Grundwasserabsenkung hinter der Bohrpfahlwand erzielt. In der Baugrube wurde das Grundwasser über Rohrleitungen zu Sammelschächten geleitet und von dort mittels Pumpen der Vorflut zugeführt. In Bild 13 ist die Funktionsweise der Wasserhaltung im Passivbetrieb schematisch dargestellt.

Die in den Brunnen aufgezeichneten Wasserstände nach Übergang in den Passivbetrieb sind in Bild 14 dargestellt. Sie liegen deutlich unter dem in der Statik angesetzten Grundwasserpotenzial hinter der Bohrpfahlwand von NN+30,5 m. Lediglich im südlichen Einfahrbereich des Oberhauptes, in dem die Baugrubensohle ansteigt, stellten sich aufgrund der höheren Auslaufhöhe der Entlastungsbohrungen entsprechend höhere Wasserstände ein. In diesem Bereich der Bohrpfahlwand waren jedoch höhere Grundwasserpotenziale aufgrund der höheren Baugrubensohle und der Aussteifung der Baugrube zulässig.

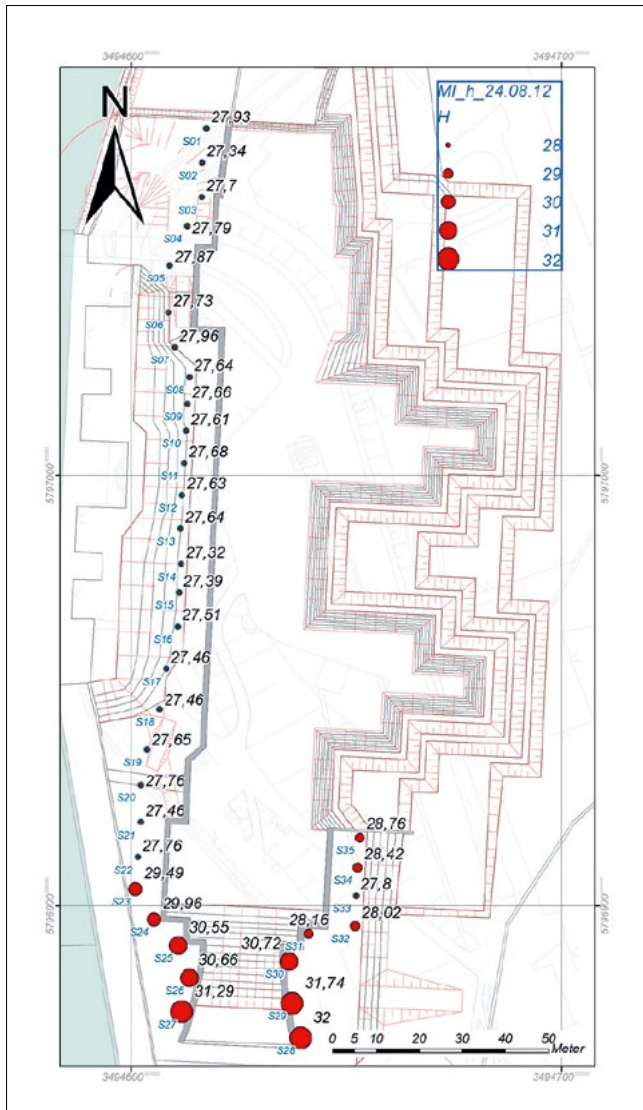


Bild 14: Wasserstände [m+NN] in den Absenkbrunnen im Passivbetrieb

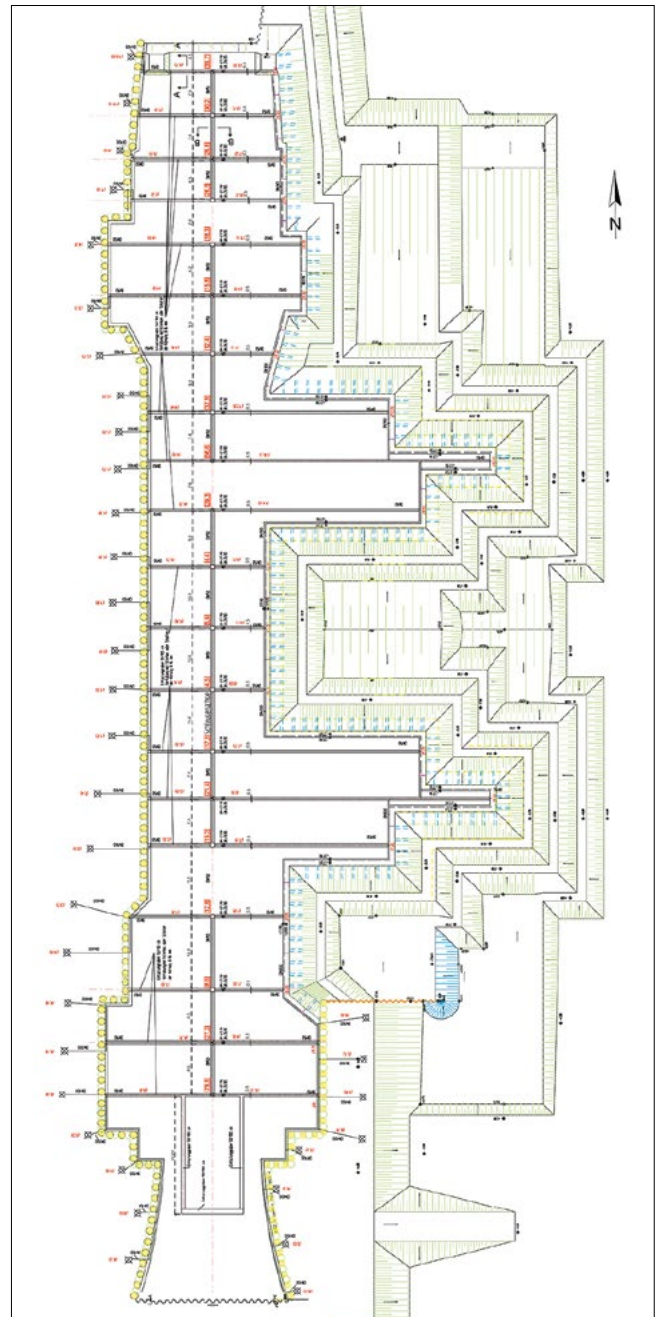


Bild 15: Dränagesystem zur Fassung der Grundwasserzuflüsse an der Baugrubensohle

8 Dränagesystem an der Baugrubensohle

Neben dem Grundwasser, das auf der Westseite der Baugrube durch die Brunnen hinter der Bohrpfahlwand gefasst und in die Baugrube abgeleitet wurde, musste auch das der Baugrube über die Sohle und die Baugrubenböschungen an der Ostseite gefasst und gesammelt werden. Dazu wurde von der BAW auf Grundlage der numerischen 3D-Grundwasserströmungsberechnung (s. Bild 3) ein Dränagesystem entworfen (Bild 15). Dieses Dränagesystem wurde nach Erreichen der Endaushubtiefe der Baugru-

be und vor der Herstellung der Betonsohle der Schleuse ein Dränagesystem an der Baugrubensohle erstellt. Das der Baugrubensohle zuströmende Grundwasser wurde in 0,5 m breiten und 1,0 m tiefen, mit Dränkeis verfüllten und mit einem Dränrohr versehenen Dränagegräben gefasst, die in einem Abstand von ca. 8 m senkrecht zur Schleusenachse angeordnet wurden (s. Bild 16). An dieses Dränagesystem wurden die Ableitungen von den passiv betriebenen Absenkbrunnen hinter der Bohr-

pfahlwand sowie von den Baugrubenböschungen angeschlossen. Durch die Anordnung der Drainagegräben senkrecht zur Schleusenachse wird die Ausbildung einer hydraulisch wirksamen Verbindung zwischen dem Oberwasser und dem Unterwasser der Schleuse unterhalb der Schleusensohle vermieden. Die Dränrohre in den Drainagegräben sowie die ebenfalls in den Drainagegräben verlegten Ableitungsrohre von Absenkbrunnen auf der Westseite und den Baugrubenböschungen auf der Ostseite der Baugrube wurden an Sammelschächten angeschlossen, die in der Schleusenachse erstellt wurden. Von den Sammelschächten wurde das gefasste Grundwasser mittels Pumpen in das Unterwasser der Schleusenanlage abgeführt. Zur Reduzierung der erforderlichen Pumpen wurden jeweils mehrere Sammelschächte durch Rohrleitungen zu Grundwasserfassungsabschnitten verbunden.

Das Dränagesystem diente neben der Trockenlegung der Baugrubensohle insbesondere zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit der Betonsohle der Schleuse. Dazu wurden an jeweils mindestens zwei Sammelschächten pro Grundwasserfassungsabschnitt vertikale Entlastungsrohre angeschlossen, die durch die Betonsohle der Schleuse (bis UK Grundlauf) geführt wurden (Bild 16).

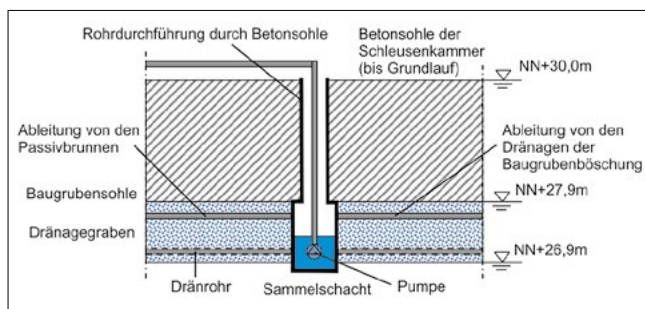


Bild 16: Schematische Darstellung des Dränagesystems unterhalb der Betonsohle der Schleusenammer

Nach Erstellung der Betonsohle der Schleuse wurde das dem Dränagesystem unterhalb der Schleusensohle zuströmende Grundwasser zur Absenkung des Grundwasserdruckes und damit zur Auftriebssicherung aus diesen Entlastungsrohren abgepumpt. Durch den möglichen Überlauf des gefassten Grundwassers an der Oberfläche der Betonsohle (Grundlauf der Kammersohle) war der Anstieg des Grundwasserpotenzials unter der Schleusensohle bei Ausfall der Pumpen auf die Überlaufhöhe begrenzt. Dadurch war die Auftriebssicherheit der Schleusensohle auch in diesem Fall gewährleistet. Nach

Erreichen der Auftriebssicherheit der Schleusenammer (infolge des Gewichts der Kammerwände) wurden die Rohrleitungen des Dränagesystems unterhalb der Schleusensohle mittels Beton wasserdicht verdämmt.

9 Literatur

Hekel, U.; Odenwald, B. (2012): Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels. **BAWMitteilungen** Nr. 95, S. 139-150.

Kauther, R.; Herten, M.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2013): Geotechnische und geohydraulische Aspekte beim Bau der Weserschleuse in Minden. **GEOTECHNIK**, September 2013, S. 137- 146.

MSD (2005): **BAWMerkblatt** Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2005. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

Montenegro, H.; Kauther R. (2010): A Multi-Scale Approach for the Consideration of Spatial Groundwater Flow in the Stability Analysis of a Large Excavation Pit. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE 2010, June 2-4, Trondheim, Norway.

Montenegro, H.; Odenwald, B.; Kauther, R. (2013): Berechnung der Einwirkungen infolge Grundwasserströmung auf die Baugrube der neuen Weserschleuse Minden. In: 9. Österreichische Geotechniktagung, 24. – 25.01.2013, Messe Wien Congress Center, S. 397-408.

Odenwald, B.; Korsch, T. (2013): Grundwasserhaltung im klüftigen Fels für die Baugrube der neuen Weserschleuse Minden. In: **bbr-Jahresmagazin** 2013, S. 54-61.

Numerische und gegenständliche Modellierung für das Füll- und Entleersystem der neuen Weserschleuse Minden

Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau

Im Rahmen der Projektvorplanung hat die RMD-Consult GmbH den Entwurf der Ausführungsunterlage (Entwurf-AU) erarbeitet. Dabei war die BAW für die Gestaltung des hydraulischen Systems beratend tätig. Die BAW erhielt anschließend vom Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover den Auftrag, das hydraulische System dieses Schleusenentwurfs zu begutachten und erforderlichenfalls zu optimieren. Daher wurde 2005 beschlossen, ein gegenständliches Modell der Schleuse zu erstellen und mit diesem und parallel durchgeführten numerischen Untersuchungen die nötigen Validierungen durchzuführen. Das Modell war 2006 betriebsbereit und die umfangreichen Untersuchungen wurden 2008 mit einem Gutachten abgeschlossen. Der hier vorliegende Beitrag beschreibt die in diesen Jahren durchgeführten Modelluntersuchungen sowie nachgehend durchgeführte Arbeiten. Er wurde weitgehend aus dem zugehörigen Gutachten (BAW, 2008) sowie nachfolgend erstellten Publikationen (Thorenz, 2009, Heinzemann und Thorenz, 2014 sowie Schulze et al., 2015) zusammengestellt, ohne dass dies jeweils als Einzelzitat gekennzeichnet wurde.

1 Einleitung

Für die Schleuse Minden wurde ein System mit drei Sparbeckenebenen vorgesehen, um eine ausreichende Wassereinsparung von 60 % zu erreichen. Hierdurch können gegenüber einer Schleuse ohne Sparbecken die Kosten für das Zurückpumpen von Wasser aus der Weser in den Mittellandkanal erheblich reduziert werden.

Das Füllsystem wurde gemäß dem Vorbild der Schleuse Uelzen II gestaltet. Hierbei handelt es sich um ein Grundlaufsystem mit einer unter der Schleusenkammer liegenden Druckkammer (PIANC, 2009). In dieser findet eine Homogenisierung des durch die Füllung von den Sparbecken oder aus dem Oberwasser aufgebauten Drucks statt (s. Bild 1).

Die Verbindung zwischen Druckkammer und Schleusen- kammer wird durch eine Vielzahl von durch die Druck- kammerdecke (welche zugleich die Schleusen- kammer- sohle ist) führenden Düsen hergestellt. Diese sollen für ein möglichst gleichförmiges Einströmen des Wassers von unten in die Schleusen- kammer sorgen.

Ein derartiges System ist beispielsweise auch in der neu gebauten Schleuse Sülfeld verwirklicht worden. Bild 2 zeigt eine Aufnahme aus der Bauphase der Schleuse Sülfeld: Es wird gerade der Einbau der verlorenen Schalung der Füll- düsen vorgenommen.

Im Zuge der Untersuchungen waren vielfältige hydraulische Fragen zu klären; die wichtigsten waren dabei

- die Gestaltung des Einlaufbauwerks (Verkürzung und Vereinfachung),
- die Auswahl der Abmessungen und Anzahl der Spar- beckenkanäle,
- die Gestaltung der Sparbeckeneinbauten,
- die Dimensionierung der Höhe der Druckkammer unter der Schleusen- sohle,
- die Optimierung der Lage, Größe und Form der Füll- düsen,

- die Anpassung der Schützfahrpläne für Normalbetrieb und Störfälle sowie
- die Bestimmung der Drücke für Normalbetrieb und Störfälle auf verschiedene Bauwerksteile.

Da sich diese Vielzahl von Fragen nicht befriedigend mit einem einzelnen Modell bearbeiten lässt, wurde auf einen Methodenmix zurückgegriffen, der im Folgenden erläutert wird. Auch werden einzelne untersuchte Fragen aufgegriffen und im Detail erläutert.

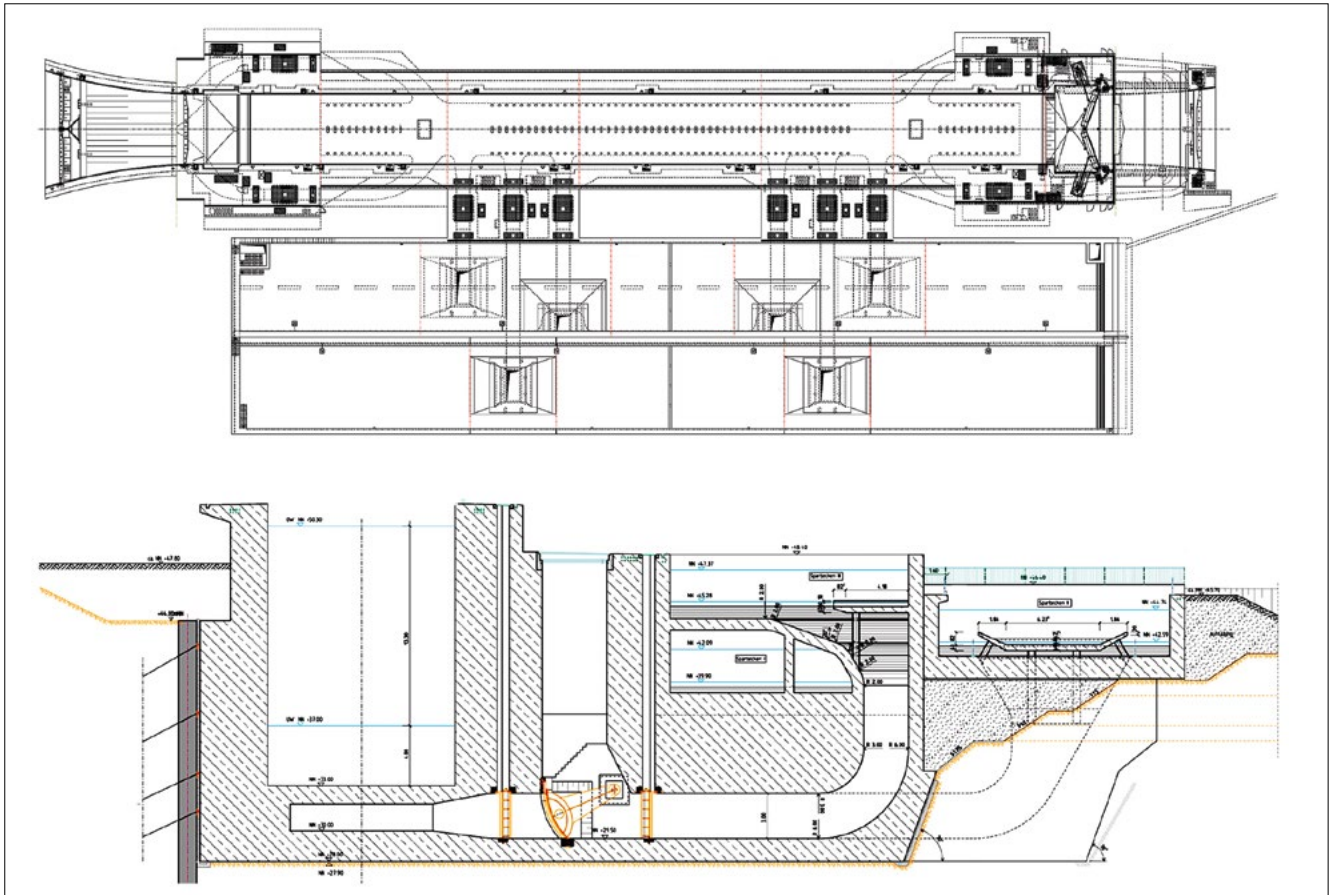


Bild 1: Draufsicht und Schnitt der Planung für die neue Schleuse Minden (Quelle: NBA Hannover)



Bild 2: Herstellen der Druckkammerdecke/Schleusenkamersohle der Schleuse Süfeld mit der verlorenen Schalung für die Fülldüsen (Quelle: NBA Hannover)

2 Durchgeführte Untersuchungen für die Ausführungsplanung

2.1 Untersuchungskonzept

Bei der hydraulischen Untersuchung von Schleusen kommen je nach Planungsstand verschiedene Methoden zum Einsatz. Während es für Vorstudien oftmals ausreichend ist, mit analytischen Ansätzen zu arbeiten, können komplexere Fragen zur Systemdynamik damit nicht hinreichend geklärt werden. Für die durchgeführten Untersuchungen wurde ein hybrider Modellansatz verfolgt, bei dem ein gegenständliches Modell und numerische Mo-

delle für verschiedene Aspekte der Untersuchungen eingesetzt wurden, um die jeweils vorteilhafteste Methode auswählen zu können.

Um die Dynamik des Gesamtsystems im numerischen Modell abzubilden, wurden eindimensionale Netzwerkmodelle mit dem Verfahren „Flowmaster“ erstellt. Flowmaster basiert auf der Annahme einer transienten Druckrohrströmung (Miller, 1978) und kann daher die Strömungsverhältnisse in verzweigten Leitungssystemen wie einem Füllsystem gut abbilden, ist jedoch nicht für Freispiegelströmungen wie bspw. das Fließen des Wassers in den Sparbecken geeignet. Derartige Modelle benötigen eine gute Kenntnis über lokale hydraulische Verlustbeiwerte, die bei Schleusen üblicherweise nicht vollständig den mitgelieferten Bauteilbibliotheken entnommen werden können, da es sich bei den Formen um Einzelstücke handelt. Das Netzwerkmodell wurde daher mit Hilfe der Ergebnisse dreidimensionaler Detailmodelle und später mit den Messdaten des gegenständlichen Modells kalibriert. Es liefert als Resultat das transiente Verhalten der Schleuse, sodass für verschiedenste Schützfahrpläne die Füllzeiten sowie Drücke und Volumenströme über die Zeit ermittelt werden konnten. Ein Beispiel für die erstellten Netzwerkmodelle ist in Bild 3 zu sehen. Es zeigt das Modell für das Füllen bzw. Entleeren der Kammer aus einer bzw. in eine der drei Sparbeckenebenen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden Einzelmodelle für jede Sparbeckenebene sowie die Restfüllung und -entleerung erstellt.

Für die numerische Untersuchung einzelner Elemente des Füllsystems (z. B. Einlauf, Druckkammer, Fülldüsen,

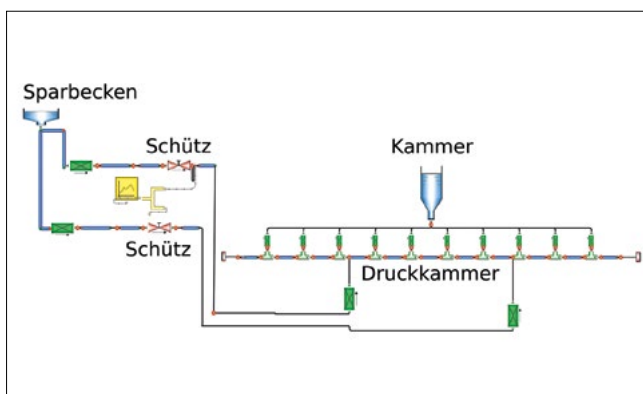


Bild 3: Erstelltes Netzwerkmodell für das Füllen der Schleuse Minden aus einem der Sparbecken

Auslauf) wurden dreidimensionale Ausschnittmodelle erstellt, mit denen das hydraulische Verhalten dieser Bauteile genauer betrachtet werden konnte. Die Untersuchungen wurden mit verschiedenen numerischen Verfahren durchgeführt (in chronologischer Reihung ihrer Einführung in der BAW: Comet®, NaSt3DGPF, STARC-CM+®, OpenFOAM®), wobei für viele Untersuchungen zwei Verfahren zeitgleich zur gegenseitigen Validierung eingesetzt wurden und teilweise auch das gegenständliche Modell zur Validierung verwendet wurde.

Die aus dem eindimensionalen Modell gewonnenen transienten Ergebnisse wurden als Schätzungen für zu erwartende Volumenströme und Füllzeiten verwendet. Die zeitabhängigen Volumenströme konnten wiederum als Randbedingungen für weitere dreidimensionale Modelle verwendet werden, bei denen die zeitliche Entwicklung wichtig ist. Dies waren beispielsweise die Anströmverhältnisse oder das Schwappen des Wassers in der Kammer. Dieses Konzept wurde beispielsweise auch für die Untersuchung der neuen Panama-Kanal-Schleusen verwendet (Thorenz, 2010 sowie Roux et al., 2010) und eine ähnliche Methode wurde im Nachgang der Untersuchungen auch für die Prognose des Systemverhaltens der neuen Schleusen Kriegenbrunn und Erlangen eingesetzt (Thorenz, 2012).

Als gegenständliches Modell wurde die geplante Schleuse Minden inklusive eines kleinen Teils der Vorhäfen im Maßstab 1 : 25 verkleinert im Labor der BAW aufgebaut. Das Modell wurde mit einer Schiffskraftmessanlage ausgestattet, die es erlaubt, die während des Schleusungsvorgangs auf den Schiffskörper wirkenden Kräfte zu messen. Durch Begrenzung dieser Kräfte kann sichergestellt werden, dass auch in der Realität die durch das Schiff verursachten Trossenkräfte im akzeptablen Rahmen bleiben. Zudem wurden auf Basis des gegenständlichen Modells die Parameter des Netzwerkmodells überprüft bzw. ergänzt und die dreidimensionalen Modelle validiert.

Im Verlauf der Bearbeitung wurden Detailfragen iterativ mit numerischen Verfahren untersucht und dann im gegenständlichen Modell verifiziert. Durch dieses Vorgehen konnte die Effizienz der Untersuchung erheblich gesteigert werden, da jeweils das bestgeeignete Verfahren für die Fragestellung ausgewählt werden konnte.

2.2 Untersuchung alternativer Einlaufkonfigurationen

Bedingt durch die beengte Baulage innerhalb des Wasserstraßenkreuzes war eines der Untersuchungsziele eine Verkürzung des Gesamtbauwerks, ohne die nutzbare Kammerlänge einzuschränken. Zu diesem Zweck wurde der oberhauptseitige Einlauf der Schleuse untersucht. Die ursprünglich geplante Bauform (Bild 4) sah eine auf Säulen aufgeständerte Einlauföffnung mit großer Baulänge und -tiefe vor. Hierbei sollte der dem Oberwasser entnommene Volumenstrom seitlich am Drempe vorbei zur Druckkammer geführt werden.

Um die Leistungsfähigkeit dieses Einlaufes im gegenständlichen Modell zu ermitteln, müsste der gesamte Bereich des Oberhauptes und des oberen Vorhafens zunächst für den Ausgangszustand gebaut und dann nach Abschluss der Versuche abgerissen und für die nächste Variante neu gebaut werden. Daher wurde für diese Fragestellung ein numerisches Modell verwendet. Zum Einsatz kam zunächst das Verfahren „NaSt3DGPF“, welches die dreidimensionalen instationären inkompressiblen Navier-Stokes-Gleichungen mit freier Wasseroberfläche in beliebig geformten Geometrien lösen kann. Das Verfahren verwendet eine sogenannte Abstandsfunktion („Level-Set-Verfahren“), um die Lage der Wasseroberfläche zu verfolgen. Aus den zweidimensionalen Plänen der Entwurfsplanung wurde zunächst ein dreidimensionales CAD-Modell der gesamten geplanten Schleusenanlage er-

stellt, wobei vorwiegend die hydraulisch relevante Geometrie abgebildet wurde.

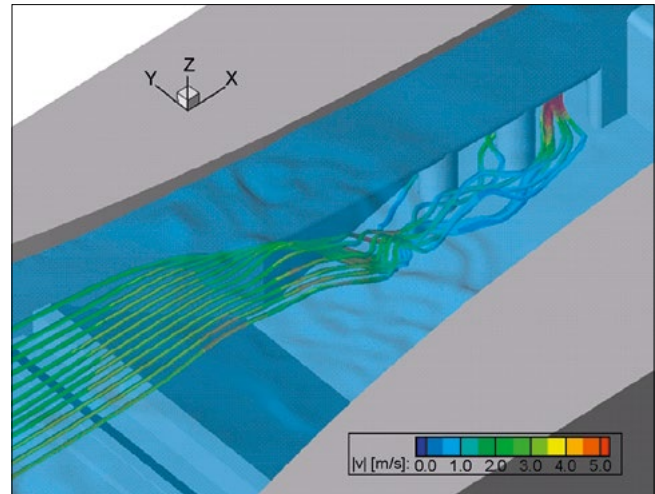


Bild 5: Simulationsergebnisse der Beaufschlagung der Einlauföffnungen im Ausgangszustand

Die Berechnungsergebnisse zeigten, dass der aufgeständerte Einlauf zwar eine gute Leistungsfähigkeit aufweist, aber die Öffnungsbereiche ungleichmäßig beaufschlagt werden. Bild 5 zeigt, wie sich im Oberwasser gestartete Stromfäden in Richtung der Einlauföffnung bewegen. Der erste Abschnitt der Öffnung wird dabei kaum angenommen, der zweite etwas stärker und der größte Teil des Abflusses erfolgt über den dritten Abschnitt der Öffnung. Daraus lässt sich ableiten, dass ein Optimierungspotenzial besteht.

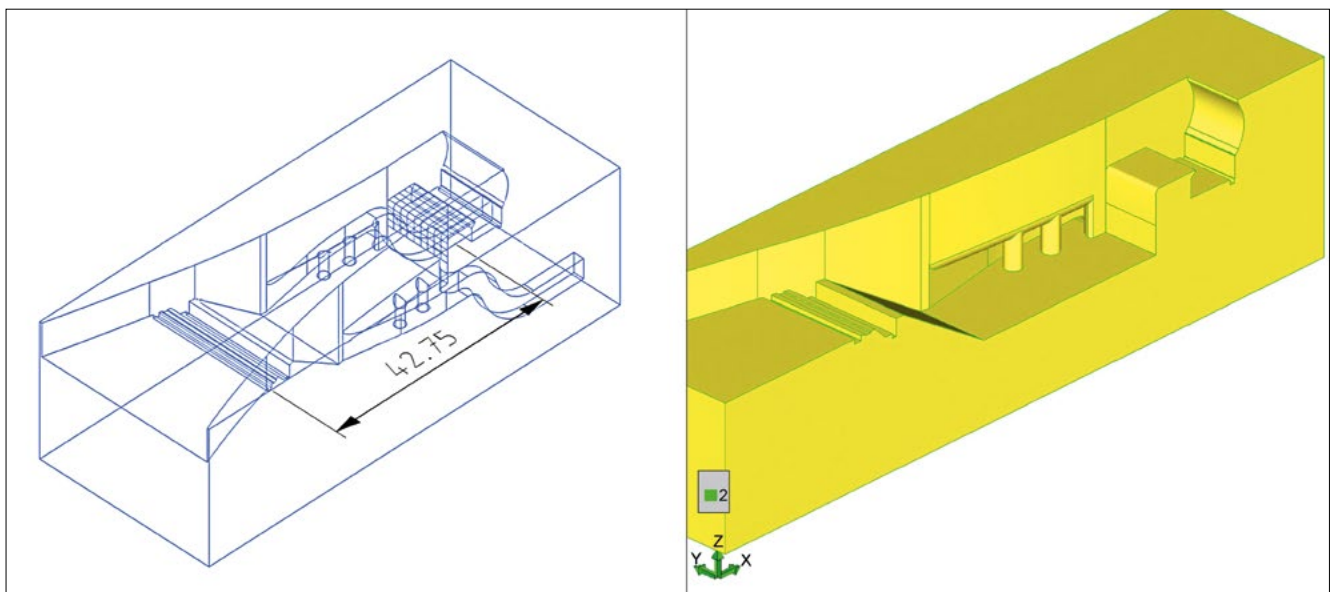


Bild 4: Ansicht des ursprünglich geplanten Oberhauptes als Drahtmodell (links) und als angeschnittener Volumenkörper (rechts)

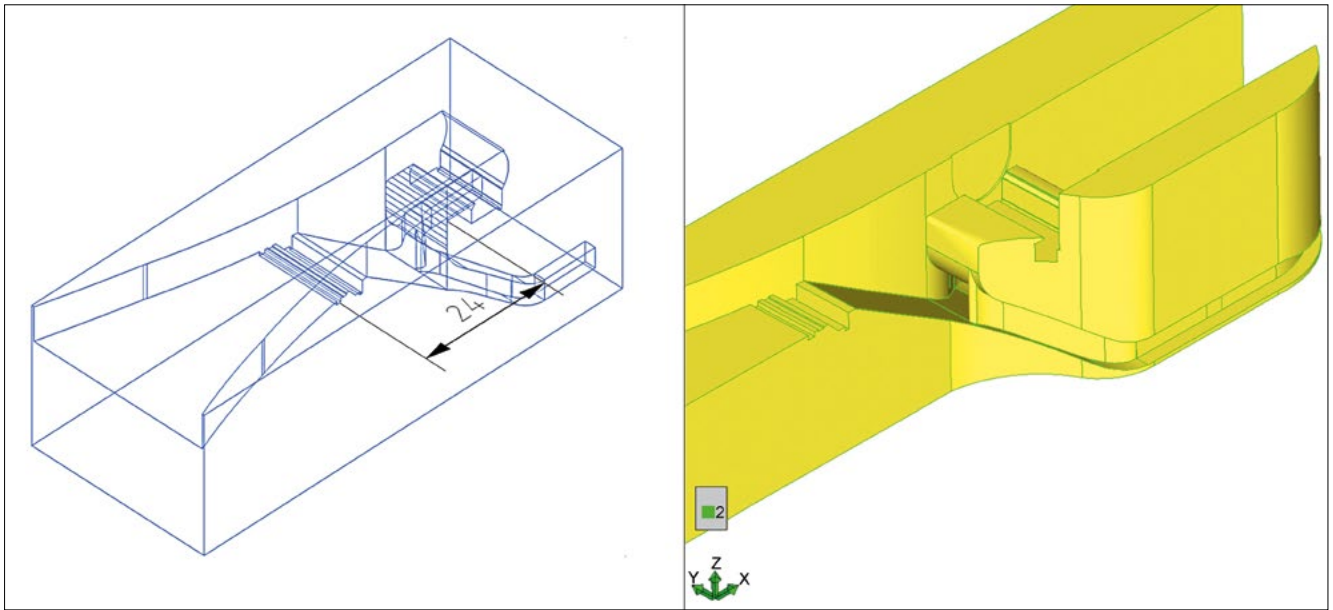


Bild 6: Ansicht des verkürzten Oberhauptes als Drahtmodell (links) und als angeschnittener Volumenkörper (rechts)

Aufbauend auf dieser Geometrie wurden verschiedene vereinfachte Einläufe entwickelt. Die final empfohlene Variante verzichtet vollständig auf die aufgeständerten Einläufe mit auf Säulen lagernden Überhängen und führt das einströmende Wasser direkt in einem Trichter nach unten (Bild 6). Diese neue Geometrie verkürzt das Bauwerk um 19 m, was zu einer erheblichen Reduktion der geplanten Baukosten führte. Bei dieser Variante wird das Wasser im Drempebereich schräg nach unten geführt, um hinter den Füllschützen an die Druckkammer anzuschließen.

Die so veränderte Geometrie wurde wiederum im numerischen Modell überprüft. Dabei zeigte sich eine wesentlich gleichmäßigere Einströmung als bei der aufgeständerten Variante. Außerdem wurde im numerischen Modell untersucht, inwieweit der neu geformte Einlauf zur Ausbildung von Saugtrichtern neigt. Dies ist nur mit erheblichem Aufwand möglich, da eine extrem feine Gitterauflösung nötig ist. Mit den in der BAW zum Untersuchungszeitpunkt erreichbaren Gitterauflösungen von bis zu 80 Mio. Knoten zeigten sich gelegentlich kleine Wirbel, die jedoch nur wenig größer als die gewählte Gitterauflösung waren. Daher wurde die Untersuchung als vielversprechend eingestuft und beschlossen, dieses System im gegenständlichen Modell weiter zu verwenden.

Durch diese vorangehende Voruntersuchung konnte auf die sehr aufwändige Untersuchung von Einlaufvarianten

im gegenständlichen Modell verzichtet werden. Stattdessen wurde direkt die verkürzte Geometrieform gebaut und mit dieser alle Versuche durchgeführt. Die spätere Überprüfung des Einlaufes im gegenständlichen Modell zeigte wie zuvor das numerische Modell nur eine geringe Neigung zur Wirbelbildung. Daher konnte die stark verkürzte und damit wesentlich kostengünstigere Variante zur Ausführung empfohlen werden.

2.3 Geometrie der Düsen in der Bodenplatte der Kammer

In der Planung der Schleuse Uelzen II war für die Fülldüsen in der Kammersohle ein doppeltkonisches Profil vorgesehen worden (s. Bild 7, ganz rechts). Da diese Bauform erheblichen Aufwand verursacht (sowohl im gegenständlichen Modell als auch in der realen Bauausführung), wurde überlegt, ob für die Schleuse Minden einfache zylindrische Düsen diese Bauform ersetzen könnten. Für diese Vereinfachung sind zwei Punkte wesentlich:

- Der hydraulische Widerstand muss vergleichbar sein.
- Die Strahlausbreitung muss vergleichbar sein.

In verschiedenen numerischen Simulationen wurden dazu sowohl die doppeltkonische Form als auch verschiedene zylindrische Düsen untersucht. Hierbei zeigte sich, dass die zylindrischen Düsen nur eine vernachlässigbar

schlechtere Aufweitung des Strahls erzeugen (s. Bild 7). Der hydraulische Widerstand konnte leicht über eine Variation des Durchmessers angepasst werden. Die geringfügig schlechtere Strahlaufweitung wurde wegen des geringeren Bauaufwands in Kauf genommen. Zudem war festgelegt worden, dass die Kleinschiffahrt einen beruhigten Bereich am Kammerende nutzen soll, sodass die etwas schlechtere Strahlaufweitung in Kauf genommen wurde.

In gegenständlichen Modellen können nicht alle Aspekte der Bewegung des realen Fluids naturähnlich wiedergegeben werden. Für Schleusenmodelle wird die Froud'sche Ähnlichkeit gewählt, d. h. das Wechselspiel aus potenzieller Energie (Wasserspiegeldifferenzen) und kinetischer Energie (Fließgeschwindigkeit) wird modellähnlich wiedergegeben. Das heißt, dass die Froude-Zahlen in Modell und Natur identisch sind. Die Umsetzung kinetischer Energie in Wärme durch Turbulenz wird jedoch nur eingeschränkt reproduziert, da die Reynoldszahlen (Re) in Natur und Modell stark voneinander abweichen (hier um den Faktor 125). Generell wird bei dieser Art von Modellen davon ausgegangen, dass die Ähnlichkeit trotzdem hinreichend ist, wenn die Strömung in Modell und Natur im turbulenten Bereich liegt. Da jedoch die Fülldüsen verhältnismäßig klein sind, musste diese Annahme hinterfragt werden. Die Überprüfung der Reynoldszahlen in den Fülldüsen des Modells ergab für den Spitzendurchfluss $Re \gg 10.000$. Jedoch ist die gängige Annahme, dass

Rohrströmungen bei $Re > 2.300$ generell turbulent seien mit Vorsicht zu betrachten. Diese Annahme gilt nur für die umgekehrte Abschätzung, d. h. bei $Re < 2.300$ sind Strömungen in Rohren mit Sicherheit laminar. In Ausnahmefällen, insbesondere wenn die Geschwindigkeit langsam gesteigert wird, kann auch bei Reynoldszahlen > 10.000 noch eine laminare Strömung vorliegen. Daher war zu überprüfen, ob das turbulente Verhalten im Modellmaßstab noch hinreichend ähnlich abgebildet wird.

Hierzu wurde ein numerisches Modell einer einzelnen Fülldüse verwendet, welches mit sehr hoher Auflösung diskretisiert und mit einem Large-Eddy-Turbulenzansatz berechnet wurde. In diesem Modell wurde die Fluidviskosität variiert, sodass die resultierenden Reynoldszahlen einmal dem Naturmaßstab entsprachen und im zweiten Fall denen des gegenständlichen Modells. Die Durchflüsse durch die simulierte Fülldüse wurden hierbei entsprechend den Ergebnissen des gegenständlichen Modells über die Zeit variiert.

Diese Untersuchungen zeigten, dass sich die Abbildung der Strahlausbreitung im gegenständlichen Modell in einem kritischen Bereich befindet, jedoch noch hinreichend gut reproduziert wird. Bild 8 (links) zeigt für die naturmaßstäbliche Simulation eine von Beginn an turbulente Ausbreitung des Strahls. Bild 8 (rechts) zeigt für die im Maßstab 1 : 25 durchgeführte Simulation zu Beginn eine kolbenartige Verdrängung ohne erkennbare Turbu-

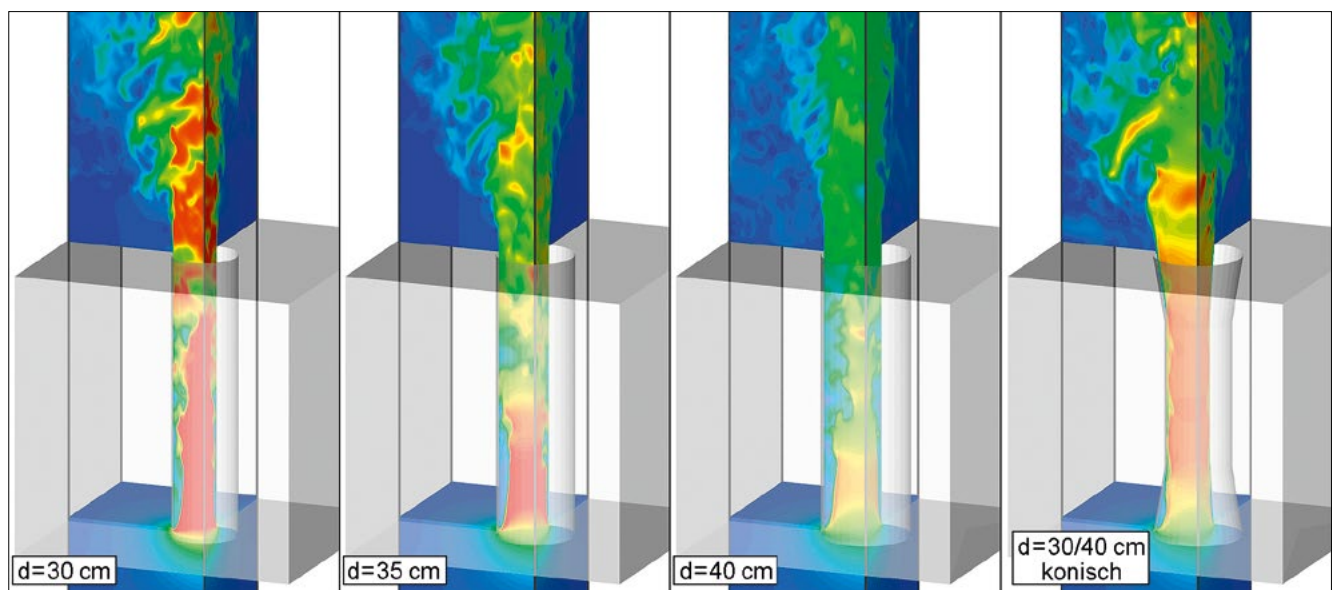


Bild 7: Simulationsergebnisse für verschiedene Fülldüsendurchmesser (links und Mitte) und ein doppelt konisches Profil (ganz rechts)

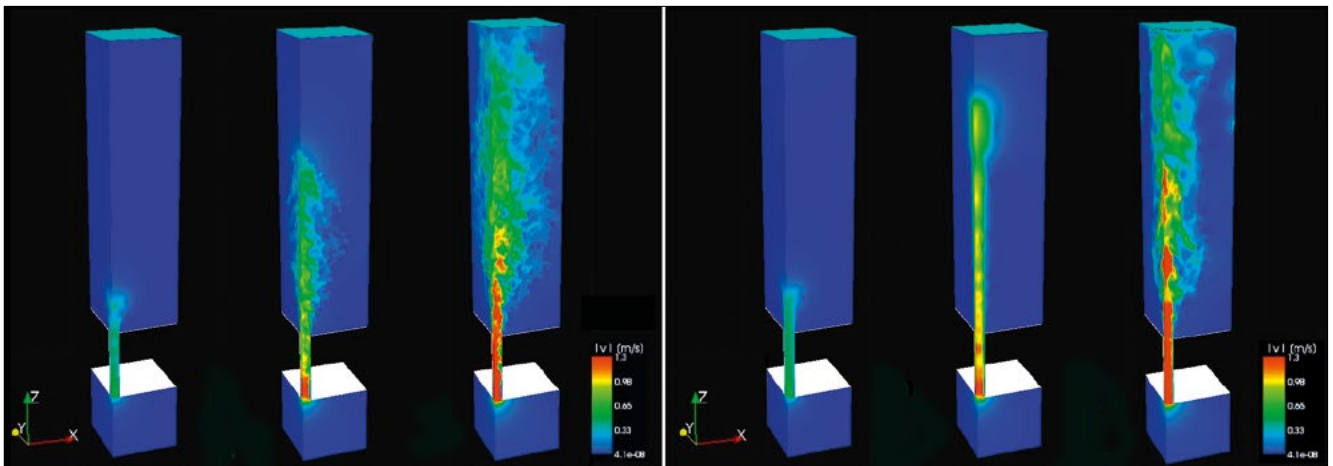


Bild 8: Simulierte Strahlausbreitung im Maßstab 1 : 1 (links) und im Modellmaßstab 1 : 25 (rechts)

lenz. Erst mit steigender Fließrate (Bild 8 rechts, zweite Darstellung) bilden sich Fluktuationen aus, die dann schnell in Turbulenz umschlagen (Bild 8 rechts, dritte Darstellung). Ab diesem Zeitpunkt wird die Strahlausbreitung auch im verkleinerten Modell gut reproduziert.

2.4 Untersuchung der Füllzeiten und Schiffskräfte im Gesamtsystem

Die geplante Schleuse Minden wurde im Maßstab 1 : 25 verkleinert im Labor der BAW aufgebaut (Bild 9). Das Modell wurde mit einer Schiffskraftmessanlage ausgestattet, die es erlaubt, die während des Schleusungsvorgangs auf den Schiffskörper wirkenden Kräfte zu messen und durch Optimierung des Systems zu begrenzen. Dadurch kann sichergestellt werden, dass auch in der Realität die durch das Schiff verursachten Trossenkräfte im akzeptablen Rahmen bleiben.

Da nicht auszuschließen war, dass eine ausreichende Leistungsfähigkeit der Schleuse unter Beachtung der zulässigen Schiffskräfte auch mit nur einem Sparbeckenkanal pro Sparbecken zu erzielen sein könnte, wurde die Kammer für diese zwei Varianten doppelt mit Sparbecken bestückt: Östlich der Kammer wurden drei Sparbecken mit je zwei Anschlusskanälen angeordnet (links in Bild 9) und westlich der Kammer wurden drei Sparbecken mit je einem Anschlusskanal erstellt (rechts in Bild 9). Für die Versuche konnte so wahlweise eine

Variante mit einem oder mit zwei Anschlusskanälen gewählt werden.

Anhand dieses Modells wurden die Schleusungszeiten sowie die auftretenden Schiffskräfte ermittelt. Bild 9 zeigt das fertiggestellte Modell mit dem oberen Vorhafen im Hintergrund. In der Kammer befindet sich ein an der Schiffskraftmessanlage befestigtes Modellschiff.

In einem umfangreichen Versuchsprogramm wurden sowohl verschiedene Geometrieconfigurationen als auch verschiedene Schützfahrpläne untersucht. Neben dem Normalbetrieb mussten bspw. auch Situationen mit eingeschränktem Betrieb (Ausfall von Komponenten) oder auch Nothaltszenarien betrachtet werden. Durch Messung der Schiffskräfte konnten dabei ungeeignete Konfigurationen eliminiert werden, die ggf. die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt gefährden könnten.

Als zweites Kriterium wurde die Füll- bzw. Entleerzeit herangezogen. Dabei zeigte sich, dass nur die Bauvariante mit zwei Sparbeckenkanälen eine ausreichende Leistungsfähigkeit bieten kann.

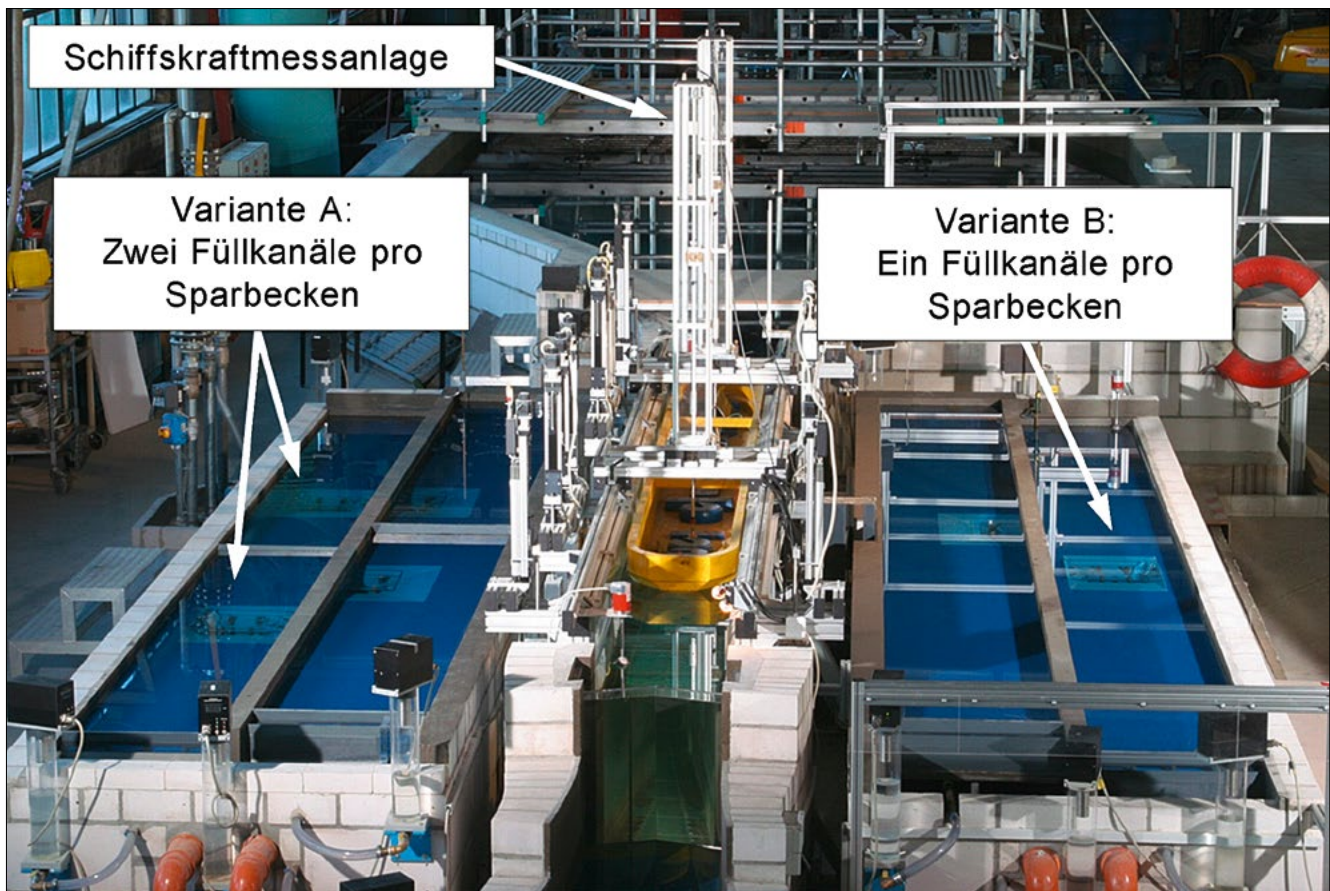


Bild 9: Gegenständliches Modell der Schleuse Minden

3 Nach Abschluss des Projekts durchgeführte weitere Untersuchungen

3.1 Einlaufgeometrie

Die gegenständlichen Modelluntersuchungen wurden auch genutzt, um die Leistungsfähigkeit der numerischen Modelle zu untersuchen. Die im numerischen Modell vorhergesagte hohe Leistungsfähigkeit des Einlaufs wurde im gegenständlichen Modell überprüft (Bild 10, links). Im Normalbetrieb der Schleuse wurde der erwartete Volumenstrom erreicht und es wurde keine Wirbelbildung oder Lufteinzug festgestellt. Im Zuge einer „worst-case“-Betrachtung wurde der Volumenstrom durch den Einlauf künstlich auf dem Niveau des höchsten zu erwartenden Volumenstroms fixiert ($Q = Q_{\max} = \text{konst.}$): Dabei zeigte sich eine sporadische Wirbelbildung mit Lufteinzug, die das zuvor verwendete numerische Modell nicht so deutlich prognostiziert hatte.

Im Nachgang wurden daher weitere numerische Untersuchungen durchgeführt. Mit einem im Einlaufbereich höher aufgelösten Modell (ca. 15 Mio. Zellen) auf Basis des Softwarepakets OpenFOAM® (Weller et al., 1998) wurden Berechnungen mit einem Large-Eddy-Ansatz durchgeführt. Die Mehrphasenströmung Luft-Wasser wurde dabei mit der Volume-of-Fluid-Methode (Hirt und Nichols, 1981) abgebildet. Die deutlich höhere Gitterauflösung als in der Vorstudie war vermutlich der Schlüssel für die korrekte Abbildung des Verhaltens, denn dieses Modell war in der Lage eine sporadische Wirbelbildung zu zeigen (Bild 10, rechts).

Es konnte gezeigt werden, dass es bei entsprechend hoher Gitterauflösung und sorgfältig gewählten numerischen Parametern möglich ist, mit einem numerischen Modell die Wirbelentstehung abzubilden. Die für die Simulation nötigen Anpassungen von OpenFOAM® sind in Thorenz und Strybny (2012) beschrieben.

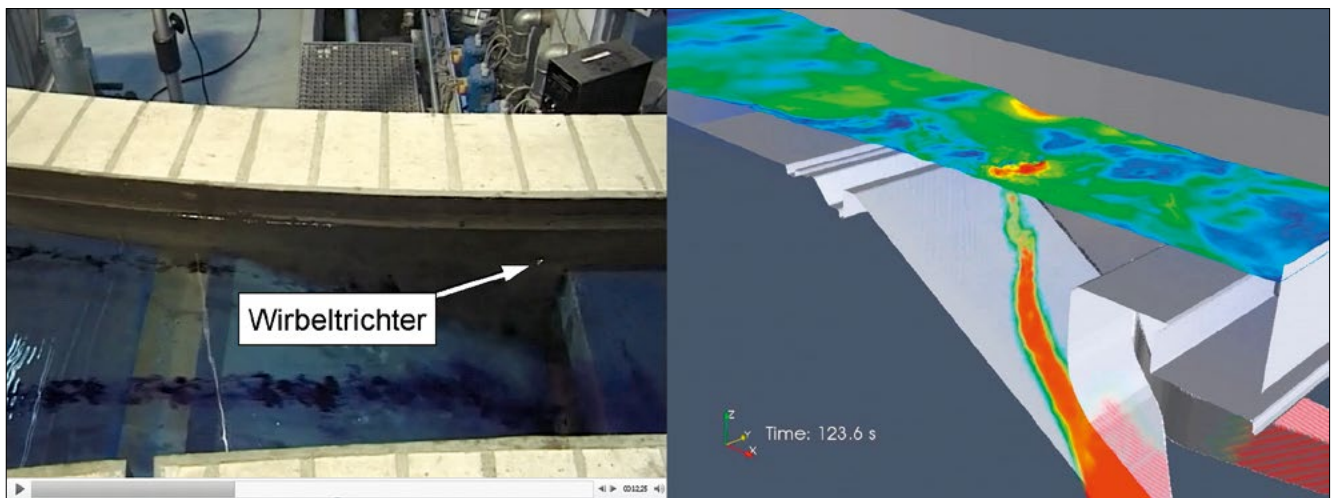


Bild 10: Einlauf der Schleuse Minden mit Wirbeltrichter bzw. -kern bei $Q_{\text{konstant}} = Q_{\text{max}}$ im gegenständlichen und im numerischen Modell

3.2 Numerische Untersuchung des hydraulischen Verhaltens des Gesamtsystems

Die durchgeführten Untersuchungen mit dem gegenständlichen Modell dienten auch zur Weiterführung der Methodenentwicklung der numerischen Modelle. Zum Zeitpunkt der Untersuchungen war es nicht möglich, das Gesamtsystem „Schleuse + bewegter Wasserspiegel + bewegte Schütze + bewegtes Schiff“ in einem Modell zu erfassen. Daher wurde zunächst ein Modell des Gesamtsystems erstellt, in dem nur die Bewegung des Wassers betrachtet wurde. Das in der Kammer befindliche Schiff wurde nicht abgebildet und die Schütze wurden nur indirekt über ihre Wirkung auf die Impulsgleichung berücksichtigt. Beispielfhaft sind in Bild 11 die Strömungsgeschwindigkeiten während eines Zeitpunktes im Füllprozess dargestellt.

Die ermittelten Wasserspiegelschwankungen wurden als Validierungsgröße verwendet und mit dem gegenständlichen Modell verglichen. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung, jedoch blieb die Vernachlässigung des Schiffes eine unbefriedigende Vereinfachung.

In einem weiteren Schritt wurde dies zum Anlass genommen, die numerischen Methoden zur Simulation bewegter Festkörper im Fluid des Modellgebiets weiter

zu entwickeln. Dabei zeigte sich, dass die Genauigkeitsansprüche während der Schleusenfüllung extrem hoch sind und daher wesentlich größere Schwierigkeiten als bspw. bei der Simulation eines frei fahrenden Schiffes auftreten. Es wurden verschiedene Verfahrensansätze getestet. Einer hiervon wurde von Schulze et al. (2015) beschrieben. Bei diesem Ansatz wird das Berechnungsgitter in verschiedene Zonen unterteilt: Eine Zone mit statischen Berechnungszellen („static“ in Bild 12), eine bewegte und verformte Zone direkt in der Umgebung des Schiffes („dynamic“ in Bild 12) sowie eine Zone, in der je nach Position des Schiffes Zellen eingefügt werden („layer addition“ in Bild 12).

Die mit diesem Ansatz durchgeführten Simulationen waren insofern vielversprechend, dass die Bewegung des Schiffes abgebildet werden konnte und zudem eine akzeptable Übereinstimmung der ermittelten Schiffskräfte mit den im gegenständlichen Modell ermittelten Kräften vorlag. Jedoch war der zugrundeliegende Modellaufbau so komplex und fehleranfällig, dass zunächst weitere Methoden untersucht werden sollten. Darauf aufbauend konnte bspw. die „mesh-morphing“-Methode für den Produktivbetrieb weiterentwickelt werden, sodass für die Beratung zu den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals dieses Werkzeug mit herangezogen werden konnte.

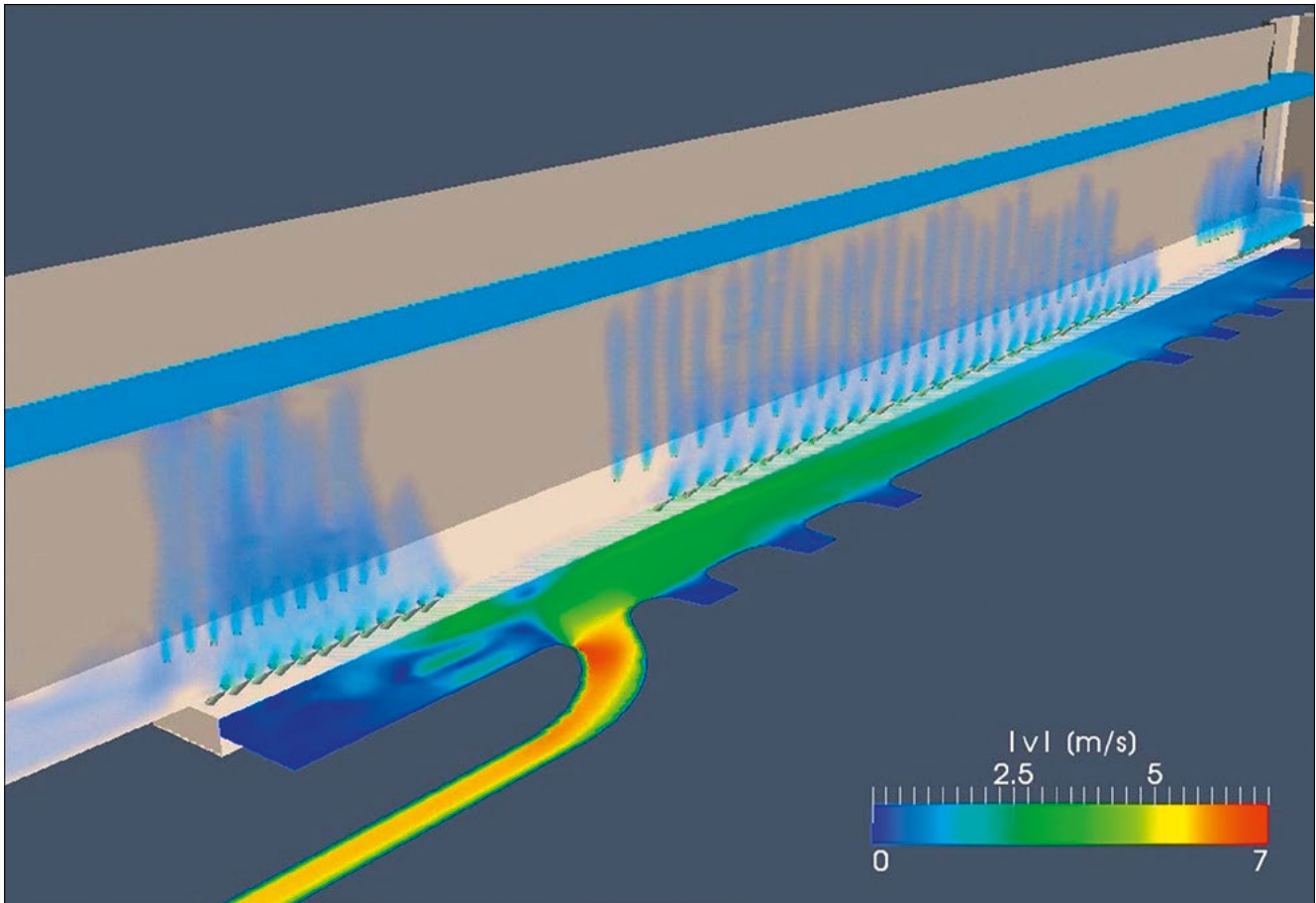


Bild 11: Fließgeschwindigkeiten beim Füllen der Kammer vom Oberwasser in einem Schnitt durch die Druckkammer sowie im Bereich der Füllstrahlen in der Kammer

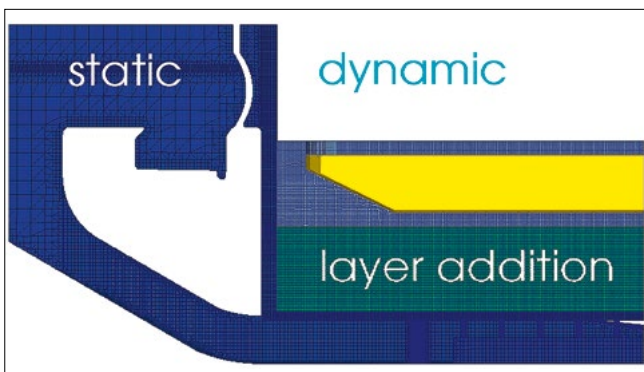


Bild 12: Unterteilung des Berechnungsgitters in verschiedene Gitterbereiche, um die Bewegung des Schiffes abbilden zu können

3.3 Begleitung der Inbetriebnahme

Nach der Inbetriebnahme der Schleuse im Jahr 2017 wurde die Bearbeitung nach mehrjähriger Pause wieder aufgenommen. Derzeit werden die ersten Betriebsdaten analysiert und es sollen daraus Verbesserungsvorschläge für den Schützfahrplan abgeleitet werden. In einer zweiten Phase sollen mit Naturmessungen die Ergebnisse der Modellierung überprüft werden, um so Erkenntnisse für künftige Untersuchungen zu gewinnen.

4 Zusammenfassung

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen mit gegenständlichen und numerischen Modellen konnten vielfältige Fragen zur baulichen Gestaltung der Schleuse im Vorfeld beurteilt werden. Dabei wurden die Reduzierung der Baukosten angestrebt und die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt sichergestellt. Durch die Verkürzung des Einlaufs und die Vereinfachung der Fülldüsen konnten erhebliche Baukosten eingespart werden. Zudem konnte im gegenständlichen Modell gezeigt werden, dass die Schleuse die erwartete Leistungsfähigkeit unter Beachtung der nötigen Sicherheit erreichen kann.

Diese Beurteilungen waren nur durch die Kombination aus gegenständlichen und numerischen Modellen effizient möglich. Derzeit ist nicht absehbar, wann numerische Modelle den vollständigen Schleusungsvorgang eines Schiffes in allen Details mit der Genauigkeit und Effizienz eines gegenständlichen Modells abbilden können. Bisher werden in den numerischen Modellen üblicherweise vereinfachte Ansätze verwendet, bspw. die Kombination aus ein-, zwei-, und dreidimensionalen Teilmodellen. Diese Vereinfachung führt unumgänglich zu Fehlern, die es ratsam erscheinen lassen, die schlussendliche Validierung bei komplexen Projekten weiterhin mit einem gegenständlichen Modell durchzuführen.

Die Kombination aus numerischem und gegenständlichem Modell bietet derzeit die beste Möglichkeit zur Verbesserung der Aussagequalität und zur Erhöhung der Untersuchungseffizienz. Im vorliegenden Beitrag wurde an Beispielen aufgezeigt, wie sowohl die Effizienz (im Falle der Bauwerksverkürzung) als auch die Qualität (im Falle der Überprüfung der Modellannahmen) verbessert werden können. Diese Strategie der kombinierten Untersuchung wird daher in der BAW weiter verfolgt.

5 Literatur

Heinzelmann und Thorenz (2014): Hydraulische Untersuchungen für den Neubau der Weser-Schleuse Minden. *Wasserwirtschaft*, 2014, 10, Seiten 29-33.

Hirt, C. W. and Nichols, B. D. (1981): Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 1989, Vol 39, No. 1, Seiten 201–225.

Miller, D. S. (1978): *Internal Flow Systems*. British Hydro-mechanics Research Association BRHA, 1978.

PIANC (2009): *Innovations in Navigation Lock design*. PIANC Report No. 106, Brussels, 2009, ISBN 978-2-87223-175-1.

Roux, S., Roumieu, P., De Mulder, T., Vantorre, M., De Regge, J. und Wong, J. (2010): Determination of hawser forces using numerical and physical models for the third set of Panama locks studies. In: PIANC MMX Congress, Liverpool, UK, 10-14 May 2010.

Schulze, L., Rusche, H. und Thorenz, C. (2015): Development of a Simulation Procedure for the 3D – Modelling of the Filling Process in a Navigation Lock Including Fluid Structure Interaction. In: PIANC SmartRivers Conference, Buenos Aires, 07-11 September 2015.

Thorenz, C. (2009): Integrierte numerische und physikalische Vorstudien zur Planung der Schleuse Minden – Ein scheinbarer Konflikt. In: HTG Kongress 2009, Musik- und Kongresshalle Lübeck, 09. - 12. September 2009, Seiten 89-90.

Thorenz, C. (2012): Ein neuartiges Füllsystem für Sparschleusen großer Höhe. In: 35. Dresdner Wasserbaukolloquium 2012 „Staubauwerke – Planen, Bauen, Betreiben“, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen, Seiten 503-512.

Thorenz, C. (2010): Numerical evaluation of filling and emptying systems for the new Panama Canal locks. In: 32nd PIANC Congress, 125th anniversary PIANC – setting the course, Liverpool, UK, Liverpool Arena and Con-

vention Centre, 10 - 14 May 2010, PIANC MMX papers, Seiten 1-22.

Thorenz, C. und Kemnitz, B. (2006): Füll- und Entleersysteme von Schleusen – aktuelle Entwicklungen und numerische Simulation. In: 36. IWASA Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2006. Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Bd. 146, M/1-M/18, Aachen.

Thorenz, C. und Strybny, J. (2012): On the numerical modelling of filling-emptying systems for locks. In: 10th International Conference on Hydroinformatics, Hamburg, 2012.

Weller, H. G.; Tabor G.; Jasak, H. and Furby, C. (1998): A Tensorial Approach to CFD using Object Orientated Techniques. Computers in Physics, 1998, Vol. 12 No. 6, Seiten 620–631.

Standicherheit der alten Schachtschleuse während der Bauphase der neuen Weserschleuse

Dr.-Ing. Helmut Fleischer, Bundesanstalt für Wasserbau

Die alte Schachtschleuse Minden stellt aufgrund ihrer Lage und der Einbindung in das Wasserstraßenkreuz einen wichtigen Knotenpunkt der deutschen Binnenschifffahrt dar. Nicht zuletzt infolge der gelungenen architektonischen Gestaltung ist sie darüber hinaus eine Attraktion für Touristen. Zusammen mit der Kanalbrücke und dem Hauptpumpwerk steht die Schleuse seit 1987 unter Denkmalschutz. Das 100-jährige Bestehen der Mindener Schachtschleuse wurde 2014 mit der Vorstellung einer Sonderbriefmarke gewürdigt. Dementsprechend wurde im Rahmen der Neubauplanung der Erhaltung und dem Schutz des alten Bauwerks eine besondere Aufmerksamkeit entgegengebracht.

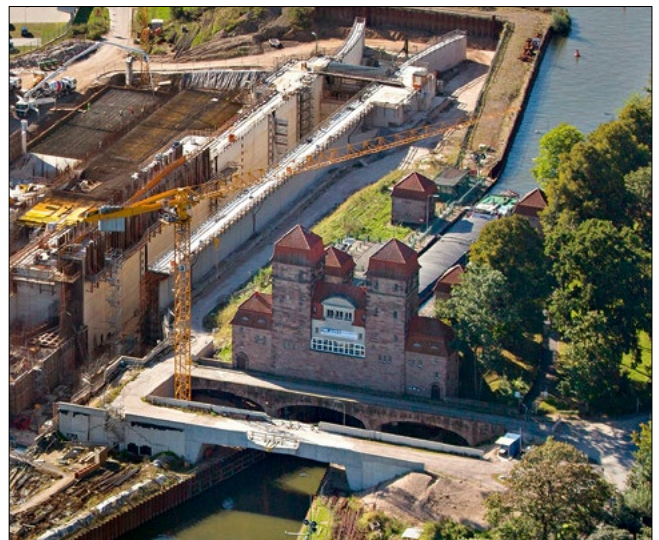


Bild 1: Ansicht der alten Schachtschleuse (im Vordergrund rechts) und der im Bau befindlichen neuen Schleuse aus Nord-West

1 Vorgeschichte

Die neue Weserschleuse wurde unmittelbar neben der seit über 100 Jahren bestehenden Schachtschleuse errichtet (Bild 1). Das als Sparschleuse konzipierte alte Bauwerk wurde 1914 in Betrieb genommen und besitzt bei einer Kammerbreite von 10 m und einer Kammerlänge von 85,6 m in Abhängigkeit vom Wasserstand der Weser eine Fallhöhe zwischen 9,7 m und 14,7 m. Die Kammerwände der vorwiegend in Stahlbeton ausgeführten Anlage bilden gleichzeitig die Begrenzung der beidseitig symmetrisch angeordneten, geschlossenen Sparbecken (Bild 2). Am Übergang zu den Häuptern und in Kammermitte sind die Wände durch 2 cm starke und mit Bleiblech gedichtete Dehnungsfugen unterbrochen. Im Gründungsbereich steht „fester“ bzw. „harter, klüftiger Schieferthon“ (Loebell, 1921) an.

Die statische Berechnung bzw. Bemessung der alten Schleuse erfolgte in Anlehnung an die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (D.A.f.E.) von 1904 bzw. 1907 nach dem Verfahren nach MÖRSCH („deutsches Verfahren“). Die konkreten bauaufsichtlichen Festlegungen waren in den damaligen „Ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton“ des ehemaligen preußischen „Ministeriums der Öffentlichen Arbeiten“ enthalten, auf die in der Bestandsstatik auch wiederholt hingewiesen wird. Die zulässige Betonspannung betrug lediglich 4 N/mm^2 ; die Stahlzugspannung war entsprechend der damaligen Bewehrungsstähle mit Fließgrenzen um 220 N/mm^2 auf nur 100 N/mm^2 begrenzt. Aus diesen statischen Ansät-

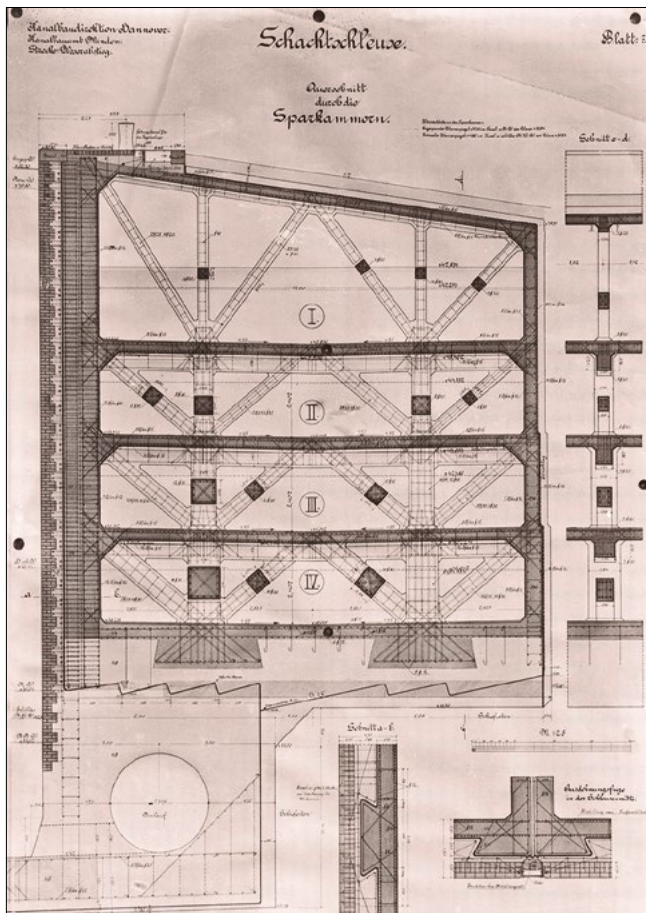


Bild 2: Querschnitt durch die östliche Kammerwand der bestehenden Schachtschleuse mit seitlichem, austegstem Sparbecken aus Stahlbeton

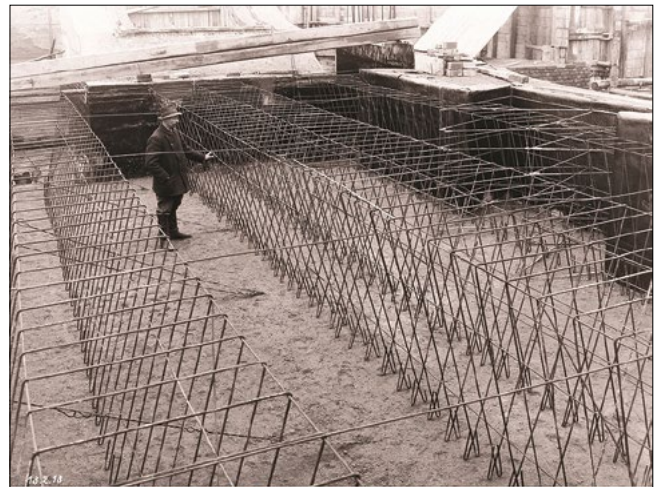


Bild 3: Bewehrung im Sohlenbereich der alten Schachtschleuse (oben) und der neuen Weserschleuse (Quelle: oben BAW, unten NBA Hannover)

zen ergeben sich für die heutige Situation in nicht geringem Maße rechnerische Standsicherheitsreserven.

Das statische System des Kammerquerschnitts ist im Wandbereich infolge der eingebauten Diagonalstreben der Sparbecken als sehr steif und verformungsarm einzuschätzen. Da die Berechnung solcher statisch hochgradig unbestimmter Systeme zur Bauzeit ohne Computer und entsprechende Software mit großen Schwierigkeiten verbunden war, mussten grobe, i. d. R. auf der sicheren Seite liegende Vereinfachungen vorgenommen werden. Demgemäß erfolgte die Bemessung der Diagonalstäbe im Sparbeckenbereich so, dass sie allein die gesamte Horizontalbelastung bei voller Schleusenammer sowie leeren Sparbecken und ohne Berücksichtigung des widerstehenden Erddrucks aufnehmen können. Die Dimensionierung der Kammersohle hingegen wurde in Anbetracht des felsartigen Untergrundes nur für eine Auftriebsbelastung seitens des anstehenden Grundwas-

sers auf Niveau des mittleren Unterwasserstandes vorgenommen. Daher ist im Sohlenbereich relativ wenig Bewehrung enthalten, was besonders im Vergleich mit der Bewehrungsmenge an der neuen Weserschleuse ins Auge fällt (Bild 3).

Um eine ausreichende Wasserundurchlässigkeit der massiven Schleusenbauteile zu gewährleisten, wurde kammerseitig eine Abdichtung mittels dreilagiger Asphaltpappe angebracht. Der Schutz dieser Dichtung erfolgt durch eine verklümmerte und mit schwalbenschwanzförmigen Rippen am hinteren Wandteil verankerte Vorsatzschale. Im Bereich der Sparbecken kam zum Schutz der Betonoberflächen ein geglätteter „Zementbügelputz“ in einer Stärke von 2 cm zur Anwendung (Hart, 1913). Zusammen mit der Putzschicht beträgt die Betondeckung der Bewehrung im Sparbeckenbereich ca. 4 cm, erreicht damit also nicht ganz das heute vorgegebene Maß.

Die Bauausführung der alten Schleuse erfolgte entsprechend der damaligen Betontechnologie mit den üblichen Hilfsmitteln. Bereits kurz nach Fertigstellung wurden einige Trennrisse im Beton festgestellt. Es waren ferner Oberflächenschäden im Kammerwandbereich nachzubessern (Bild 4), was später nochmals wiederholt bzw. auf größere Bereiche der Kammerwände ausgedehnt werden musste.



Bild 4: Betoninstandsetzung im Bereich der Kammerwände unmittelbar nach Fertigstellung

Vor Baubeginn der neuen Weserschleuse war der Erhaltungszustand der alten Anlage aus statischer Sicht weitgehend unauffällig (BAW, 1999). Während der Bauwerksinspektion beobachtete Querrisse – besonders in Verlängerung der Trennungsfugen und im Sohlenbereich – sind typisch für Bauwerke dieser Art und für die Standsicherheit nicht relevant. Auffällige, belastungsbedingte Rissbilder im Beton der seitlichen Sparbecken wurden nicht festgestellt. Bemerkenswert jedoch war ein ca. 40 m langer, horizontaler Trennriss unmittelbar über den seitlichen Füllöffnungen im Fußbereich der östlichen Kammerwand, der bereits unmittelbar nach Fertigstellung des Bauwerks beschrieben wurde.

Aus den regelmäßigen vom zuständigen Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) durchgeführten Inspektionsmessungen ergab sich beim Wechsel des Betriebswasserstandes von Unter- zu Oberwasser eine Aufweitung der Kammer von ca. 6 mm; elastische Setzung im Plattformbereich an den Kammerwänden hingegen konnten

nicht gemessen werden. Im Bereich der Außenwände der Sparbecken entstanden bei Schleusenbetrieb reversible Höhenänderungen um 1 mm. Insgesamt war damit auch das Verformungsverhalten plausibel und ließ keine Unregelmäßigkeiten am Tragwerk erkennen. Zusammenfassend konnte somit zu Beginn der Neubaumaßnahme der Erhaltungszustand der alten Schachtschleuse unter Berücksichtigung des Bauwerksalters und der bauwerkstypischen Beanspruchung weitgehend als gut bezeichnet werden.

2 Einwirkungen der Neubaumaßnahmen auf die bestehende Schachtschleuse

Als eine der ersten Fragen zu Beginn der Planungsarbeiten für die neue Schleuse war deren Positionierung bzw. räumliche Anordnung zu klären. Für die bauliche Gestaltung, Trassierung, Baudurchführung, Umlegung von Straßen etc. war entscheidend, wie weit der Abstand zwischen altem und neuem Bauwerk verringert werden konnte. Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) vom zuständigen Neubauamt Hannover beauftragt, eine erste statische Analyse der vorhandenen alten Schachtschleuse vorzunehmen, die den extremen Lastfall „Freigelegte Kammerwand bis auf Felshorizont“ berücksichtigen sollte. Es war also zu überprüfen, ob auch bei einer einseitig freistehenden Schleusenkammer ohne entlastenden seitlichen Erddruck eine noch ausreichende Standsicherheit gegeben ist.

Die Berechnung erfolgte grundsätzlich für den ebenen Fall für einen repräsentativen Kammerquerschnitt. Eine Untersuchung im Längsschnitt durch das Bauwerk bzw. im Bereich der Schleusenhäupter, der Brücke oder der Vorhäfen war im Rahmen dieser Betrachtungen aufgrund des frühen Planungsstandes noch nicht vorgesehen. Die statischen Untersuchungen wurden mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt, sodass dem stark gegliederten Querschnitt der Schleuse mit Wechsel zwischen stabförmigen und scheibenförmigen Elementen ausreichend Rechnung getragen werden konnte. Eine Kalibrierung der verschiedenen FEM-Modelle erfolgte anhand der vorliegenden Messwerte der zurückliegen-

den Inspektionsmessungen für die Kammerbreite.

Für den Extremfall „Freigelegte Kammerwand bis auf Felshorizont“ sind im Bild 5 die berechneten Verformungszustände im Kammerquerschnitt bei unterem und oberem Betriebswasserstand dargestellt. Zusätzlich wird im Detail anhand der Vergleichsspannungen die relativ hohe Auslastung im Sohlen- bzw. unteren Wandbereich deutlich. Die Untersuchungsergebnisse zeigten, dass die seitlichen Sparbecken die Zusatzlasten aufnehmen können. Im Bereich der schwach bewehrten Sohle bzw. der seitlichen Längsumläufe war jedoch mit größeren Rissbildungen an verschiedenen Stellen des sich bisher vorwiegend im rissfreien Zustand (Zustand I) befindlichen Tragwerks zu rechnen. Die Gesamtstandsicherheit des Bauwerks bliebe jedoch gewahrt, da ausreichend Möglichkeiten zur Spannungsumlagerung innerhalb des Ge-

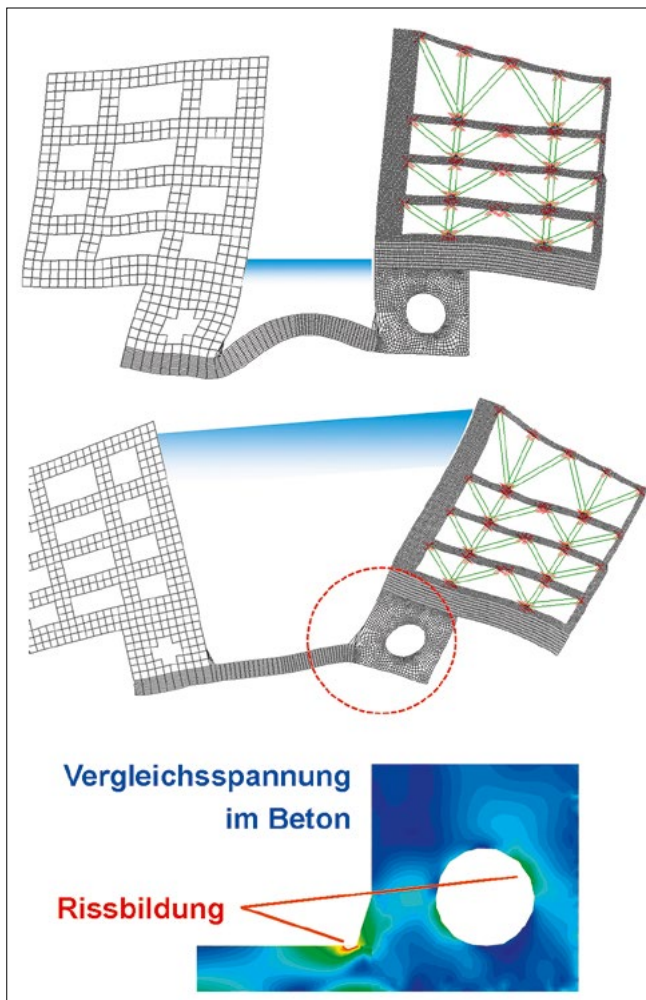


Bild 5: Berechnete Verformungen (überhöht) des Kammerquerschnitts nach seitlicher Freilegung bei Unter- bzw. Oberwasserstand und Beanspruchung im Bereich der Sohle bzw. Längsläufe

samtquerschnitts gegeben sind. Zur Bewertung der Dauerhaftigkeit waren allerdings zusätzliche Überlegungen erforderlich. Für die weiteren Planungen ergab sich die wichtige Aussage, dass die bestehende Konstruktion ein robustes Tragwerksverhalten mit ausreichend statischen Reserven aufweist und selbst bei vollständiger Freilegung der östlichen Sparbecken von einer bauzeitlich ausreichenden Sicherheit ausgegangen werden konnte.

Im Laufe der weiteren Planung für den Schleusenneubau entschied man sich für eine östliche Positionierung der Sparbecken und einen Achsabstand zwischen alter und neuer Schleuse von 52 m, sodass letztendlich eine komplette Freilegung der alten Schleuse nicht notwendig wurde. Allerdings war es erforderlich, die Verankerung der westlichen Baugrubenwand teilweise bis in den Gründungsbereich des bestehenden Bauwerks zu führen (Bild 6). Infolge der unterhalb der Sparbecken liegenden Injektionsstrecke der Baugrubenverankerung war mit Zerrungen im Untergrund und einer Zusatzbeanspruchung der Schleusenkammersohle zu rechnen. Auch hierzu waren im Rahmen der weiteren Planung entsprechende Nachweise zu erbringen, bei denen teilweise auf die bereits vorliegenden Untersuchungsergebnisse zurückgegriffen wurde.

Im Ergebnis der Vielzahl späterer FEM-Analysen war mit Horizontalverschiebungen an der Kammerwand im Plattformbereich im Extremfall von bis zu 2 cm zu rechnen. Besonders im Bereich der Bewegungsfugen an den Häuptern war deshalb von größeren Verschiebungsdif-

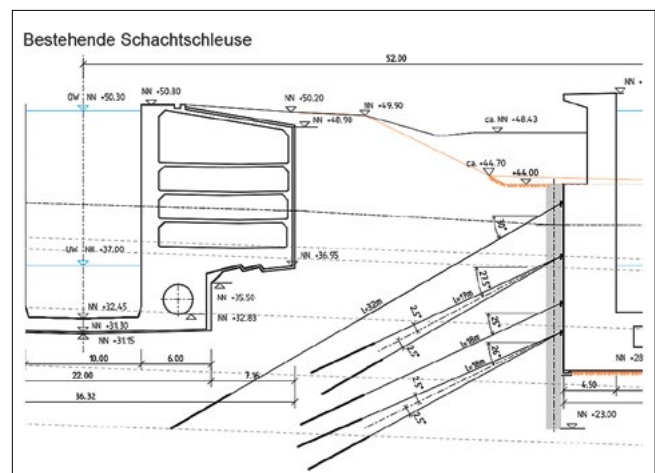


Bild 6: Lage der vorgespannten Verankerung des Baugrubenverbau für den Schleusenneubau im unmittelbaren Gründungsbereich der bestehenden Schachtschleuse (Quelle: NBA Hannover)

ferenzen und entsprechenden Beanspruchungen der Fugendichtungen auszugehen. In Anbetracht dieser Gesamtsituation wurde empfohlen, ein umfangreiches Bauwerksmonitoring im Bereich der bestehenden Schachtschleuse durchzuführen.

3 Monitoring als ergänzende Maßnahme zur Gewährleistung der Standsicherheit der bestehenden Schleuse

Ein Bauwerksmonitoring ist eine fortlaufende und weitgehend automatisierte messtechnische Erfassung aussagekräftiger mechanischer Größen an Tragwerken. Bestandteil – neben der eigentlichen Messung – ist immer eine ingenieurmäßige Bewertung und letztendlich die Option, auf einen risikobasierten Havarieplan zurückgreifen zu können. Ziel der messtechnischen Überwachung ist vorrangig das rechtzeitige Erkennen standsicherheitsgefährdender Tragwerkszustände. Ferner ergibt sich im Ergebnis der Auswertung die Möglichkeit, Einflüsse auf die Gebrauchstauglichkeit festzustellen und zu bewerten.

Zur Überwachung der Verformungen an der bestehenden Schachtschleuse wurde empfohlen, ergänzend zu den regelmäßig nach VV-WSV 2602 stattfindenden Maßnahmen (geodätische Messungen inkl. Kammerbreite und Erfassung der Wasserstände) zusätzlich Verschiebungen an den Bewegungsfugen, Wandverkipnungen (Neigungsänderungen) und Betontemperaturen im Tragwerk messtechnisch zu erfassen. Hierfür wurden seitens der BAW in einem entsprechenden Konzept Art, Anzahl und Anordnung der Messgeber gemäß der zu erwartenden Verformungen bzw. unter Sicherheitsüberlegungen vorgegeben und die jeweiligen Werte für Messbereich, Linearitätsfehler, Auflösung und Schutzart nach DIN EN 60529 genannt. Eine Übersicht zu den im Bereich der alten Schachtschleuse durchzuführenden Messungen ist im Bild 9 (ein Foto mit markierten Messstellen) im Beitrag Neumann et al. in diesem Heft bzw. in der nachfolgenden Tabelle enthalten.

Die Erfassung der Neigungs- und Distanzänderungen im Fugenbereich sowie der Temperatur- und Wasserstandmesswerte erfolgte automatisch im 3-Minuten-Takt. Besonders bei den Distanzaufnehmern („Fissurometer“) und den

Objekt der baugeometrischen Überwachung	Art der Messung	Messungsbezug/ Sensorik	Beobachtungsverfahren
	geodätisch	Alle geotechnische automatische Messungen mit Temperaturgebern ausrüsten und betreiben	
	geotechnisch		
	sonstige		
<u>Kammerweitenänderung</u> 8 Messpunkte 4 Messlinien	Längenmessung	Invarband, relativ	händisch
<u>Fugenabstandsänderung</u> 2 x 3 Stück X, Y-Sensoren	Längenmessung	Distanzsensoren	automatisch
<u>Absolutmessung</u> best. Punkte Häupter und 23 Messpunkte Kammer	geodätisch	Absolut Messnetz	geodätisch
<u>Wandverkipfung</u> Neigungssensoren einachsige Häupter 4 Messstellen X-Achse	Neigungsmessung	Neigungssensoren/ Winkel	automatisch
<u>Wandverkipfung</u> Neigungssensoren einachsige Kammer 4 Messstellen Y-Achse	Neigungsmessung	Neigungssensoren/ Winkel	automatisch
<u>Betontemperatur</u> , Temperaturgefälle durch 2 Messketten mit je 3 Sensoren in den Betonwänden	thermisch	Temperatursensorketten	automatisch
<u>Wasserstand</u> in Kammer (Pegel mit N.N. Bezug)	hydrologisch	Datenlogger mit N.N. Bezug	automatisch

Bild 7: Zusammenstellung der Messungen bzw. Messtechnik im Bereich der Schachtschleuse

Neigungsgebern war auf eine vor Sonnenstrahlen und mechanischer Beschädigung geschützte Anordnung zu achten.

Die händischen Messungen der Kammerbreite bzw. die geodätische Aufnahme von Lage und Höhe fanden ergänzend zu den bisherigen Maßnahmen nach VV-WSV 2602 durchschnittlich im 2-Wochen-Takt statt. Die Messanlage wurde in der ersten Jahreshälfte 2010 installiert und als Teil der Gesamtanlage für den Neubaubereich betrieben. Die anfallenden Messwerte wurden grafisch in Form von Ganglinien in den Messberichten zusammengestellt bzw. auf einem per Internet erreichbaren Datenserver allen berechtigten Nutzern permanent zugänglich gemacht. Die Messwerteerfassung und Weiterleitung sowie die entsprechende Messberichterstattung erfolgte durch ein beauftragtes, ausreichend erfahrenes Vermessungsbüro im Auftrag des Bauherrn.

Die Messungen begannen ausreichend rechtzeitig, so dass Daten für einen Zeitraum zur Verfügung standen,

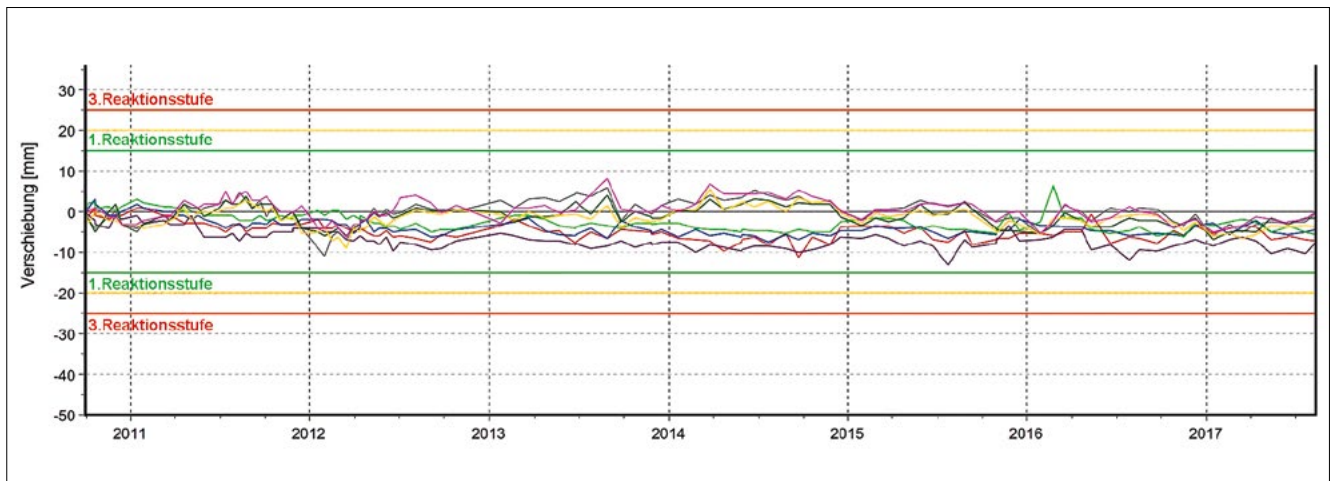


Bild 8: Beispiel für die gemessenen Ganglinien der Horizontalverschiebungen der östlichen und westlichen Kammerwand quer zur Schleusenachse mit Angabe der drei Reaktionsstufen (Quelle: Angermeier Ingenieure GmbH, 2016)

in dem noch keine größeren Einflüsse aus der Baumaßnahme auftreten konnten. In Auswertung dieser Datenreihen war somit eine erste Bewertung des Verformungsverhaltens der Schachtschleuse unter Regelbetrieb und – davon ausgehend – die Festlegung von Grenzwerten für die einzelnen Messgeber unter Berücksichtigung der jahreszeitlichen Temperatureinflüsse möglich. Für die Grenzwertdefinition wurden drei Reaktionsstufen vorgegeben, bei deren Überschreitung unterschiedliche Maßnahmen vorgesehen waren (Bild 8).

ratur und Kammerwasserstand unterschiedlich intensiv ausgeprägt waren. Die Korrelation der Veränderungsbeträge einzelner Geber untereinander war teilweise stark, teilweise jedoch auch nur gering ausgebildet, was insgesamt auf ein relativ komplexes Verformungsverhalten des Tragwerks hindeutet. Insgesamt mussten jedoch bei den automatisierten Messungen über den gesamten Messzeitraum ab 2010 bis 2017 – von wenigen, überwiegend messtechnisch begründeten Ausnahmen abgese-

4 Ausgewählte Messergebnisse im Rahmen des Monitorings

4.1 Automatische Messungen

Im Bild 9 sind beispielhaft die 2-Tages-Verläufe der horizontalen Differenzverschiebungen in der östlichen Bewegungsfuge zwischen Oberhaupt und Schleusenkammer in Längs- und Querrichtung sowie die Neigungsänderung der westlichen Kammerwand dargestellt. Zum Vergleich sind die Änderungen des Betriebswasserstandes und der Verlauf der Lufttemperatur mit erfasst, was deren Einfluss auf den Messwerteverlauf gut erkennen lässt.

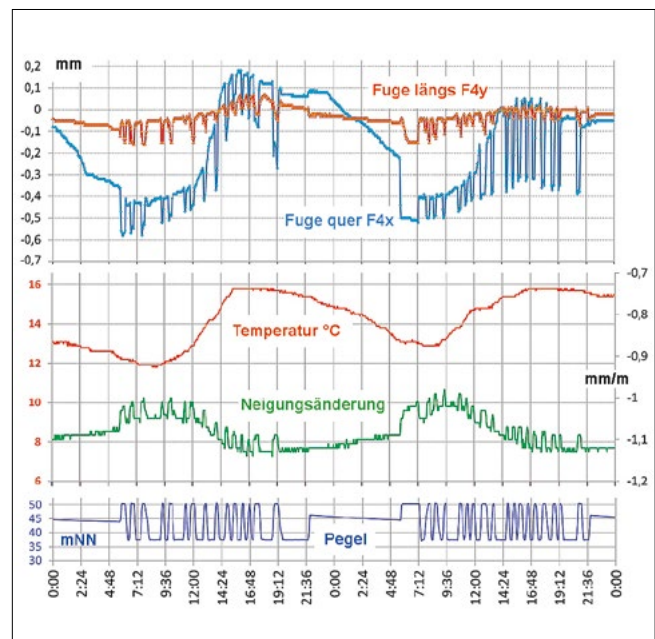


Bild 9: Beispiel für einen typischen Messwerteverlauf von Fugenbreitenänderungen in Längs- und Querrichtung (oben), Neigungsänderung (Mitte) und Betriebswasserstand (unten) im Kammerbereich der Schachtschleuse an zwei Tagen im September 2012

Bei Betrachtung aller Ganglinien der automatisierten Messungen der Neigungs- und Fugenabstandsänderungen war auffällig, dass die Abhängigkeiten von Tempe-

hen – keine Überschreitungen der kritischen Grenzwerte festgestellt werden.

4.2 Händische Messungen

Eine wesentliche Messgröße zur Bewertung des Tragwerkszustandes der Schleuse ist die Kammerbreite bzw. deren Änderung. Die Messung erfolgte mittels Konvergenzmessband im 2-Wochen-Takt. Eine Übersicht der Kammerbreitenänderungen in Kammermitte bei Oberwasserstand zeigt Bild 10. Besonders in der ersten Phase ist die Abhängigkeit von den jährlichen Temperaturschwankungen gut erkennbar: Diese führen in einem periodischen, sinusförmigen Verlauf zu einer bauwerkstypischen Aufweitung der Schleusenkammer im Sommer und einer Einengung im Winter. Aufgrund der sehr kompakten Kammerwandkonstruktion ist die Kammerbreitenänderung mit ca. 3 mm relativ klein. Insgesamt sind die Werte zunächst plausibel und gut nachvollziehbar. Auffälligkeiten treten – wie auch an einigen anderen Messwerten im Bereich der Baugrube für die neue Schleuse – etwa ab Mitte 2014 auf und stehen im Zusammenhang mit dem Baugeschehen. Über den Gesamtverlauf der Baumaßnahme entsteht eine irreversible Kammeraufweitung von nicht mehr als 2 mm, die bezüglich der Standsicherheit als unkritisch zu bewerten ist.

Die durchgeführten geodätischen Lage- und Höhenmessungen mit üblichem Messgerät besitzen im Vergleich zu den automatisierten Relativmessungen und zur Kammerbreitenmessung zwar eine geringere Genauigkeit, erlauben aber wichtige Schlussfolgerungen zu den Absolutver-

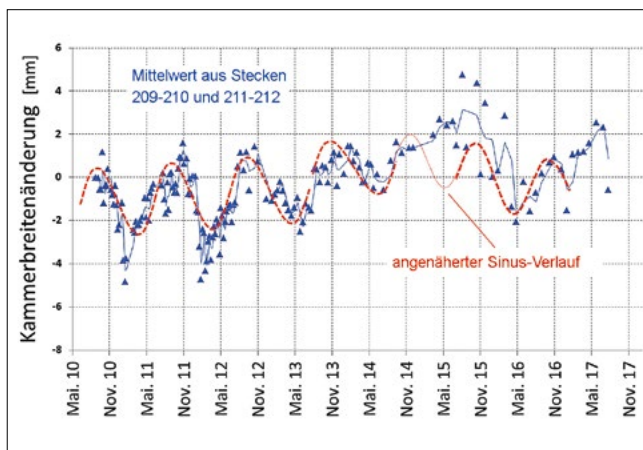


Bild 10: Kammerbreitenänderung im Mittelbereich der Schleusenkammer über den gesamten Messzeitraum

änderungen am Bauwerk. Auch diese Messwertverläufe zeigen erwartungsgemäß eine saisonale Abhängigkeit von der Temperatureinwirkung. So traten periodische Höhenänderungen im Plattformbereich von 2 bis 4 mm und Wandverschiebungen im Kammerbereich quer zur Achse in der gleichen Größenordnung auf. In Längsrichtung hingegen waren kaum Veränderungen feststellbar. Im gesamten Beobachtungszeitraum waren irreversible Setzungen im Bereich der Schleusenkammer von ca. 5 mm und horizontale Wandkopferschiebungen von etwa 3 mm zu beobachten (vgl. Bild 8). Bemerkenswert ist, dass die Messwerte auf eine geringe Querverschiebung der Schleusenkammer im Plattformbereich von der neuen Schleuse weg in Richtung Westen hindeuten.

5 Sonderfall Unterhauptbrücke

An der bestehenden, dreifeldrigen Gewölbebrücke am Unterhaupt der Schachtschleuse (Bild 11) wurden händisch die Veränderung der Bogenweite und die Setzungen im Pfeiler- bzw. Widerlagerbereich erfasst.



Bild 11: Ansicht der alten Schachtschleuse nach Fertigstellung mit Blick auf die Unterhauptbrücke

In Vorbereitung des Baugrubenaushubs wurde das östliche, an die Baugrube angrenzende Brückenwiderlager mit Pfählen unterfangen. Die verankerte Bohrpfahlwand des Baugrubenverbaus reicht unmittelbar an die Widerlagerkonstruktion heran und wurde hier im Rahmen des Monitorings mittels Inklinometer messtechnisch überwacht. Bei den Messwerten für die Stützweiten der Brücke

(Bild 12) fällt auf, dass der mittlere, auf dem Schleusenunterhaupt gegründete Bogen (blaue Linie) sich jahreszeitlich periodisch verhält. Bei den beiden separat gegründeten Randbögen hingegen ist die Abhängigkeit von der Jahrestemperatur nur gering ausgeprägt. Stattdessen war ab Mitte 2011 mit fortschreitendem Aushub der Baugrube ein markanter Verformungstrend zur Spannweitenverringering festzustellen, der sich erst nach ca. einem Jahr beruhigte. Größere Schäden, Risse etc. waren visuell nicht feststellbar, sodass auf entsprechende Maßnahmen verzichtet werden konnte. Ursache für die auffälligen Verformungen war das Anspannen von Injektionsankern des Baugrubenverbau, was mit den Inklinometermessungen an der Bohrpfahlwand bestätigt wurde.

und die Tragfähigkeit der alten Schleuse zu keinem Zeitpunkt gefährdet war. Die anhand der FEM-Berechnungen als Maximum prognostizierten Werte für die Verformungen wurden nicht gemessen. Unabhängig hiervon bleibt es empfehlenswert, im Rahmen der nächsten Bauwerksprüfung die hoch beanspruchten Bereiche des Bauwerks im Sohlenbereich und der alten Unterhauptbrücke auf neue entstandene Rissbildung oder anderweitige Auffälligkeiten zu kontrollieren. Insgesamt kann festgestellt werden, dass mit dem Monitoring im Bereich der alten, denkmalgeschützten Schachtschleuse Minden jederzeit die Möglichkeit gegeben war, Einwirkungen des Bauprozesses auf den Beanspruchungszustand des Tragwerks zu erkennen und hinsichtlich der Standsicherheit zu bewerten.

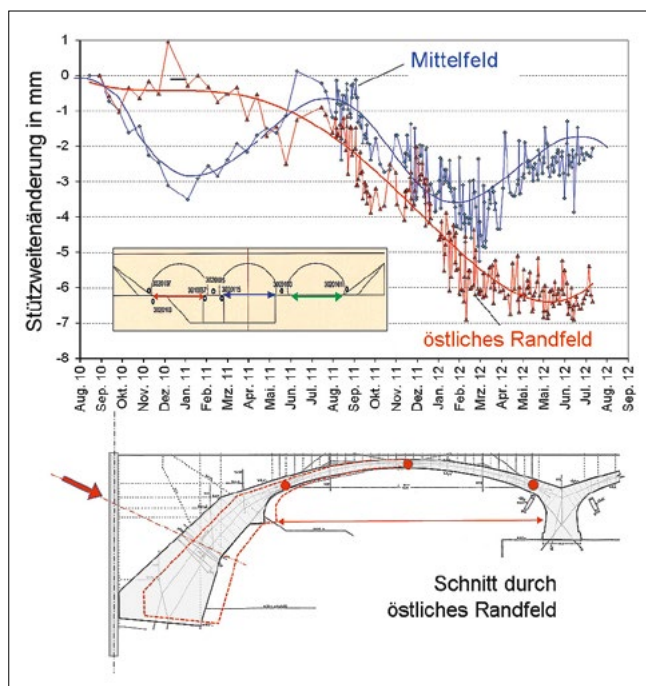


Bild 12: Verlauf der Stützweitenänderung an der alten Unterhauptbrücke im Zeitraum August 2010 bis August 2012 (oben) und Systemskizze im Bereich des östlichen Brückenfeldes

6 Fazit

Die Analyse der Ergebnisse der statischen Untersuchungen und der umfangreichen messtechnischen Überwachung lässt nach Abschluss der Baumaßnahmen den Schluss zu, dass keine kritischen Messwerte auftraten

7 Literatur

Angermeier Ingenieure GmbH (2016): Neubau der Weserschleuse Minden – Messbericht 228 – Dokumentation und Auswertung aller Messungen zur baugematischen Überwachung an den Bestandsbauwerken und Baubehelfen im Bau- und Bauumfeld; 08. November 2016.

BAW (1999): Zweite Schleuse Minden (VKN). Gutachterliche Stellungnahme zur Standsicherheit der bestehenden Schachtschleuse bei einseitiger Freilegung der Kammerwand. BAW-Nr. 99116460 vom 15. November 1999.

Hart, O. (1913): Der Ems-Weser-Kanal und seine Eisenbetonbauten. Beton und Eisen, Heft VI – VIII, S. 126-176.

Loebell, O. (1921): Die Bauten des Ems-Weser-Kanals in der Weserniederung bei Minden i. W. Zeitschrift für Bauwesen, S. 238-243.

Neumann, S. et al. (2018): Messtechnische Begleitung beim Bau der Weserschleuse in Minden – Konzeption, Umsetzung und Vergleich der Messergebnisse mit der Prognose. In: **BAWMitteilungen** Nr. 104, S. 65-84.

Betontechnologische Anforderungen für Wasserbauwerke am Beispiel der neuen Weserschleuse Minden

Dr.-Ing. Frank Spörel, Bundesanstalt für Wasserbau

Verkehrswasserbauwerke unterliegen im Betrieb besonderen Beanspruchungen infolge spezifischen hygri-schen und thermischen Einwirkungen. Zur Sicherstellung eines ausreichenden Widerstandes müssen daher besondere Anforderungen an den Beton gestellt werden, welche aber mit den Anforderungen im Hinblick auf die Minimierung des Zwangs bei den zumeist massigen Betonbauteilen kompatibel sein müssen. Erfahrungen mit derartigen Betonen sowie die für die Schleuse Minden geltenden Anforderungen werden vorgestellt. Am Beispiel der wesentlichen Betone der Sohle und Kammerwände für massige Bauteile werden Betonzusammensetzungen und Eigenschaften beschrieben.

1 Einleitung

Verkehrswasserbauwerke wie Schleusen, Wehranlagen, Düker oder Kajen ermöglichen nicht nur die Regulierung von Oberflächengewässern, sondern auch die kontinuierliche Nutzung von natürlichen oder künstlichen Wasserstraßen für den Transport von Personen und Gütern. Bei der Errichtung derartiger Wasserbauwerke müssen seit jeher besondere Einwirkungen wie dauernde oder temporäre Wasserbeaufschlagung, Schiffsanfahrt oder Hydroabrasion in angemessener Weise Berücksichtigung finden. Diesen besonderen Einwirkungen müssen Wasserbauwerke einen dauerhaft hohen Widerstand entgegenzusetzen, um die von solchen Infrastrukturbauwerken erwarteten langen Nutzungsdauern zielsicher erreichen zu können. Aktuell wird beim Neubau massi-

ver Verkehrswasserbauwerke von einer Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren ausgegangen. Der Beitrag erläutert die daraus resultierenden betontechnologischen Anforderungen am Beispiel der neuen Weserschleuse Minden.

2 Einwirkungen auf Verkehrswasserbauwerke

2.1 Allgemeines

Verkehrswasserbauwerke unterliegen wie andere frei bewitterte Bauwerke den üblichen atmosphärischen Einflüssen. Hinzu kommen in bestimmten Bauwerksbereichen hygri-sche Einwirkungen aus dauernder oder temporärer Wasserbeaufschlagung, wodurch Verkehrswasserbauwerke eine signifikant andere Beanspruchung erfahren, als dies bei Bauwerken des Hochbaus der Fall ist. Durch im Wasser mitgeführte Feststoffe, welche in die Bauwerke gelangen können, entsteht darüber hinaus in bestimmten Bauteilbereichen eine mechanische Beanspruchung des Betons durch Hydroabrasion, wie sie ebenfalls in anderen Baubereichen nicht auftreten kann. Bei Verkehrswasserbauwerken handelt es sich in der Regel um Bauwerke mit massigen Bauteilquerschnitten. Dies führt während der Erhärtung des Betons durch die dabei frei werdende Hydratationswärme zu einem Temperaturanstieg im Bauteil. Daraus resultieren Zwangsspannungen, welche in der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

Auf die genannten Einwirkungen und Randbedingungen und die daraus resultierenden betontechnologischen Anforderungen wird im Folgenden näher eingegangen.

2.2 Hydratationswärme

Durch die Reaktion von Wasser und Zement entstehen wasserhaltige Verbindungen. Diese Hydratation, bei der sich die Festigkeit des Zementsteins bzw. des Betons entwickelt, ist ein exothermer Prozess, der umso schneller abläuft, je höher die Temperatur ist. Die dabei frei werdende Reaktionsenergie wird als Hydratationswärme bezeichnet, welche zu einer Temperaturerhöhung des Betons bzw. der damit hergestellten Betonbauteile führt. Diese Temperaturerhöhung führt zu einer Temperaturverformung des Betonbauteils und bei einer Behinderung dieser Verformung zu Zwangsspannungen. Bei massigen Bauteilen, wie sie im Verkehrswasserbau in der Regel vorkommen, kann die entstehende Hydratationswärme nur langsamer an die Umgebung abgegeben werden, als bei dünnen Bauteilen. Dadurch kommt es zu hohen Temperaturanstiegen und bei behinderter Verformung zu entsprechend hohen Zwangsspannungen. Überschreiten die dabei entstehenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zu Rissen, deren Rissbreite durch die Bewehrung des Betons in unkritischen Größenordnungen gehalten werden soll.

Betontechnologische Maßnahmen zur Begrenzung des Temperaturanstiegs bei massigen Bauteilen sind beispielsweise die Verwendung von Zementen mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung, möglichst geringe Zementgehalte oder möglichst niedrige Frischbetontemperaturen (Röhling, 2005).

2.3 Frostbeanspruchung des Betons von Verkehrswasserbauwerken

Durch den Kontakt des Betons von Verkehrswasserbauwerken mit Wasser können sich im Beton deutlich höhere Wassersättigungsgrade einstellen, als dies bei ausschließlich frei bewitterten Betonbauteilen der Fall ist. Untersuchungen im Rahmen des FuE-Vorhabens „Frostwiderstand zementgebundener Baustoffe“ der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (Westendarp und Spörel, 2018) zeigen den signifikanten Unterschied des Wasser-

sättigungsgrades von Beton im Wasserwechselbereich zwischen Ober- und Unterwasserstand im Vergleich zum darüber liegenden, ausschließlich frei bewitterten Bereich der kammerseitigen Wandflächen von Schleusenkammern. Zwischen Ober- und Unterwasserstand liegen gleichmäßige und dauerhaft hohe Sättigungsgrade des Betons vor. Im frei bewitterten Bereich, der hinsichtlich seiner Exposition mit einem üblichen Außenbauteil verglichen werden kann, ist der Sättigungsgrad hingegen deutlich geringer. In der unmittelbaren Randzone können jedoch auch hier z. B. durch Regenereignisse kurzzeitig nahe der Oberfläche vergleichbar hohe Sättigungsgrade auftreten wie im Wasserwechselbereich.

Entscheidend für die Intensität der Frostbeanspruchung ist das Zusammentreffen hoher Sättigungsgrade und gefrierrelevanter Temperaturen. Gefriervorgänge, also Zustandsänderungen des Wassers im Porengefüge des Betons, treten nur unter bestimmten Sättigungsverhältnissen und gleichzeitigem Unterschreiten bestimmter Temperaturen im Beton auf. Diese liegen im Beton von Schleusenkammerwänden unter XF3-Randbedingungen zumeist vor.

Die für Verkehrswasserbauwerke typische Kombination aus hygri-schen und thermischen Einwirkungen bedingt eine hohe Anzahl von Frost-Tau-Wechseln auf Betone mit hohen Wassersättigungsgraden. Die hieraus resultierende Frostbeanspruchung, bei Meerwasserbauwerken zudem in Verbindung mit chloridhaltigen Wässern, dürfte deutschlandweit betrachtet zu den intensivsten im Bereich der Expositionsklassen XF3 bzw. XF4 gehören.

3 Sicherstellung eines ausreichenden Bauteilwiderstandes

3.1 Allgemeines

Bei Bauteilen von Verkehrswasserbauwerken handelt es sich im Regelfall um massige Bauteile. Bei der Betonkonzeption müssen deshalb seit jeher die Erfordernisse von hohen Dauerhaftigkeitsanforderungen an den Beton auf der einen Seite und der Minimierung von Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme und der Begrenzung der damit einhergehenden Rissbildung auf der anderen

Seite berücksichtigt werden. Die betontechnologischen Steuerungsgrößen erfordern daher die Fachkenntnis des Betontechnologen, dem insbesondere auch unter Berücksichtigung der rasanten Entwicklungen auf dem Baustoffmarkt eine Schlüsselaufgabe zukommt. Auch vor diesem Hintergrund kommt der Erfassung zusätzlicher Leistungsmerkmale, wie beispielsweise der Prüfung des Frostwiderstands des Betons, eine besondere Bedeutung zu.

3.2 Betontechnologischer Erfahrungsbereich im Verkehrswasserbau

3.2.1 Betonzusammensetzungen und -ausgangsstoffe

Aufgrund der genannten wasserbauspezifischen Randbedingungen ergänzen die Zusätzlichen Technischer Vertragsbedingungen – Wasserbau für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215) (ZTV-W LB 215) seit 36 Jahren die Regelungen der DIN 1045 bzw. DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2. Seit der ersten Fassung im Jahr 1982 folgten Überarbeitungen in den Jahren 1990, 1998, 2004 und 2012. Bei den Überarbeitungen fanden Änderungen in der Norm und fortschreitende Erkenntnisse Berücksichtigung.

Wegen der in der Regel massigen Bauteile werden seitdem Zemente mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung, mit einer nur kurzen Ausnahme zwischen 2004 und 2008, zur Verwendung vorgeschrieben, um die Temperaturentwicklung im Bauteil während der Hydratation niedrig zu halten. Dies war auch bereits gängige Praxis vor Einführung der ersten ZTV-W LB 215. In der Vergangenheit wurden insbesondere Hochofenzemente mit Hüttensandgehalten zwischen 60 % und 80 %, was etwa einem heutigen CEM III/B entspricht, verwendet. Derzeit kommen in der Regel Betone mit CEM III/A 32,5 N LH zum Einsatz. Während als Zusatzstoff heute vorzugsweise Flugasche eingesetzt wird, war dies in der Vergangenheit häufig auch Trass. Bei den Fließmitteln (FM) fand die gesamte Bandbreite an Wirkstoffen Verwendung wie z. B. Melamin, Naphthalin, Lignin sowie in jüngerer Vergangenheit häufiger PCE-haltige Fließmittel. Bei den Luftporenbildnern (LP) wurden häufiger solche auf natürlicher als auf synthetischer Wirkstoffbasis

eingesetzt.

Im Bereich frostbeanspruchter Bauteile stellte die ZTV-W LB 215 im Laufe der Zeit teilweise von der DIN 1045 bzw. DIN 1045-2 abweichende, strengere Forderungen an den Wasserzementwert und die Verwendung von LP. Lediglich im Zeitraum zwischen 1998 und 2012 war die Verwendung von Beton ohne LP zulässig. Mit Einführung der ZTV-W LB 215, Ausgabe 2012 wurde die 1998 eingeführte Möglichkeit, Beton ohne LP einzusetzen, wieder zurückgenommen. Anlass dafür waren zwei wesentliche Aspekte: Zum einen ist die erforderliche Mindestfestigkeitsklasse C30/37 nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 bzw. DAfStb-Richtlinie Massige Bauteile aus Beton für einen Beton der Expositionsklasse XF3 ohne Luftporen bei Wasserbauwerken aus statischen Gesichtspunkten in der Regel nicht erforderlich und im Hinblick auf die Mindestbewehrung sogar nachteilig. Zum anderen zeigen Betone mit LP in Laborfrostversuchen und am Bauwerk im Regelfall einen höheren Frostwiderstand als solche ohne LP. In der Praxis haben sowohl Betone mit als auch ohne LP vielfach eine gute Dauerhaftigkeit aufgewiesen. In den Fällen, wo kein zufriedenstellendes Ergebnis erzielt wurde, handelte es sich jedoch stets um Betone ohne LP.

3.2.2 Betoneigenschaften

Bei Beton mit LP ist seit Einführung des Erlasses WS13.14.61.31-1.02 im Jahr 2007 bzw. der zwischenzeitlichen Aufnahme des Erlasses in die ZTV-W LB 215 mit der Änderung 1 im Jahr 2008 die Ausführung von LP-Beton für die Expositionsklasse XF3 unter bestimmten Randbedingungen in der Festigkeitsklasse C20/25 möglich, sofern keine anderen Anforderungen eine höhere Festigkeitsklasse erforderlich machen. Dieses Festigkeitsniveau entspricht den in der Vergangenheit in der Regel eingesetzten Betonen der Festigkeitsklasse B25, mit denen günstige Erfahrungen im Hinblick auf den Frostwiderstand vorliegen. Mit der Festigkeitsklasse C20/25 ergeben sich erhebliche Vorteile bei der Auslegung der Mindestbewehrung der Bauwerke. Die Zulässigkeit der geringeren Festigkeitsanforderung gegenüber der DIN 1045-2 wird ergänzend über die Prüfung des Frostwiderstands im CIF-Test nach **BAW**Merklblatt „Frostprüfung von Beton“ abgesichert.

Eine Begrenzung der Konsistenz ist seit Einführung der ersten ZTV-W LB 215 immer vorgeschrieben gewesen. Im Jahr 1990 wurde erstmalig auf die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Baustellenrandbedingungen, wie z. B. Temperaturschwankungen, bei der Durchführung von Eignungsprüfungen bei der Verwendung von Fließmittel hingewiesen. Grund war die Beeinflussung der Konsistenz in Abhängigkeit der Temperatur bei Beton mit Fließmittel. Derartige Aspekte sind auch heute vor dem Hintergrund der zunehmenden Vielfalt der Baustoffe mehr denn je aktuell.

Im Jahr 1998 wurden erstmals konkrete Forderungen nach einer Begrenzung der Temperaturentwicklung im Bauteil eingeführt, welche mit Einführung der Ausgabe 2004 in eine Begrenzung der quasiadiabatischen Temperaturerhöhung des Betons überführt wurden. Aus diesen Grenzwerten lassen sich die Temperaturerhöhungen im Bauteil ableiten. Die quasiadiabatische Temperaturerhöhung stellt also die erforderliche Grundlage für die Ermittlung der Bauteiltemperatur dar und ist ein wesentlicher Eingangsparameter zur Ermittlung der Zwangbeanspruchung nach **BAW** Merkblatt „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“.

3.3 Betontechnologische Anforderungen für die Weserschleuse Minden

3.3.1 Allgemeines

Die ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004 inkl. der A1-Änderung vom Dezember 2008 waren Vertragsgrundlage für den Bau der neuen Weserschleuse Minden. Die Regelungen berücksichtigen die zuvor genannten Besonderheiten bei Verkehrswasserbauwerken. Derzeit aktuell, aber nicht Vertragsbestandteil für die neue Weserschleuse Minden, sind die ZTV-W LB 215, Ausgabe 2012.

Die Erfüllung der betontechnologischen Anforderungen wird im Rahmen von Eignungsprüfungen untersucht, deren Inhalt und Umfang über das Maß der Erstprüfungen nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 hinausgehen. Dies ist erforderlich, um die Besonderheiten bei Verkehrswasserbauwerken berücksichtigen zu können. Beispielsweise genannt sind die Durchführungen von Betonversuchen an großformatigen 8 m³-Blöcken zur Be-

stimmung der quasiadiabatischen Temperaturerhöhung des Betons oder die Durchführung von Frostprüfungen zur Ermittlung des Betonwiderstandes gegenüber Frostwirkung. Auf diese Anforderungen wird im Folgenden eingegangen.

3.3.2 Anforderungen an die quasiadiabatische Temperaturerhöhung

Die in der ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004, eingeführten Anforderungen an die quasiadiabatische Temperaturerhöhung des Betons für massive Bauteile beschreiben für maßgebliche bei Verkehrswasserbauwerken anzutreffende Expositionsklassenkombinationen die zulässige quasiadiabatische Temperaturerhöhung des Betons. Diese in Tabelle 1 dargestellten Anforderungen waren auch maßgebend für die neue Weserschleuse Minden. Die Anforderungen der ZTV-W LB 215 sind auf Basis der Eigenschaften und des Leistungsvermögens typischer, langjährig im Verkehrswasserbau bewährter Betone festgelegt worden. Für die in den folgenden Kapiteln betrachteten Betone für die Schleusensole und die Kammerwände maßgebend sind die Anforderungen der Expositionsklassenkombinationen XC1/XC2 bzw. XC 1...4 + XF3 (+ XM1).

Im Rahmen der Eignungsprüfung wird Beton für die Expositionsklassen XF3 oder XF4 nach **BAW** Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ mit dem CIF bzw. CDF-Test untersucht. Zu beiden Prüfungen existieren zwei Kriterien, die ein Beton in der Eignungsprüfung erfüllen muss. Diese sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Mit diesen Performance-Prüfungen werden die bis auf die Bestimmung der Festigkeit rein deskriptiven Anforderungen an die Betonzusammensetzung der Betonnormung ergänzt und somit letztendlich ein höheres Qualitätssicherungsniveau als im üblichen Hoch- und Ingenieurbau realisiert.

1	2	3	4	5
Beton mit Expositionsklassen	Beispiel (informativ)	$\Delta T_{\text{qadiab},7d}$	$\Delta T_{\text{qadiab},7d} + T_{\text{Beton}}$	$f_{\text{cm},28d}$
	---	K	°C	N/mm ²
XC1 / XC2	Schleusensohle	≤ 31	≤ 53	≤ 41
XC1 / XC2 + XA1	Schleusensohle in chemisch schwach angreifender Umgebung	≤ 36	≤ 56	≤ 46
XC 1...4 + XF3 (+ XM1)	Schleusenkammerwand zwischen UW und OW	≤ 41	≤ 61	≤ 46
XC 1...4 + XF4 + XS3 + XA2 (+ XM1)	Vertikale Flächen im Wasserwechselbereich von Meerwasser	≤ 43	≤ 63	≤ 46
XC 1...4 + XF4 + XD3 (+ XM1)	Horizontale Flächen mit Tausalzbeanspruchung	≤ 43	≤ 63	≤ 46

Tabelle 1: Anforderungen an die Betone für massive Bauteile nach ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004

1	2	3	4
Kennwert	Prüfverfahren	Mittelwert	95 %-Quantile
Relativer dynamischer E-Modul	CIF-Test	0,75	-
	CDF-Test		
Abwitterung	CIF-Test	1.000 g/m ²	1.750 g/m ²
	CDF-Test	1.500 g/m ²	1.800 g/m ²

Tabelle 2: Abnahmekriterien für den CIF-/CDF-Test nach 28 Frost-Tau-Wechseln in der Eignungsprüfung für die neue Weserschleuse Minden

4 Betone und Betoneigenschaften der Hauptbetone für die neue Weserschleuse Minden

4.1 Betonzusammensetzungen

Bei Verkehrswasserbauwerken kommen in der Regel zwei wesentliche Betone für massive Bauteile zum Einsatz. Für die Sohle und die Kammerwände liegen unterschiedliche maßgebende Expositionsklassenkombinationen vor, die zu unterschiedlichen Anforderungen an den Beton führen. Aus den an der Schleuse Minden vorliegenden Expositionsklassen ergaben sich nach DIN EN 206-1

in Verbindung mit DIN 1045-2 und der Massenbeton-Richtlinie des DAfStb sowie der ZTV-W LB 215 die in Tabelle 3 aufgeführten Anforderungen an die Betonzusammensetzung. An der Schleuse Minden kamen weitere Betone zum Einsatz, wie zum Beispiel auch Selbstverdichtender Beton (SVB) als Zweitbeton, auf die im Rahmen dieses Beitrags jedoch nicht eingegangen wird.

Die beiden in den Eignungsprüfungen untersuchten wesentlichen Betonzusammensetzungen, welche auch in den Kontrollprüfungen der BAW verifiziert wurden, sind in Tabelle 4 zusammengefasst. Die Mindestanforderungen gemäß Tabelle 3 wurden eingehalten.

1	2	3	4	5
Bauteil	Min z	Min z+f	max w/z _{aq}	Mindestfestigkeitsklasse
Sohle	240	240	0,65 ¹⁾	C20/25
Kammerwand	300 (270 ¹⁾)	270	0,55	C25/30 (C20/25 ¹⁾)

1) Nach ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004+A1-Änderung 2008

Tabelle 3: Mindestanforderungen an die Betonzusammensetzungen für die Schleuse Minden

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Bauteil	Zementart	z	f	w/z _{eq}	g	Größtkorn	Luftgehalt	Festigkeit
-	-	kg/m ³		-	kg/m ³	mm	Vol.-%	-
Sohle	CEM III/A 32,5 N LH/NA	240	80	0,62	1.818	32	1,5	C20/25
Kammerwand		310	0	0,48 ¹⁾	1.821	32	5,5	C25/30

1) Inkl. Betonzusatzmittel

Tabelle 4: Betonzusammensetzungen gemäß Eignungsprüfungen

4.2 Eignungsprüfungen

Im Rahmen der Eignungsprüfungen galt es, die Beton-eigenschaften unter Berücksichtigung der Randbedin-gungen auf der Baustelle zu ermitteln. Die Herstellung der 8 m³-Blöcke zur Ermittlung der Hydratationswärme bietet sich grundsätzlich an, um auch Aspekte der Be-tonförderung oder des Einbaus zu betrachten, da dort der Beton erstmals unter Praxisbedingungen herge-

stellt, transportiert und eingebaut werden muss. An der Schleuse Minden wurden die Blöcke für diesen Zweck mitgenutzt, unter anderem um etwa den Einfluss des Pumpens des Betons auf die Frischbetoneigenschaft zu untersuchen. Von Interesse ist beispielsweise die Be-influssung des Luftgehaltes durch den Pumpvorgang (Bild 1). Durch Variation der Betonzusatzmittel wurden dabei Verbesserungen im Verhalten des Betons erzielt.



Bild 1: Pumpversuche und Herstellung eines 8 m³-Blocks im Rahmen der Eignungsprüfungen

4.3 Betoneigenschaften

4.3.1 Allgemeines

Die Betoneigenschaften der Betone wurden im Rahmen der Eignungsprüfungen ermittelt. Im Anschluss wurden die Ergebnisse im Rahmen von Kontrollprüfungen der BAW verifiziert, woraus teilweise auf einen Überarbeitungsbedarf hingewiesen worden ist. Für die Kontrollprüfungen wurden auch im Baustofflabor der BAW die Betonausgangsstoffe für die neue Weserschleuse Minden verwendet. Die folgenden Abschnitte gehen auf die im Rahmen der Kontrollprüfungen ermittelten Eigenschaften ein.

4.3.2 Sohlenbeton

Im Rahmen der Kontrollprüfungen im Baustofflabor der BAW wurde ein mittleres Ausbreitmaß von etwa 410 mm vor der Zugabe des Betonverflüssigers (BV) erzielt. Die Konsistenz im Bereich F3 ließ sich durch die BV-Zugabe einstellen. Untersuchungen mit dem Bluteimertest entsprechend des DBV-Merkblatts „Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton“ haben gezeigt, dass die Blutwassermenge von der Konsistenz abhängig ist. Bei einer Konsistenz F4 wurden etwa um 10 kg/m^3 höhere Blutwassermengen ermittelt als bei einer Konsistenz F3, welche für die Bauausführung an der Schleuse Minden vorgesehen war.

Die Untersuchung der Hydratationswärmeentwicklung im adiabatischen Betonkalorimeter der BAW (Bild 2) haben die Ergebnisse der Messungen an dem quasiadiabatischen 8 m^3 -Block im Rahmen der Eignungsprüfung bestätigt, die Anforderungen nach Tabelle 1 wurden eingehalten. Aus den Untersuchungen der Eignungsprüfung ergab sich unter Beachtung von Spalte 4 von Tabelle 1 eine zulässige Frischbetontemperatur für die Bauausführung von $24 \text{ }^\circ\text{C}$. Zur Einordnung der Ergebnisse wurde an der in der Kontrollprüfung verwendeten Zementcharge die Hydratationswärmeentwicklung mit drei Verfahren bestimmt. Mit den eigentlich als gleichwertig zu betrachtenden Verfahren wurden Kennwerte bestimmt, die zwischen 184 J/g im teiladiabatischen Verfahren nach DIN EN 196-9 und 250 J/g mit dem Referenzverfahren der Lösungswärme nach DIN EN 196-8 lagen. Mit dem weit verbreiteten Verfahren der Wärmeflusskalorimetrie ergab sich eine Hydratationswärme von 233 J/g . Mit allen drei Verfahren wird die „LH“-Eigenschaft des Zementes bestätigt. Diese Kennwerte können prinzipiell auch als Eingangsparameter für rechnerische Verfahren zur Bestimmung der adiabatischen Betontemperatur dienen, die Bandbreite der an derselben untersuchten Charge ermittelten Werte zeigt jedoch, mit welchen Ungenauigkeiten allein schon aus dem wesentlichen Parameter der Hydratationswärme des Zementes zu rechnen ist. Die BAW befasst sich aktuell mit dieser grundsätzlichen Problematik im Rahmen eines FuE-Vorhabens u. a. mit dem Ziel, Festlegungen für eine angemessene Ermittlung der Eingangswerte zur rechnerischen Bestimmung der Hydratationswärmeentwicklung zu treffen (Spörel, 2018).

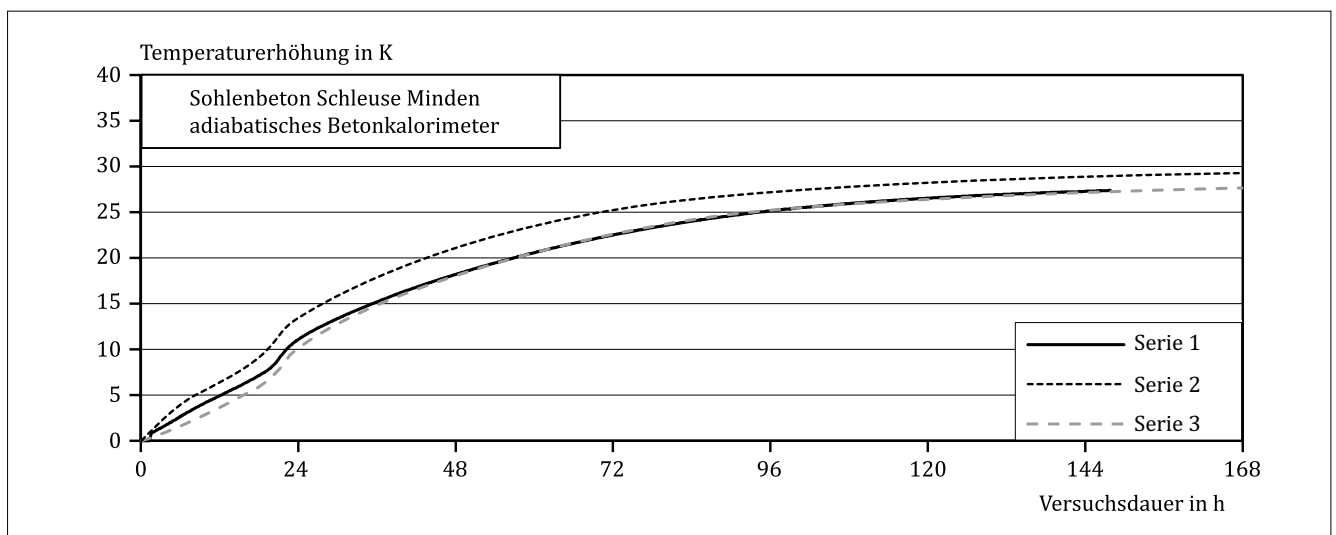


Bild 2: Adiabatische Temperaturerhöhung des Sohlenbetons im Kalorimeter der BAW

Die Untersuchung der Druckfestigkeit ergab eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 32 N/mm^2 im Bemessungsalter von 56 d. Im Abgleich mit der Eignungsprüfung wurden die Anforderungen für einen Beton der Festigkeitsklasse C20/25 erfüllt. Der mittlere Statische E-Modul betrug 24.600 N/mm^2 und bestätigt ebenfalls die Ergebnisse der Eignungsprüfung. Die Kennwerte des E-Moduls treffen eher auf die Rechenwerte nach Tabelle 9 der DIN 1045-1:2008 als auf die Kennwerte nach Tabelle 3.1 nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 zu. Dies wurde auch an anderen Bauwerken bereits festgestellt. Die Tabellenkennwerte nach DIN EN 1992-1-1 liegen nach dem Erfahrungsbereich der BAW tendenziell höher als die tatsächlichen Prüfwerte.

4.3.3 Kammerwandbeton

Für den Kammerwandbeton waren die Expositionsklasse XC2/XF3/XM1 sowie ein maximal zulässiger äquivalenter Wasserzementwert von 0,55 und die Mindestdruckfestigkeitsklasse C25/30 nach DIN 1045-2 maßgebend. Die Option, den Beton nach ZTV-W LB 215, Ausgabe 2004, und A1-Änderung 2008 in der Mindestfestigkeitsklasse C20/25 herzustellen, wurde an der Schleuse Minden nicht verfolgt.

Im Rahmen der Kontrollprüfungen im Baustofflabor der BAW wurde ein mittleres Ausbreitmaß von etwa 380 mm nach LP-Zugabe und vor der Zugabe des Betonverflüssigers (BV) erzielt. Die Konsistenz im Bereich F3 ließ sich durch die BV-Zugabe einstellen. Der Luftgehalt für die

Prüfkörperherstellung für die Festbetonuntersuchungen lag im Rahmen der Kontrollprüfungen im Mittel bei 6,8 Vol.-%.

Die Untersuchungen der Hydratationswärmeentwicklung im adiabatischen Betonkalorimeter der BAW (Bild 3) haben die Ergebnisse der Messungen am quasiadiabatischen 8 m^3 -Block bestätigt, die Anforderungen nach Tabelle 1 sind eingehalten worden. Die zulässige Frischbetontemperatur für die Bauausführung betrug $25 \text{ }^\circ\text{C}$.

Die Untersuchung der Druckfestigkeit ergab eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 34 N/mm^2 im Bemessungsalter von 56 d. Im Abgleich mit der Eignungsprüfung wurden die Anforderungen für einen Beton der Festigkeitsklasse C25/30 erfüllt. Der mittlere Statische E-Modul betrug 25.000 N/mm^2 und bestätigt ebenfalls die Ergebnisse der Eignungsprüfung. Die Kennwerte des E-Moduls treffen auch beim Kammerwandbeton eher auf die Rechenwerte nach Tabelle 9 der DIN 1045-1:2008 als auf die Kennwerte nach Tabelle 3.1 nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 zu.

Der Frostwiderstand wurde im CIF-Test nach **BAW** Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ im Alter von 56 d untersucht. Nach 28 Frost-Tau-Wechseln wurde keine Veränderung des dynamischen E-Moduls festgestellt und auch die Abwitterungen lagen deutlich unterhalb des Grenzwertes von 1000 g/m^2 . Die Ergebnisse der Eignungsprüfung wurden bestätigt. Der Beton ist danach hinsichtlich seines Frostwiderstands für eine Verwendung in der Expositionsklasse XF3 geeignet.

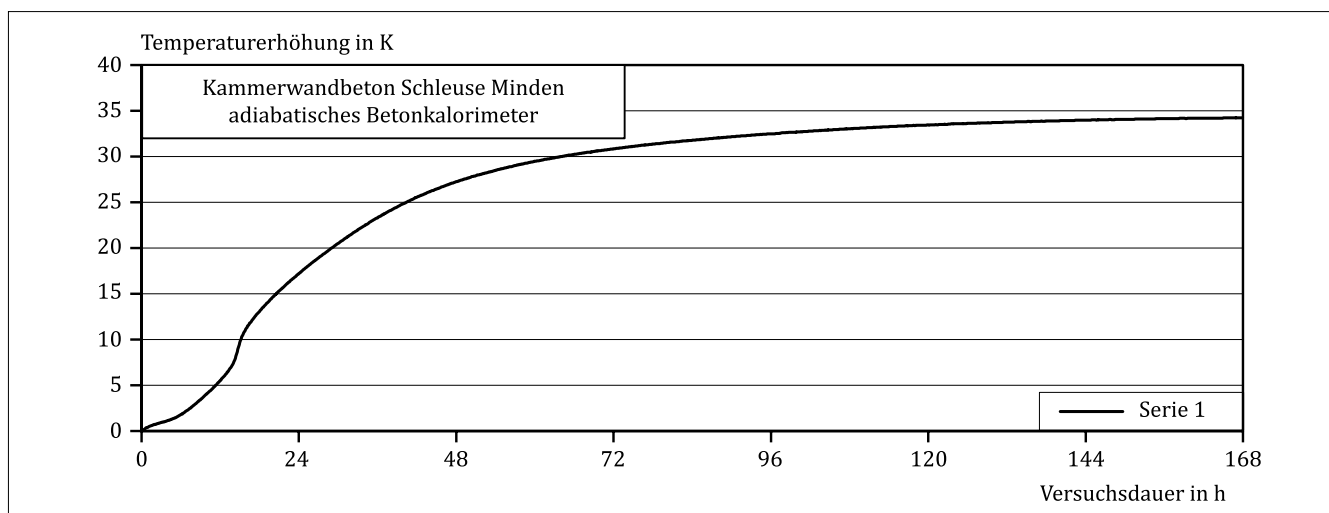


Bild 3: Adiabatische Temperaturerhöhung des Kammerwandbetons im Kalorimeter der BAW

5 Literatur

BAW-MFZ (2012): **BAW**Merkblatt „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)“. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BAW-MFB (2012): **BAW**Merkblatt „Frostprüfung von Beton (MFB)“. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

DAfStb-Richtlinie(2010): DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“. Beuth Verlag, Berlin.

DBV-Merkblatt (2014): DBV-Merkblatt „Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton“. Deutscher Beton und Bautechnik Verein e. V., Berlin.

DIN EN 196-8:2010-07: Prüfverfahren für Zement – Teil 8: Hydratationswärme – Lösungsverfahren; Deutsche Fassung EN 196-8:2010.

DIN EN 196-9:2010-07: Prüfverfahren für Zement – Teil 9: Hydratationswärme – Teiladiabatisches Verfahren; Deutsche Fassung EN 196-9:2010.

DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.

DIN 1045-1:2008-08 (zurückgezogen): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

DIN 1045-2: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

Röhling, S. (2005): Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf.

Spörel, F. (2018): Messverfahren Hydratationswärme. Forschung XPress, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. https://izw.baw.de/publikationen/forschung-xpress/0/21-Februar_2018_ForschungXpress_BAW.pdf

Westendarp, A.; Spörel, F. (2018): Frostwiderstand zementgebundener Baustoffe. Forschung XPress, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. https://izw.baw.de/publikationen/forschung-xpress/0/25-Februar_2018_ForschungXpress_BAW.pdf

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215) (ZTV-W LB 215), Ausgabe 2004 und A1-Änderung 2008.

Architektur der neuen Weserschleuse Minden

Dipl.-Ing. Udo Beuke, ehemals Bundesanstalt für Wasserbau

Ein Jahrhundertbauwerk wie die historische Schachtschleuse von 1914 am Wasserstraßenkreuz Minden durch den Neubau einer neuen Schleusenkammer zu entlasten, ist eine anspruchsvolle Aufgabe für die planenden Ingenieure und Architekten. In diesem Fachbeitrag soll speziell die Mitwirkung der Architekten der Bundesanstalt für Wasserbau vorgestellt werden. Das Baudenkmal Schachtschleuse ist das Ergebnis einer großartigen Ingenieurleistung unserer Altvorderen und damit Vorbild für die Gestaltungsaufgabe „Neue Weserschleuse Minden“. Der „genius loci“ der Gesamtanlage mit seinem identitätsstiftenden Sandstein-Mauerwerk liefert die Architekturidee für den Neubau, dabei ist keine strenge nostalgische Übernahme der vorhandenen Bauwerkdetails gemeint, sondern es geht um den Entwurf für ein zeitgemäßes Bauwerk unter Verwendung moderner Baustoffe, wie den Stahlbeton. Besonderer Wert wurde auf die Detailarbeit gelegt. Sie erfasst alle architekturelevanten Bau- und Ausstattungsteile. Zusammen mit dem Farbkonzept wird nach der Begleitung der primären Anforderungen aus dem Ingenieurentwurf auch für eine angenehme Aufenthaltsqualität für die Besucher gesorgt.

1 Einführung

Am 18. August 2017 wurde die neue Weserschleuse in Minden für die Binnenschifffahrt in einem kleinen Festakt freigegeben. In den Beiträgen zur Eröffnung war zwar immer vom „Jahrhundertbauwerk“ die Rede, aber dieses Attribut gebührt alleine der alten Schachtschleuse von 1914.

Mit dem folgenden Beitrag zur Architektur soll gezeigt werden, wie die Architekten der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) sich die Lösung der Planungsaufgabe Alt mit Neu vorgestellt haben. Vorrangiges Ziel war es, unter Verwendung identitätsstiftender Materialien einen neuen Beitrag zur Aufenthaltsqualität auf der Schleuse für die Mindener Bürger und Besucher zu schaffen, wobei auch an die Schiffsleute der Binnenschifffahrt gedacht wurde.

Die Architekten der BAW hatten dabei für das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover (NBA Hannover) Gestaltungsentwürfe gefertigt und das Amt entwurfs- und baubegleitend beraten. Die Architektur ist nur ein kleiner, aber dafür gut sichtbarer Teil der Zuarbeit der BAW für den Bauherrn.

Aus einem Vergabewettbewerb ging das Ingenieurbüro RMD-Consult als Sieger hervor und wurde mit den Planungen für den Entwurf AU (Ausführungsunterlage Bau) sowie mit der Ausführungsplanung zur Architektur beauftragt. Wichtige Entwurfsentscheidungen wurden mit einem übergeordneten Projektplanungsausschuss abgestimmt.

2 Historie der alten Schleuse

Am 1. Dezember 1914 wurde das erste Teilstück des zukünftigen Mittellandkanals für den Verkehr bis zur Weser freigegeben. Bestandteil dieses ersten Teilstückes war auch das Abstiegsbauwerk „Schachtschleuse Minden“.

Am 16. Februar 1915 begann die Schleppzugschiffahrt auf dem neuen östlichen Teil des Mittellandkanals mit der ersten Schleusung in der Schachtschleuse Minden, Bild 1.



Bild 1: Alte Schachtschleuse von 1914

Die Schachtschleuse galt damals als ein spektakuläres Jahrhundertbauwerk. Heute wird sie als Zeitzeuge einer großartigen Ingenieurleistung unserer Altvorderen wahrgenommen. Nicht von ungefähr ist die Schachtschleuse deshalb ein hochkarätiges Baudenkmal. Sie steht für ein historisches Wasserbauwerk mit großem technischen Know-how und hohem historischen „Bildwert“. Gestaltet wurde sie im Stil des Historismus der Gründerzeit. Die Rückbesinnung auf mittelalterliche Architekturformen prägte diese Stilepoche. Sie erinnert an Ritterburgen und war der vergebliche Versuch, der aufkommenden Internationalität der Architektur (Bauhaus) mit einer deutschen Identität entgegenzuwirken.

Das Ingenieurkonzept mit den geschlossenen Sparbecken ist an sich schon damals einmalig gewesen. Die Idee, die Sparbecken übereinander anzuordnen wie die Geschosse für ein Bürogebäude, hat die Sparbeckenvariante noch getoppt. Der Eingriff in den Landschaftsraum wird dadurch auf ein Minimum reduziert, da dieses Sparbecken-Bauwerk durch einen Erdkörper verdeckt und mit Rasenflächen abgedeckt ist. Die Planer waren also ihrer Zeit voraus, wenn man ihr heutige Forderungen der europäischen Naturschutzgesetzgebung gegenüberstellt.

Auffallend sind vor allen Dingen die vier kleinen Ventiltürme und die zwei großen Hubtürme. Sie prägen das Erscheinungsbild der Schleuse wesentlich. Nach außen

historisierend geprägt, enthalten sie doch wichtige, seinerzeit hochmoderne maschinentechnische Bauteile der alten Schleusentechnik. In den Ventiltürmen sind die Verschlüsse für die Sparbecken untergebracht und in den Hubtürmen befinden sich die Gegengewichte für das Hubtor am Unterhaupt. Zwischen den beiden Hubtürmen ist der Steuerstand untergebracht gewesen. Heute wird die Schleuse vom benachbarten Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Minden fernbedient.

Auch damals galt schon der Designleitsatz „form follows function“, die Form folgt der Funktion (FFF). Das Primat der Gestaltung lag also auch früher schon beim Ingenieurwurf. Allerdings wurden Ingenieurbauwerke Anfang des 20. Jahrhunderts noch mit Zeitgeist-Architektur verkleidet. Für die Architektur der neuen Weserschleuse gilt die alte Schachtschleuse als „genius loci“-Baustein. Ziel der Entwurfsarbeit war es, für das neue Bauwerk eine einheitliche Architekturhandschrift zu generieren.

3 Entwurfparameter „genius loci“

„Architekturhandschrift“ ist die Überleitung zum Begriff des „genius loci“. Damit sind die entwurfsbestimmenden Parameter des städtebaulichen Kontextes der Gesamtlage „Wasserstraßenkreuz Minden“ gemeint. Weiter gefiltert kommen dann die Vorgaben des Mikrostandortes aus dem Bauwerkumfeld mit der alten Schachtschleuse hinzu. Aber der „genius loci“ setzt sich nicht nur aus visualisierbaren Faktoren zusammen, sondern er beinhaltet auch die Aura, die Atmosphäre eines Ortes. Am Wasserstraßenkreuz Minden ist sie überwiegend von der optischen Wahrnehmung der historischen Technik und den eindrucksvollen Hochbauten unserer Altvorderen geprägt.

Genau diese Gestaltungsmaxime wurde für die Architektur der neuen Schleuse übernommen. Eine weitere Randbedingung, die bei der Entwurfsfindung zu beachten war, ist der Ensembleschutz mit der alten Schachtschleuse als einem hochkarätigen Baudenkmal. Auch hieraus ergibt sich für den Architekturf Entwurf der neuen Kammer die Anlehnung an das Vorbild der alten Schachtschleuse. Er nimmt die historische Materialvorgabe auf und interpre-

tiert sie aber in Verbindung mit dem modernen Baustoff Beton neu. Diese zeitgemäße Formensprache wird auch erkennbar an der neuen Geometrie. Die Architektur hat sich ebenfalls intensiv um alle optisch relevanten Details gekümmert und das Bauwerk komplett durchgestaltet.

4 Vorplanungen mit ersten Entwurfsideen

Im Rahmen der Planungen für die neue Weserschleuse war es erforderlich, die alte an den Hubtürmen vorbeiführende Bauhofstraße, auch Teil des beliebten Weser-Radwanderweges, zu verschieben. Die Tormaske des Unterhauptblocks der neuen Schleuse mit seinen Verschlussorganen überragt nämlich die Fassade der alten Schachtschleuse in nördlicher Richtung.

Eine farbige Skizze des Autors, Bild 2, war die Basis für das weitere Vorgehen. Sie war das kumulierte Ergebnis der ersten Architekturgedanken und war damit Grundlage aller weiteren Gespräche von der Vorstellung im Gemeinderat bis zur Detailplanung durch RMD-Consult.

Zur Vorplanung gehörte es auch, die Planung der betroffenen Gemeinde vorzustellen und ein Einvernehmen herbeizuführen. Das Einvernehmen konnte mit der Gemeinde Minden ohne größere Diskussionen hergestellt werden. Zudem war die Architektur noch mit der oberen

Denkmalschutzbehörde, der Bezirksregierung in Detmold, abzustimmen. Voraussetzung für dieses Einvernehmen war allerdings gewesen, dass bestimmte Architekturdetails der alten Schleuse („Baudenkmal“) modifiziert übernommen werden, was z. B. zu einer Natursteinverkleidung für die neue Schleuse führte. Dieser abgestimmte Architekturentwurf ist dann fester Bestandteil des Planfeststellungsbeschlusses geworden.

Für den Entwurf HU (Haushaltsunterlage Bau) waren Pläne in Vorplanungsqualität gemäß der Honorarordnung für Architekten (HOAI) in den Maßstäben 1:500 bis 1:200 zu erstellen. Der daran anschließende Entwurf AU erforderte Zeichnungen in größerem Maßstab sowie Darstellung und Beschreibung von Details.

Im Rahmen des hydraulischen Entwurfs der Schleusenkonstruktion wurden die Ein- und Auslaufbauwerke optimiert, womit sie kürzer geplant werden konnten. Damit war es nun möglich, die beiden Unterhauptfassaden von neuer und alter Schleuse mit einem geringen, aus der Sicht vom Unterwasser kaum wahrnehmbaren Versatz in eine Ebene zu bringen. Als zusätzliches verbindendes Element sind auch die beiden neuen Brücken vor den Unterhäuptern zu verstehen.

RMD-Consult hatte schon vorab erste Ideen für den möglichen Tragwerkstyp entwickelt und vorgestellt, woraus von den vielen interessanten Varianten die schlichten Lösungen bevorzugt und mit dem Vorschlag der BAW für eine Rahmenkonstruktion kombiniert wurden. Da der Beton das klassische bewährte Material für unsere Was-

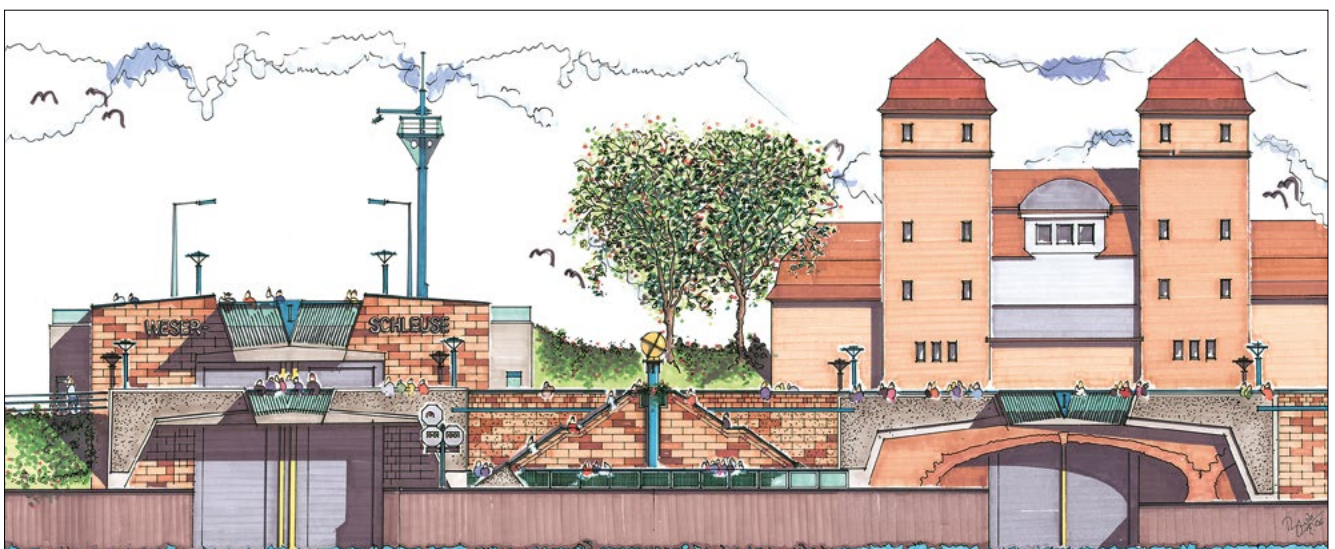


Bild 2: Skizze der Architekturidee für die neue Schleusenansicht



Bild 3: Kanzel über der Tormaske

serbauwerke ist, wurde er auch für die beiden Brücken zum bestimmenden Entwurfsmaterial.

Aus dem „genius loci“ von alter Schachtschleuse mit ihren Betriebsgebäuden und der Kanalbrücke ließen sich erste Vorgaben für die Entwurfsideen entwickeln. Ziel war es, die visuelle Dominanz der alten Schleuse zu erhalten und sich mit dem neuen Entwurf „hinten anzustellen“.

Für die Geometrie der Architekturform wurden Anleihen dem Thema „Binnenschiff“ entnommen. Vorherrschend ist die gerade „lange Linie“ und die nach unten zeigende eingeschwenkte kurze Linie, die sich auch in der Längs- und Bugansicht eines Schiffes wiederfinden. So sind die Kanzeln auf den beiden Brücken und über der Tormaske in diesem Sinne durchgeformt, Bild 3. Sie sehen aus wie der Bug eines Schiffes und wenn man sich in die Spitze stellt, erinnert das auch an das unbeschreibliche Wohlgefühl, dass jeder kennt, der schon einmal bei Kreuzfahrten dort stand.

5 Ausführungsplanung und Ausführung

5.1 Die Natursteinverkleidung

Der Weserraum ist bekannt für seinen vielen Burgen, Schlösser und Bürgerhäuser aus der Zeit der Weser-Renaissance, die mit dem berühmten Wesersandstein

erbaut wurden. Auch die ehemalige Reichwasserstraßenverwaltung baute die Schachtschleuse mit diesem Stein ... sollte man meinen. Aber nein, es wurde ein Mainsandstein sowohl für die Kanalbrücke als auch für die Schachtschleuse verwendet. Der Wesersandstein ist schlecht „bildsam“, wie der Steinmetz sagt. Der harte Sandstein ließ sich damals noch nicht wirtschaftlich steinmetzmäßig bearbeiten.

Um die Forderungen des Denkmalschutzes zu erfüllen, begann die Suche nach einem preislich und optisch angemessenen Stein. Weil die Kosten für den Elsässer Sandstein als sehr günstig galten, wurden ein Steinbruch in Frankreich besucht und verschiedene Referenzbauten vor Ort besichtigt. Es wurde schnell deutlich, dass diese Steine nicht die hohen bauphysikalischen Anforderungen, wie sie für den Einsatz an Bundeswasserstraßen gelten, erfüllen. Der Stein war zu weich und nicht frostbeständig. In der Wechselzone zwischen Gelände und aufgehendem Bauwerk schieferte er ab. Diese Langzeitwirkungen konnte man vor Ort gut an älteren Kirchenbauwerken erkennen. Es blieb also beim Wesersandstein aus Steinbrüchen der Region. Er ist den Besuchern ein vertrautes Material und somit identitätsstiftend. Die Technik hat sich zwischenzeitlich so verbessert, dass auch der harte Wesersandstein gut zu bearbeiten ist.

In einem nächsten Schritt wurden die zu verblendenden Flächen definiert und ausgemessen. Konsens war, dass nur die Unterhauptfassade verkleidet wird, sodass die Flächenbilanz eine Größenordnung von ca. 2.000 m² zu verkleidende Fläche ergab, Bild 4.

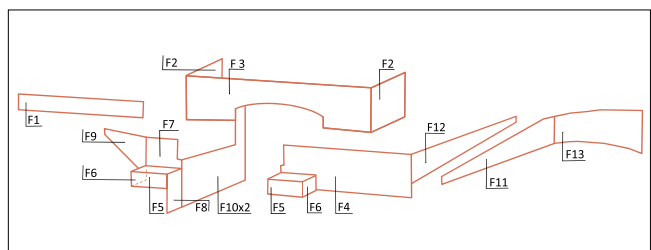


Bild 4: Verblendete Ansichtsflächen des Unterhauptes

Verschiedene Oberflächenbearbeitungen des Sandsteins, wie gesägt, geflammt oder maschinell gespalten, wurden hinsichtlich Aussehen und Kosten bewertet. Letztlich wurde die maschinelle Spaltung bevorzugt und zur Ausführung vorgesehen.



Bild 5: Gespaltener Wesersandstein als Verblender

Diese sehr grobe rustikale Oberfläche wird jedoch im Bereich der Kontaktfläche zum Besucher, hier im Bereich der massiven Brüstungen, durch gesägte Steine ersetzt, Bild 5. Damit soll die haptische Annahme des Bauwerks erleichtert werden. Man soll es nicht nur anschauen, sondern auch „begreifen“ können.

Die Ausführungsarbeiten am Bauwerk sind als vorbildlich zu bezeichnen. Die in analoger Anwendung der alten Mauerwerks-Norm „DIN 1053-1: Berechnung und Ausführung“ und der neuen „DIN EN 1996-2/NA (Eurocode 6)“ vorzusehenden vertikalen Dehnungsfugen sind eingehalten.

Die Fugen sind mit Silikon ausgefugt, wobei das Fugenmaterial farblich der Mauermörtelfarbe angepasst ist und darüber hinaus noch mit Quarzsand bestreut wurde. Ein optischer Unterschied zur Mörtelfuge ist nicht wahrnehmbar und offenbart sich nur durch leichtes Eindringen der Silikonfuge.

5.2 Strukturierte Sichtbetonflächen

Wasserbauwerke werden naturgemäß mit dem Material Beton errichtet. Seine gute Verformbarkeit und seine vielseitigen Möglichkeiten der Oberflächengestaltung machen ihn auch zum idealen Material für den Architekturvorschlag. In Verbindung mit der Verblendung aus dem Wesersandstein gelang es, ein identitätsstiftendes modernes Bauwerk zu erstellen, das seine Anleihe an die



Bild 6: Guter Sichtbeton mit Matrizenstruktur und Spiegel

historischen Bezüge zur Nachbarschaft nicht verleugnet, sondern sie modifiziert wieder in den Mittelpunkt der Bauwerksarchitektur der neuen Weserschleuse Minden stellt.

Um dem Beton ein sandsteinähnliches Aussehen und eine richtungsneutrale Struktur zu verleihen, wurde er bis vor nicht allzu langer Zeit sandgestrahlt. Dabei hat sich jedoch gezeigt, dass die den Beton schützende Zementhaut entfernt wird und der Beton empfindlicher für aggressive Einwirkungen aus der Luft wird.

Die BAW hatte vorgeschlagen, eine Strukturmatrize zu verwenden, die einer groben gesandstrahlten Struktur ähnlich ist. Mit der Struktur „Marne“ eines bekannten Matrizenherstellers wurde dieses Gestaltungsziel erreicht. Als Abgrenzung zum Wesersandstein wurde umlaufend ein Spiegel vorgesehen, d. h. ein glattgeschalteter Randstreifen, Bild 6. Ein Problem gab es nur an den Stoßflächen der Matrizen, da hier produktionsbedingt die Schnittprofile nicht identisch waren. Dieses Problem erschließt sich aber dem Betrachter nur, wenn er gezielt danach schaut.

Auch die Sichtbetonarbeiten wurden vorbildlich ausgeführt und bilden mit dem ebenso gut ausgeführten Natursteinmauerwerk eine gerne anzuschauende robuste Fassade, die über Jahre hinweg ihr gutes Aussehen behalten und pflegeleicht sein wird.

5.3 Das Farbkonzept erhöht die Aufenthaltsqualität für die Besucher

Das Farbkonzept ist geprägt von den Farben Rot und Grün. Das dunkle Weinrot des Sandsteins wird ergänzt durch das modifizierte Grün der Ausstattungsteile. Durch die Verwendung zweier unterschiedlicher Grüntöne wird die „Lesbarkeit“ der Zubehörteile erleichtert. Dabei werden die kleinen dünnen Stahlteile in den dunklen kräftigen Tönen beschichtet und die großflächigen Teile mit den schwächeren Grüntönen, Bild 7. Sehr schön ist das an den beiden Geländertypen zu erkennen. Der Rahmen und der Handlauf sind Dunkelgrün, während die Drahtgitterfüllung einen hellen Grünton aufweist.

Das Rot des Steines ist die Komplementärfarbe zum Grün des Geländers und aller anderen Ausstattungsobjekte. Sie steigern sich gegenseitig in ihrer Wirkung und bilden ein schlüssiges Erscheinungsbild, Bild 8. Das müssen auch schon unsere Altvorderen erkannt haben, denn auch die alte Schachtschleuse zeichnet sich durch diese Farbkombination aus. Ob sie allerdings originär ist, kann nicht nachvollzogen werden.

Technische Farben, wie das nautische Gelb der Einfahrtshilfen, sind unverändert so aufgetragen worden. Der konstruktive Beton hat seine Eigenfarbe behalten und nimmt sich mit seinem unbunten warmen Grauton zurück. Das Farbklima sollte nicht die Tristesse eines reinen Betonparkhauses vermitteln, sondern durchaus eine aufgeräumte positive Grundstimmung ausstrahlen. Das Farbkonzept unterstützt die Lesbarkeit der Funktionen und macht es anziehend für die visuelle Wahrnehmung.



Bild 7: Unterschiedliche Grüntöne am Besuchergeländer



Bild 8: Grünrotes Farbklima vermittelt eine positive Grundstimmung

5.4 Entwicklung von Leit-, Ausstattungs- und Verwahrungsdetails

Für die neue Weserschleuse wurden Leitdetails in den Maßstäben 1 : 20 und größer entwickelt. Dabei griff die BAW auch auf schon vorhandene Details ausgeführter Beispiele zurück und stellt damit sicher, dass bewährte Vorschläge zur Ausführung kamen, wie z. B. Geländer analog zu der Ausführung an der Hase-Hubbrücke in Meppen.

Einer alten Tradition folgend hat die neue Weserschleuse auch einen technischen Hinweis bekommen. Es ist die Angabe der Hubhöhe von 13,30 m, die sich auf einem Stein in der Natursteinverblendung der Tormaske befindet, Bild 9. In Augenhöhe der Besucher an der Unterhauptfassade angebracht, ist er von der Brücke der Bauhofstraße gut anzuschauen.



Bild 9: Hubhöhenangabe an der Unterhauptfassade

Aus dem gleichen Sandstein gefertigt fügt er sich unauffällig in die Ansicht ein. Der Rahmen und die Zahlen sind bündig mit den benachbarten Steinen. Der Hintergrund liegt wahrnehmbar zurück und ist durch „Stocken“ steinmetzmäßig bearbeitet. Mit einem zweiten Info-Stein hat das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover auf das Baujahr hingewiesen. Die Ausführung entspricht der des Steines für den Hinweis auf die Hubhöhe.

Auch die Ausstattungsgegenstände der Schleuse wurden in die Gestaltungsarbeit miteinbezogen. Auf der Grundlage von Richtzeichnungen wurden die Kameramasten durch kleine Attribute der Architektur angepasst und so dem Gesamtkonzept zugeordnet. Wo das absolut nicht möglich war, diente der passende Farbanstrich für die Einbindung auch dieser Bauteile in die Architekturidee. Dazu gehören z. B. die Ampelanlagen, die die Zufahrt zur Schleuse regeln, und weitere notwendige Verkehrszeichen.

Auf der Schleuse selbst gibt es zwei Geländertypen. Auf dem westlichen Besucherumgang der neuen Schleusenkammer wird ein Geländer mit einer Drahtgitterfüllung eingesetzt, vgl. Bild 7. Das entspricht dem Geländer Gel 6 aus dem Katalog „Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-Ing)“ in Verbindung mit den „Zusätzlichen Technischen Vorschriften (ZTV)-Ing 8-4“ der Bundesanstalt für Straßenwesen. Durch die entsprechende farbliche Beschichtung wird das Geländer aufgewertet. Im Bereich der Sparbecken wird aus Gründen der Betriebssicherheit ein Knieholmgeländer eingesetzt. Das ist der Geländertyp Gel 3 aus demselben Katalog. Es soll die Mitarbeiter der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) und Fremdfirmen vor dem Abstürzen bewahren. Ein zusätzliches Bordbrett verhindert zudem, dass auf dem Boden liegende Gegenstände herabfallen und Personen verletzen. Das Geländer sieht durch die Farbbeschichtung ebenfalls hochwertig aus, ist aber auch nur ein reines „Richtzeichnungs“-Geländer.

Neben der erforderlichen technischen Beleuchtung mit vorgegebenen Daten für Beleuchtungsstärke und Lichtfarbe sowie der Vorgabe zur Verwendung energieeffizienter Leuchtmittel wie LEDs gibt es noch die auf die Ansicht abgestimmte Architekturleuchte für die Besucher oben auf der Schleusenplanie und für die Fußgänger unten auf der Bauhofstraße vor der Schleuseneinfahrt, Bild 10.



Bild 10: Konfektionierte Mastleuchte als Straßenbeleuchtung

Sie nimmt in gewisser Weise die Architekturidee mit den zur fiktiven Symmetrieachse geneigten Linien auf, wie sie schon von den keilförmigen schiffsbugartigen Kanzeln bekannt ist.

Zur Orientierung für die Binnenschifffahrt und auch als Hinweis für den unvorbereiteten Radwanderer gibt es noch den Namenszug „WESER-SCHLEUSE“ auf der Verblendung der Tormaske oberhalb der Bauhofstraße. Wenn der Schriftzug nachts hinterleuchtet ist, sticht er besonders effektiv ins Auge und macht die Schleuse auch in der dunklen Jahreszeit zum Hingucker.

Zur Taubenabwehr, ebenso natürlich auch für Möwen gedacht, sind die „Spikes“ auf dem Leuchtenkörper. Sie sollen Besetzung verhindern und dadurch die Lebensdauer der Leuchte verlängern, denn die Kotsuren wirken aggressiv auf die Farbbeschichtung.

Verwahrungen stellen im normalen Hochbau „Blechenerarbeiten“ bzw. „Klempnerarbeiten“ dar. Diese Arbeiten dienen dazu, das Haus vor Schäden durch Witterungseinflüsse zu schützen. Dazu gehören neben Dachrinnen, Fensterbänke, Wandverkleidungen und Mauerwerksabdeckungen, alle aus Metall-Blech, wie z. B. aus Stahl, Kupfer, Zink oder Aluminium.



Bild 11: Robuste Brüstungsabdeckungen am gesamten Bauwerk

Das Gleiche gilt auch für die neue Schleuse. Auch hier müssen Bauteile durch Metallabdeckungen geschützt werden. Auffallend springen hier die Abdeckungen für die massiven Brüstungen ins Auge, Bild 11. Das Grün mit dem graubeigen Beton auf der Brückeninnenseite und dem Wesersandstein auf der Außenseite, der Wasserseite. Diese beiden Schalen werden durch eine 5 mm starke Stahlblechhaube abgedeckt, was aufgrund der erhöhten Beanspruchungen an diesem Ingenieurbauwerk mehr als gerechtfertigt ist. Erschwerend kam hinzu, dass die Abdeckung gleichzeitig auch die Basis für die Befestigung des Handlaufs bildet, Bild 12. Handlauf und Abdeckung korrespondieren hier miteinander durch das geometrische Bild der konzentrischen Kreise. Auch sind die Stöße vorbildlich und sauber ausgeführt.

6 Gedanken zum Schluss

Ein kleiner „bescheidener“ Akzent für „Kunst am Bau“ wurde mit der gelben „Windrosenkugel“ gesetzt. Sie symbolisiert mit ihrer Dreidimensionalität den Kreuzungsgedanken der beiden Wasserstraßen Mittellandkanal und Weser und gleichzeitig auch die räumlich vertikale Bewegung beim Auf- und Abstieg der Binnenschiffe von der einen Wasserstraße zur anderen in der Z-Achse. Diese Gedanken sind nicht neu und wurden schon bei der neuen Kanalbrücke umgesetzt. Dort befinden sich die Kugeln jeweils auf den Pfeilerscheiben der Strombrücke und der



Bild 12: Konkave Form der Abdeckung und der Handlauf bilden konzentrische Kreise

Endscheibe der Vorlandbrücke. Sie korrespondieren nun miteinander und weisen somit auf die Idee einer einheitlichen Gestaltung aller neuen Wasserbauwerke am Wasserstraßenkreuz Minden hin, Bild 13.

In einem iterativen Prozess der am Bau beteiligten Ingenieure und Architekten des Bauherrn WSV, der Stadt Minden sowie des Regierungspräsidiums in Detmold und den beteiligten Ingenieuren der eingeschalteten Ingenieurbüros ist dieses interessante Wasserbauwerk entstanden, Bild 14. Aber ohne die gelungene Verwirklichung durch die Ingenieure und Handwerker der ausführenden Firmen wäre es immer nur eine Idee geblieben. Der Verfasser bedankt sich daher für die von gegenseitigem Respekt getragene gute Zusammenarbeit bei dieser schönen Bauaufgabe.



Bild 13: Windrosenkugel am Zugang zur Mole



Bild 14: Fertige Weserschleuse zur Verkehrsfreigabe (Quelle: NBA Hannover)

7 Weiterführende Literatur

Zeitschrift Binnenschifffahrt, 60. Jahrgang, Ausgabe 4, 2005, Supplement „100 Jahre Mittellandkanal – Tradition und Innovation“. Schifffahrts-Verlag Hansa, Hamburg.

„Kanalbrücke Minden“, Info-Druckschrift zur Verkehrsfreigabe der neuen Kanalbrücke. Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Minden, Stand August 1998.

„Neubau der Weserschleuse Minden“, Info-Druckschrift zur Baumaßnahme. Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Hannover, Stand November 2010.

„Neue Weserschleuse Minden“, Info-Druckschrift zur Verkehrsfreigabe. Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Hannover, Stand August 2017.

An Planung und Bau der neuen Weserschleuse Minden waren beteiligt:



WSV.de

Wasserstraßen- und
Schiffahrtsverwaltung
des Bundes

Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
in Hannover

Fachstelle Maschinenwesen Mitte beim
Wasserstraßen- und Schiffahrtsamt Minden



Bundesanstalt für Wasserbau



RMD Consult GmbH



JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co.



Auricher Straße 283 • 26721 Emden
www.klaas-siemens.de

Klaas Siemens Stahlbau GmbH



ABB AG

Ingenieurgesellschaft Bauüberwachung Schleuse Minden:



Zetcon Ingenieure



Ingenieurbüro Grassl GmbH



Dr. Schippke + Partner mbB

Dipl.-Ing. Jörg Duensing Beratender Ingenieur VBI, Prüflingenieur für Baustatik

Dr.-Ing. Joachim Hahn Prüflingenieur für Baustatik



Bundesministerium
für Verkehr und
digitale Infrastruktur

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Telefon: +49 (0) 721 9726-0
Telefax: +49 (0) 721 9726-4540

Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Telefon: +49 (0) 40 81908-0
Telefax: +49 (0) 40 81908-373

www.baw.de