

BAWMitteilungen

Nr. 107

Planung und Bau des neuen Schiffshebwerks Niederfinow



BAWMitteilungen

Nr. 107

Planung und Bau des neuen Schiffshebewerks
Niederfinow

Impressum

Herausgeber (im Eigenverlag):
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: +49 (0) 721 9726-0
Telefax: +49 (0) 721 9726-4540
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

Karlsruhe · Oktober 2022

BAWMitteilungen Nr. 107

Inhalt

Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow in Bildern	7
Dietrich, R. Zur Entwicklung und Bedeutung der Havel-Oder-Wasserstraße und des Schiffshebewerks Niederfinow	25
Laule, W. Das neue Schiffshebewerk Niederfinow	29
Winter, K. Der Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow	35
Beuke, U. Architektur einer Landmarke – Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow	61
Puscher, C.; Heeling, A.; Bäumker, J. Geotechnik beim Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow	77
Genetzke, C.; Gollnow, S. Hybrides Tragwerk im Spannungsbogen der Toleranzen	91
Harich, H.; Reschke, T. Betone für den Neubau des Schiffshebewerks Niederfinow	111
Schülke, J. Schiffshebewerk Niederfinow – Bemessung, Herstellung und Montage des Troges	125
Drabon, H. Korrosionsschutz beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow – Farbtonbeständigkeit und Farbtongenauigkeit	141
Baumann, M.; Drabon, H. Korrosionsschutz beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow – Kathodischer Korrosionsschutz	151
Maschke, M. Die maschinenbaulichen Objektteile des Schiffshebewerks Niederfinow	157
Ulrich, F. Die virtuelle Inbetriebnahme am neuen Schiffshebewerk Niederfinow	167
Kunz, C.; Fleischer, H. Know-how-Transfer für ein Schiffshebewerk in China	171
An Planung und Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow Beteiligte	185

Editorial

Liebe Leserin, lieber Leser,

in Niederfinow weist die Oder-Havel-Wasserstraße einen Geländesprung von 36 Metern auf. In der Anfangszeit des Kanals wurde diese Höhe mit einer Schleusentreppe aus vier baugleichen Sparschleusen überwunden. Bereits beim Kanalbau in den Jahren 1906 bis 1914 hatten die Planer den Bau eines Schiffshebewerks in ihre Planungen einbezogen. Dieses erste Schiffshebewerk Niederfinow wurde im Jahr 1934 nach siebenjähriger Bauzeit in Betrieb genommen und verrichtet bis heute zuverlässig seinen Dienst. Das nunmehr fertiggestellte neue Schiffshebewerk Niederfinow ersetzt das alte Hebewerk in unmittelbarer Nachbarschaft. Es erfüllt alle Anforderungen der modernen Binnenschifffahrt und ist wichtiger Bestandteil einer leistungsfähigen Wasserstraßenverbindung zwischen Berlin im Westen und der Oder im Osten.

Das neue Schiffshebewerk Niederfinow ist ein Zeugnis der technologischen Entwicklungen im Bau von Hebewerken. Es verbindet bewährte Funktionsprinzipien des alten Hebewerks, wie beispielsweise den Trogantrieb und das Sicherungssystem, mit modernen Bemessungsansätzen und Lösungen, wie der Modellierung mit aufwändigen Finite-Elemente-Modellen, dem zielgerichteten Einsatz von Betonrezepturen mit geeigneten Festigkeits- und Expositionsklassen und einer zentralen, softwaregestützten Steuerung.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) hat den Bauherrn, das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin, in allen Projektphasen vom Entwurf über die Planung bis hin zur Bauausführung auf vielfältige Art und Weise intensiv unterstützt. Beispiele hierfür sind die Baugrunderkundung, die Untersuchung der Verformungsstabilität, bei der ein besonderes Augenmerk auf das vergleichsweise geringe Maß an zulässiger Schrägstellung gerichtet wurde, die baubegleitenden Kontrollprüfungen zur Eignungsbeurteilung der eingesetzten Betone sowie der Korrosionsschutz. Auch die architektonische Gestaltung des neuen Schiffshebewerks stammt aus der Feder der BAW.

International hat das neue Schiffshebewerk Niederfinow große Beachtung gefunden. So stand es in vielerlei Hinsicht Pate für das derzeit welthöchste Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China.

Das neue Schiffshebewerk Niederfinow zählt zu den spektakulärsten Ingenieurbauwerken an den deutschen Wasserstraßen. Mit einer Höhe von annähernd 55 Metern ist es eine weithin sichtbare Landmarke, die beim Betrachter allein aufgrund ihrer Größe und des Kräftefelds eine besondere Faszination auslöst. So ist es folgerichtig, die wichtigsten Überlegungen und Arbeiten in den Phasen Entwurf, Planung und Bauausführung zu dokumentieren. Die technisch-wissenschaftliche Publikationsreihe der BAW bietet hierfür den passenden Rahmen.

Ihr

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

Karlsruhe, im Oktober 2022

Jahr 2012



Jahr 2015





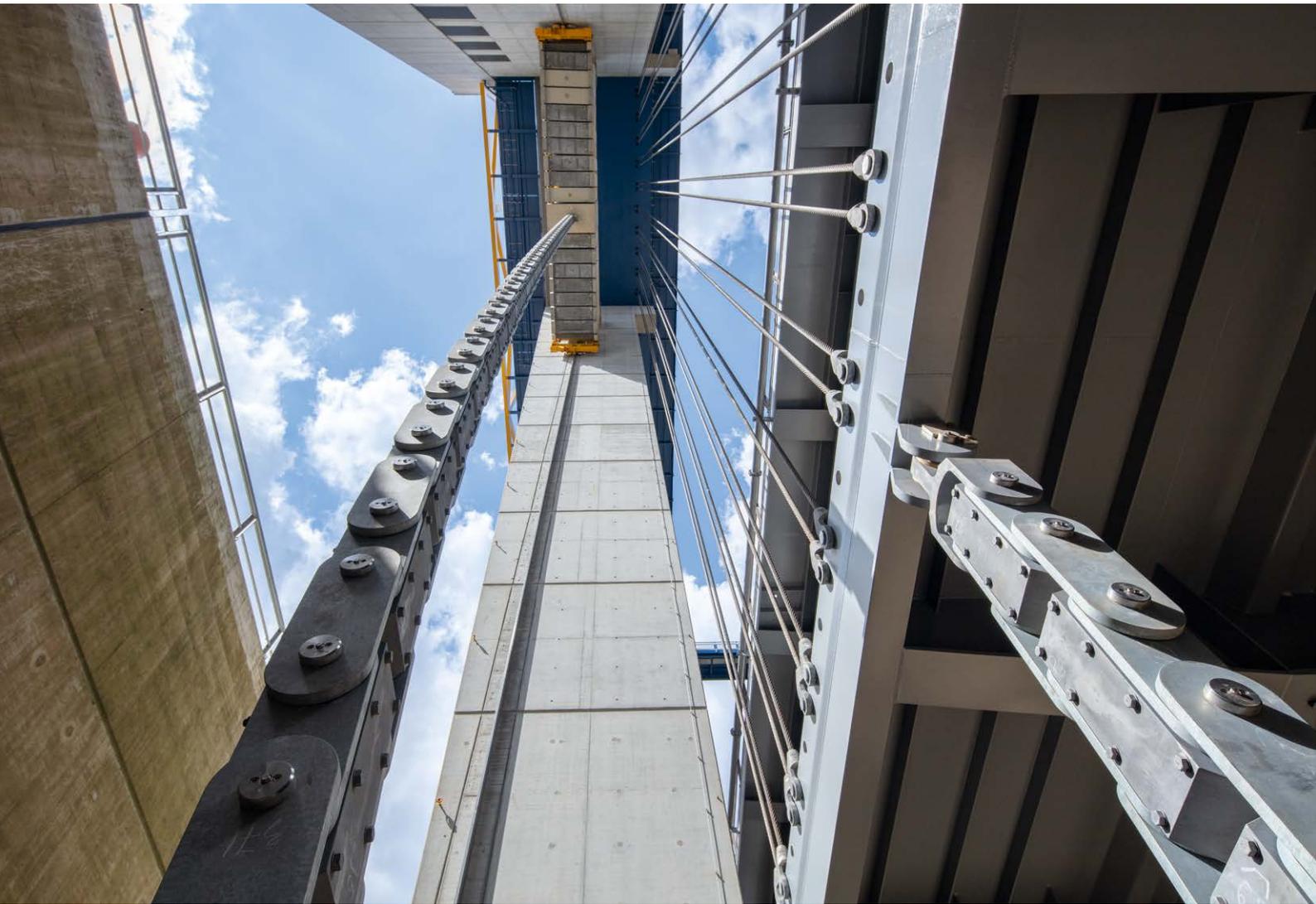
Jahr 2019





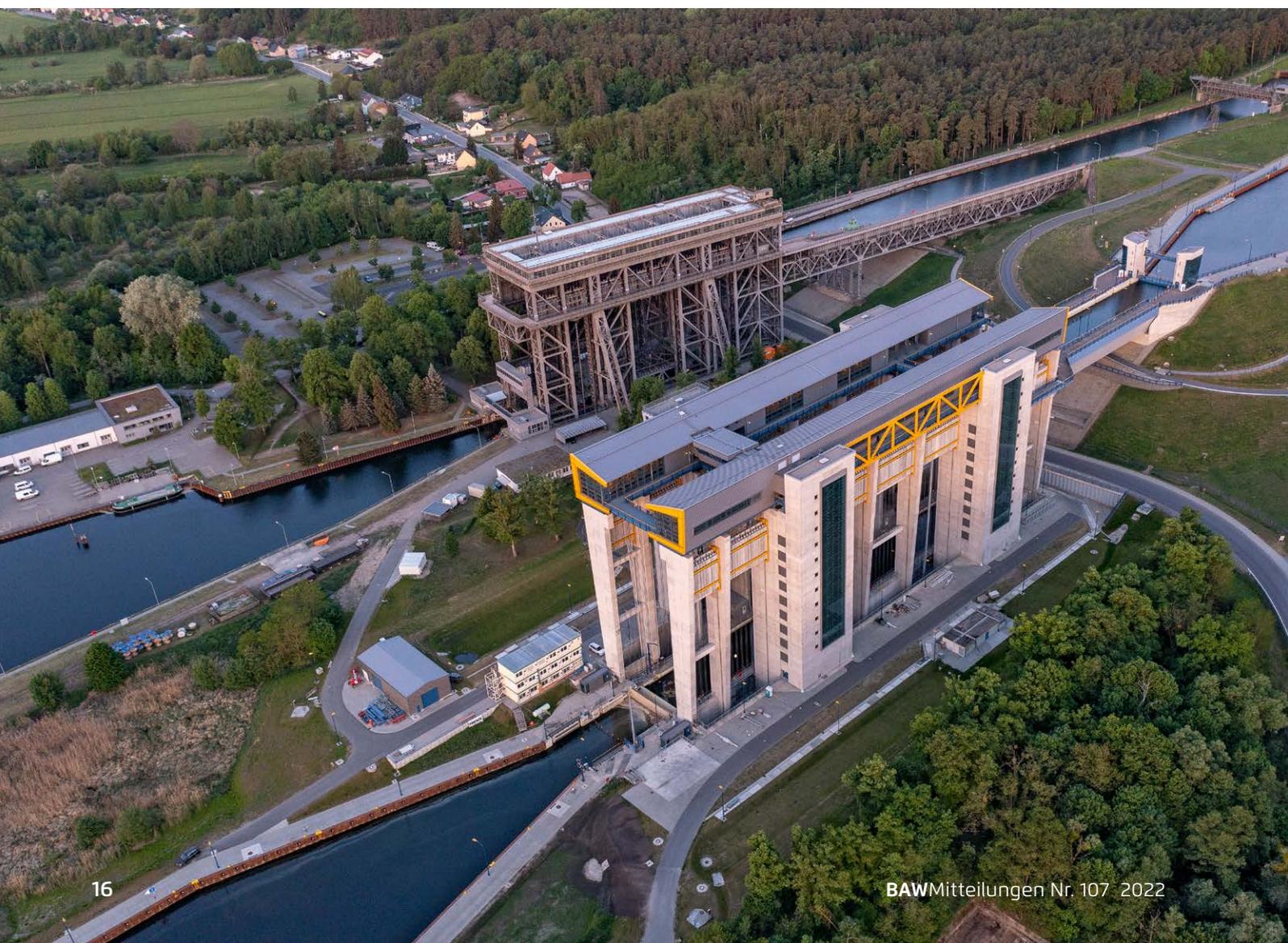


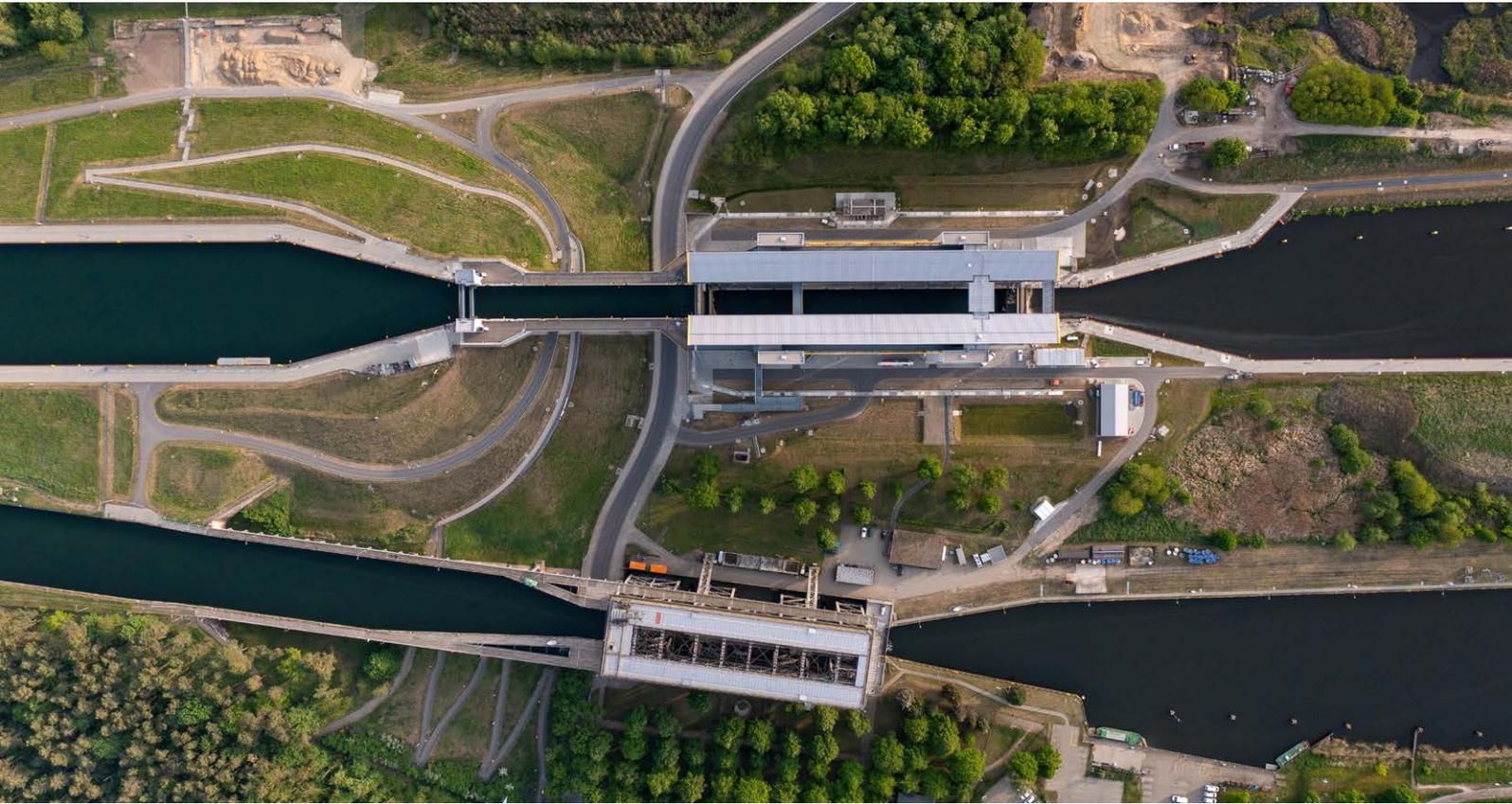






Jahr 2022

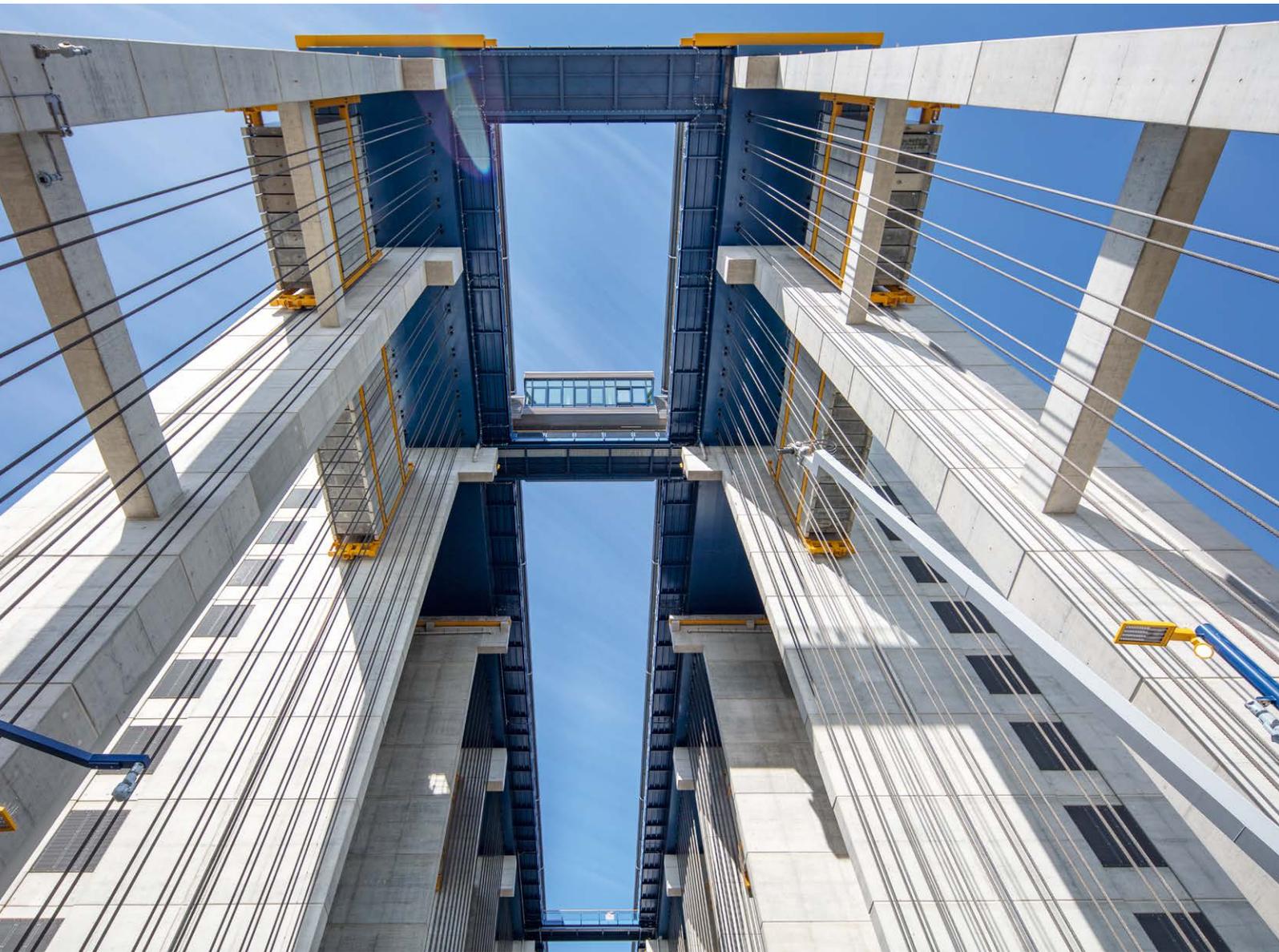
















Zur Entwicklung und Bedeutung der Havel-Oder-Wasserstraße und des Schiffshebewerks Niederfinow

Dipl.-Ing. Rolf Dietrich, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin



Bild 1: Altes und neues Schiffshebewerk Niederfinow

Seit der Inbetriebnahme des bis heute durchgängig schiffbaren Finowkanals (Bau von 1743 bis 1746) ist die heute unter dem Sammelbegriff der Havel-Oder-Wasserstraße geführte Binnenschiffahrtsstrecke zwischen Berlin und Stettin eine ganz besondere Wasserstraße. Seit der deutschen Wiedervereinigung im Jahr 1990 steht sie im Eigentum und in der Unterhaltungslast des Bundes.

Pro Jahr werden in Niederfinow bis zu 12.000 Wasserfahrzeuge geschleust, davon ca. je ein Drittel Güter- und Fahrgast- bzw. Kabinenschiffe sowie Sportboote. Das

neue Hebewerk kann ein Ladungsaufkommen von bis zu vier Millionen Gütertonnen pro Jahr bewältigen. Mit über 150.000 Besuchern pro Jahr zählt das Schiffshebewerk Niederfinow auch zu den wichtigsten touristischen Attraktionen im Land Brandenburg. Einmalig in Europa können Besucher dort vier Generationen von Abstiegsbauwerken an Wasserstraßen in Augenschein nehmen: das neue Schiffshebewerk, das alte Schiffshebewerk von 1934, die alte vierstufige Schleusentreppe (stillgelegt 1972) und die Schleuse Liepe am historischen Finowkanal (in Betrieb seit 1874).

Im 18. Jahrhundert gab es weder ein leistungsfähiges Straßen- noch Eisenbahnnetz und die alte Wasserstraßenverbindung zwischen Havel und Oder war eine der wichtigsten Verkehrswegeverbindungen im damaligen Königreich Preußen. Die Versorgung der Wasserstraße mit Betriebswasser erfolgte bereits damals über eine Speicherbewirtschaftung der Mecklenburger Oberseen und des Einzugsgebietes der Oberen Havel. Die ersten Verträge zwischen Preußen und den Herzogtümern Mecklenburg-Strelitz und Mecklenburg-Schwerin zur dafür erforderlichen Entnahme von Wasser aus der Müritz datieren bereits auf die Jahre 1789 und 1799. Da die Elektrifizierung in Deutschland erst am Ende des 19. Jahrhunderts einsetzte, erfolgte die Überleitung des Betriebswassers damals wie heute ausschließlich im Freispiegelgefälle über die Obere Havel und ab Zehdenick/Mark über den Voßkanal, der seinerzeit noch nicht schiffbar war. Bei Liebenwalde wird das Wasser direkt in die Scheitelhaltung der Havel-Oder-Wasserstraße eingeleitet und dann über den Malzer Kanal wieder in die Havel abgeschlagen. Nach Angaben der Flussgebiets-

gemeinschaft Elbe werden aus den Einzugsgebieten der Mecklenburger Oberseen und Oberer Havel heute durchschnittlich 45 Millionen m³ Betriebswasser pro Jahr für die Scheitelhaltung der Havel-Oder-Wasserstraße bereitgestellt, ganz ohne Pumpwerke und damit nahezu klimaneutral.

Mit dem Aufkommen der Wasserkraftgewinnung verkehrten dann vor über 100 Jahren auch schon einmal mehr als 100 elektrisch angetriebene Binnenschiffe auf der alten Havel-Oder-Wasserstraße, die jährlich über 200 Millionen Ziegel und Kalksandsteine aus den Tongruben an der Oberen Havel nach Berlin transportierten. Berlin wurde also, zudem zum Teil auch noch mit nachhaltig erzeugter Energie aus Wasserkraft, auch „aus dem Elektrokahn“ gebaut. Diese Tradition wieder aufleben lassend haben die Berliner Hafen- und Lagerhausgesellschaft mbH (BEHALA) und die Technische Universität Berlin im Jahr 2021 das weltweit erste mit Brennstoffzellen ausgerüstete, emissionsfrei zu betreibende Elektroschubboot für den Güterverkehr in den Probetrieb genommen.

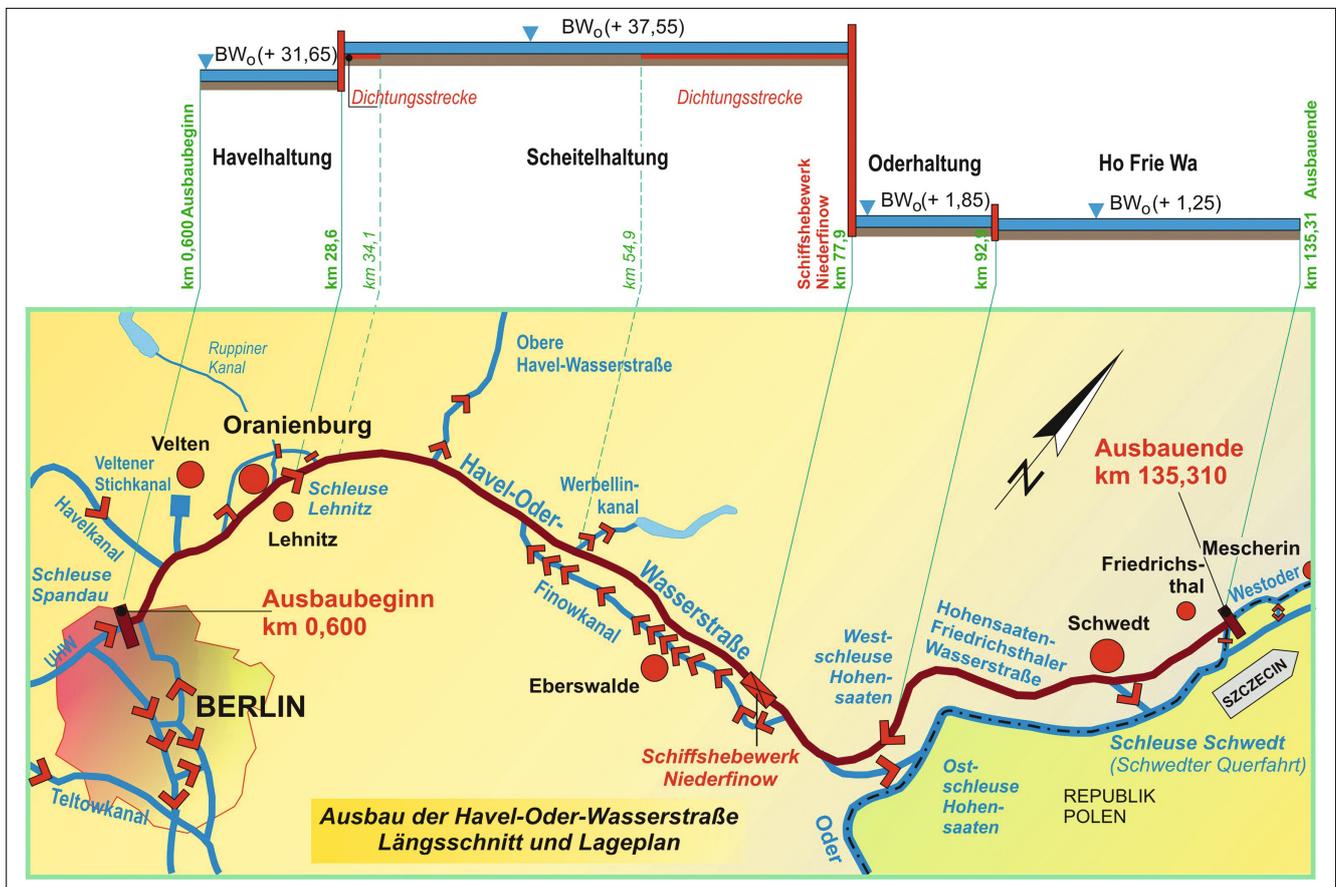


Bild 2: Längsschnitt und Lageplan der Havel-Oder-Wasserstraße

Ende des 19. Jahrhunderts erreichte die alte Havel-Oder-Wasserstraße trotz 24/7-Betrieb ihre Leistungsfähigkeitsgrenze, sodass der preußische Landtag den Ausbau der Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin beschloss, u. a. mit dem Neubau des parallel zum Finowkanal verlaufenden Oder-Havel-Kanals, zu dem auch die Kanalstufe Niederfinow zählt.

Nachdem man sich dabei zunächst nicht für den Bau eines Senkrechthebewerkes in Niederfinow entscheiden konnte, wurde der Höhenunterschied von 36 m zwischen der Havel und der alten Oder zuerst mit einer vierstufigen Schleusentreppe überwunden, die erst 1972 endgültig stillgelegt wurde und in Teilen bis heute immer noch recht gut erhalten ist. Aufgrund des hohen Wasserverbrauches der Schleusentreppe und erheblicher Baugrundprobleme entlang des Abstiegskanals, wurde dann jedoch schon bald mit den Planungen und dem Bau des alten Schiffshebewerkes begonnen, welches nun seit 1934 in Betrieb ist. Mit nicht einmal 100 außerplanmäßigen Ausfalltagen in fast 90 Betriebsjahren gilt das alte Hebewerk bis heute als Sinnbild für die Zuverlässigkeit deutscher Ingenieurbaukunst und wurde im Jahr 2007 durch die Bundesingenieurkammer mit dem Titel „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“ ausgezeichnet – als erstes Objekt dieser Titelreihe überhaupt.

Zum Zeitpunkt der deutschen Wiedervereinigung hatte sich an der nun als Havel-Oder-Wasserstraße benannten Gesamtstrecke ein erheblicher Ersatzinvestitionsbedarf angestaut. Unter anderem hatte der Einsatz von sechs Fluss-Seeschiffen vom Typ Cargo-Liner im Direktverkehr zwischen Berlin und Schweden zu irreparablen Schäden an den Dichtungen in den Damfstrecken der Scheitelhaltung geführt, die eine nachhaltige Reduzierung der Abladetiefen zur Folge hatte. Daher wurde bereits in den Bundesverkehrswegeplan 1992 ein umfangreiches Ersatzinvestitionsprogramm für den Erhalt der Verkehrsfunktion der Wasserstraße aufgenommen, u. a. auch ein Ersatzneubau für das Schiffshebewerk Niederfinow. Am Ende seiner nominalen Nutzungsdauer angelangt, kommt es zunehmend zu Problemen mit der Materialalterung und der Bereitstellung von Ersatzteilen für die Anlagentechnik nach dem Stand von 1934. Zudem stellt das alte Hebewerk inzwischen auch einen maßgeblichen Engpass im transeuropäischen Wasserstraßennetz dar.

Die Havel-Oder-Wasserstraße ist heute integraler Bestandteil der transeuropäischen Binnenwasserstraße E70, die von Rotterdam über Hannover, Magdeburg und Berlin bis nach Klaipeda in Litauen verläuft. Gleichzeitig ist sie die einzige transeuropäische Wasserstraße, die einen Ostseehafen (Szczecin/Swinoujście) an das westeuropäische Binnenwasserstraßennetz anbindet. Über die Hohensaaten-Friedrichsthaler Wasserstraße, einen 40 km langen Parallelkanal zur Grenzoder, welcher direkt in die Westoder zum Oderhaff einmündet, ist die Streckenrelation von Berlin nach Stettin zudem unabhängig von Niedrigwasserereignissen auf der Oder zu befahren.

Bereits das Ersatzinvestitionsprogramm zum Bundesverkehrswegeplan 1992 beinhaltete einen Teilausbau der Havel-Oder-Wasserstraße, wonach alle Ersatzneubauten mindestens die Zielparame-ter der Wasserstraßenklasse Va erfüllen sollten. Neben dem Ersatz des Schiffshebewerkes in Niederfinow wurde auch die Schleuse Spandau ersetzt und die Schleusen Lehnitz sowie Hohensaaten wurden im Bestand modernisiert. Mit Inbetriebnahme des neuen Hebewerkes können nun bis zu 110 Meter lange Güter- und Kabinenschiffe durchgängig auf der Wasserstraße verkehren. Auch der überwiegende Teil der Brückenanlagen und der Unterführungsbauwerke, wie die Eisenbahnunterführung für die Bahnlinie Berlin-Tantow (bzw. Stralsund) oder die Gewässerunterführungen, sind bereits durch zukunftsfähige Neubauten ersetzt worden. Der anspruchsvolle Ersatz der Lehm- und Tondichtungen in den in Dammlage verlaufenden Streckenabschnitten des Gewässerbettes ist in vollem Gange. Daher hat der Deutsche Bundestag mit seinem im Jahr 2016 verabschiedeten Wasserstraßenausbaugesetz des Bundes erstmals seit über 100 Jahren nun auch wieder einen durchgängigen Ausbau der Havel-Oder-Wasserstraße vorgegeben, diesmal für den Verkehr mit Großmotorgüterschiffen mit bis zu 2.100 Gütertonnen Ladung.

Mit Unterstützung durch die Bundesanstalt für Wasserbau und durch externe Dienstleister hat die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes das alte Schiffshebewerk durch einen modernen Nachfolger der Wasserstraßenklasse Va ersetzt. Auftragnehmer für den Generalauftragnehmerbauvertrag war eine Arbeitsgemeinschaft der Unternehmen Implenia Construction GmbH, DSD Brückenbau GmbH, JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG und der SIEMAG TECBERG GmbH.

Dabei folgt die neue Anlage weitestgehend dem zuverlässigen Antriebs- und Sicherheitskonzept der alten Anlage. Die bautechnischen Fragestellungen wurden aber zeitgemäß neu interpretiert und konstruktiv gestaltet.

Welche Chancen sich aus der Inbetriebnahme der neuen Anlage für die Binnenschifffahrt und die Standortqualität entlang der Wasserstraße ergeben, kann man daran ermessen, dass ein Güterfahrzeug das neue Schiffshebewerk nun mit bis zu 104 20-Fuß-Standardcontainern passieren kann, statt bislang nur mit 27.

Ein zunächst für die Baustelleninformation errichtetes Informationszentrum der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes wurde im Jahr 2021 zur Bewirtschaftung an die im Eigentum der Gemeinde stehende SHW Tourismus- und Wirtschaftsentwicklungsgesellschaft Niederfinow mbH abgegeben, die jetzt unter dem Slogan „Niederfinow hebt“ dafür sorgen wird, dass auch das touristische Potenzial eines der beliebtesten Ausflugsziele im Land Brandenburg zeitgemäß erschlossen wird.

Das neue Schiffshebewerk Niederfinow

Dipl.-Ing. Wolf Laule, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin



Bild 1: Luftbild

Mit der Verkehrsfreigabe des neuen Schiffshebewerkes Niederfinow (Bild 1) wird der Schifffahrt ein modernes, zuverlässiges und leistungsstarkes Abstiegsbauwerk bereitgestellt, das den heutigen Ansprüchen sowohl aus Nutzer- als auch aus Betreibersicht gerecht wird. Auch wenn das alte Schiffshebewerk nicht nur in der Vergangenheit seine Zuverlässigkeit unter Beweis gestellt hat, sondern dies auch in den nächsten Jahren als Bereit-

schaftsreserve neben dem neuen Hebewerk weiterhin tun wird, so haben sich doch die Anforderungen an ein solches Bauwerk tiefgreifend verändert.

Aus der Perspektive der Schifffahrt als Nutzer des Hebewerkes kann der Zugewinn vereinfacht an den auf moderne Binnenschiffe ausgelegten Abmessungen des Bauwerkes bemessen werden. So ist es jetzt möglich, die

Havel-Oder-Wasserstraße (HOW) durchgängig mit Binnenschiffen von bis zu 110 m Länge und 11,45 m Breite zu befahren. Für den Betreiber ist der Sprung vom alten auf das neue Hebewerk hingegen deutlich komplexer. Denn auch wenn die Grundprinzipien des alten Hebewerkes sich auch im neuen Hebewerk wiederfinden, handelt es sich um eine Maschine, die dem heutigen Stand der Technik entspricht. Das betrifft sowohl die vereinfachte Handhabung durch den Bediener an einem ergonomischen Arbeitsplatz mit gutem Überblick über das ganze Bauwerk, als auch die komplexe Steuerungstechnik mit einer Vielzahl an Sensoren, vorgesehenen Redundanzen und einer speicherprogrammierbaren Steuerung.

Die unter dem Bau des neuen Schiffshebewerkes zusammengefasste Baumaßnahme beinhaltete insgesamt die nachstehenden Bauwerke (Bild 2):

- Herstellung des oberen Vorhafens
- Errichtung kombiniertes Kanalbrückenwiderlager mit Sicherheitstor
- Kanalbrücke
- Neues Schiffshebewerk
- Unterer Haltungsabschluss
- Unterer Vorhafen

1 Die Bauteile

Aber nicht nur die Steuerungstechnik ist eine Einzelkonstruktion, auch der Maschinenbau, das Bauwerk und deren Zusammenwirken zu einer funktionierenden Einheit waren für den Bauherrn, die Planer und die ausführenden Unternehmen aufgrund ihrer Einzigartigkeit eine ebenso anspruchsvolle wie anspruchsvolle Herausforderung.

2 Das Hebewerk

2.1 Funktionsprinzip

Kernstück des Vorhabens ist dabei ohne Zweifel das neue Schiffshebewerk. Ebenso wie beim alten Schiffshebewerk fiel die Entscheidung auch beim neuen Schiffshebewerk auf das Prinzip des Gegengewichtshebewerkes. Dabei wird das Gesamtgewicht des wassergefüllten Stahltroges von ca. 9.850 Tonnen durch Gegengewichte ausgegli-

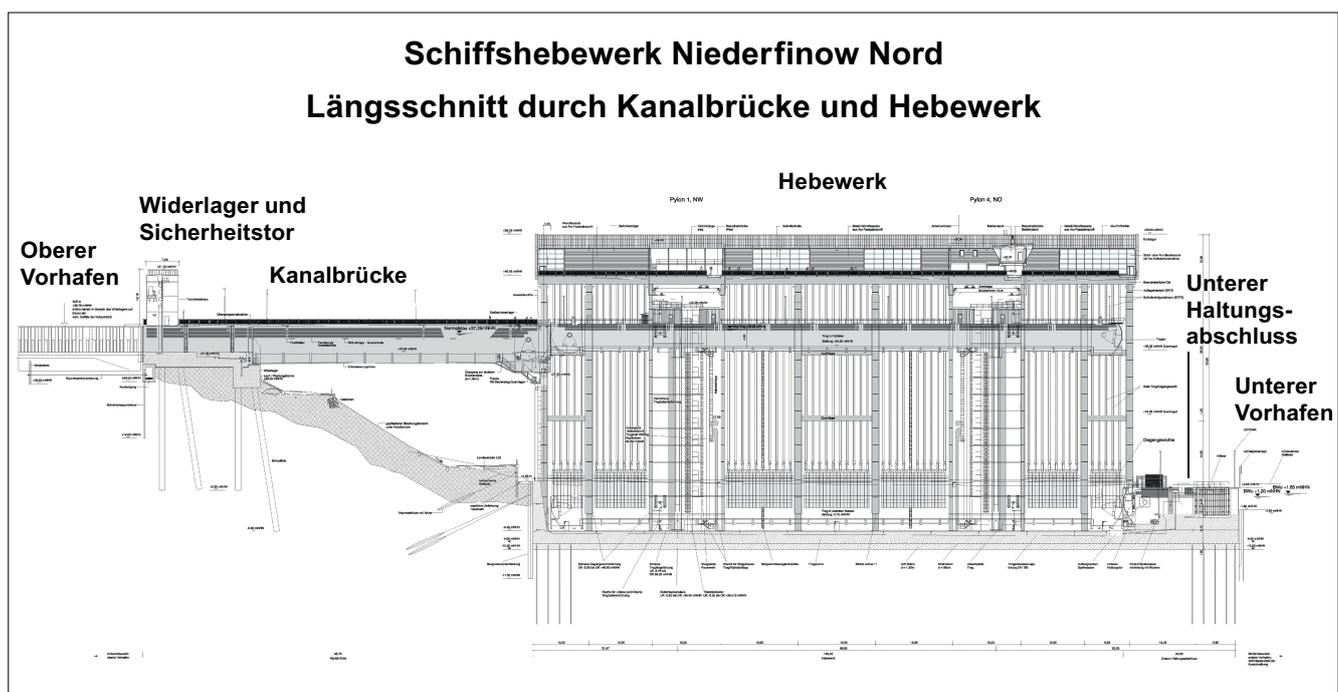


Bild 2: Längsschnitt durch Kanalbrücke und Hebewerk

chen. Es handelt sich dabei um 110 Gegengewichte aus Schwerbeton je Seite, die über 112 Stahlseile mit dem Trog verbunden sind. Die Seile laufen über 56 Doppelseilrollen je Seite, deren Durchmesser 4,00 m beträgt. Um die während der Trogfahrt durch die Seile erfolgende Gewichtsumlagerung zu kompensieren, wurden insgesamt vier Seilgewichtsausgleichsketten (zwei je Seite) vorgesehen, die jeweils hängend am Trog und den Gegengewichten montiert sind. Erst durch dieses geschlossene System wird ein lageunabhängiges Gleichgewicht erreicht.

2.2 Tragwerk

Das gesamte Gewicht des Troges und der Gegengewichte wird aufgrund der Gleichgewichts konstruktion über die Seile in die Doppelseilrollen übertragen und damit zunächst am höchsten Punkt der Tragkonstruktion des Hebewerkes in diese eingeleitet. Die Doppelseilrollen stehen dort auf den Seilrollenträgern. Hierbei handelt es sich um Stahlhohlkästen, die als Gelenkkette auf den zehn Seilrollenträgerstützen je Seite aufgelagert sind. Dabei stehen sechs Stützen einzeln, während jeweils zwei der anderen vier Stützen durch Wände verbunden sind und die zwei Pylone je Seite bilden. Seilrollenträgerstützen und Pylone sind Stahlbetonkonstruktionen. Gegründet sind alle aufgehenden Bauteile in der massiven Trogwannensole als eingespannte Stützen, sodass sich als Tragwerk ein oben offener Rahmen ergibt. Oberhalb der Trogwannensole existiert keine weitere Queraussteifung im Bauwerk. Sowohl bei den drei Querverbindungen auf der Besucherebene als auch beim Bedienstand handelt es sich um Brücken mit jeweils einer festen und einer verschieblichen Lagerung auf den Seilrollenträgern, so dass diese keine aussteifende Funktion haben.

2.3 Maschinenbau

In den vier Pylonen befinden sich auf der äußeren Seite die Treppenhäuser sowie Medienschächte, während auf der Innenseite die bauwerksseitigen Teile des Maschinenbaus montiert sind. Das sind als die beiden großen Maschinenbauteile zum einen die Triebstockleiter des Antriebs, zum anderen die Mutterbacken des Trogsicherungs systems. Darüber hinaus befinden sich in den Pylonen die Troghaltevorrichtungen, die eine sichere Lage in den Andockstellungen oben und unten gewährleisten, sowie die

Trogquerführungen, die für eine mittige Trogführung in Querrichtung sorgen. Aufgrund der Länge des Bauwerks und den damit verbundenen temperaturbedingten Längenänderungen gibt es in Längsrichtung nur in zwei gegenüberliegenden der vier Pylone eine Längsführung.

2.3.1 Antrieb

Die Antriebe des Hebewerkes befinden sich in den vier Trogantriebshäusern (Bild 3), die sich am Trog im Bereich der Pylone befinden. In jedem Trogantriebshaus sind zwei Elektromotore mit Einzelleistungen von 160 kW montiert, die über jeweils eigene Getriebe und Antriebswellen auf dasselbe Ritzel einwirken. Das Ritzel greift in die Triebstockleiter ein und sorgt so für die erforderliche Kraftübertragung. Alle Antriebe sind über eine unter dem Trog verlaufende H-Welle miteinander verbunden. Der für eine störungsfreie Trogfahrt erforderliche Gleichlauf wird allerdings elektrisch sichergestellt. Die H-Welle dient vielmehr dazu, bei Ausfall eines Antriebshauses den dortigen Antrieb mitzufahren.

Aufgrund des Gleichgewichtsprinzips bestünde lediglich das Erfordernis, mit den Antrieben die Massenträgheit zu überwinden, um den Trog in Bewegung zu versetzen. In diesem Fall hinge der Trog jedoch praktisch frei, was zu ungewollten Bewegungen des Troges führen könnte. Aus diesem Grund wird durch die Steuerung des Wasserstandes im geschlossenen Trog so ballastiert, dass die Antriebe dauerhaft unter einer definierten Last gefahren werden. Fährt der Trog aufwärts, ist der Wasserstand höher, in Abwärtsfahrt ist er niedriger. Dieser Vorgang wird als Reversieren bezeichnet. Das Gleichgewicht wird bei einer Wassertiefe von 4,03 m im Trog erreicht. Die Veränderung des Wasserstandes im Trog um nur einen Zentimeter hat eine Gewichtsveränderung von ca. 16 t zur Folge, sodass schon mit einem nur um wenige Zentimeter veränderten Wasserstand der gewünschte Zustand erreicht wird.

2.3.2 Trogsicherung

Um auch im Fall einer Havarie (beispielsweise durch plötzlichen Wasserverlust im Trog) eine Gefährdung von Passagieren, Fahrzeugen und Bauwerk zu vermeiden, ist im Schiffshebewerk ein Trogsicherungs system montiert.

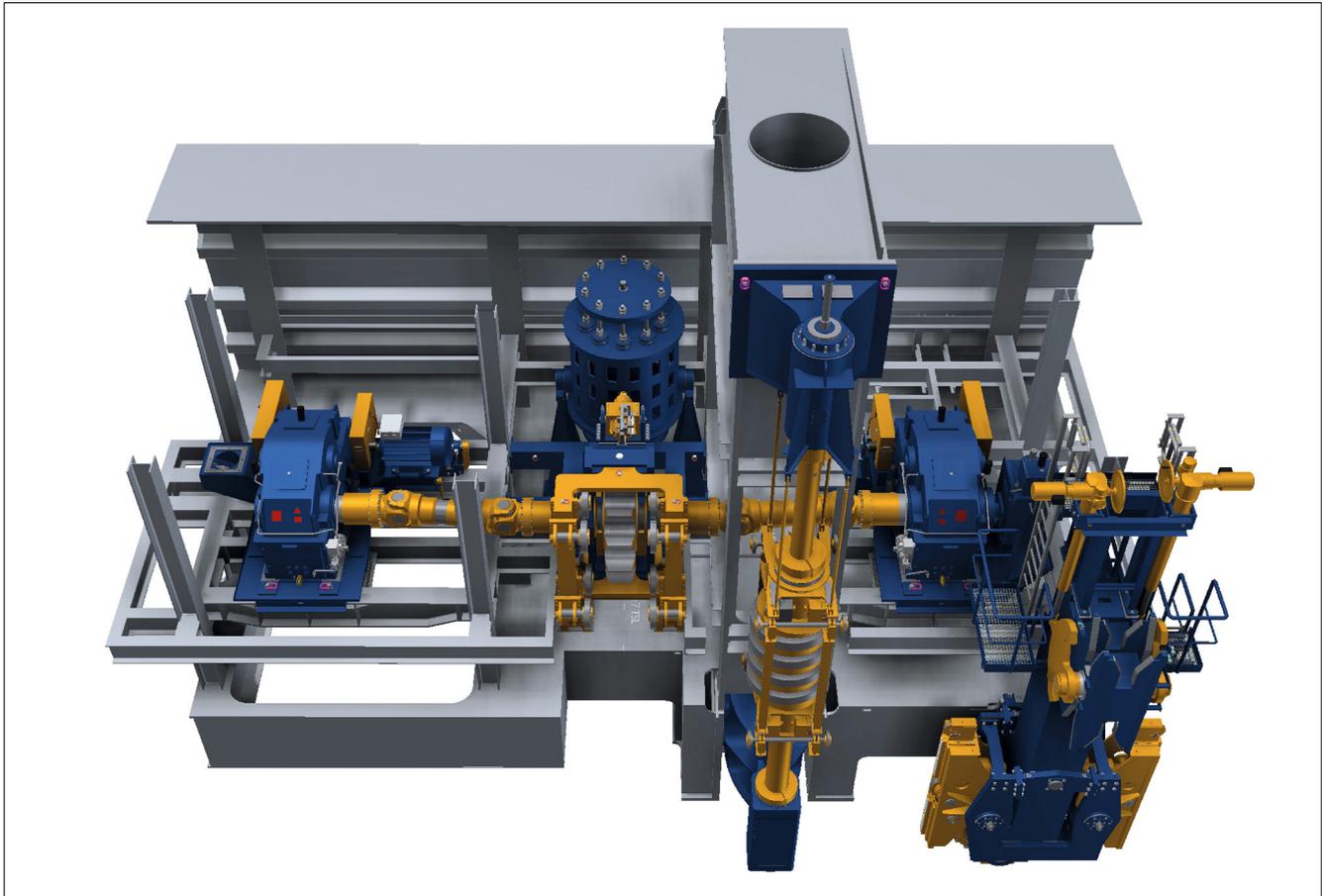


Bild 3: Trogantriebshaus

Erreicht wird dies durch einen Drehriegel, der sich im Regelfall berührungslos in der Mutterbackensäule je nach Fahrtrichtung nach oben oder unten dreht und ebenfalls über den Trogantrieb mit angetrieben wird. Der Drehriegel stoppt und hält den Trog sicher in Position, sobald dieser sich über ein zulässiges Maß schief stellt bzw. sich entweder schneller oder langsamer bewegt, als durch die Antriebe vorgesehen. Es handelt sich hierbei um ein rein mechanisches und sich selbst steuerndes System, das unabhängig von jeglicher Stromversorgung und Steuerungstechnik funktioniert und damit dauerhaft vollständig funktionsfähig ist.

Den Standardisierungsvorgaben der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes entsprechend sind alle vier Verschlussorgane als Drehsegmenttore ausgebildet, die durch Elektrohubzylinder angetrieben werden. Eine Funktion als Befüll- oder Entleerungsorgan entfällt im Hebewerk prinzipbedingt. Der zwischen den Toren der Haltungsabschlüsse entstehende Spalt wird in den Andockstellungen durch Andichtrahmen überbrückt und

dicht verschlossen. Die auf Rollen gelagerten Andichtrahmen befinden sich jeweils in den Haltungsabschlüssen und werden durch Hydraulikzylinder ausgefahren und gegen den Trog gepresst. Das Wasser im Spalt – das sogenannte Spaltwasser – wird nach Schließen der Tore in die untere Haltung abgelassen bzw. gepumpt.

2.4 Bedienstand

Die Bedienung des Hebewerkes kann durch eine einzelne Person aus dem Bedienstand erfolgen. Der dort leitlinienkonform errichtete Bedientisch ermöglicht es dem Bediener, alle relevanten Bereiche per Kameraüberwachung einzusehen und die Prozesse sicher zu starten. Zudem ist der Bedientisch so positioniert, dass von dort auch direkt eine bestmögliche Übersicht über das Hebewerk möglich ist. Neben dem eigentlichen Bedienstand sind in der Bedienstandsebene noch Toiletten, eine Teeküche, ein Werkstatt-raum, ein Besprechungsraum sowie zwei Technikräume untergebracht, die barrierefrei erreichbar und nutzbar sind.

3 Schlussbemerkung

Bei dem neuen Schiffshebewerk Niederfinow handelt es sich nicht nur um ein Bauwerk, sondern ebenso um eine Maschine, die auch den Anforderungen der Maschinenrichtlinie genügen muss. Damit wird nicht nur ein sicherer Betrieb für den Bediener, die Nutzer und die Besucher, sondern insbesondere auch eine sichere Wartung und Instandhaltung für den Betreiber gewährleistet. Diese Eigenschaft teilt die Anlage jedoch auch mit allen Schleusen und Wehren. Einzigartig macht das Hebewerk allerdings die besondere und anspruchsvolle Konstruktion des oben offenen Rahmens mit den damit einhergehenden last- und witterungsinduzierten Bauteilbewegungen im Zentimeterbereich im Zusammenwirken mit dem Maschinenbau, dessen wesentlich geringeren Toleranzen in der Konstruktion berücksichtigt werden mussten. Dass dies gelungen ist und das Bauwerk und die Maschine heute in Betrieb sind, ist der Verdienst aller Beteiligten.

Der Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow

Dipl.-Ing. Klaus Winter, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin

Nach Erteilung des Auftrags zum Bau des Schiffshebewerks an die ARGE „Neues Schiffshebewerk Niederfinow“, bestehend aus den ARGE-Partnern Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH (heute Implenia AG), DSD Brückenbau GmbH, JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG sowie SIEMAG TECBERG GmbH im Mai 2008, erfolgten zunächst: Baufeldfreimachung, Errichtung eines Baustraßennetzes, Verfüllung der Schleuse IV, Errichtung von Baubüros sowie die für den Umweltschutz notwendigen verdichteten Bodenuntersuchungen mittels Bodenschürfe. Der eigentliche Bau begann dann im Oktober 2008 zunächst mit dem Einbringen der Spundwände des Fangedamms (ca. 400 m) und der Trennmole (ca. 100 m). Vor dem Hintergrund der Vielzahl der Gewerke und der Anzahl der im Projekt errichteten Bauwerke erfolgt die Darstellung des Bauablaufs nicht strikt chronologisch, sondern orientiert sich an den Gewerken.

1 Der „Wasserbau“

Die Warte- und Einfahrbereiche der beiden Vorhäfen umfassen 1.814 m senkrechte Uferbereiche mit ausgebauten Wassertiefen von 4 m im oberen Vorhafen und 3 m im unteren Vorhafen (jeweils bezogen auf BWu). Hinzu kommen 45 Anlegedalben an Schrägufern. Der Großteil der Rammarbeiten konnte mit Hochfrequenzrüttlern von Land aus erfolgen, die mit Mäklern und Seilbaggern geführt wurden. Im oberen Vorhafen besteht der tragende Baugrund nicht ausschließlich aus Feinsanden. Bei größeren

mit Mergel durchsetzten Wechschichtungen wurde auf schlagende Rammtechnik (Hydraulikbär) gewechselt. Der 36 m hohe Geländesprung zum oberen Vorhafen verlangt neben einer dichten Uferwand auch die Abdichtung der Kanalsohle. Zur Sickerwegsverlängerung möglicher Undichtigkeiten erfolgte der Einbau einer Dichtwand in Form einer Sicherheitsspundwand, die landseits im Abstand von 8 m parallel zur Uferwand angeordnet ist. Die Achslänge deckt hierbei die gesamte luftseitige Dammböschung mit Neigungen kleiner 1:3 ab. Dies betrifft auch den Bereich unter dem kombinierten Widerlagerbauwerk (Brückenwiderlager/Sicherheitstor). Die bis zu 24,3 m langen Sicherheitsspundwandbohlen wurden nach Lockerungsbohrungen in den Schlossbereichen in zwei Schritten eingebracht (ca. 10 m mit einem Hochfrequenzrüttler, den Rest mit einer Dieselramme). Hierbei erfolgte eine Schlosssprungüberwachung.

Aufgrund der zu erwartenden Setzung und böschungseitigen Verdrehung des kombinierten Widerlagerbauwerkes mussten die dichten Bauwerksanschlüsse der Uferwände und der Sicherheitsspundwände beweglich ausgebildet werden. Für die Uferwand kam ein polymeres Anschlussprofil zum Einsatz. Für die wesentlich längere Sicherheitsspundwand wurde für den Anschluss eine Stahlbaulösung in Kombination mit Naturton gewählt (Bild 1). Hierbei sind die Enden der quer eingebauten Sicherheitsspundwand, welche unter dem Widerlager angeordnet ist, mit den Einstellblechen direkt verbunden. Zur Verhinderung von Fugenerosion an den glatten Stahlflächen stehen die beiden Anschlüsse in 2 m dicken Tonsäulen.

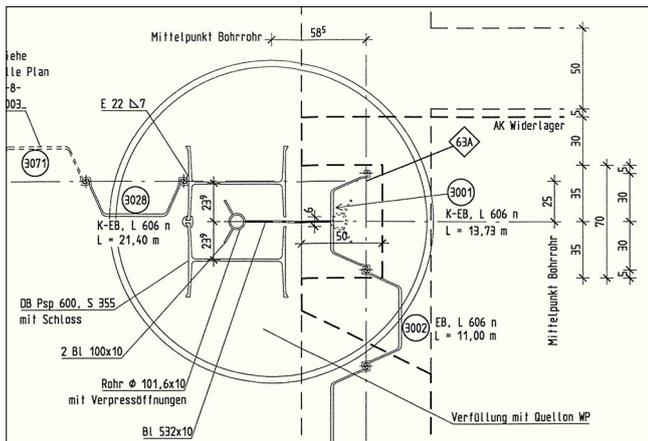


Bild 1: Ausbildung beweglicher Anschluss

Die Bereiche der Molen und der Sicherheitsspundwand sind in Form eines Fangedammes ausgesteift, die übrigen Uferwände des oberen Vorhafens mit Einstabankern und die des unteren Vorhafens mit Litzenankern.

Die Sohlabdichtung des oberen Vorhafens besteht aus einer 40 cm starken Tonschicht. Der gesamte Einbau konnte im Trockenen erfolgen. Hierzu wurde im Anbindungsbereich zum bestehenden Kanal am wasserseitigen Dammfuß ein Fangedamm errichtet. Die zum Teil vom Wasser aus gerammten Spundwände waren so bemessen, dass auch im Fangedamm die neue Dichtung im Trockenen eingebaut werden konnte (Bild 2). Zur Reduzierung des Tragquerschnittes wurden für die obere Verankerungsebene Trägersteifen verwendet. Lediglich der Einbau des geotextilen Filters und der Wasserbausteine (WBS) sowie das Abbrennen der Spundwände musste unter Wasser erfolgen. Der Fangedamm diente als Umschlagstelle für die Baustellenschiffahrt und als Umfahrungshilfe für den Bau des oberen Vorhafens.

Der Einbau des in Baustellennähe abgebauten Tones wurde nach einer Aufbereitung (Homogenisierung und Verringerung der Scherfestigkeit) in zwei Lagen



Bild 2: Aushub alte Böschungssicherung

mittels Kettenbagger, Raupe und Schafffußwalze ausgeführt (Bild 3). Das Abdecken mit den Schutzschichten (Filter und WBS) lief parallel. Bis zur Flutung des oberen Vorhafens erfolgte je nach Bedarf ein regelmäßiges Bewässern zum Schutz vor Austrocknung.

Der untere Vorhafen bzw. die daran anschließende Oderhaltung der Havel-Oder-Wasserstraße hat einen grundwassergleichen Wasserstand und musste somit nicht abgedichtet werden. Die Sohle des neuen Vorhafens befindet sich in einer ca. 4 m mächtigen Torfschicht. Die fast 100-jährige Nutzung der Oderhaltung zeigte bisher keine Notwendigkeit einer zusätzlichen Sohlschutzschicht. Lediglich im Einfahrtstrichterbereich zum neuen Schiffshebewerk und auf dem nördlichen Schrägufer wurde eine WBS-Schicht auf einem geotextilen Filter eingebaut. In enger Abstimmung mit der unteren Naturschutzbehörde und den Verantwortlichen des Biosphärenreservates Schorfheide-Chorin durfte mit dem Torfaushub eine

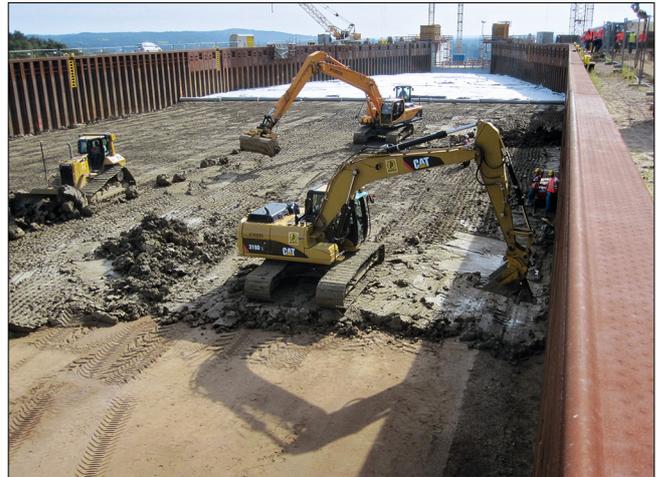


Bild 3: Toneinbau im Trockenen

neue Moorlandschaft im angrenzenden ehemaligen unteren Vorhafen der Schleusentreppe angelegt werden. Der Aus- und Wiedereinbau erfolgte hauptsächlich mit Landgeräten (Bild 4).



Bild 4: Aushub unterer Vorhafen

2 Die Baugrube

Wie beim unteren Vorhafen steht das Grundwasser im Bereich der Baugrube ca. 1,5 m unter dem Gelände. Die Rahmenkonstruktion des neuen Schiffshebwerks bindet 13,5 m tief ins Erdreich ein. Aufgrund einer bis zu 4 m mächtigen Torfschicht (ab ca. 4 m Tiefe) wurde der Baugrubenverbau aus einer gedichteten, kombinierten Trägerbohlwand errichtet (Bild 5). Die bis zu 23,8 m langen Träger mussten mit einer Lagegenauigkeit von 8 cm in 12,85 m Tiefe (bezogen auf das Urgelände) eingebaut werden. Zur Sicherstellung dieser besonderen Anforderung wurde mit einer zweifachen Rammführung gearbeitet. Die Träger wie auch die Zwischenbohlen konnten mit Hochfrequenzrüttlern eingebracht werden.

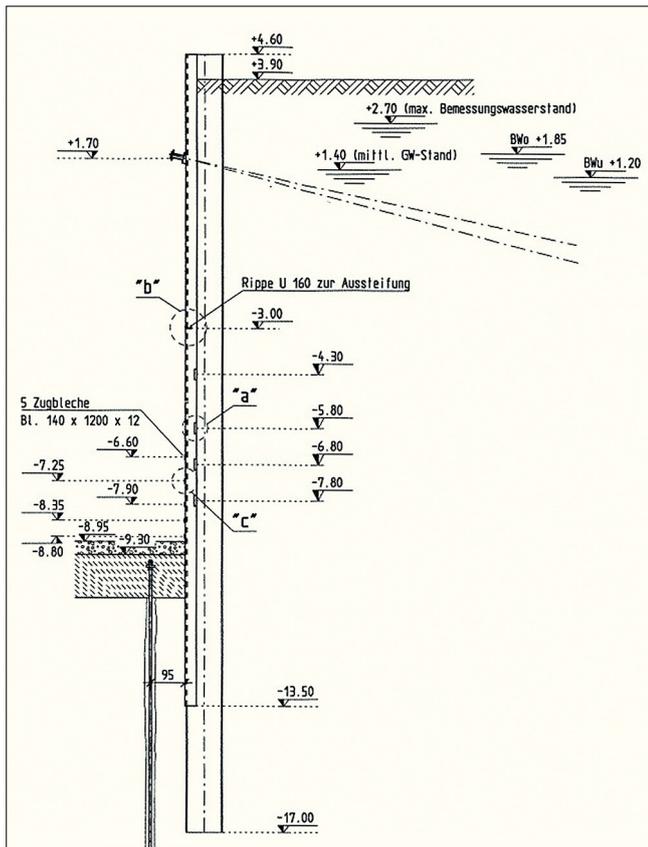


Bild 5: Querschnitt Baugrubenwand

Die obere, horizontale Baugrubenwandaussteifung übernahm nur eine Ankerlage. Auf 395 m Baugrubenwandlänge wurden 429 Litzanker in vertikal gefächerter Anordnung eingebaut. Aufgrund des Ankeranschlusshorizontes genau über der Torfschicht waren Ankerlängen von bis zu 48 m erforderlich. Die Festlegekräfte von

bis zu 673 kN (die Prüflast lag hier bei 841 kN) führten zu Verpresskörperlängen von bis zu 10 m, die zum Teil zweifach nachverpresst wurden. Der 14,5 m tiefe Aushub konnte bis zu einer Tiefe von ca. 11 m mit Landtechnik erfolgen, wofür eine Grundwasserabsenkung bis auf ca. 6 m über der Gründungssohle zugelassen wurde (Bild 6). Für den Feinaushub und insbesondere zur Entfernung der Feinstsedimente kam ein Saugbagger zum Einsatz. Als Sandfang (Spülfeld) diente die zu verfüllende Schleuse III der alten Schleusentreppe.



Bild 6: Baugrubenaushub

Die Sohlabdichtung der Baugrube war eine 1,3 m dicke, fugenlose Unterwasserbetonschicht, in welcher 17,5 m lange Auftriebspfähle einbinden. Die 1.034 Auftriebspfähle wurden im Schachbrettmuster von 2,5 m x 2,5 m eingebaut. Die Bohrgeräte standen hierbei auf Pontons (Bild 7).



Bild 7: Einbau der Auftriebspfähle

Nachlaufend zu den Bohrarbeiten fanden durch Taucher die vorbereitenden Arbeiten für den Unterwasserbeton statt. Hierbei wurden die mit Resten von den Bohrarbeiten verunreinigte Baugrubensohle und die Anschlussflächen der Baugrubenwand gereinigt, die Ankerplatten der Auftriebspfähle montiert und statisch notwendige Aussteifungen der Trägerbohlwand eingeschweißt. Mithilfe eines Schüttrohres mit Schwimmkörpern und sohlseitig umgedrehtem Trichter (Hop-Dobber) wurden nonstop in 80 Stunden 8.318 m³ (104 m³/h) Beton unter Wasser im Kontraktor-Verfahren eingebaut.

Die vorlaufende Ausbreitlänge des Frischbetons betrug ca. 15 m. An der Übergangskante zum Baugrund wurde mit Tauchern der vom schwereren Frischbeton verdrängte Schlamm ständig abgesaugt. Neben der Zementwahl begünstigte das kalte Wetter zur Betonage (Temperaturen von Frischbeton, Wasser und Luft zwischen 5°C bis 10°C) eine geringe Hydratationswärmeentwicklung, wodurch sehr wenige wasserführende Risse entstanden (Bild 8). Die erwarteten vier größeren Querrisse jeweils an den Enden der Pylonaufweitungen wurden

mit PU-Harz unter Ausnutzung der Strömungskraft des eindringenden Grundwassers abgedichtet.

Die langsame Festigkeitsentwicklung ließ das Lenzen der Baugrube erst nach fast drei Monaten zu. Unmittelbar vor dem Lenzbeginn wurde das Wasser mit CO₂ in einer offenen Anlage neutralisiert. Zur Sicherheit waren in der Lenzpumpenanlage eine weitere geschlossene CO₂-Neutralisierungsanlage und zwei große Kiesfilter integriert, da das täglich extern geprüfte Wasser direkt in den Kanal eingeleitet wurde. Die unvermeidbaren Undichtigkeiten (Restwasser) der mehr als 11.000 m² mit Grundwasser beaufschlagten Baugrubenflächen wurden in einer 35 cm dicken Einkornbetonschicht (C12/15 mit 0/16 Korn, wobei das Fraktionsband 8/22,4 80 % ausmachte) gesammelt. Der Drainbeton diente gleichzeitig als „Sauberkeitsschicht“ für die Trogwannensole. In fast 3,5 Jahren mussten ca. 145.000 m³ Restwasser abgepumpt und bis zum Ende auch neutralisiert werden, was einer mittleren Undichtigkeit von weniger als 5 m³/h (einschl. Regenwasser) entsprach, wobei es am Anfang ca. 10 m³/h waren.

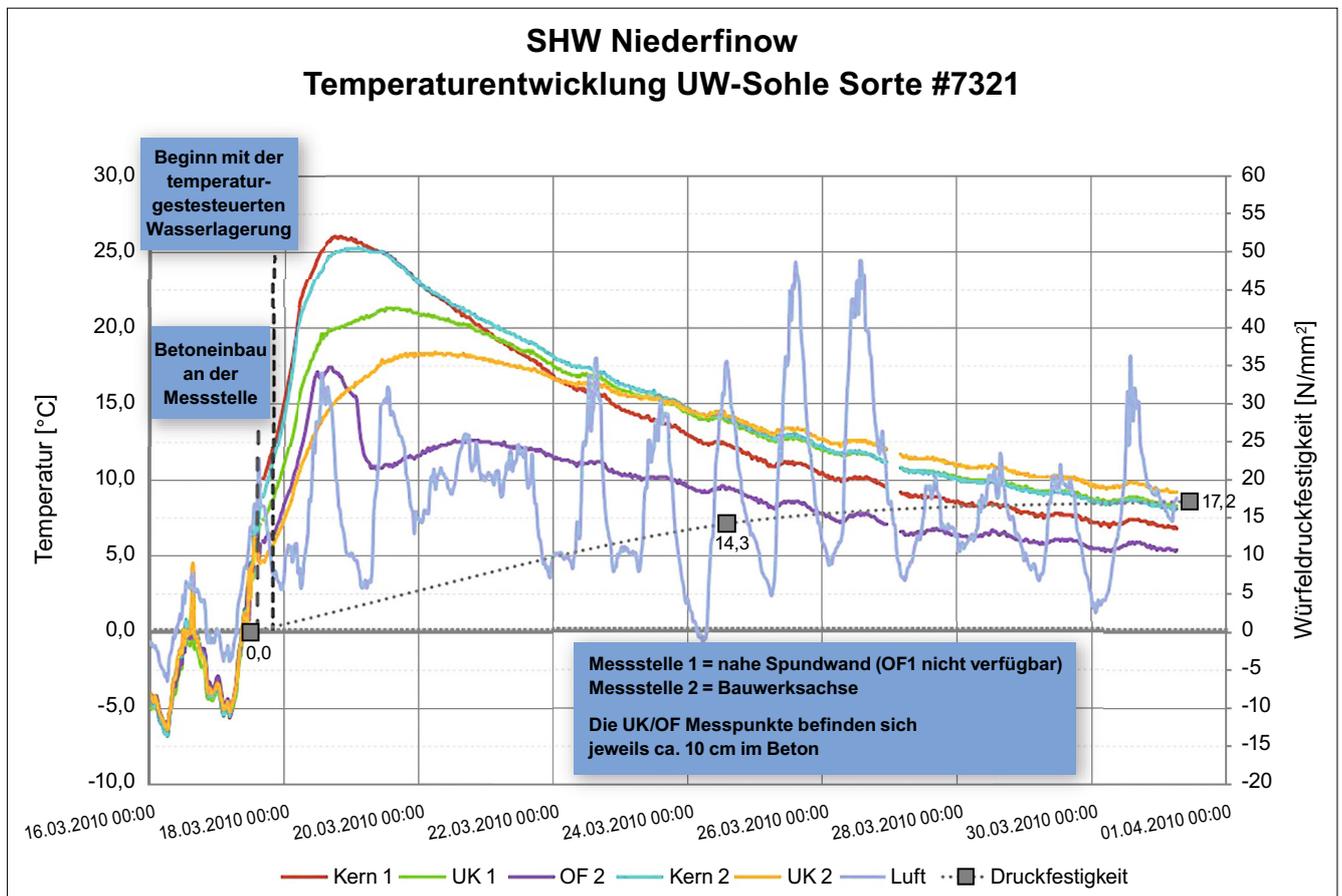


Bild 8: Auswertung der Temperaturentwicklung

3 Der Massivbau

Der Untere Haltungsabschluss (UHA), die Trogwanne (TW), die aufgehenden Bauteile des Schiffshebewerkrahmens und das kombinierte Widerlagerbauwerk mit den beiden Torantriebshäusern des Sicherheitstores bestehen aus Stahlbeton. In diesen Bauteilen wurden 34.700 m³ Beton mit 10.070 Tonnen Bewehrungsstahl verbaut. Die wichtigsten und den Bauablauf bestimmenden Hilfsmittel waren fünf Turmdrehkrane (Bild 9).

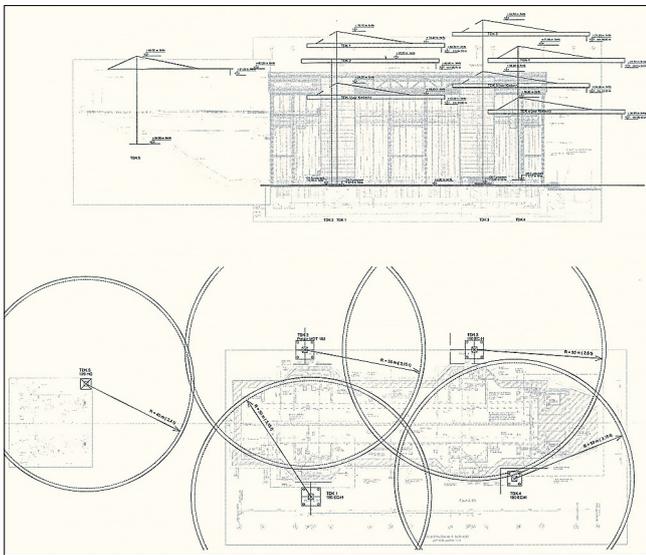


Bild 9: Turmdrehkranplanung

Aufgrund der zu erwartenden Setzungen und der Verformungsprozesse im Zuge der Auftriebsumkehr ist zur Baugrubenwand eine verlorene Schalung mit Gleitbeschichtung vorgesehen worden. Der Zwischenraum (ca. 14 cm) zwischen den dafür verwendeten Filigranplatten und der Trägerbohlwand wurde mit Dränbeton verfüllt, welcher anfallendes Leckagewasser in die Sohl Drainage leitete.

In der TW mit einer mittleren Sohlstärke von 2,47 m und einer Wandfußdicke vom 3 m wurden nur an den Wandecken der Pylonenerweiterungen vertikale Raumfugen angeordnet. Bewehrungsböcke trennen die mit 28-er Eisen und bis zu 12-lagig ausgebildeten oberen und unteren Bewehrungslagen der Sohle. In Einzelbetonagen von bis zu 1.787 m³ wurde die TW in 40 Abschnitten hergestellt. Bei den Sohlbetonagen kamen zwei Pumpen zum Einsatz, bei den Wänden eine (Bild 10).

In sämtlichen Abschnitten mit wasserundurchlässigem Beton (ZTV-W-Bereiche) des UHA, der TW und des kombinierten Widerlagerbauwerkes wurde als Vertikalabstellung der Arbeitsfugen Stremaform verwendet; an den horizontalen Arbeitsfugen erfolgte mit Wasser im Hochdruck das Freilegen des Großkorns. Außerdem wurden in den Arbeitsfugen doppelte Fugenbleche angeordnet. Die horizontalen Arbeitsfugen der ZTV-Ing-Bereiche (aufgehender Massivbau ohne Wasserlast) wurden lediglich im Frischbeton-Zustand aufgeraut.



Bild 10: Sohlbetonage

Ein für den Bau des aufgehenden Massivbaus wichtiger Punkt, der sich aus der Architektur des Schiffshebewerks ergibt, ist das Fehlen der oberen Rahmenqueraussteifung. Die außermittige Einleitung der Lasten über die Seilrollenträger in die Stützen und Pylone führt zu einer Querverkrümmung beider Längstragseiten in Richtung Anlagenmitte. Um einen für den Maschinenbau gebrauchstauglichen Rahmen sicherzustellen, wurde daher vorverformt gebaut (Bild 11).

Neben der erwarteten Lastverformung wurden auch temperaturbedingte Verformungen, insbesondere aus der Sohle, und Eigenlastverformungen aus dem Baufortschritt in der (Vor-)Verformungsprognose berücksichtigt. Auf Grundlage von berechneten Zielkoordinaten erfolgte das Ausrichten der Schalung und nach der Betonage eine Lagekontrolle, die gleichzeitig zur Kontrolle und Optimierung der Prognoseberechnung diente. Nicht nur Koordinaten, auch der Temperaturzustand von fertigen Teilabschnitten wurden ständig gemessen und in der Zielkoordinatenberechnung berücksichtigt. Für

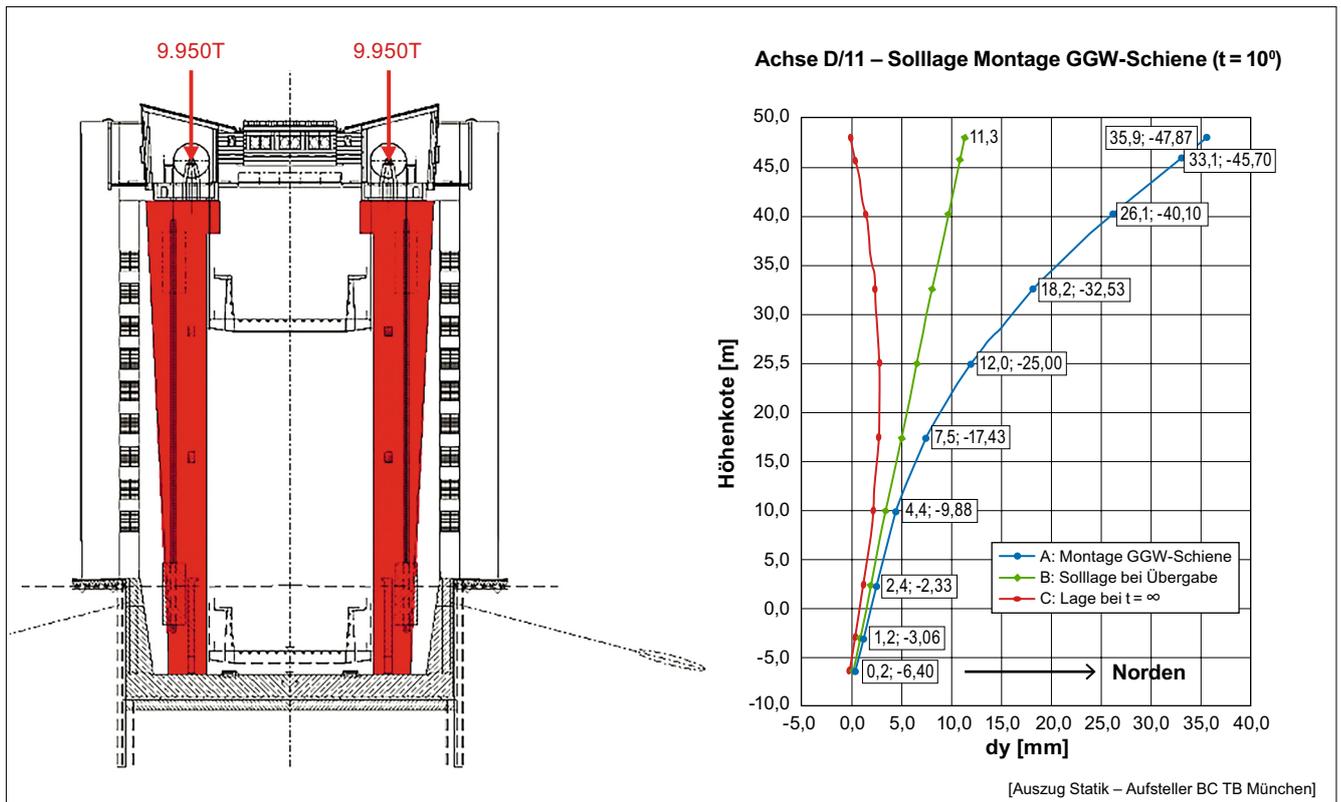


Bild 11: Vorverformung

die Erfassung des Temperaturzustandes sind in fast jedem aufgehenden Bauteil und hier in jedem Betonierabschnitt elektronische Temperaturmessstellen eingebaut worden. Die Sohle als Basis der aufgehenden Massivbauteile verkrümmt sich durch Temperaturdifferenzen an der Unterseite (Grundwassertemperatur ca. 10°C) und Oberseite (Lufttemperaturen/Sonne -15°C oder 35°C). Ähnlich verhält es sich mit den nach Süden ausgerichteten, aufgehenden Massivbauteilen. Dadurch bewegen sich die Seilrollenträger (SRT) quer zur Maschinenlängsachse jahres- und tageszeitlich in Summe um mehr als ± 10 mm, was der halben notwendigen Massivbaulagegenauigkeit entsprach.

Das Einmessen und Ausrichten im Massiv- und Stahlbau erfolgte auf Grundlage eines globalen Baustellenetzes. Hauptmessinstrument war hierbei das Tachymeter. In engen Zeitabständen von bis zu zwei Monaten wurden regelmäßig Netzausgleichsmessungen durchgeführt.

Mittels in jedem Betonierabschnitt montierten Messpfählen erfolgte für jedes Bauteil eine zentrale Lagebestimmung auf Grundlage der berechneten Zielkoordinaten. Von diesem Lagepunkt aus fand das direkte Einmessen der

Bauteileckpunkte statt. Bis zum Auflagerniveau der Seilrollenträger wurden die aufgehenden Bauteile jeweils in 15 Betonierabschnitte eingeteilt. Als Kletterschalung kam ein Konsolensystem mit Arbeitsbühnen und Wandschalenelementen zum Einsatz, die für das Ausschalen zurückgefahren werden konnten (Bild 12). Hierfür notwendige Kletterkone wurden mit entsprechender Rückhängebewehrung in jedem Betonierabschnitt berücksichtigt. Die Sichtbetonschalung bestand aus der Kaufmannplatte K1.



Bild 12: Kletterschalung Seilrollenträgerstützen



Bild 13: Betonage Widerlager

Für die einhäutigen Schalungen wurden Stützbockaussteifungen verwendet. In den Schrägwandbereichen erfolgte die Auftriebssicherung durch in die Trogwannensole einbetonierte Schrägzuganker.

Ein Großteil der einzelnen Betonierabschnitte wies Abmessungen im Bereich von massigen Betonteilen auf. Daher wurde ein Beton C35/45 mit D_{\max} 32 (alternativ 16) und 300 kg (310 kg) CEM III sowie 90 kg (100 kg) Flugasche verwendet. Das delta T bei den durchgeführten quasiadiabatischen Temperaturversuchen lag bei 36°K. Damit konnte zwar die ganze Bandbreite der zulässigen Frischbetontemperaturen ausgenutzt werden, doch in den Sommermonaten bedeutete dies trotzdem Nachtbetonagen. Zum Einsatz kamen Betonpumpen (bis zu 56 m) und Kübel, die mit den Turmdrehkränen bewegt wurden. Hauptverdichtungsgerät war der Flaschenrüttler. Schalungsrüttler kamen nur in sehr wenigen Ausnahmen zur Anwendung. Auf den Oberflächen wurde mit Rüttelbohlen gearbeitet. Eine weitere Abhängigkeit für den Baufortschritt war die Notwendigkeit einer temporären Aussteifung der Stützenpaare in Längsrichtung mit Stahlträgerverbänden jeweils zu einem der vier Pylone.

Der Grund für diese Maßnahme sind die zwischen den Stützen geführten Gegengewichtsgruppen. Mit Blick auf nachfolgende Montagen war für die Funktionssicherheit dieser Maschinenbaugruppen eine maximale Massivbauschiefe von 30 mm in Längsrichtung (einschl. Abweichungen in der Parallelität) auf ganzer Höhe zulässig. Daher mussten für diese Aussteifung mit einem Vorlauf von maximal zwei Betonierabschnitten alle aufgehenden Bauteile in der Ebene 6 zur gleichen Zeit hergestellt sein. Nach Fertigstellung sämtlicher Betonwände in den Pylonen erfolgte nacheinander von unten nach oben der Einbau aller Decken in Kombination mit dem Einbau der Fertigteiltreppen und am Ende die Betondächer, um den Turmdrehkran als Hilfsmittel maximal nutzen zu können.

Parallel zum Massivbau des Hebewerkrahmens wurde das kombinierte Bauwerk Widerlager/Sicherheitstor für den Anschluss des oberen Vorhafens errichtet. Unter dem Widerlager und unter dem Sicherheitstor sind jeweils zwei Reihen aus sieben Großbohrpfählen $D = 1,2$ m mit einer Verrohrungspresse und Rohrgreifern hergestellt worden. Der Einbau des Betons in die bis zu 37 m langen Bohrpfähle erfolgte im Contractorverfahren.

Das Absetzverhalten des selbstverdichtenden Pflahlbetons lag bei ca. einem Meter. Die Pfahl-Integritätsprüfung erfolgte im Low-Strain-Verfahren.

Die Sohle des Widerlagers verbindet die Gründungsebene vom Sicherheitstor mit dem Auflagerbalken der Kanalbrücke. Diese 3,25 m dicken und 23 m lange Sohlplatte war mit 2.040 m³ die größte Einzelbetonage im Stahlbeton (Bild 13).

Die in der Einbaulage mit weniger als 20 mm tolerierten Bauteile, wie z. B. die Dichtanschlüsse des Sicherheitstores oder die Brückenlager wurden im Zweitbeton eingebaut. In den Widerlagerwänden befinden sich jeweils zwei Zugänge in die Hohlkastenträger der Kanalbrücke. Die dadurch vorhandenen wasser- und luftseitigen Wände wurden jeweils einzeln hergestellt. Aufgrund der Architektur der Antriebshäuser des Sicherheitstores wurden

die Zwischendecken vor der letzten Wandbetonage der Dachgeschosshalbebene eingebaut. Die Dächer sind demontierbar ausgeführt, da der Torantrieb auch im späteren Betrieb nur so demontiert werden kann.

4 Der Stahlbau

Die Architektur der Maschinen verlangte den parallelen Einbau des Hebewerktröges zum aufgehenden Massivbau. Nach dem dritten Schalungskletterschritt bestand volle Baufreiheit für den Einbau der in Werken vorgefertigten Trogsegmente, die vor Ort zusammengeschweißt wurden. Zur Sicherstellung der notwendigen Vorverformung wurden die einzelnen Trogsegmente auf unterschiedlich hohen Stapelträgern ausgerichtet (Bild 14).



Bild 14: Trogboden auf Stapelträgern



Bild 15: Horizontale Troghaltung

Das Abschweißen des Troges erfolgte im UP- und MAG-Verfahren. Im letzten Schritt kam die Längung des Troges (in Form von zwei Quernähten) im vermessungstechnischen Abgleich zu den beiden Anschlusspunkten der Vorhäfen (Unterer Haltungsabschluss und Kanalbrücke). Hierbei sollten die beiden Anschlusspunkte ein Spaltmaß von 155 mm bis 170 mm bei einer Anlagentemperatur von 10°C und bei voller Last (Wasser in Kanalbrücke, Unterer Haltungsabschluss und Trog sowie vollständig montierte Gegengewichtsanlage) aufweisen.

Mit Beginn der Trogmontage führte im weiteren Verlauf der Baumaßnahme das Thema übereinanderliegende Arbeitsplätze zu anspruchsvollen Arbeitsorganisationen. Die zentrale Randbedingung war hierbei, dass ohne zusätzlichen Schutz kein paralleles Arbeiten direkt übereinander stattfinden durfte, wodurch ein Sicherheitsabstand zu den höher liegenden Arbeitsplätzen eingeführt werden musste. Schutzmaßnahmen wie Absperrungen, Wegführungen und Schutzüberdachungen wurden ständig angepasst. Im weiteren Kletterfortschritt musste sogar dauerhaft der unmittelbar angrenzende öffentliche Straßenraum halbseitig gesperrt werden.

Mit der Vervollständigung der Schweißnähte erfolgte sukzessiv eine Reduzierung der Stapelträger unter dem Trog. Am Ende waren es nur noch vier Stück genau an den Stellen, an denen der Trog regulär auch für spätere Maschineneinstellungen abgesetzt werden kann. Die weiteren Montageschritte verlangten eine Erhöhung der Stapel von 1,1 m auf 4,3 m (zur Erhöhung der Montagefreiheit auf der Gegengewichtsseite) und die Fixierung des Troges an den Maschinenrahmen (TW). Aufgrund der Größe des Troges mussten hierbei Verformungen bedingt durch Änderungen der Belastung (Simulation der Wasserlast, Ausbaulasten) und der Temperatur berücksichtigt werden. Zur Reduzierung von Zwangskräften aus der Lagerung erfolgte die horizontale Fixierung an der Unterseite über zwei Haltepins in der Troglängsmittle. Einer war hierbei vollkommen fest (Bild 15), der zweite ließ eine Längsverschiebung zu. Zur Gewichtslagerung des Troges wurden die vier letzten Stapelträger mit freibeweglichen Brückenkalottenlagern ausgestattet. Für diese Montageprovisorien ist die Trogwannensole an den Aufstellpunkten der letzten vier Stapelträger besonders bewehrt worden (Lastfall Durchstanzen) und zur Befestigung der Haltepins wurden Anker einbetoniert.



Bild 16: Einhub Kanalbrücke

Mit Fertigstellung des Widerlagerbauwerkes und der westlichen Seilrollenträgerstütze bestand Baufreiheit für die Montage der Kanalbrücke. Wie schon beim Trog fand eine werkseitige Vorfertigung statt. Einige Bauteile sowie sämtliche Drehsegmenttore wurden hierbei in China hergestellt und per Schiff bis zum unteren Vorhafen der alten Schleusentreppe geliefert (mit Direktumschlag vom Hochsee- auf Binnenschiff in Stettin). Zur Optimierung der Montagestöße in luftiger Höhe sind einige gelieferte Bauteile weiter zusammengeschweißt worden. Maßgebend waren hierbei das Hubgewicht und die Hubweite. Mit insgesamt 23 Hüben wurde die Brücke aufgelegt (Bild 16). Das größte Einzelhubgewicht war 133 Tonnen und die größte Hubweite ca. 85 m (mit 94 Tonnen). Im Prinzip einer Gelenkkette erfolgte im ersten Einhubschritt das Zusammensetzen der Seitenwände zum Kastenträger; im zweiten Schritt wurden die Bodenteile dazwischen eingehängt.

Zur Sicherstellung der notwendigen Vorverformung sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung wurden an jeder Hilfsstütze Unterlegplatten und außenseitig verschweißte

Schrägsteifen vorgesehen. Das Abschweißen der Nähte erfolgte mittels verschiebbarer Hängerüstungen im MAG-Verfahren. Mit Blick auf den Ausführungszeitraum konnten temperaturbedingte Verformungen vernachlässigt werden. Für den Rückbau der Hilfskonstruktionen wurden Stahlbauverstärkungen für Hilfspressen vorgesehen.

Für den Einbau der SRT in ca. 46 m Höhe wurden die beiden 131,2 m langen Träger in jeweils 9 Teilen im Werk vorgefertigt, wobei diese für den Straßentransport in Längsrichtung noch einmal halbiert waren. Neben dem Verschweißen der beiden Bauteilhälften wurden vor dem Hub auch schon die Lagerböcke der Seilrollen montiert. Der Einbau erfolgte mit einem Raupenkran LR 1750 mit SDBW Ausleger (Knickausleger) und einem Schwebeballast von bis zu 380 t (Bild 17). Hierbei wurden nach dem Einhub des ersten Teilstücks auf dem Stützenpaar eines Pylons die nachfolgenden Teile an einem Seitenende mittels Obergurtnacken auf dem schon eingehobenen Vorgängerteil und am anderen Seitenende mittels Auflagerkästen auf der benachbarten Betonstütze aufgelegt (Prinzip Gelenkkette).



Bild 17: Einbau des letzten Trägerteilstücks

Neben der in der Werksfertigung schon berücksichtigten vertikalen Überhöhung der Einzelbauteile musste auch die vorverformte Bauweise des Massivbaus vom Hebewerksrahmen in der Ausrichtung der SRT beachtet werden. Die hierfür berechneten Zielvorgaben berücksichtigten den aktuell gemessenen Temperatur- und Verformungszustand. Die horizontale Überhöhung lag im Sommer 2014 im Maximum bei 39,9 mm in der Achse 11 (ca. bei Längsachsenmitte). Aufgrund der Größe dieses Verformungsweges wurde der 7,2 m breite Träger außerdem um bis zu 1,8 mm zur Horizontalen gekippt.

Da der Massivbau auf Höhe der Seilrollenträgerauflager auf temperaturbedingte Einflüsse mit Tagesverformungen von bis zu 10 mm reagierte, wurden die neun Bauteile der Gelenkkette in einer Nacht mit auf den Temperaturlastfall statisch bemessenen Heftnähten verbunden („einfrieren“ der Vorverformung), um das vollständige Verschweißen der Quernähte im MAG-Verfahren ohne weitere Beachtung von Wettereinflüssen in Schutzzelten und Hängerüstungen durchführen zu können. Im letzten Schritt erfolgte in den Auflagerkästen der Seilrollenträger, die schon nach dem Ausrichten mittels 388 einbetonierten Gewi-Anker ($d = 50 \text{ mm}$) mit den Massivbaustützen verschraubt wurden, ein vollständiger Pagelverguss. Besondere Herausforderungen waren hierbei die sehr beengten und dunklen Verhältnisse innerhalb der Hohlkästen und die Bedingung zum absolut sauberen Arbeiten, um die schon vorhandene Zwischenbeschichtung des Korrosionsschutzes nicht zu gefährden.

5 Stahlwasserbau/Maschinenbau

Mit den vollständig montierten SRT war das Rahmen-tragwerk des Schiffshebwerks fertig und der Einbau der Maschinenbauteile konnte beginnen. Im ersten Schritt erfolgte das Aufbringen aller endzustandsgleicher Lasten, um die zuvor berücksichtigte Vorverformung zu beseitigen (Schaffung eines geraden Rahmens). Die beiden Hauptbelastungen waren hierbei die geflutete Brücke und die Verbindung des Troges mit den Gegengewichten.

Durch die exponierte Lage des oberen Kanalabschlusses gilt die Anforderung der doppelten Absicherung. Grundvoraussetzung für die Flutung des neuen oberen Vorhafens war daher die Fertigstellung der beiden Dichtungslinien Sicherheitstor (Bild 18) und Oberes Haltungstor. Aufgrund fehlender Baufreiheit mussten außerdem vor der Montage der Gegengewichte die insgesamt 1,36 km Führungsschienen der Gegengewichtsführungsrahmen vorverformt in den Seilrollenträgerstützen eingebaut sein. Die Bautoleranzen des rahmenbestimmenden Tragwerkes lagen mit $\pm 20 \text{ mm}$ weit über denen für den Maschinenbau notwendigen Größen. Im Massivbau wurden daher Zweitbetonnischen mit schon einbetonierten Ankerplatten und im Stahlbau abzufräsende Mehrdicken vorgesehen. Unter Berücksichtigung der IST-Verformungen, der Belastungen und der aktuellen Tragwerkstemperaturen erfolgten FE-Berechnungen für die vermessungstechnische Vorgabe. Nachdem auf dieser Grundlage die jeweiligen Achsen an den Bauteilen markiert waren, konnte der Einbau bzw. die Bearbeitung der Schienen, Dichtleisten und Lager ohne weitere Berücksichtigung des Last- und Temperaturzustandes erfolgen. An den Ankerplatten der Zweitbetonnischen wurden Gewindestangen angeschweißt, um die Schienen und Dichtleisten auszurichten und zu fixieren.

Das Einmessen der Achsen an zu fräsenden Stahlbauteilen erfolgte mittels Lasertechnik. Bei den Drehsegmenttoren konnten so die räumlichen Abhängigkeiten der beiden Torsionsrohrlager zueinander und zu den Dichtleisten in einer Messung berücksichtigt werden.

Nachdem die Tore eingebaut, der Korrosionsschutz an den kanalseitigen Brückenflächen fertiggestellt und die Omegaübergangsdichtungen zwischen dem Widerlagerbauwerk und der Kanalbrücke montiert waren, erfolgte die Flutung des oberen Vorhafens in drei Stufen (Bild 19).



Bild 18: Einhub Sicherheitstor

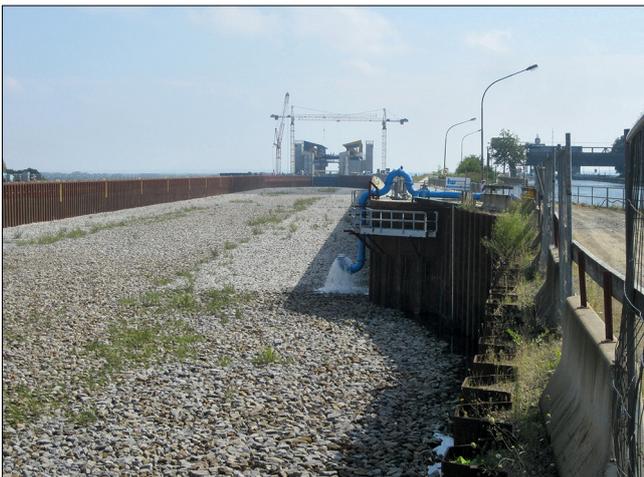


Bild 19: Flutung des oberen Vorhafens

In Pausen von jeweils einer Woche zwischen jeder Stufe fanden intensive Grundwasserstandsbeobachtungen statt, um Undichtigkeitsentwicklungen bewerten zu können. Außerdem kam das im Einfahrtstrichter unter der Tondichtung eingebaute faseroptische Messsystem zum Einsatz. Eine Woche nach dem Ende der Flutung lag

die Absinkrate der neuen Wasserfläche bei 1 cm/d (einschließlich Verdunstung). Lokal stieg der oberste Grundwasserleiter in einem Zeitraum von sechs Monaten an und flachte danach in Richtung Ausgangszustand wieder ab, wobei dies nur in den Bereichen der Uferspundwände stattfand.

Für eine zügige Entstehung einer abdichtenden Kolmationsschicht kam erschwerend hinzu, dass die Uferspundwände an bzw. in suffusionsstabilen Sandböden stehen, das Wasser sehr klar war und es keine Wasserbewegungen gab.

Die einzelnen Baugruppen der Gegengewichtsanlage (224 Seile, 112 Doppelseilrollen, vier Seilgewichtsausgleichketten, 14 Führungsrahmen, 376 Tariergewichte, 28 Stahlgewichte, vier Hohlgewichte und 188 Schwerbetongewichte) wurden montagefertig auf die Baustelle geliefert. Vor dem Einhub der Seilrollen wurden auf den schon vor dem Seilrollenträgereinbau angeschweißten Lagerböcken Grundplatten millimetergenau ausgerichtet (in der Höhe sogar auf $\pm 0,75$ mm), mit Schraubankern fixiert und der Spalt

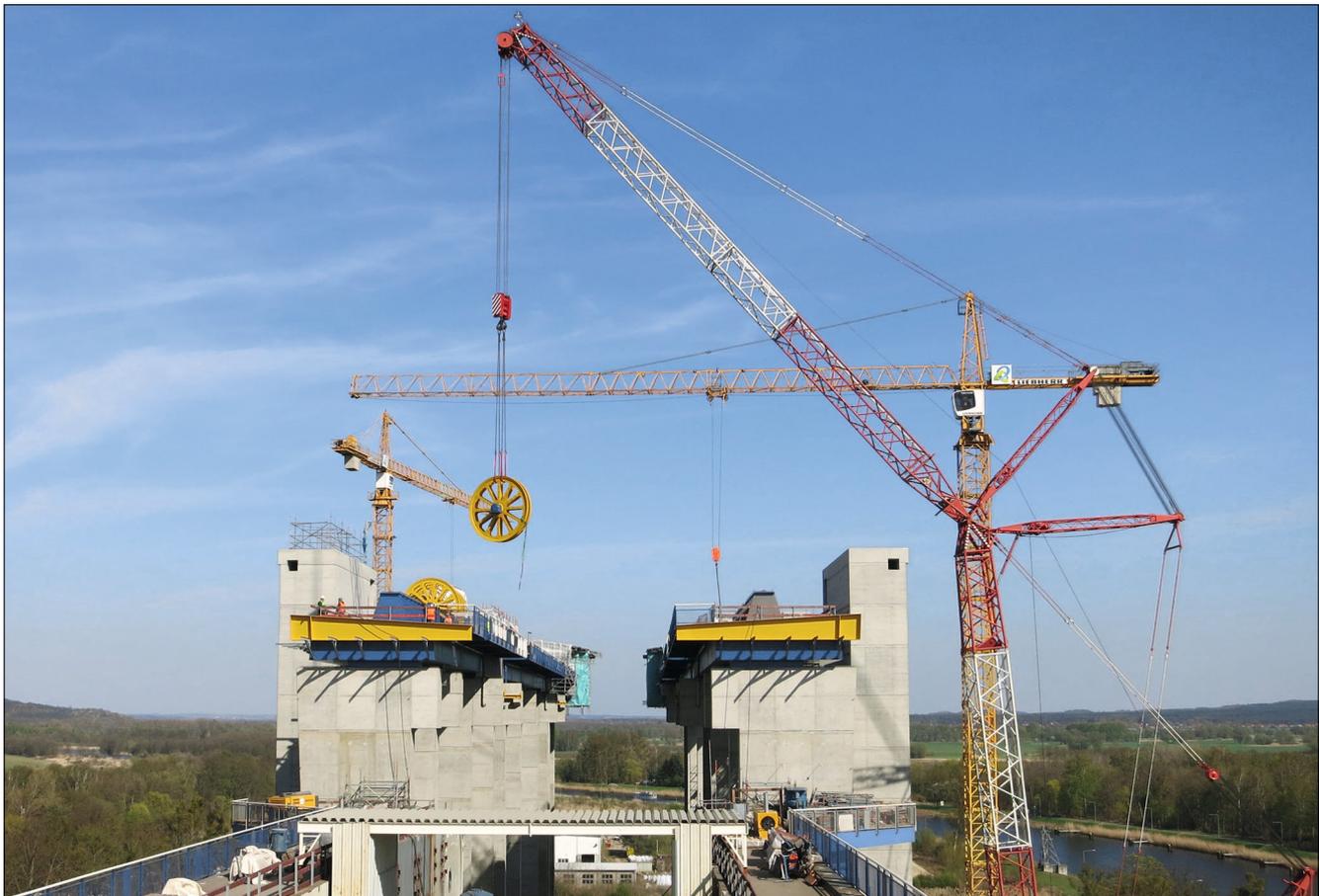


Bild 20: Einhub Seilscheiben

zwischen den Platten und den Böcken mit einem kriechcharmen Polymer vergossen. Aufgrund der vorverformt eingebauten Seilrollenträger mussten auch hierfür aktuelle Temperaturzustände für Berechnungsvorgaben beachtet werden. Die 7,7 Tonnen schweren Doppelseilscheiben mit schon vormontierten Lagern konnten so zügig ohne weitere Ausrichtung eingebaut werden (Bild 20).

Ein weiterer Grund für dieses Vorgehen waren die fehlenden Sichtachsen für das Einmessen nach dem Einbau der Seilrollen.

Der Großteil der Gegengewichte ist aus einem Schwerbeton mit einer Rohdichte von $3,3 \text{ t/m}^3$ gefertigt. Hierfür wurde die Kiesfraktion durch eine schwere Gesteinskörnung (Eisenerz-Magnetit) ersetzt. Aufgrund des Absetzverhaltens des Magnetits im Frischbeton erfolgte die Herstellung in einem Fertigteilwerk liegend über die breite Seite (damit Bauteilhöhe von 68 cm) in vier Betonierlagen. Bis zum Einbau im Schiffshebwerk wurde die horizontale Fertigungslage der Gegengewichte nicht

geändert. Erst im Zuge des Einhebens erfolgte das Aufrichten mittels eines Kipptisches.

Die Gegengewichte wie auch die gelben Führungsrahmen wurden im ersten Montageschritt auf der Trogwanne in der Aufhängachse positioniert abgesetzt. Zuvor mussten die Kranstandsflächen mittels einer 1 m dicken, mit Geogitter verstärkten Schottertragschicht verbessert werden, da sonst die in vier Metern Tiefe vorhandene Torfschicht zu Grundbrüchen geführt hätte (dies war auch schon für den Einhub der Seilrollenträger notwendig). Zum Zeitpunkt des Montagebeginns der 9.950 Tonnen schweren Gegengewichtsanlage fehlten dem Trog 8.000 Tonnen Last (6.500 m^3 Wasser sowie 1.500 Tonnen Maschinenbau und Ausbauten). Außerdem hätten die frei beweglichen Seilrollen im Massengleichgewicht der beiden Lastseiten Trog/Gegengewichte unkontrollierte Bewegungen zugelassen, welche durch eine trogseitige Überlast von 630 Tonnen verhindert wurde. Diese beiden Lasten wurden mittels 5.193 mit Sand gefüllten Big Bags aufgebracht.



Bild 21: Einhängen Gegengewichte

Das Tragwerk des Troges verlangt eine gleichmäßige Lastableitung entlang der Trägerbleche, an denen die Seile befestigt sind. Auf Grundlage von Verformungsberechnungen des Stahltroges mussten die Gegengewichte in einer genau festgelegten Reihenfolge montiert und die Big Bags in den Trog eingestapelt werden. Das Ballastieren erfolgte immer spiegelbildlich zur Längsachse, d. h., auf der Nord- und der Südseite passierte immer das Gleiche. Die Gegengewichte wurden mit zwei baugleichen Raupenkränen LR 1600 mit jeweils einer speziellen Auslegerspitze, welche den Einhub bis direkt unter die SRT ermöglichte, immer im Doppelpack eingehoben – rund 86 Tonnen pro Hub. Die schwersten Hübe von je 175 Tonnen waren die mit den Hohlgeichten, wobei hierzu Litzenhubheber zum Einsatz kamen. Im Zuge dieses Hubes wurden an der Unterseite die Seilgewichtsausgleichsketten montiert, die das ständige Ungleichgewicht durch die Seile ausgleichen. Das gleiche Abstandsmaß der Aufhängepunkte der Gegengewichte passte nicht zum Abstandsmaß der Seilpaare auf den Doppelseilrollen. Die Überbrückung erfolgte über Traversen, was wiederum die schon erwähnte paarige Mon-

tage verlangte und die gleichzeitige Belastung benachbarter Seile von zwei Seilrollen erforderte. Das Anhängen eines rund 43 Tonnen schweren Gegengewichtes führte bei dem rund 68,3 m langen Stahlseil zu einem elastischen Dehnweg von 35 cm. Beim Einhängen des benachbarten Gegengewichtspaares musste dafür das zweite Seil einer schon belasteten Doppelseilrolle ohne nennenswerte Drehung der Seilrolle im Seilrollenfutter durchrutschen. Die so erzeugte Reibungskraft führte zu einer weiteren Verlängerung des ersten, schon belasteten Seiles von 8 cm, wodurch die Verdrehsicherung der rechts- und linksgewickelten Seilpaare einer Seilrolle nicht mehr montiert werden konnte. Mit Verwendung einer Spezialgleitfolie im Bereich des Seilrollenfutters konnte diese Differenz auf 2 cm reduziert werden. Die anspruchsvollste Herausforderung bei der gesamten Gegengewichtsmontage war das Arbeiten in großer Höhe ohne Rüstung (Bild 21).

Am 9.12.2015 war es soweit: Das Tragwerk stand unter Vollast und es begann eine Verharrungsphase von mehr als vier Wochen für Setzungs- und Kriechprozesse.

Erst danach wurde mit dem Einbau der Trogführungs-, Trogantriebs- und Trogsicherungstechnik begonnen. Das Abklingen der großen Lastverformungen war ebenfalls Voraussetzung für den Einbau der großen Pylon-glassfassaden, der drei Personenaufzüge und der beiden ansichtsbildprägenden Fachwerkträger (Bild 22). Ein Fachwerkträger hat mit seinen Abmessungen von 49,03 m Länge, 7,75 m Höhe und nur 0,30 m Dicke ein Gewicht von 44,9 Tonnen. Aufgrund der Größe wurde der Träger aus 19 im Werk vorgefertigten Einzelteilen auf der Baustelle liegend zusammenschweißt. Vor dem Einhub musste der Träger mit drei Kränen aufgerichtet werden.

Die zwei Längs- und vier Querführungen, die vier Trogantriebe, die vier Troghaltevorrichtungen sowie die vier Trogsicherungen bestehen jeweils aus zwei Baugruppen: die beweglichen befinden sich auf dem Trog und die festen am Tragwerksrahmen (an der Maschinenwand der vier Pylone). Wenn der Trog sich bewegt, beeinflussen sich diese fünf Maschinenbaugruppen gegenseitig.

Daher mussten sämtliche Einbauachsen sowohl auf dem Trog als auch am Tragwerk immer gemeinsam betrachtet und toleriert eingemessen werden. Die Genauigkeitsanforderungen lagen innerhalb eines Trogantriebshauses/Pylons bei ± 2 mm auf bis zu 3,825 m Abstand und zu den Achsen in den anderen Trogantriebshäusern/Pylonen bei ± 5 mm auf bis zu 69,850 m Abstand. Für die Vermessung kam erschwerend hinzu, dass es keine freien Sichtachsen gab und auf zwei Höhenniveaus für ein Gesamtsystem ein Ausgleich erfolgen musste (der Messhorizont der Trogtorantriebshäuser lag ca. 5 m über dem Messhorizont des Rahmentragwerkes).

Die vier 44,72 m langen Triebstockleitern, in denen die Trogantriebsritzeln eingreifen, bestehen im Berührungsbereich des Ritzels aus jeweils 10 baugleichen Einzelbauteilen von je 4,136 m Länge, die an ihren Verbindungspunkten auch gleichzeitig am Pylon in Längsrichtung gleitend befestigt sind (Bild 23). Dafür wurden in der Massivbauwand des Pylons jeweils elf Ankerplatten im Erstbeton mit einer Genauigkeit von ± 10 mm eingebaut.



Bild 22: Einhub Fachwerkträger



Bild 23: Montage Triebstockleiter

Als eigentliches Auflager dienen Gleitlagerplatten, die mit einer Genauigkeit von ± 2 mm auf den Ankerplatten angeschweißt wurden. Für das Schweißen erfolgte das Ausrichten und provisorische Fixieren mit einer geschraubten Hilfskonstruktion (Bild 24). Für das Ableiten der Längskräfte sind die Triebstockleitern über einen Federtopf in der Sohle der Trogwanne verankert.



Bild 24: Hilfskonstruktion Gleitplatte

Das Sicherungssystem des Troges beginnt bei einer Wasserstandsänderung größer 16,5 cm zu wirken und soll die Antriebe vor Überbelastung schützen. Unmittelbar neben jedem der vier Antriebspunkte des Troges befindet sich ein 1,6 m hoher und im Durchmesser 1.085 m großer Drehriegel, der mit dem Trogantrieb gekoppelt ist und sich berührungsfrei in einer 41,36 m langen Gewindesäule dreht. Hierbei wurde ein beidseitiger,

vertikaler Abstand zwischen der Verzahnung Drehriegel/Mutterbackensäule von 30 mm vorgesehen. Die vier Säulen bestehen jeweils aus zwei Gewindehälften, die in einer Nische ähnlich der Triebstockleiter gleitend alle 4,13 m mit dem Rahmentragwerk über einbetonierte Ankerplatten verbunden sind. Durch die ständig wirkende Gleichgewichtskraft der Gegengewichtsanlage führt die vollständige Entleerung des Troges zu einer Zugkraft von rund 65 MN, wovon die vier Antriebspunkte nur jeweils maximal 1,12 MN aufnehmen können. Die bewegliche Lagerung des Trogantriebes wird durch vorgespannte Federn gehalten. Sobald die Antriebskraft zu groß und die Vorspannkraft überschritten wird, geben die Federn nach und der Spalt zwischen Drehriegel und Mutterbackensäule wird geschlossen. Weitere Laststeigerungen werden nicht mehr über die Ritzel-Triebstockleiter-Lagerung, sondern über das Drehriegel-Mutterbackensäulensystem in das Rahmentragwerk abgeleitet. Im Lastfall „Trog leer“ muss jede Mutterbackensäule eine Last ableiten, die einem Gewicht von rund 1.515 Tonnen entspricht. Die Lastableitungsrichtung zeigt hierbei in Richtung „Himmel“, d. h., im Stahlbeton des Rahmentragwerkes werden große Zugkräfte erzeugt. Die Augen-Zapfen-Verbindung der Stahlgusselemente einer Mutterbackensäulenhälfte (vereinfacht wie bei einer Kette), und die nur mit Teillast verspannten Lagesicherungen der Fußpunkte lassen kleine Bewegungen zur Lastangleichung in den Kontaktflächen zu, was der Ausbildung von Lastspannungsspitzen entgegenwirkt („je nach Temperaturverformung sollen die Bauteile die unterschiedlichen optimalen Kraftübertragungspunkte allein finden“).

Nicht nur die Werksfertigung, auch der Einbau stellten bei der Triebstockleiter und der Mutterbackensäule sehr hohe Anforderungen an die Genauigkeit. Im ersten Schritt erfolgte noch im Werk für jedes der ca. 4 m langen Einzelemente eine Vermessung mit Lasertechnik. Unter Berücksichtigung der so ermittelten Herstellungsgenauigkeit (im unteren 1/10 mm-Bereich) wurden die Einzelemente zu einem Strang zusammengestellt, im Werk horizontal zusammengebaut und noch einmal mittels Lasermesstechnik kontrolliert (Ziel: Gesamtlängenabweichung Mutterbackensäule unter 1 mm/Triebstockleiter unter 6 mm).

Die Funktion des Gewindegangs einer Mutterbackensäule wird erheblich von zwei Einbaumaßen beeinflusst: die Höhe der Fußpunktverankerungen und der

parallele Abstand der beiden Gewindeganghälften. Der Höhensprung der beiden baugleichen Hälften liegt bei 188 mm, welcher mit einer Genauigkeit von 0,25 mm hergestellt werden musste. Aufgrund der längsbeweglichen Lagerung der Einzelbauteile war der Einbau des Fußpunktteiles maßgebend (Bilder 25 und 26). Hierbei wurden die im Erstbeton eingebauten Stahlbaukästen auf Grundlage von Lasertrackermessungen mit Frästechnik bearbeitet und mittels Präzisionsschlauchwaage abschließend kontrolliert.



Bild 25: Fußpunkt Mutterbackensäule

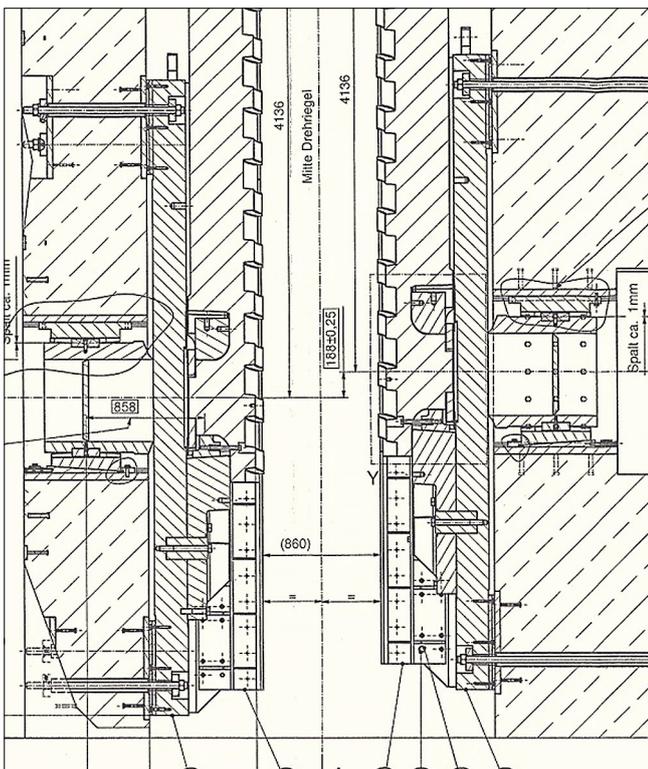


Bild 26: Auszug Ausführungsplanung

Der Einbau und das Einstellen der längsverschieblichen Lager der Mutterbackensäule erfolgte dreistufig. Im ersten Schritt kam das Anschweißen von Schubknaggen an den einbetonierten Lagerplatten. Dann wurden die Grundplatten mit Schraubankern ausgerichtet und fixiert. Die Lücken zwischen Lagerplatten und Grundplatten sind mit Vergussbeton geschlossen worden. Im letzten Schritt wurden die Gleitlager, in denen die Einzelelemente der Mutterbackensäule federnd geklemmt sind, mittels Schraubkeilen und Futterblechen ausgerichtet und mit Vorspannung verschraubt. In jedem Schritt erfolgte das Ausrichten auf einer Halbseite durch vermessungstechnische Vorgaben. Für die gegenüberliegende Seite kam eine Präzisionsrahmenschablone zum Einsatz. Neben dem Höhenversatz der beiden gespiegelten Seiten von 188 mm und dem lichten Abstand von mehr als 2 Metern war die ständige Anpassung der Zugänglichkeit, insbesondere beim Einbau der Mutterbackensäulenelemente von jeweils zwei geöffneten Arbeitsebenen aus eine besondere Herausforderung (Bild 27).

Die vier seitlich am Trog angeordneten Trogantriebshäuser werden von den SRT überschattet. Aus diesem Grund wurde jeder Pylon mit einer Portalkrananlage genau



Bild 27: Einbau Mutterbackensäule

unter den SRT und einem Hubschacht mit einer LKW-Zufahrt ausgebaut. Schon für die Maschinenmontagen in diesem Bereich wurden diese Kräne und Andienungswege genutzt. Die schwersten Einzelhübe waren jeweils die beiden Fußpunktsegmente der vier Mutterbackensäulen mit je 23,4 Tonnen, gefolgt von den vier unteren Winkelstücken mit je 22,9 Tonnen (Bild 28), den vier in einem Einbaurahmen vormontierten Drehriegelsträngen mit je 20,5 Tonnen und den acht Hauptantriebsgetrieben mit je 15,8 Tonnen.



Bild 28: Montage Winkelstück

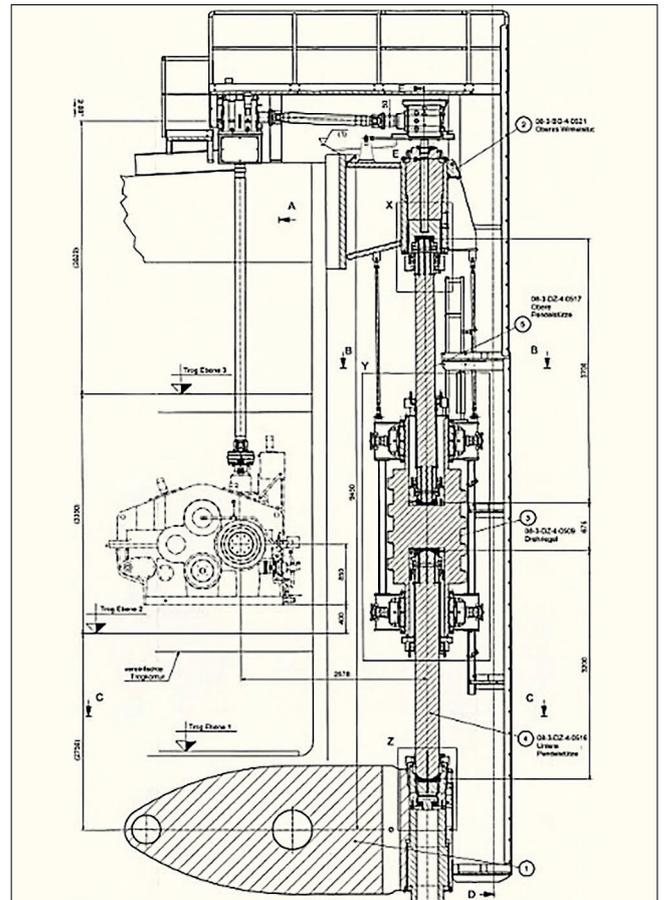


Bild 29: Prinzip Winkelstück

Für die Lastumleitung der fehlenden Trogwasserlast in das Sicherungssystem (Bild 29) sind auf der Unterseite des Troges zwei Stahlquerträger über die gesamte Trogbreite einschließlich Antriebshäusern angeordnet, die als Kastenträger mit Blechstärken von bis zu 120 mm ausgebildet sind. In den Trägerenden sind die unteren Winkelstücke angeordnet, die bis in die Achsen der Mutterbackensäulen reichen, um das Drehlager vom Drehriegelssystem zu halten. Die Winkelstücke sind jeweils durch zwei Bolzen mit den Querträgern verbunden, und können so für Instandhaltungen abgeklappt oder sogar demontiert werden.

Nach Abschluss der Montage wurde der Drehriegel eingebaut (Bild 30). Aufgrund der sehr genauen Einpassungen der Pendelstützen im Drehriegel erfolgte der Zusammenbau schon im Werk. Da die einzelnen Baugruppen „nur“ ineinandergesteckt sind, wurde für den Einbau eine Hilfskonstruktion benötigt.

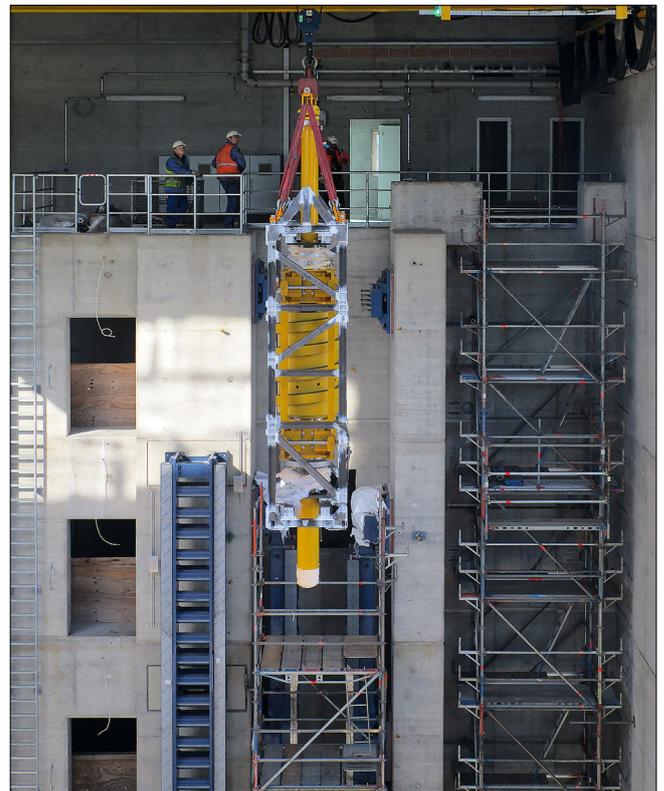


Bild 30: Einhub Drehriegel

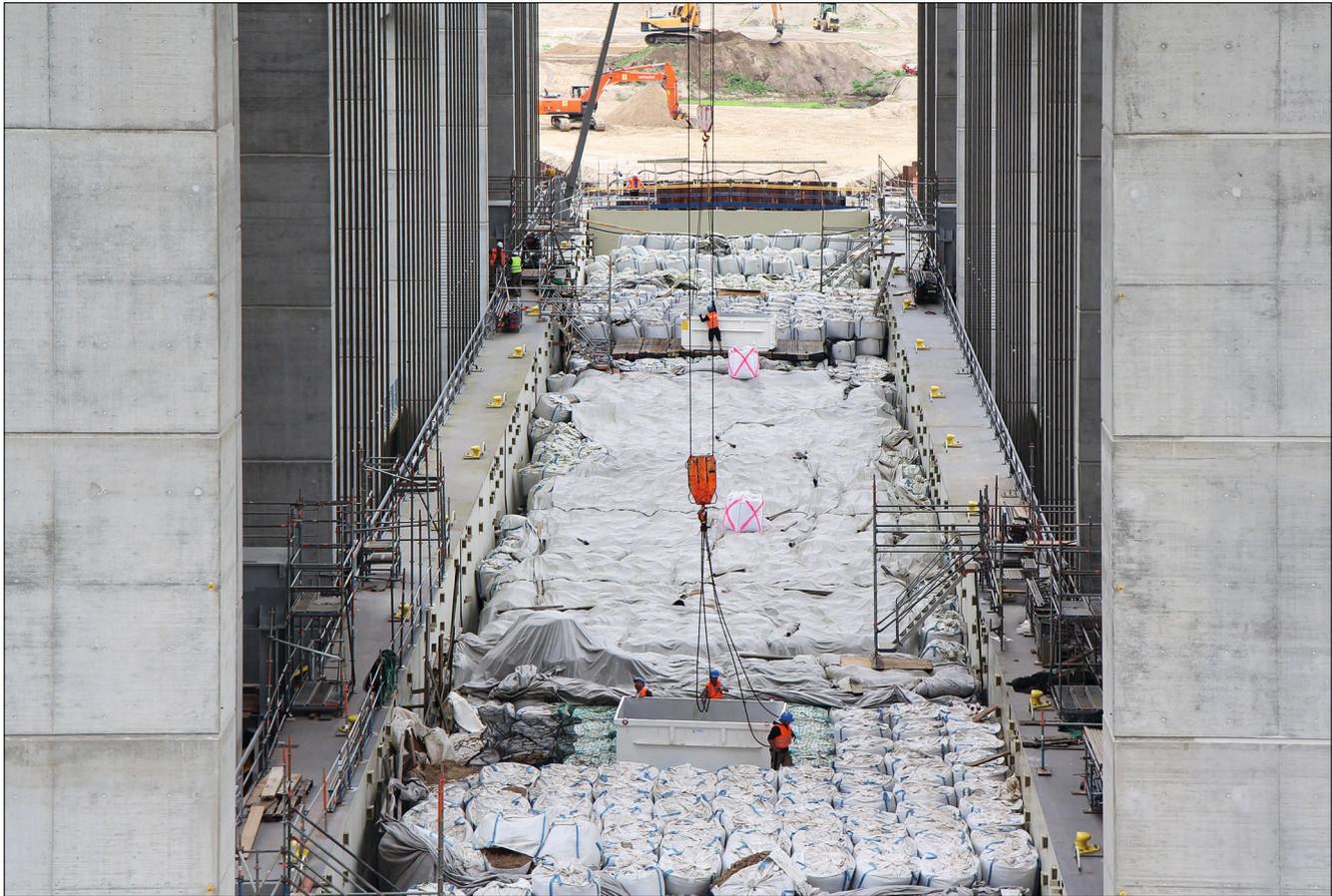


Bild 31: Ausbau Big Bags

Mit der Fertigstellung des Sicherungssystems erfolgte der erste Hauptbelastungstest: der Ausbau des Big-Bag-Ballastes (Bild 31). Die ständige Belastung durch die Gegengewichte erfordert für einen Stillstand die Einhaltung des Gleichgewichtes. Die im Lastfall „Trog leer“ notwendige Gegenkraft wird für das Schiffshebewerk seit dem 14.6.2018 durch die vier Drehriegel im Kontakt zu den Mutterbackensäulen sichergestellt. Im Vorfeld und während des Ballastausbaus erfolgten ständige Überprüfungen am Spalt/Kontaktpunkt vom Drehriegel

zur Mutterbackensäule, am Massivbau (Entwicklung der prognostizierten Rissbildung) und an der Trogverformung. Da zu diesem Zeitpunkt die Seilrollenhallen und Besucherumgänge der Ebene 12 schon fertig waren, wurden immer zwei Big Bags mittels eines kleinen Containers über die Hallen ausgehoben, um eine Versandung der Anlagen bei Beschädigungen zu vermeiden.

Der frei hängende Trog muss in seiner horizontalen Lage gehalten werden, da eine Querbelastung aus Wind und

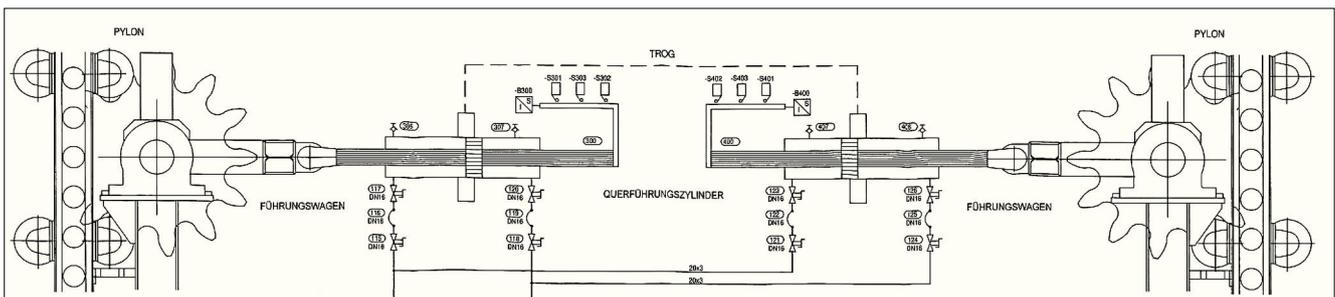


Bild 32: Schema Querführungsachse

Wellen zu unkontrollierbaren Pendelbewegungen führen kann und die Anpresskraft des Andichtrahmens, der die bewegliche, wasserdichte Verbindung zwischen dem Trog und dem Kanal sicherstellt, nicht aufgebaut werden darf. Hierfür wurden an zwei Achsen in Querrichtung und einer Achse in Längsrichtung Führungen eingebaut. Diese mussten so ausgebildet sein, dass sich der Trog trotz eines sich bewegenden Rahmens möglichst zwangsfrei auf und ab bewegen kann. Im Grundprinzip stehen sich an den Enden einer Führungsachse immer zwei am Trog befestigte Hydraulikzylinder gegenüber, die mittels Rollen über Führungsschienen mit dem Rahmentragwerk verbunden sind (Bild 32).

In den Zylindern teilt ein Kolben den Kolbenraum in zwei gleichgroße Kammern (Mittelstellung). Diese Kammern sind überkreuzt mit den Kammern des gegenüberstehenden Zylinders verbunden. Bewegungen im Rahmentragwerk führen in beiden Zylindern zu einem Druckausgleich mit spiegelbildlichen Kolbenbewegungen, wodurch der Trog seine Mittelstellung nicht verlässt. Bei einer Bewegung des Troges blockiert der Druckausgleich die beiden Zylinder, wodurch der Trog in seiner Lage gehalten wird.

Die Querführungen sind über die Ritzelführungswagen mit dem Rahmentragwerk verbunden. Der Ritzelführungswagen hält das Ritzel im gleichen Abstand zur Triebstockleiter, wodurch ein konstanter Eingriff der Ritzelzähne zu den Triebstockbolzen gewährleistet wird. Die Ritzellagerung zum Trog erfolgt über eine bewegliche Vertikalstütze, wodurch das Antriebsritzeln den Tragwerksverformungen folgen kann. Die Stützensaussteifung zum Trog übernimmt die Querführung.

Die Einbauachse der Längsführung ist so gewählt, dass die Längsausdehnung des Troges auf der Ostseite nahezu gleich der des Troges auf der Westseite zuzüglich der Kanalbrücke ist. Damit verändert sich das Spaltmaß zwischen dem Trog und den beiden Kanalbindungen (oben zur Kanalbrücke und unten zum unteren Haltungsabschluss) jeweils in gleicher Größenordnung, wodurch die Andichtrahmen baugleich ausgeführt werden konnten. Voraussetzung hierfür waren die Längung des Troges und der Kanalbrücke während des Zusammenschweißens sowie das Ausrichten des Troges vor dem Einbau der Haltepins jeweils unter Beachtung der beiden Anschlusspalten. Die Längsverschiebung des Tro-

ges führt zu einer Seitenverschiebung der Ritzel in den Triebstockleitern, daher soll sich die Längsführung mit nur sehr wenig Funktionsspiel bewegen.

Der Trog wird von vier Antriebseinheiten bewegt. Jede Antriebseinheit besteht aus zwei Stirnradgetrieben, wobei eines außerdem das Kegelradgetriebe für den Drehriegelantrieb und das zweite ein Kegelradgetriebe für den Gleichlauf antreibt. Die Getriebe stehen beidseitig zum Antriebsritzeln und sind mit diesem über Gelenkwellen mit Verschiebestücken verbunden. Jedes Getriebe wird von einem 160 kW-Drehstrom-Käfigläufermotor angetrieben. Mit der Gleichlaufwelle, die als H-Welle unter dem Trog verläuft, sind alle vier Antriebseinheiten miteinander verbunden. Trotz der Bezeichnung dient die Gleichlaufwelle nicht der Sicherstellung des Gleichlaufs. Als Hauptfunktion soll beim Ausfall einer Antriebseinheit die Antriebskraft von der gegenüberliegenden Antriebseinheit (kurze Seite) übertragen werden. Der Gleichlauf wird elektronisch durch acht Frequenzumrichter sichergestellt. Die Lagerung der verschiedenen Baugruppen des Antriebes erfolgt auf unterschiedlichen Höhen. Der hierfür notwendige Tragwerksrahmen dient gleichzeitig als Grundkonstruktion für die Antriebshäuser. Die bewegliche Lagerung des Ritzels steht direkt auf dem Trogtragwerk (Bild 33). Die Getriebe und Teile der Antriebswellen sind im Tragwerksrahmen der Antriebshäuser verankert.

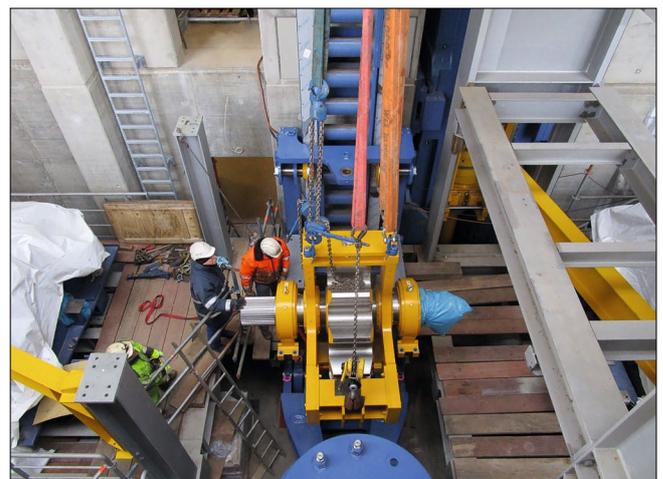


Bild 33: Montage Antriebsritzeln

Der Maschinenbau in der Kanalbrücke spiegelt sich mit dem im unteren Haltungsabschluss. Neben den beidseitigen Drehsegmenttorantrieben wurden in großen

Antriebsräumen die Hydraulikanlage für den Torstoßschutz, die Luftsprudelanlage für die Eisfreihaltung, der Andichtrahmen für das Andocken des Troges und die beidseitigen Spaltwasserreversieranlagen auf bzw. über 3,5 Ebenen von jeweils ca. 3 m Höhe eingebaut. Die Spaltwasserreversieranlage hat zwei Funktionen – das Befüllen und Entleeren des Anschlussespaltes zum Trog und die Korrekturmöglichkeit des Wasserstandes im Trog. Mit geschlossenem Haltungstor und geöffnetem Trogtor wird mittels einer Niederdruckpumpe, Zirkulation (30 KW; 1,5 m³/s auf 0,5 m) und Rohrleitungen (DN800) über eine Rinne, die sich auf der Unterseite des Anschlussespaltes befindet, aus dem Kanal Wasser in den Trog bzw. umgedreht gepumpt. Der Grund hierfür ist der für den Trogantrieb notwendige Wasserstand. Eine Fahrt im Gleichgewichtszustand führt zu Schwingungen, wodurch das Ritzel an den Bolzen der Triebstockleiter anschlägt. Zur Ausbildung einer gerichteten Antriebskraft wird daher der Wasserstand je nach Fahrtrichtung variiert. Bei der Trogabwärtsfahrt ist der Trog mit ca. 3 cm weniger Wasser (rund 3 x 16 Tonnen) leichter als die Gegengewichte, wodurch diese den Trog nach oben ziehen. Für die Trogbergfahrt ist es entsprechend umgedreht.

Vor jeder Fahrt werden die Pegelstände im Trog und in den Kanalhaltungen über Sonden gemessen und die Zielhöhe für das automatische Anhalten berechnet. Mit dem Öffnen der Tore stellt sich der für die Weiterfahrt notwendige Wasserstand von allein ein. Wellen durch Wind und Schifffahrt führen zu Fehlmengen, die dann durch die Reversieranlagen binnen weniger Minuten ausgeglichen werden.

6 Die Inbetriebsetzung des Schiffshebewerkes

Die Automatisierung des Schiffshebewerkes und seiner Antriebe erfolgt über speicherprogrammierbare Steuerungen (SPS'en), wobei die Zentralsteuerungen (Master-SPS) sicherheitsgerichtet und hochverfügbar (redundant) ausgeführt sind.

Für die Bedienung des Schiffshebewerkes ist nur eine Person notwendig. Die bedienende Person hat die Aufgabe, den Schiffsverkehr über Kameras zu beobachten und für

die Tal- oder Bergfahrten des Troges gefahrenfreie Automatikprozesse über eine Bedien- und Visualisierungsoberfläche per Mausclick zu starten.

Eine Kreuzungsschleusung ist in sechs Automatikprozesse unterteilt:

- Andocken untere Haltung (mit dem Ausfahren des Andichtrahmens, dem Füllen des Spaltes sowie dem Öffnen der Stoßschutzanlagen und Tore)
- Abdocken untere Haltung (wie zuvor, nur umgedreht, ggf. wird zusätzlich der Wasserstand im Trog über die Reversieranlage korrigiert)
- Trogfahrt nach oben (mit Entriegeln der unteren Troghaltevorrichtung, Fahrt nach oben, Verriegeln der oberen Troghaltevorrichtung)
- Andocken obere Haltung (mit dem Ausfahren des Andichtrahmens, dem Füllen des Spaltes sowie dem Öffnen der Stoßschutzanlagen und Tore)
- Abdocken obere Haltung (wie zuvor, nur umgedreht, gegebenenfalls wird zusätzlich der Wasserstand im Trog korrigiert)
- Trogfahrt nach unten (mit Entriegeln der oberen Troghaltevorrichtung, Fahrt nach unten, Verriegeln der unteren Troghaltevorrichtung)

Ein gestarteter Prozess läuft in Form einer Ablaufsteuerung vollständig automatisch ab und endet in einem für das Schiffshebewerk stabilen und sicheren Zustand bzw. in der Position, welche in der Regel auch den Startbedingungen des Folgeprozesses entspricht. Für diese automatische Steuerung werden in 24 SPS'en mehr als 7.000 externe Ein- und Ausgangssignale von Sensoren



Bild 34: Maschinennahe Bedienung

und Messeinrichtungen mit einer Erfassungsrate von 10 Millisekunden ausgewertet.

Der erste Schritt der Inbetriebsetzung beinhaltet die Inbetriebnahme der Einzelanlagen (z. B. Tore, Seilstoßschutzanlagen, Andichtrahmen, Trogantriebe, Trogführung) in der maschinennahen Bedienebene (Bild 34). Danach wurden die Anlagenteile in der Vor-Ort-Bedienebene (Bild 35) und im letzten Schritt in der zentralen Bedienebene (Fern-Hand- und Automatikprozess) vom zentralen Bedienstand (Bild 36) aus in Betrieb genommen.

Es wurde die gesamte Funktionalität mit den Steuerungsabläufen, den softwaremäßigen Verriegelungen und den Weiterschaltbedingungen der Betriebsabläufe geprüft und getestet. Die Organisation und Anpassung der Abläufe, die Realisierung der zentralen Programmteile, die Ablegung der zentralen Verriegelungen und



Bild 35: Vor-Ort-Bedienstand

die Kommunikation mit der Leitebene einschließlich der Parametereinstellungen waren Gegenstand dieser Inbetriebsetzungen.



Bild 36: Zentraler Bedienstand

Am Beispiel des Trogantriebes ergab sich folgender Ablauf:

- Abschluss aller Montagearbeiten und Einstellung gemäß Ausführungsplanung
- Inbetriebnahme der E-Anlagen und deren Überprüfung
- Inbetriebnahme eines Antriebsmotors mit dem Hauptgetriebe (ohne Anschlüsse an Gleichlaufwelle, Drehriegel und Ritzel)
- Inbetriebnahme einer Antriebseinheit (ohne Anschlüsse an Gleichlaufwelle und Drehriegel). Hierfür war das Ritzel mittels der beweglichen Lagerung aus der Triebstockleiter geklappt. Ziel war der Test der Gleichlaufsteuerung der beiden E-Motoren eines Antriebes.
- Inbetriebnahme aller Antriebseinheiten (ohne Anschlüsse an Gleichlaufwelle und Drehriegel). Hierfür waren die Ritzel mittels der beweglichen Lagerungen aus den Triebstockleitern geklappt. Ziel war der Test der Gleichlaufsteuerung aller acht E-Motoren.
- Inbetriebnahme aller Antriebseinheiten im Verbund mit angeschlossener Gleichlaufwelle (ohne Anschluss Drehriegel). Hierfür waren die Ritzel mittels der beweglichen Lagerungen aus den Triebstockleitern geklappt. Ziel war der Test des Regelverhaltens der elektronischen Gleichlaufsteuerung über die Frequenzumrichter aller Antriebs-Motoren.
- Der Trogantrieb war bereit für die erste Trogfahrt. Für diese mussten weitere Einzelanlagen in Betrieb gesetzt werden: Betriebsbremsen, Haltebremsen, Trogführungen, Endstellenschalter, Troghaltevorrichtung und Pegelmessanlage. Zudem waren die Fertigstellung der Trogbefüllung und Trogentleerung sowie der Anschluss der Drehriegelantriebe bei gleichzeitigem Einklappen der Ritzel in die Triebstockleiter notwendig. Danach war die Anlage bereit für den ersten vollständigen Prozess Trogfahrt.
- Inbetriebsetzung der anderen Prozesse. Die Anlage war bereit für die erste Kreuzungsschleusung.



Bild 37: Einhub unterer Andichrahmen

Am 1.4.2020 erfolgte die erste Trogfahrt. Hierbei fuhr der Trog ca. 8 m bergwärts (nach oben), dann wurde, entsprechend der notwendigen Fahrlamelle, Wasser abgelassen und wieder ca. 2 m talwärts (nach unten) gefahren. Am Folgetag fuhr der Trog mit einer Geschwindigkeit von 16 mm/s bis zur oberen Anlegestelle, wodurch Baufreiheit für das Einheben des letzten großen Maschinenbauteils, den Andichtrahmen des unteren Kanalschlusses, entstand (Bild 37).

Während der Inbetriebsetzung des Schiffshebewerks hat sich gezeigt, dass durch die im Vorfeld durchgeführten Softwaretests der einzelnen Anlagenteile sowie im Komplex an einem virtuellen Modell (digitaler Zwilling) der Umfang an Schnittstellen, durch die Optimierung der Steuerung einschließlich der Einstellung der Parameter auf der Baustelle reduziert werden konnten.

Neben der Parametrierung der Sensorik für das Steuerungsprogramm erfolgten parallel zur Inbetriebsetzung Einstellungen an den maschinenbaulichen Anlagenteilen, wie z. B. Lage- und Abmessungsoptimierungen von Bauteilen sowie Positionierung von Näherungsschaltern und -sensoren und Spieleinstellung von Gleit- und Rollenführungen. Die mit dem größten Aufwand verbundenen Herausforderungen waren die Änderung zur Reduzierung von dynamischen Bewegungsreaktionen des Trog-Gegengewicht-Systems, das Feintarieren der Gegengewichtsanlage und die Mittelstellung des Drehriegelspaltes im Gewindegang der Mutterbackensäule.

Das statische System in Längsrichtung des Troges beruht auf einer gleichmäßig verteilten Lastableitung in die Seile. Jede Änderung dieser Auflagerbedingung führt zu einer Verformung. Im Lastfall „Trog leer“ wird der vom Sicherungssystem gehaltene Trog an den Enden um mehr als 30 mm noch oben gezogen, in der Mitte um mehr als 60 mm. Diese Verformungen sind elastisch. Ebenso reagieren die Seile wie Federn. Das Anfahren und Anhalten des Troges und der Gegengewichte findet aufgrund der Massenträgheit nicht zu 100 % gleichmäßig und gleichzeitig statt, wodurch Schwingungen entstehen. Deren Amplitude führte zum Anschlagen des Ritzels an den Nachbarbolzen eines Triebstockleiterringriffes und verringerte gleichzeitig das Spaltmaß vom Drehriegel im Gewindegang der Mutterbackensäule. In Auswertung der ersten Fahrten wurde die Fahrkurve in den Beschleunigungsbereichen angepasst.

Unabhängig von den Schwingungsamplituden hat sich auch gezeigt, dass sich das Spaltmaß des Drehriegels beim Anfahren des Troges fahrtrichtungsabhängig ändert. Diese Änderungen mussten genau bestimmt werden, um die Spaltmittelstellung zu finden. Hierfür wurde der Trog auf eine hydraulische Hebeanlage (jeweils ein Pressenaufleger neben den vier unteren Winkelstücken) abgesetzt, um mittels kontrollierter Befüllung und Entleerung Auflagerkräfte (Drücke) zu erzeugen. In der Auswertung dieser Messungen konnten neben dem Thema Mittelstellung Drehriegelspalt weitere Vorgaben für Einstellungen festgelegt werden:

- Feintarieren der Gegengewichte
- Ruhelage Trog (Ritzellagerung)
- Nulllamelle, an der sich die Fahrlamelle wechselt
- Offset Lastmessbolzen Antriebe, zur Abschaltung der Antriebe vorm Erreichen der Überlast

7 Fazit

Am Ende dieses ebenso komplexen wie vielseitigen Baugeschehens ging 2022 das neue Schiffshebewerk in Niederfinow in Betrieb. Im Laufe der seit Baubeginn 2008 vergangenen 14 Jahren Bauzeit haben neben dem WNA Berlin als Auftraggeber und den ARGE-Partnern als Auftragnehmern auch viele andere Unternehmen, Ingenieurbüros und Einzelpersonen als Dienstleister oder Nachunternehmer an der Errichtung des Bauwerks mitgewirkt. Durch dieses Zusammenwirken ist letztlich ein Bauwerk entstanden, von dem man zu Recht von einem einmaligen Bauwerk sprechen kann.

Architektur einer Landmarke

Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow

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

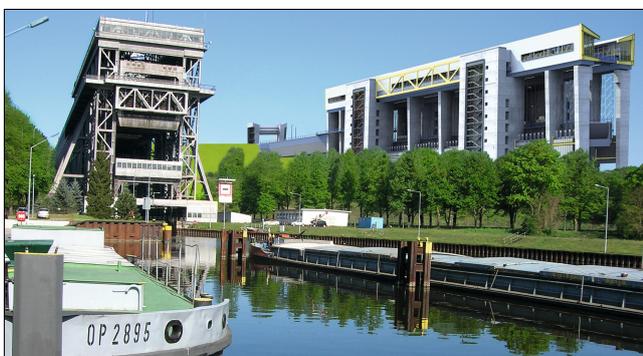
Mit der Verkehrsfreigabe des neuen Schiffshebewerks Niederfinow-Nord 2022 ist eines der interessantesten und anspruchsvollsten Wasserbauwerke der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) fertiggestellt worden. Im Wettbewerb mit den entwerfenden Ämtern der WSV, den Fachreferaten der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), den beteiligten Ingenieurbüros und den ausführenden Firmen hat das frühere Gestaltungsreferat B4 der BAW den Ingenieurentwurf von den ersten Ideen zur Tragwerkslösung über die Ausführungsplanung bis zur Bauausführung begleitet. In diesem Beitrag werden die Herleitung der Architekturidee und die Architekturdetails vorgestellt. Dabei ist besonders die Kongruenz zwischen den seinerzeit ersten Computergrafiken und Zeichnungen mit dem jetzt vollendeten Bauwerk hervorzuheben. Dies wird an einigen Gegenüberstellungen im Beitrag aufgezeigt.

1 Der Gestaltungsauftrag

1.1 Minimierung des Eingriffes in das Landschaftsbild – Abschätzung der visuellen Umweltverträglichkeit

Die gestalterische Beratung zum Entwurf des neuen Schiffshebewerks in Niederfinow begann mit folgender Frage der damaligen Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost an die Architekten der BAW:

Welche Tragwerksvariante ist die optimale Lösung für eine Minimierung des Eingriffs in das unmittelbare Landschaftsbild dieses Großbauwerkes: Die Turmlösung oder die Gerüstlösung?



links: Computergrafik des geplanten Schiffshebewerks aus der frühen Entwurfsphase



rechts: Foto des fertigen Schiffshebewerks vor der Verkehrsfreigabe 2022

Beide Tragwerksvarianten waren das Ergebnis einer vorausgehenden Machbarkeitsstudie. Sie waren die Basis für die oben genannte Fragestellung zur visuellen Umweltverträglichkeit. Ziel war die Errichtung eines „harmlosen“ Bauwerks, das sich möglichst unauffällig in den ihn umgebenden Landschaftsraum einfügt.

1.2 Das Schiffshebewerk ist eine spektakuläre Landmarke

Die BAW hat über Skizzen, Zeichnungen, Computergrafiken und Architekturmodelle den Nachweis erbracht, dass sich ein Schiffshebewerk mit diesen gewaltigen Abmessungen nicht „verstecken“ lässt. Ein Schiffshebewerk ist ein High-Tech-Bauwerk und die zu überwindende Wasserspiegel-Differenz von 36 m sowie die zu bewegenden Schiffsgrößen machen diese Dimensionen erforderlich (Bild 1). Damit wird das Schiffshebewerk zwangsläufig zu einem spektakulären Bauwerk.

Das Ingenieurbauwerk Schiffshebewerk wird als figurale Großplastik immer den landschaftlichen Kontext beherrschen (Bild 2).

Bei weiträumiger Betrachtung hebt sich dieses Modell auf, da bleibt die Dominanz von Grün erhalten. Hier bestimmen die großen Grünflächenanteile das Landschaftsbild des Niederoderbruchs. Das Fazit war daher schnell gefunden:

Beide Tragwerkssysteme lassen sich angemessen gestalten!

Dass dem so ist, belegen die Zahlen zu den Abmessungen. Bei der **Turmlösung** hat das Bauwerk eine Länge von 106 m und eine Breite von 38 m, die dazugehörige Höhe liegt bei 50 m.

Auch die Tragwerksvariante **Gerüstlösung** hat eine Höhe von 50 m, ist aber 129 m lang; d. h. von Außenkante Trogtwanne bis Außenkante Trogtwanne. Die Breite liegt

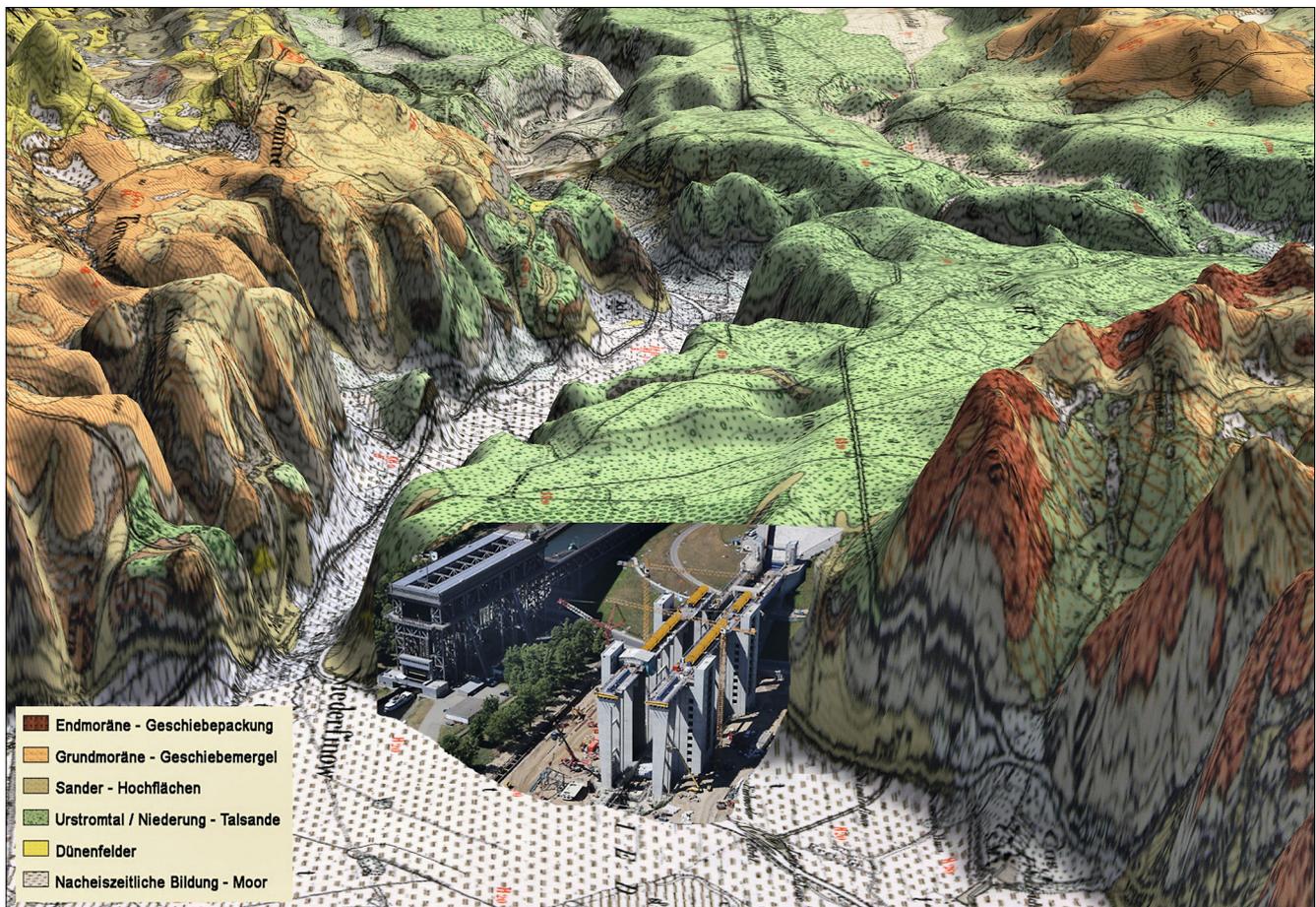


Bild 1: Geomorphologische Situation in Niederfinow mit dem Geländesprung von 36 m – Grafik überhöht (Quelle: Joachim Kiesel und Gerd Lutze)

bei 40 m. Hier bezieht sich das Maß auf die jeweiligen Außenkanten der Pylone.

1.3 Das System des Gegengewichts-Hebewerks

Für unsere Betrachtung zum Tragwerkstyp sind die differierenden Abmessungen marginal. Beide Bauwerke zählen zum Typ der Gegengewichts-Hebewerke; d. h., der Trog wird mit Rolle und Seil gehoben, wie wir es aus dem Physikunterricht kennen.

Um den Kraftaufwand möglichst klein zu halten, werden am anderen Ende der Seile Gegengewichte angeordnet. Das System aus Schiffstrog und Gegengewichten ist nun in einem Gleichgewichtszustand und mit relativ geringem Kraftaufwand ist der Trog zu heben.

Der grundsätzliche Unterschied ergibt sich jedoch aus dem System der Lastabtragung in den Baugrund.

1.4 Diskontinuierliche und kontinuierliche Lagerung der Seilrollen

Die Anordnung der Seilrollen kennzeichnet nun den entscheidenden Unterschied zwischen den beiden Varianten:

- Bei der **Turmlösung** sind die Seilrollen konzentriert in den vier Türmen untergebracht. Man spricht daher von einer **diskontinuierlichen** Lagerung (Bild 3).
- Bei der **Gerüstlösung** sind die Seilrollen gleichmäßig über die Bauwerkslänge verteilt. Der Bereich der Pylone ist davon ausgenommen. Die Bezeichnung „Pylon“ steht im weiteren Text für „Turm“ (Bild 4). Man spricht daher von einer **kontinuierlichen** Lagerung der Seilrollen.

Gemeinsam ist beiden Varianten, dass der Antrieb über dem Trog angeordnet ist. Das ist für die nachgeschobene Frage des Auftraggebers, inwieweit sich eine mögliche Anordnung des Antriebes neben dem Trog positiv auf die Gestaltung auswirken würde, von Bedeutung.



Bild 2: Das Schiffshebewerk als figurale Großplastik, Drohnenfoto (Quelle: WNA Berlin)

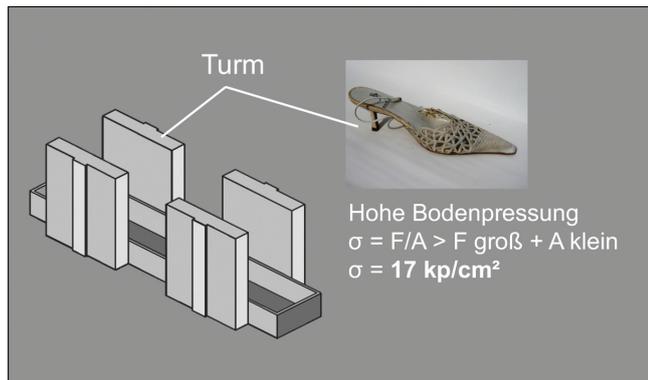


Bild 3: Die Turmlösung

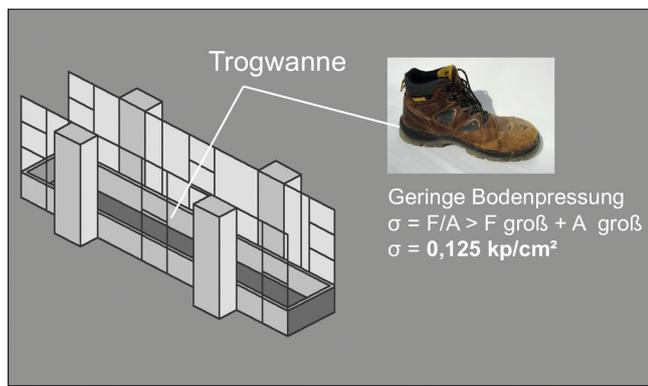


Bild 4: Die Gerüstlösung

Die Antwort war schnell gefunden: Eine Anordnung über oder neben dem Trog ist unbedeutend für die Diskussion zur Eingriffsminimierung.

Bei der Anordnung des Antriebes neben dem Trog erhalten wir eine Breite des Troges bis Mitte Sicherungsspindel von 27,00 m gegenüber 21,40 m bei der Anordnung des Antriebes über dem Trog. Der vermeintliche Vorteil eines 5,60 m schmalen Bauwerks wird jedoch durch den Nachteil eines 9,65 m höheren Bauwerks aufgehoben.

Resümee:

- Beide Tragwerkssysteme lassen sich angemessen gestalten.
- Bei der Größenordnung eines solchen Bauwerks lässt sich ein Eingriff in das Landschaftsbild nicht vermeiden.
- Die hohe gestalterische Qualität des Architekturentwurfs wird als „gestalterische Ausgleichsmaßnahme“ für den Eingriff herangezogen.
- Der Bau des Schiffshebewerks wird als Chance gesehen, den hohen Stand der Ingenieurbaukunst in der Bundesrepublik darzustellen.
- Die Gerüstlösung generiert den konstruktiven Vorteil einer geringeren Bodenpressung durch die kontinuierliche Lagerung der Seilrollen und ist wartungsfreundlich durch den großen Seilrollenabstand.
- **Die Wahl des Tragwerkssystems ist nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu entscheiden; die Architektur kann hier keine Entscheidungshilfe anbieten.**

2 Denkmalschutz – keine nostalgisch verbrämte Architektursprache

Die vierstufige Schleusentreppe von 1914 und das alte Schiffshebewerk von 1934 sind zwei hochkarätige Beispiele der Ingenieurbaukunst unserer Altvordenen. Trotz allem Respekt vor dieser Leistung ist ein nostalgisch verbrämter Gestaltungsentwurf für das neue Schiffshebewerk zur Konfliktlösung nicht geeignet.

Das Schiffshebewerk muss exakt zum Ausdruck bringen, dass es ein Produkt des 21. Jahrhunderts ist. Es zeigt Ingenieurbaukunst auf hohem Niveau zu Beginn des dritten Jahrtausends in Europa. Der Fachwerkträger zwischen den Türmen ist als Zitat aus dem alten Schiffshebewerk eine Reminiszenz gegenüber den Erbauern des Schiffshebewerks von 1934. Er inszeniert mit seiner Plattform für die Besucher den Ausblick auf die herrliche Landschaft des Niederoderbruchs. Nach dem Eingriff der Planer in den Landschaftsraum ist die Aussicht von der Plattform eine Geste der Versöhnung und der Blick auf das wunderschöne Barnimer Plateau ein besonderes Erlebnis für die Besucher des Schiffshebewerks.



Bild 5: Das Schiffshebewerk als Landmarke, wie sie sich dem Binnenschiffer ...



Bild 6: ... und dem Autofahrer darbietet.

3 Entwurfsideen – Formulierung von Gestaltungszielen

Nach der Beantwortung städtebaulicher und denkmalpflegerischer Fragestellungen ging es nun um die eigentliche Entwurfsarbeit am Bauwerk. Dabei wurden folgende Zielvorstellungen mit programmatischer Ausrichtung von der BAW formuliert:

- Landmarken sollen von der WSV gesetzt werden (Corporate Design) (Bilder 5 und 6, vorige Seite).
- Imagepflege soll betrieben werden im Sinne einer aktiven Öffentlichkeitsarbeit.
- Ideen sollen zugänglich und erlebbar gemacht werden.
- Ingenieurbaukunst als Botschaft soll dem Nutzer und Besucher nähergebracht werden.
- Bauwerke sind hervorragende Identifikationsträger – sowohl nach innen als auch nach außen.
- Die WSV soll als Träger von Baukultur in ihrer Arbeit unterstützt werden.
- Schiffshebwerk, Sicherheitstor, Informationszentrum und Bauhof korrespondieren miteinander durch die Verwendung gleicher Architekturelemente.
- Der Genius Loci wird zur bestimmenden Größe des Architektenentwurfes.
- Das Schiffshebwerk wird zum Ort der Nachbarschaft von Mensch, Natur, Technik und Architektur.
- Attraktivitätssteigerung für Besucher des Schiffshebwerkes durch Neubau des Informationszentrums.
- Eine barrierefreie Besichtigung durch mobilitätsbehinderte Besucher ist mit Rampe und Aufzug gewährleistet.

Ziele für die bauliche Umsetzung:

- Die Besuchergalerien mit Blick in den Hubraum ermöglichen das Beobachten des Hebens und Senkens der Schiffe im Trog.
- Die Besuchergalerien sind erreichbar vom oberen Vorhafen über die Kanalbrücke und über Aufzug und Treppe im Pylon IV, Südwest-Pylon (Bilder 7 und 8).
- Der Dachüberstand der Seilrollenhallen auf den Besuchergalerien ermöglicht eine vom Wetter unabhängige Besichtigung des Schiffshebwerkes.
- Die Transparenz der Treppenhäuser in den Pylonen schafft den erforderlichen Animationscharakter für die ankommenden Besucher auf dem Parkplatz.

- Der Blick durch die verglaste Seilrollenhalle ermöglicht das Verstehen des Funktionsprinzips „Schiffshebwerk“ (Bild 9).



Bild 7: Über die Kanalbrücke erreicht man die Besuchergalerien, in der Computergrafik ...

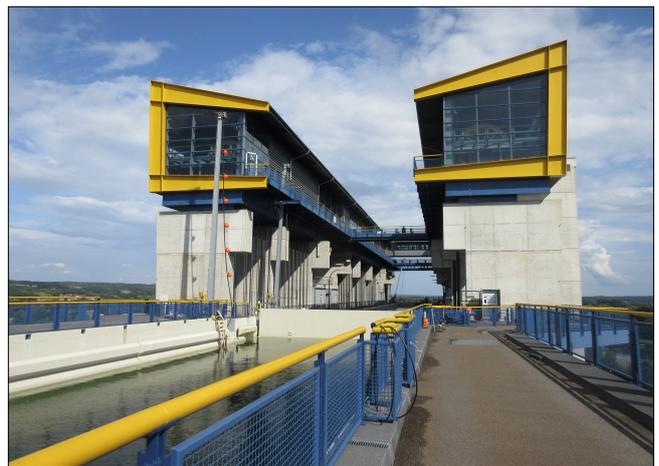


Bild 8: ... und so am fertigen Bauwerk.



Bild 9: Der Blick in die Seilrollenhalle zeigt das Funktionsprinzip „Schiffshebwerk“ am fertigen Bauwerk.

4 Gestaltungsphase I – Metapher Hallenkirche

Ausgehend von dem Ziel, dem Bauwerk ein Gesicht, eine Fassade zu geben, ist der Entwurf der Gestaltungsphase I entstanden (Bild 10). Gestaltbestimmend sollten nicht die Seilschleier, das Rohrsystem und der Stützenwald sein.

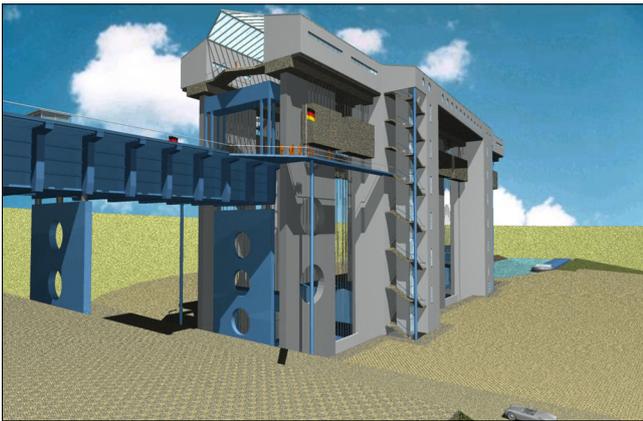


Bild 10: Der erste computergestützte Entwurf mit dem Glasdach über dem Hubraum

Die Gestaltungsphase I beinhaltet folgende Entwurfsvorgaben:

- Umsetzung des einfachen Stützenwechsels aus der Klosterkirche als Teil des mittelalterlichen Sakralbaus in die Fassade des Schiffshebewerks
- Visualisierung der Turmfunktion als vertikales Erschließungselement und raumbildendes Element des Antriebssystems
- Darstellung der kontinuierlichen Lagerung der Seilrollen durch die durchlaufende Seilrollenhalle
- Ordnen der Seilschleier, der Rohre und der Stützen durch Hinterlegen mit Betonflächen zwischen den Stahlbetonstützen
- Verbesserung der Seilwahrnehmung und der Funktion der Seile durch Betonflächen hinter den Seilen - Ordnen des heterogen Erscheinungsbildes
- Andeuten der Bauwerkstiefe durch Löcher in den Betonscheiben
- Andeuten der Drehscheibenfunktion durch Anordnung von Kreisabschnitten – d. h. horizontal einfahren – vertikal gehoben werden – und horizontal ausfahren
- Überdachung des Hubraumes zwischen den Seilrollenhallen durch ein Glasdach zur witterungsunabhängigen

Besichtigung des Schiffshebewerks durch die Besucher und Schutz der Manöver fahrenden Schiffsbesatzung

- Tragende Bauteile aus Stahlbeton und getragene Bauteile aus Stahl, d. h., die Seilrollenträgerstützen in Stahlbeton und der Seilrollenträger mit der Seilrollenhalle in Stahl (Bild 11)



Bild 11: Die klassische Aufgabenteilung von tragenden und getragenen Bauteilen spiegelt sich in der Materialentscheidung für Beton und Stahl wider.

5 Gestaltungsphase II

5.1 Plausibilisierung der Bauwerksansicht

Da der Entwurf mit dem Glasdach nicht konsensfähig war, musste über eine neue Lösung nachgedacht werden (Bild 12).

Ausschlaggebend für die Ablehnung des ersten Entwurfs waren die zu erwartenden hohen Betriebskosten für die Glasreinigung. Wichtiger Schritt bei der Suche nach einer neuen Lösung war dabei eine Prüfung der gestalterischen Wirkung der Längsansicht des Schiffshebewerks. Ausgehend von einer Augpunkthöhe von 1,60 m und einem menschlichen Blickfeld von 27° bei ruhiger Kopfhaltung und bewegtem Auge nach oben und einer vertikalen Fassadenfläche von 8,00 m der Seilrollenhalle (einschließlich des Seilrollenträgers) ergab sich ein Abstand zum Bauwerk bis zum Sichtbarwerden des Daches von 95,00 m. Voraussetzung ist allerdings eine Dachneigung von mindestens 27°.



Bild 12: Der zweite Entwurf mit den Pultdächern für die Seilrollenhallen, Computergrafik

Die Ansichten mit dem Dach des Bauwerkes sind so nur in der Zeichnung erlebbar. In Wirklichkeit ist nur der 8,00 m hohe Streifen der Fassade sichtbar. Die beiden vorhandenen Bauwerke – altes Schiffshebewerk und alte Schleusentreppe – verhindern ein weiteres Zurücktreten, um auch in situ das Dach als Teil der Ansicht erlebbar zu machen.

Diese Fassade der Seilrollenhalle mit Ihrer Höhe von 8,00 m bildet, in Beziehung gesetzt zu den Pfeilerscheiben und Pylonen, zu wenig Masse. Es fehlt der Kopf – die „Beine sind zu dick“.

Nachdenken über einen neuen Seilrollenhallen-Querschnitt war nun gefragt (Bilder 13 und 14).

Die interessanteste Variante war dabei das umgekehrte Pultdach mit seinem außen liegenden First und seiner zum Hubraum angeordneten Traufe.

Der entscheidende Vorteil war jetzt die größere Ansichtsfläche der Seilrollenhalle in der Fassade und die niedrige Traufenhöhe zur Besuchergalerie, die maßstäblich wirkt und auch noch einen praktischen Wetterschutz für die Besucher bietet.

Weitere Überlegungen galten der Stützenform. Ausgehend von der Körperhaltung zweier Menschen, die einen schweren Gegenstand tragen und sich dabei nach außen neigen – Aktion = Reaktion – haben wir diese Metapher übernommen und die äußere Seite der Seilrollenträgerstützen um 3° nach außen geneigt (Bild 15).

5.2 Fassadengestaltung nach dem Kontrapost

Ferner haben wir auch die Körperhaltung des Kontrapostes integriert. Er ist geprägt von antiken Darstellungsmustern plastischer Bildhauerkunst (Bild 16).

Gegenläufige Bewegungen der Gewandskulpturen bringen eine faszinierende Spannung in die Figur. Der Stellung der Beine kommt dabei eine Vorreiterrolle zu. Wäh-

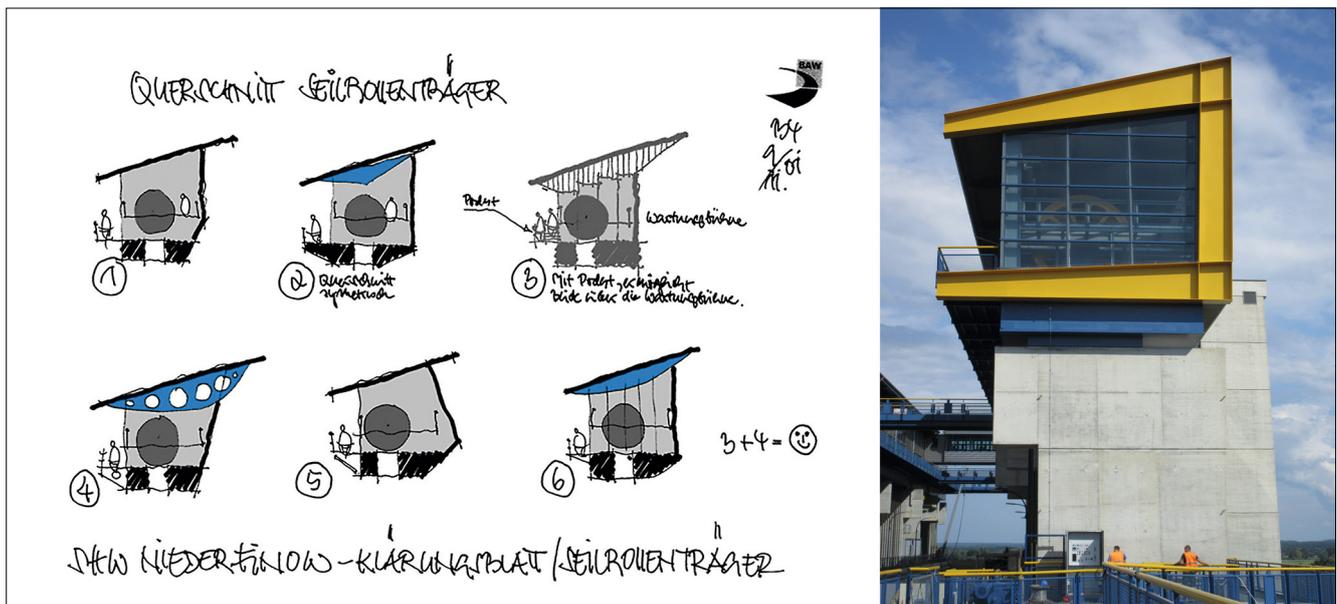


Bild 13: (links) Ein neuer Querschnitt für die Seilrollenhallen, Handskizzen

Bild 14: (rechts) Der neue Querschnitt am fertigen Bauwerk

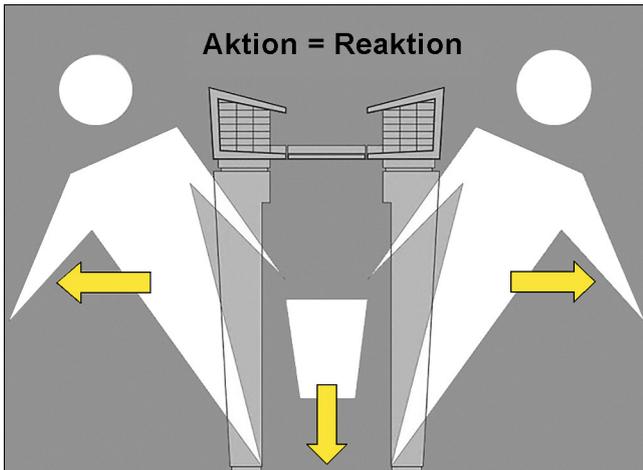


Bild 15: Das Tragverhalten von Personen beim Tragen schwerer Lasten

rend das eine Bein senkrecht steht – das sogenannte Standbein – ist das andere – das sogenannte Spielbein – locker gekrümmt. Zum Kopf hin wechseln die Richtungen

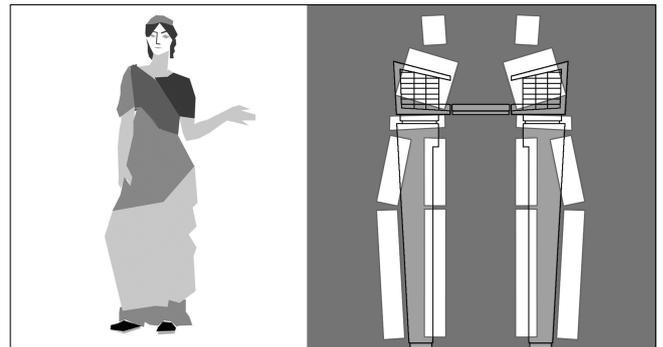


Bild 16: (links) Der Kontrapost als Gestaltungselement
Bild 17: (rechts) Der Kontrapost in der Hebewerksansicht

dann immer gegenläufig. Auch dieses Gestaltungsmuster finden wir im Querschnitt des Schiffshebewerks wieder (Bild 17).

Jetzt galt es ein Tragwerkelement für die Verbindungen der Pylone zu finden. In Anlehnung an das Vorbild



Bild 18: Der Fachwerkträger als Zitat aus dem alten Schiffshebewerk

einfacher Stützenwechsel haben wir einen Stahlbetonträger vorgeschlagen, der jedoch nicht wirtschaftlich ist, weil er ein zu hohes Eigengewicht hat. Weitere Lösungen wie Vollwandträger mit aufgeschweißten Beulsteifen und Vierendeelträger mit ovalen Aussparungen konnten nicht befriedigen. Eine interessante Lösung war schließlich der vorgeschlagene Fachwerkträger (Bild 18).

Als Zitat aus dem alten Schiffshebwerk versinnbildlicht er unsere Verneigung vor der ingenieurtechnischen Leistung unserer Altvorderen beim Bau des alten Schiffshebwerks. Weiterhin bietet er die entscheidende Möglichkeit, eine Aussichtsplattform für Besucher zu tragen, um von dort den Blick in das weitläufige Niederoderbruch zu genießen.

5.3 Primat des Tragwerks > Form follows function

Aus dem Dialog mit der den Entwurf-AU aufstellenden ARGE ergaben sich für den Entwurf entscheidende Veränderungen. Das Ingenieurbüro hatte für die Tragwerksplanung den Verzicht auf die Lager zwischen Stahlbetonstützen und Seilrollenträger vorgeschlagen. Das war nur mit einer geringeren Steifigkeit der Seilrollenträger-Stützen zu erreichen, da die Längenänderung des Seilrollenträgers aus dem Lastfall „Temperatur“ nur über die Verformbarkeit der Stützen aufgefangen werden kann. Das Ergebnis war der Verzicht auf die Lochscheiden zwischen den Stahlbetonstützen.

Da sich die Architekturform aus der Tragwerksplanung entwickelt, ist es wichtig, die kontinuierliche Lagerung der Seilrollen klar am Bauwerk ablesen zu können. Die Seilrollenhallen, als Hülle der Seilrollen, müssen also diesen Gedanken der kontinuierlichen Lagerung an den Betrachter weitergeben. Die Ablesbarkeit dieser Idee auf den Hebewerks-Längsseiten wurde erreicht durch deutliches Absenken der Pylondachflächen unter den First der Seilrollenhallen. Durch Arbeitsmodelle wurde eine Wirkungskontrolle vorgenommen, die dieses gewünschte Architekturprinzip bestätigte: Primat des Tragwerks.

6 Architektur im Kontext – Gestaltung im Sinne von Corporate Design

Für die BAW als Gestalter war es besonders wichtig, dass die Schiffshebwerkanlage Niederfinow einen hohen Wiedererkennungswert erhält. Ähnlich wie am Wasserstraßenkreuz Magdeburg sollen alle benachbarten Bauwerke eine einheitliche formale Handschrift tragen (Bilder 19 und 20).

Das bezieht sich auf die Geometrie, auf die Material- und Strukturwahl und auf das tragwerksübergreifende Farbkonzept.

Die Architektur wird hier bewusst als wichtiges Instrument eines Corporate-Design-Konzeptes der WSV gesehen. Insofern ist es auch nachvollziehbar, dass für die



Bild 19: Die gleiche Formensprache für das Schiffshebwerk, das Sicherheitstor und das Informationszentrum als Computergrafik ...

Bild 20: ... und an den fertigen Bauwerken (Quelle: WNA Berlin)

Gestaltung des Sicherheitstors diese Vorgaben übernommen wurden (Bild 21).

Die Neigung der Außenkante, der Dachfläche und der Innenseiten entsprechen dem des Schiffshebewerks. Glas und Beton korrespondieren mit den Pylonen des Schiffshebewerks. Das Farbklima des Schiffshebewerks wird übernommen.

Zur Information der vielen Besucher – Laien oder Experten – wurde vorab das Informationszentrum Niederfinow gebaut. Auch hier entspricht die Architektursprache der des Schiffshebewerks. Es wird kein Dolmetscher gebraucht. Das Infozentrum ist die modifizierte verkleinerte Wiedergabe der Seilrollenhalle des Schiffshebewerks (Bild 22).



Bild 21: Das Sicherheitstor übernimmt die Geometrie der Seilrollenhallen und Stützen.



Bild 22: Das Informationszentrum als Anlaufstelle für interessierte Besucher

Von besonderer Bedeutung war der intensive Dialog zwischen dem Architekten und den beteiligten Fachplanern sowie dem Auftraggeber, dem Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Berlin, der zu diesen Lösungen geführt hat.

7 Farbkonzept – Bedürfnis nach Farbe > Form follows emotion

Grundsätzlich muss die formale Aussage des Architekten auch ohne das Gestaltungsmittel Farbe verstanden werden. Das Bauwerk wirkt als Scherenschnitt, als Silhouette; Farbe lenkt nur ab. Materialehrlichkeit wird zum Entwurfsparameter. Die Natürlichkeit der Materialien soll gezeigt werden. Beton soll wie Beton aussehen. Farbe findet allenfalls als Beschichtung zur Werterhaltung Verwendung.

In den vielen Gesprächen zwischen Experten und Laien zur Architektur des Schiffshebewerks wurde immer wieder ein emotionales Bedürfnis nach Farbe geäußert, nach einer Architektur mit „Haut am Knochen“, nach einer Sinnbefriedigung für die Augen, über die eigentliche Funktionsabdeckung hinaus, ganz im Sinne von „Form follows emotion“!



Bild 23: Die Farbe als Gestaltungselement in situ (Quelle: WNA Berlin)

Farbe hat auch eine didaktische Aufgabe: Sie ist die Lesehilfe für Besucher bei der visuellen Erkundung des Schiffshebewerks. Sie erleichtert die schnelle Erfassbarkeit der Bauwerksteile. Die plakative Zuordnung von Farbe dient der verständlichen Darstellung des Funktionsablaufs (Bild 23).

Farbe hat aber auch Struktur. Durch unterschiedliche Reflexionseigenschaften lassen sich verschiedene optische Qualitäten der Oberfläche wiedergeben. Mit Farbe kann ich auch differenzieren, gliedern. Farbe erhöht die Plastizität; massige Bauteile wirken schlanker.

Schlanker wirken sollte auch die große Kanalbrücke. Mit Farbe wurde dieses Ziel erreicht.

Blau und Grau, Struktur und Nicht-Struktur sowie Licht und Schatten machen aus der mächtigen Brücke zwischen Dammstrecke und Schiffshebewerk ein leichter wirkendes Bauwerksteil.

8 Entwurfs- und baubegleitende Beratung

Die Architekten der BAW waren nicht nur durch fotorealistische Visualisierungen, sogenannte Renderings, an der Entwurfsaufstellung beteiligt, sondern haben auch Klärungsblätter zu den Architekturdetails für die Ausführungsplanung des Auftragnehmers geliefert und diese in den sechswöchigen Planungsbesprechungen des WNA Berlin mit den externen Planungsbüros des Auftragnehmers im Amt vorgestellt (Bild 24). Darüber hinaus hat das Gestaltungsreferat die fertigen Ausführungspläne auf Übereinstimmung mit den Architekturdetails geprüft und mit dem Vermerk: „In gestalterischer Hinsicht einverstanden!“ freigegeben.

Desweiteren hat das Referat baustellenbegleitend vor Ort bei Entscheidungen zu den konstruktiven Vorschlägen der Ingenieurbüros, zur optischen Qualität der Sichtbetonflächen an den Referenzflächen des Probeblocks,

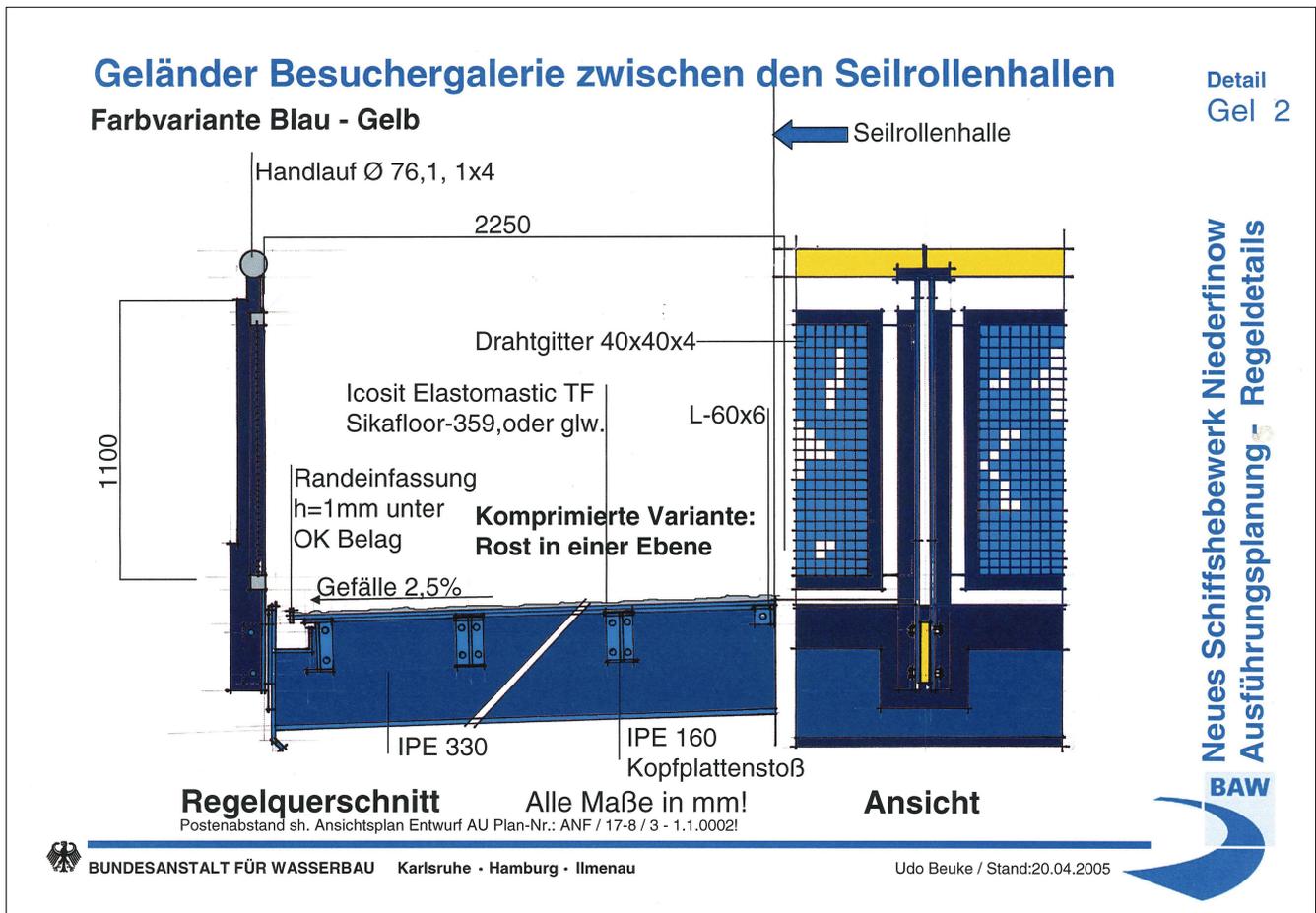


Bild 24: Beispiel für ein Klärungsblatt

zu den Musterflächen der Farbvorschläge an den fertigen Stahlbauteilen des Troges und weiteren Details eine architektonische Bewertung verfasst und eine Empfehlung zur bevorzugten Variante ausgesprochen.

Das Gestaltungsreferat hat in dieser Zeit der Planung und Bauausführung in diversen Veröffentlichungen und Präsentationen die Architektur des neuen Schiffshebewerks vorgestellt und damit auf die hohe Qualität des Könnens unserer Ingenieure in den Ämtern und den Ingenieurbüros hingewiesen.



Bild 25: Die reduzierte Glasfläche der Pylone, Computergrafik

9 Aktuelle Fachbeiträge zur Gestaltung

9.1 Wenn Wärme zum Problem wird

Mit dem Baubeginn des Schiffshebewerks ist neben den anderen Referaten der BAW auch das Gestaltungsreferat in die baubegleitende Beratung eingestiegen. Das WNA Berlin hat weitere Überlegungen angestellt, um die Einwirkungen aus der Exposition des Bauwerks und den daraus resultierenden wärmephysikalischen Einwirkungen auf die Pylone mit ihren Antrieben zu minimieren.

Eine dieser Maßnahmen ist die Rücknahme der verglasten Fassadenfläche der Pylone auf das absolut notwendige Maß zur Belichtung der Treppenhäuser für die Besucher. Die Architekten der BAW haben dazu Vorschläge erarbeitet und sie mit dem WNA Berlin abgestimmt (Bild 25).

Mit der neuen Stülpverglasung und den zusätzlich angeordneten Leichtmetalllamellen in der Glasfassade wird für einen optimalen Luftaustausch gesorgt. Die Einwirkungen auf den Beton des Pylons durch den Lastfall Temperatur werden durch diese Maßnahmen bei Maximaltemperaturen abgemildert. Die Gestaltung weicht damit zwar vom genehmigten Entwurf ab, ist aber dennoch als akzeptabel anzusehen. Die wichtige Gestaltungsvorgabe, die Vertikalbewegung des Troges durch die hohen Pylone mit ihrer zwingenden Blickrichtung aufwärts zu verdeutlichen, bleibt erhalten. Nach wie vor sind auch die Besucherbewegungen im Pylon IV zu beobachten. Die Besucher sollen bereits bei der Zufahrt zum Parkplatz am Informationszentrum wahrgenommen werden und die damit verbundene Botschaft, dass der interessierte Besucher im Hebewerk willkommen ist, wird deutlich und rechtzeitig vermittelt.

9.2 Eine neue Glasfassade

Die neue Verglasungstechnik ist einfach und robust. Aufwendige Versiegelungsarbeiten entfallen und einzelne Glaselemente lassen sich im Zerstörungsfall problemlos austauschen. Die Belüftung des Treppenhauses erfolgt nun über einen Luftspalt im Bereich der Überlappung der Glastafeln, d. h. alle 80 cm und zusätzlich noch durch eine Lammellenkonstruktion im oberen Teil der Glasfassade zur Abluft der aufsteigenden warmen Luft.

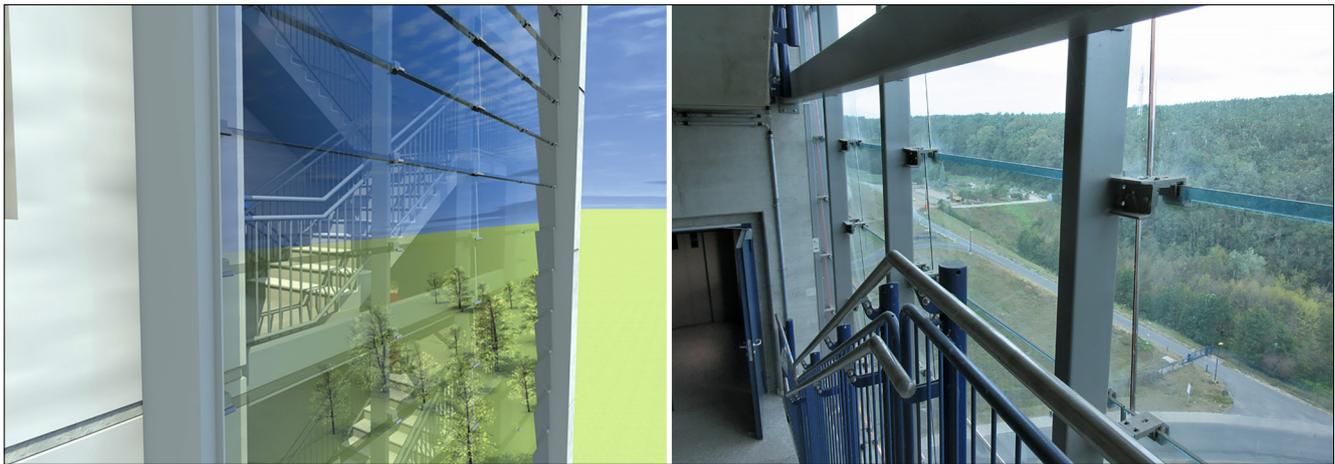


Bild 26: (links) Die Stülpverglasung in der 3D-Visualisierung als Computergrafik
Bild 27: (rechts) Die fertige Stülpverglasung von innen



Bild 28: Die Verglasung der Torhäuser als Computergrafik ...
Bild 29: ... und als fertige Verglasung

Ein Verbundsicherheitsglas (VSG) mit einem niedrigen g-Wert von 0,25 unterstützt diese neuen Planungsvorgaben zusätzlich. Der g-Wert von 0,25 besagt, dass nur 25 % der Sonneneinstrahlung (Wärmeeintrag) ins Innere des Bauwerkes gelangen. Die Gläser haben eine blaue Tönung und passen somit auch perfekt in das Farbkonzept des Schiffshebewerks. Die BAW hat dazu neue Details entwickelt und in 2D-Plänen dargestellt. Zum besseren Verständnis und zur genauen Abschätzung der gestalterischen Auswirkungen sind die Details auch als 3D-Modell wiedergegeben und zusätzlich fotorealistisch dargestellt worden (Bilder 26 und 27).

Abschließend wurden noch das Farbkonzept fortgeschrieben und die neuen RAL-Töne für die Aluminiumteile der Befestigungselemente zur Glasfassade festgelegt.

Mit der neuen Glasauswahl mussten die übrigen Gebäude bzw. Gebäudeteile an die neue Ansicht der Pylone angepasst werden. Auch die Torhäuser des Sicherheitstores erhielten nun die gleiche Verglasung; ebenso die Abgangseinhausung zu den Verschlussorganen des Troges am unteren Vorhafen.

Hier wurde allerdings keine Stülpverglasung eingesetzt, da eine zusätzliche Belüftung nicht erforderlich war. Die Glasscheiben wurden bündig übereinander angeordnet. Die Fuge wurde durch eine h-förmige Lippendichtung geschlossen. Das gemeinsame optische Erscheinungsbild blieb erhalten, da die Glashalter und die Glasarten bzw. Glasformate demselben „System“ entnommen wurden. Um die Möglichkeit einer Querlüftung für die Torhäuser zu gewährleisten, wurden über den Türen der Ostseite

und in der Giebelseite der Westfassade Fenster angeordnet. Das Gestaltungsreferat hat dazu mehrere Varianten erstellt und sich abschließend mit dem WNA auf eine Lösung verständigt (Bilder 28 und 29).

10 Schluss und Dank

Inzwischen hat die Baustelle einen Stand erreicht, der den vollständigen Architekturentwurf zeigt. Die Gegengewichte sind montiert, der Fachwerkträger ist eingebaut, die Seilrollenhalle hat ein Dach und ihre Fassadenverkleidung bekommen, die Treppenhäuser in den Pylonen haben ihre Sonnenschutzverglasung erhalten und das Sicherheitstor ist auch komplett eingehaust.

Hat man bisher nur die mächtigen Dimensionen gesehen, kann man jetzt zunehmend auch die Architekturdetails dieses so hochinteressanten Bauwerks erkennen, das seine gestalterische Herkunft dem gemeinsamen Schaffen von Ingenieur und Architekt verdankt (Bild 30).

Von besonderer Bedeutung war in diesem Prozess der intensive Dialog zwischen den Architekten der BAW, dem WNA Berlin als Auftraggeber, dem Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Eberswalde als Unterhaltungsamt und den beteiligten Fachplanern, der zu dieser konsensfähigen Lösung geführt hat.

Das reine Ingenieur-Bauwerk hätte anders ausgesehen als das reine Architekten-Bauwerk. Der gemeinsame Entwurf ist besser!

Mit der Verkehrsfreigabe ist aus dem Ensemble von alter Schleusentreppe von 1914, dem Schiffshebewerk von 1934 und dem jetzigen Schiffshebewerk von 2022 ein großartiger Hattrick deutscher Ingenieurbaukunst geworden (Bild 31). Dem neuen Schiffshebewerk werden viele erfolgreiche und unfallfreie Hebevorgänge sowie eine lange Nutzungszeit gewünscht. Dem „Erlebnispark Schiffshebewerk Niederfinow“ sei weiterhin viel Erfolg für sein Marketing und ständig wachsende Besucherzahlen beschieden.



Bild 30: Aus dem Schatten seines Vorgängerbaus herausgetreten – Das neue Schiffshebewerk Niederfinow-Nord



Bild 31: Mit dem neuen Schiffshebewerk zum Hattrick der Ingenieurbaukunst – Das fertige Bauwerk und seine Nachbarn (Quelle: WNA Berlin)

Mein Dank gilt dem Arbeitskreis SHW für das in den vielen Sitzungen aufgebrachte Verständnis für den Fachbeitrag Architektur und den bauausführenden Firmen für die gelungene Übernahme der Architekturdetails in das fertige Ingenieurbauwerk.

Ein besonderes Dankeschön gilt auch meinen ehemaligen Mitarbeitern Herrn Werner Kramer und Frau Lilli Romoli für die tatkräftige Unterstützung bei der gestalterischen Beratung der WSV zum Neubau des Schiffshebewerks Niederfinow-Nord.

11 Weiterführende Literatur

Beuke, Heinz-Udo (2001): VII / Jahrtausendwende / Architektur für das neue Hebewerk Niederfinow, Visualisierung der Entwurfsidee durch computerunterstützte Konstruktion (CAD-Plot) und Modell. In: Eckhard Schinkel (Hg.): Schiffsliift – Die Schiffs-Hebewerke der Welt. Menschen, Technik, Geschichte. Veröffentlichungen des Landschaftsverbandes Westfalen-Lippe und des Westfälischen Industriemuseums – Band 22: Klartext.

Beuke, Heinz-Udo (2011): Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow. In: BAW-aktuell 2/2011, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Beuke, Heinz-Udo (2012): In: Der Ingenieur IWSV-Nachrichten 1/2012.

Beuke, Heinz-Udo (2017): Architektur einer Landmarke – Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow. In: Gesellschaft zur Erforschung und Förderung der Märkischen Eiszeitstraße e. V. (Hg.): ENTDECKUNGEN entlang der Märkischen Eiszeitstraße, Broschüre 11: Wasserwege und Bauwerke zwischen Havel und Oder, Eberswalde 2017, S. 58–72.

Geotechnik beim Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow

Dipl.-Ing. Christian Puscher, Dipl.-Geol. Anne Heeling,
Bundesanstalt für Wasserbau

Dipl.-Ing. (FH) Jan Bäumker, JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG

1 Einleitung

Der Baugrund im Bereich des neuen Schiffshebewerks Niederfinow besteht bis in eine Erkundungstiefe von über 100 m unter Gelände überwiegend aus pleistozänen, eiszeitlichen Böden (Geschiebemergel, Schmelzwasser- und Beckensedimente). Untergeordnet treten in den tieferen Bereichen tertiäre Schichten (Tertiäre Sande, Tone und Schluffe sowie kohlige Bildungen) und oberflächennah nacheiszeitliche, holozäne Böden (Holozäne Sande und Schluffe sowie Mudde und Torf) auf. Das Schiffshebewerk verbindet eine Hochebene mit überwiegend bindigen Böden mit dem Oderbruch, wo unterhalb von bindigen und organischen Schichten vor allem nichtbindige Sedimente anstehen. Der Bau des Hebewerks erfolgt in einer 13 m, in Teilbereichen bis zu 16 m tiefen Baugrube mit nur einer Verankerungslage, einer kombinierten Wand sowie einer Unterwasserbetonsohle. Da die Hebewerksmechanik gegenüber einer Schleuse nur ein vergleichsweise geringes Maß an Schrägstellung erfahren darf, war ein besonderes Augenmerk auf das Setzungsverhalten gerichtet. Zusätzlich waren umfangreiche Erdarbeiten mit entsprechenden Einbauanforderungen auszuführen.

2 Baugrund

2.1 Geologie

Der Baugrund im Gebiet von Niederfinow besteht aus einer wechselhaften Abfolge bindiger, nichtbindiger und organischer Böden.

Den tieferen Untergrund bilden Schichten aus dem Tertiär: Im Oligozän (vor ca. 23 bis 33,9 Mio. Jahren) wurden marine Tone und Feinsande (Septarienton, Grün- und Glimmersande) abgelagert. Später, im Miozän (vor ca. 5,3 bis 23 Mio. Jahren), zog sich das Meer in Richtung Westen zurück, und es sedimentierten zunehmend marine, aber bereits terrestrisch beeinflusste gröbere Sande. Mit der Entstehung von Braunkohle und braunkohlehaltigen Sanden und Tonen in lagunenartigen Meeresbuchten endet die marine Geschichte Niederfinows.

Der Hauptteil des Baugrundes besteht aus quartären Schichten des Pleistozäns (vor ca. 12.000 bis 2,6 Mio. Jahren). Das Pleistozän Nordeuropas ist geprägt durch einen Wechsel von Warm- und Kaltzeiten. Als Folge wurde das Gebiet von Niederfinow während dreier Kaltzeiten (Weichsel, Saale und Elster) je zweimal von Gletschern überfahren. Dabei wurden unterschiedliche Bodenarten abgelagert (Bilder 1 und 2), die in ihrer Gesamtheit als „glaziale Serie“ bezeichnet werden:

Als Geschiebemergel wird das vom Eis (glazial) transportierte Material bezeichnet. In einer ungeschichteten, kalkhaltigen Matrix aus Ton, Schluff und Sand (Mergel)

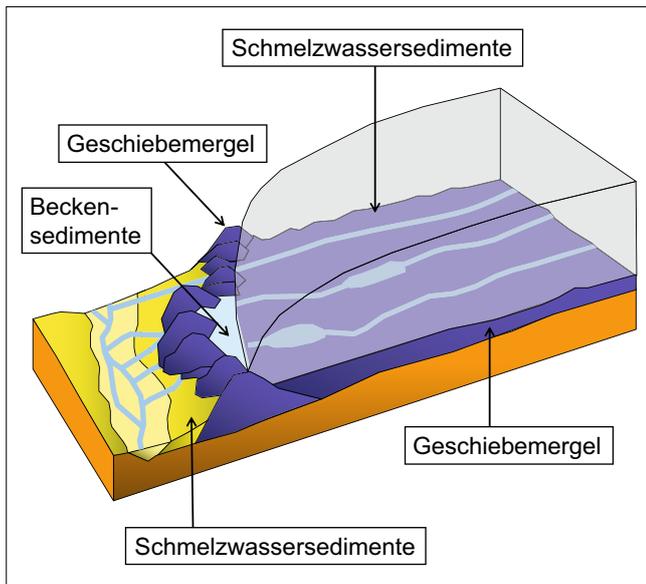


Bild 1: Die Sedimente der glazialen Serie [1]

befinden sich Gesteinsbruchstücke (Geschiebe), die in der Regel zur Kies-, Stein- oder Blockfraktion gehören. Der meist bindige Geschiebemergel tritt entweder flächig unter dem Gletscher oder als Höhenzug vor der Gletscherfront auf.

Durch die Reibungswärme an der Gletscherbasis schmilzt das Eis unter dem Gletscher. Das Schmelzwasser

sammelt sich in Rinnen unterhalb des Gletschers, fließt wie der Gletscher bergab und tritt schließlich durch ein Gletschertor an der Gletscherfront aus. Dabei wird gröberes Material (Schmelzwassersediment: Sand und Kies) transportiert und unter dem Gletschereis in Rinnen (Schmelzwasserlinsen innerhalb des Geschiebemergels) oder vor dem Gletscher flächig als sogenannter „Sander“ sedimentiert.

Der Gletscher schürft an der Gletscherfront Hohlformen (Zungenbecken) aus. Nach dem Rückzug des Eises kann dort ein Stillwassersee entstehen, in dem sich Beckensedimente, d. h. Feinsand, Schluff und Ton, abgelagern, oft in Wechsellagerung und/oder lateral ineinander übergehend. Die Sedimente der glazialen Serie können im Bereich des Gletscherrandes auch kleinräumig nebeneinander auftreten, sodass bereits während der Entstehung eine wechselhafte Schichtenfolge angelegt wird (Bild 3).

Durch die Kraft der vor- und zurückweichenden Gletscher wurden die tertiären und pleistozänen Sedimente zudem „glazitektonisch“ stark gestört und zum Teil wieder erodiert. Auch die Morphologie von Niederfinow wurde durch die Gletscher maßgeblich geprägt: Glazialtektonisch entstanden die Hochebene und die Niederung des Oderbruches, miteinander verbunden über einen Hang.



Bild 2: Böden der glazialen Serie (links: Geschiebemergel; Mitte: Schmelzwassersand; rechts: Beckensand)



Bild 3: Kleinräumiger Wechsel von Sedimenten der glazialen Serie vor einer Gletscherfront (oben: Eis mit Geschiebemergel; Mitte: Schmelzwassersedimente; unten: Beckensedimente)

Im nacheiszeitlichen Holozän – d. h. in den letzten 12.000 Jahren – bildeten sich Senken und Seen, in denen Torf und Mudde entstanden. Örtlich wurden in Rinnen Auesedimente (Ton, Schluff und Feinsand) und gröbere Flusssande abgelagert

2.2 Baugrunderkundung

Schon vor Beginn der Arbeiten für das neue Schiffshebewerk lag eine Vielzahl von Altaufschlüssen vor, die für das neue Schiffshebewerk bei der Planung der Baugrunderkundung und bei der Erstellung des Baugrundmodells berücksichtigt wurden: aus der Bauzeit der stillgelegten alten Schleusentreppe, des alten Schiffshebewerks und aus zahlreichen kleineren Projekten der näheren Umgebung.

Zudem wurde mit dem Fortschreiten der Planungs- und Ausführungsarbeiten das Erkundungsraster zur Beantwortung aktueller Fragestellungen punktuell verdichtet.

Insgesamt wurde der Baugrund mit über 550 Aufschlüssen bis in Tiefen von bis zu über 100 m unter Gelände erkundet, wobei es sich überwiegend um Bohrungen und Drucksondierungen, vereinzelt um Sondierungen mit der Schweren Rammsonde und um Schürfe handelte. Es wurden mehr als 11.500 Bohr- und 3.000 Sondiermeter abgeteuft (Bild 4).

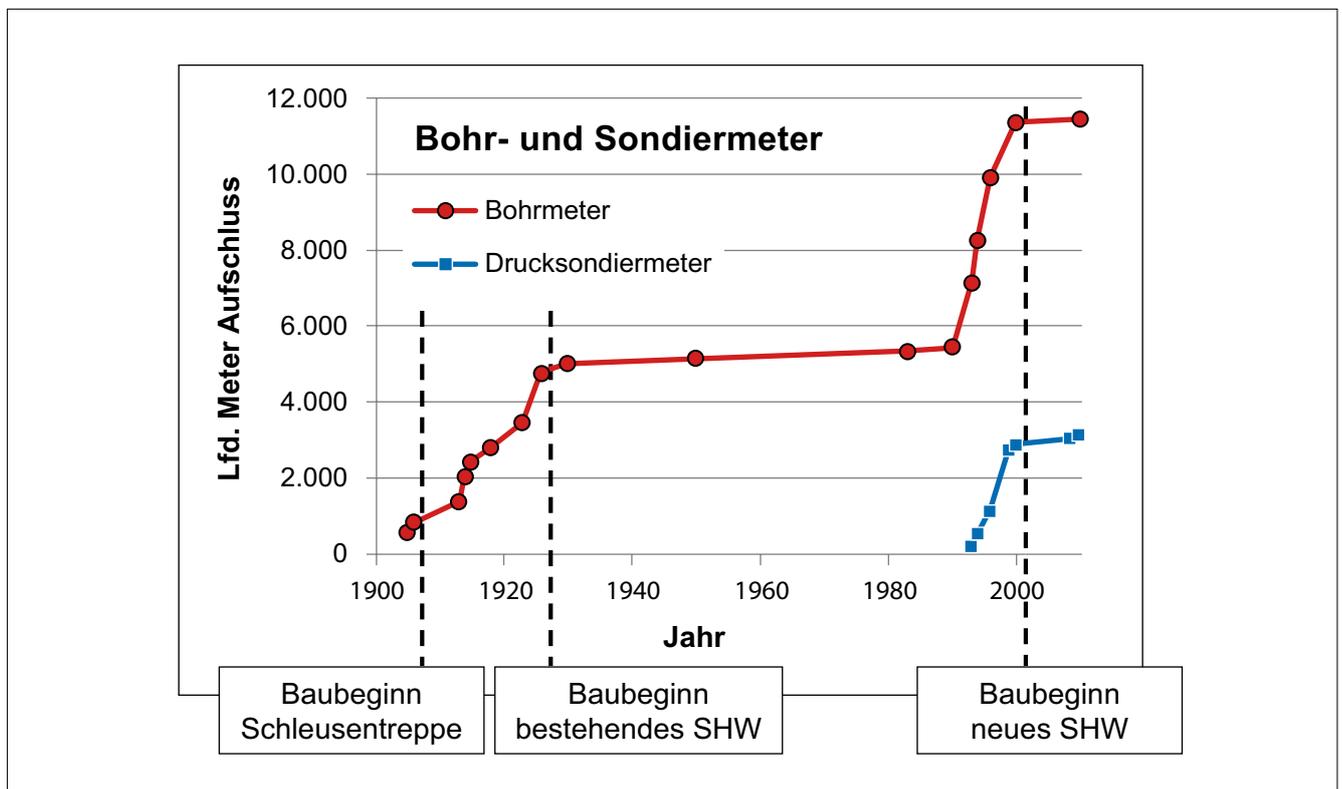


Bild 4: Erkundungsumfang [2]

2.3 Baugrundaufbau

Das Schiffshebewerk Niederfinow verbindet zwei morphologische Einheiten, die ihre Entstehung der Glazialtektonik verdanken: Die Hochebene (> NHN +30 m), die über einen Hangbereich in die Niederung des Oderbruches (≈ NHN +4 m) übergeht. Allgemein verlaufen die Schichten nicht horizontstabil, sondern schwanken stark in Höhenlage und Mächtigkeit.

Bei der Hochebene handelt es sich um eine weichselzeitliche Sanderfläche mit heterogenen Lagerungsverhältnissen. Es überwiegen bindige Böden (Tertiärer Schluff, Oberer und Unterer Geschiebemergel, Oberer und Unterer Beckenschluff) mit meist halbfester bis fester Konsistenz. Zwischengelagert sind tertiäre Sande und Beckensande sowie Schmelzwassersand und -kies mit – in Abhängigkeit von der Höhenlage – stark wechselnden Lagerungsdichten von sehr locker bis sehr dicht. In den

tertiären Böden treten häufig kohlige Einlagerungen auf. Bild 5 zeigt einen Profilschnitt im Übergangsbereich von der Hochebene zum Hang in der Achse der Kanalbrücke.

Im Hang keilen die bindigen Böden weitestgehend aus und werden von sehr lockeren bis dichten Schmelzwassersedimenten überlagert. Nur im Bereich der alten Schleusentreppe wurden in einer etwa Nordwest-Südost verlaufenden holozänen Rinne meist weiche bis steife Schluffe und locker gelagerte Sande erkundet.

In der Niederung des Oderbruchs überwiegen unterhalb von meist mehrere Meter mächtigen Holozänen Böden (überwiegend weich bis steifer Schluff, Torf, Mudde, locker gelagerter Sand) nichtbindige pleistozäne und tertiäre Sande, die dicht bis sehr dicht gelagert sind. Örtlich sind Braunkohle und tertiärer Schluff mit halbfester bis fester Konsistenz eingelagert (Bild 6).

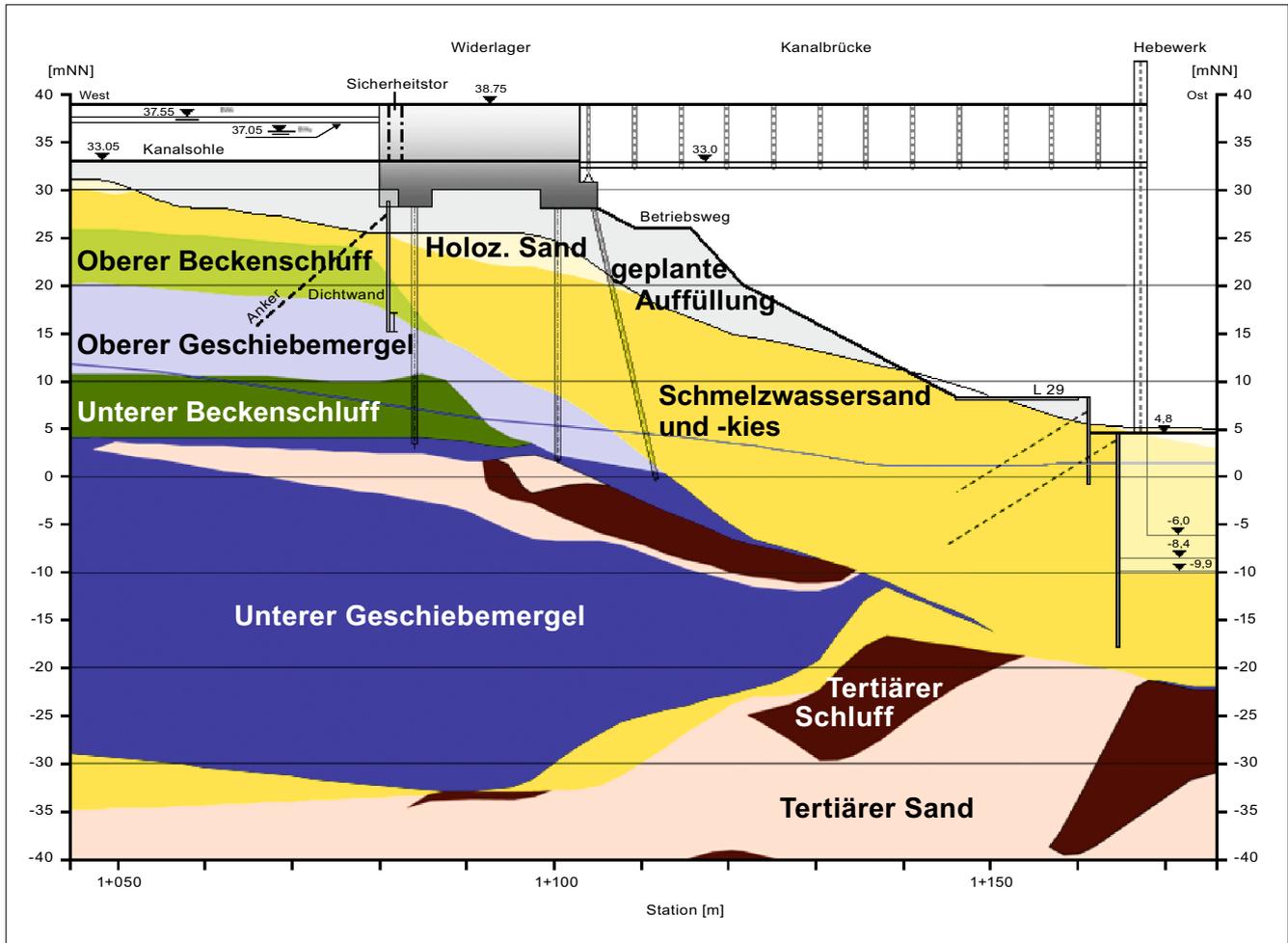


Bild 5: Baugrundprofil in der Achse der Kanalbrücke [2]

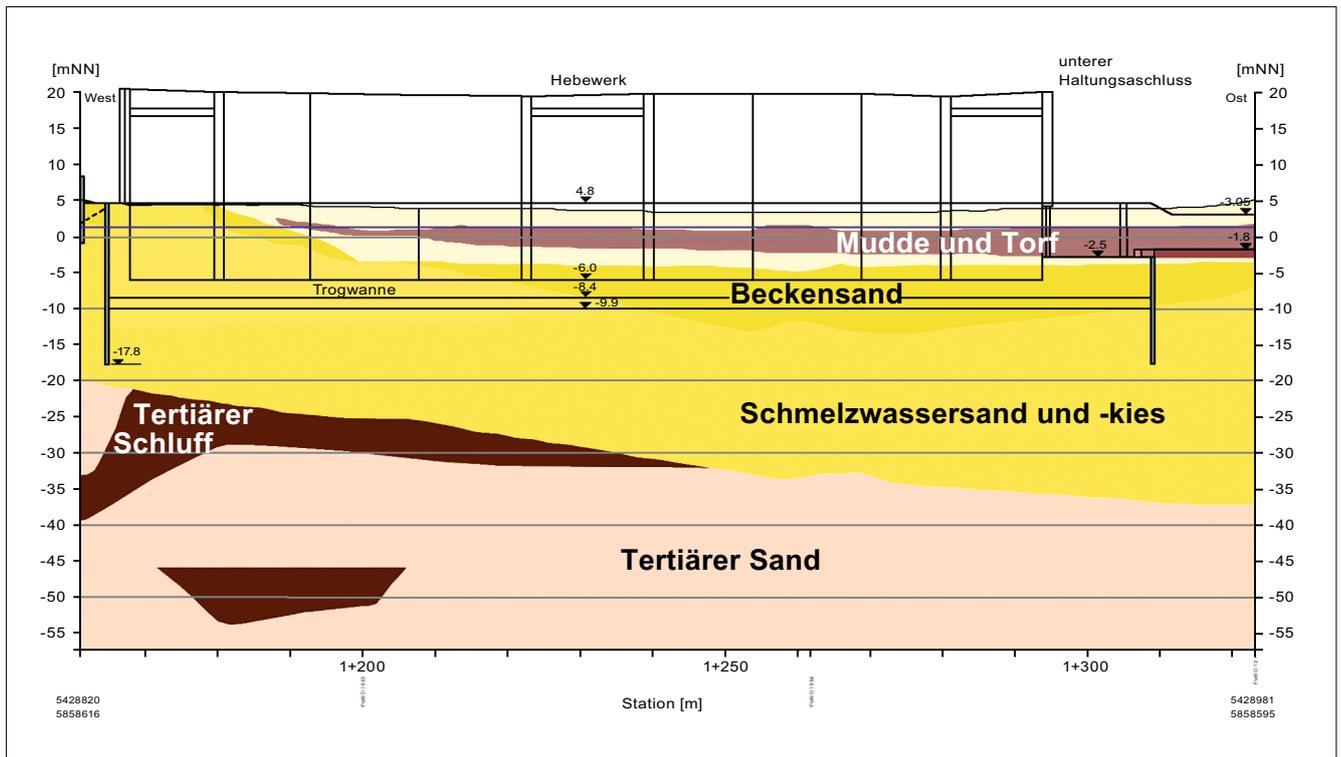


Bild 6: Baugrundprofil in der Hebewerkachse [2]

Örtlich treten im gesamten Untersuchungsgebiet Auffüllungen aus der Bauzeit der Schleusentreppe und des alten Schiffshebewerks auf. Dabei handelt es sich überwiegend um meist sehr locker gelagerte, nichtbindige, untergeordnet um bindige Böden überwiegend weicher bis steifer Konsistenz, bzw. um Mischböden.

ger der Kanalbrücke wurde eine Tiefgründung auf Großbohrpfählen vorgesehen. Dies wurde erforderlich, um die Lasten aus dem Bereich der Böschung heraus in den tieferen Baugrund abzuleiten und somit die Standsicherheit der in diesem Bereich stark geneigten Böschung nicht zu gefährden.

3 Geotechnik des Bauwerks

3.1 Gründung

Die Baugrundsituation mit den gut tragfähigen Böden ließ eine Flachgründung des Hebewerks zu. Aufgrund der Grundwassersituation, die eine Herstellung der Baugrube mit einer Unterwasserbetonsohle erforderte, sowie zur Lastverteilung aus den aufgehenden Lasten und zur Sicherstellung der Wasserdichtigkeit der Trogwanne wurde eine Stahlbetonsohle als Fundamentkörper gewählt. Die Stahlbetonsohle liegt auf der verankerten Unterwasserbetonsohle im Bereich der Schmelzwassersande und -kiese sowie Beckensande damit im Bereich von Böden mit hoher Tragfähigkeit (Bild 6). Für das Widerla-

3.2 Baugrube

Die Baugrube weist eine Länge von 155 m auf, die Breite variiert bedingt durch die Kontur der Pylone zwischen 37 m und 48 m (Bild 15). Die Sohle liegt ca. 14 m unterhalb der Geländeoberkante. Aufgrund des hohen Grundwasserstandes mit einem Normalwasserstand von ca. 12 m über Aushubziel war die Baugrubensicherung neben dem Erddruck auch auf einen hohen Wasserüberdruck auszulegen. Zur Ausführung kam als seitliche Baugrubenumschließung eine einfach rückverankerte, kombinierte Spundwand und als unterer Abschluss eine unbewehrte Unterwasserbetonsohle, die mit über 1.000 Verpresspfählen (Mindestgebrauchslast ca. 825 kN, Länge i. M. 18 m) in einem Raster von 2,50 m x 2,50 m gegen Auftrieb gesichert ist (Bild 7). Auf die 1,30 m mächtige Baugrubensohle wurde noch 30 cm Dränbeton (Einkorn-

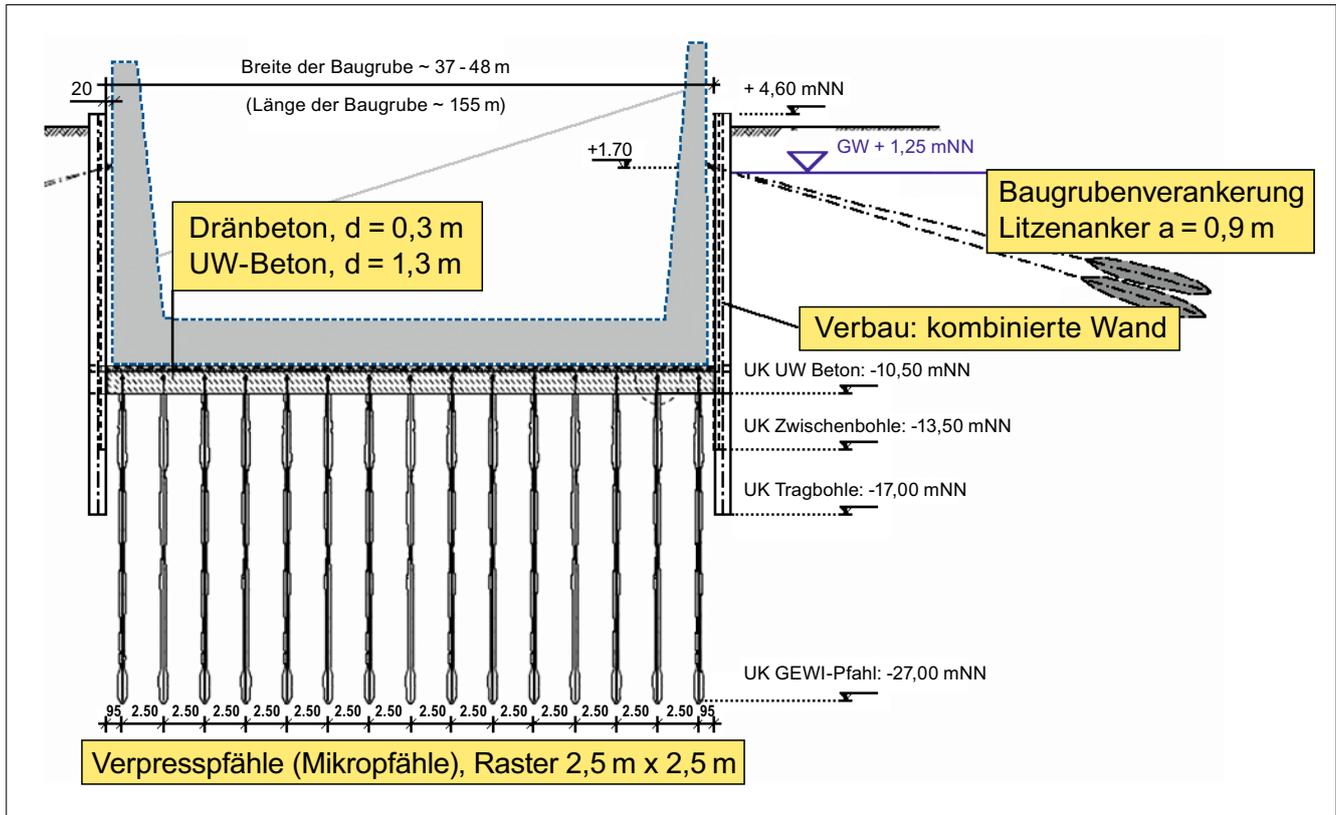


Bild 7: Baugrube im Schnitt

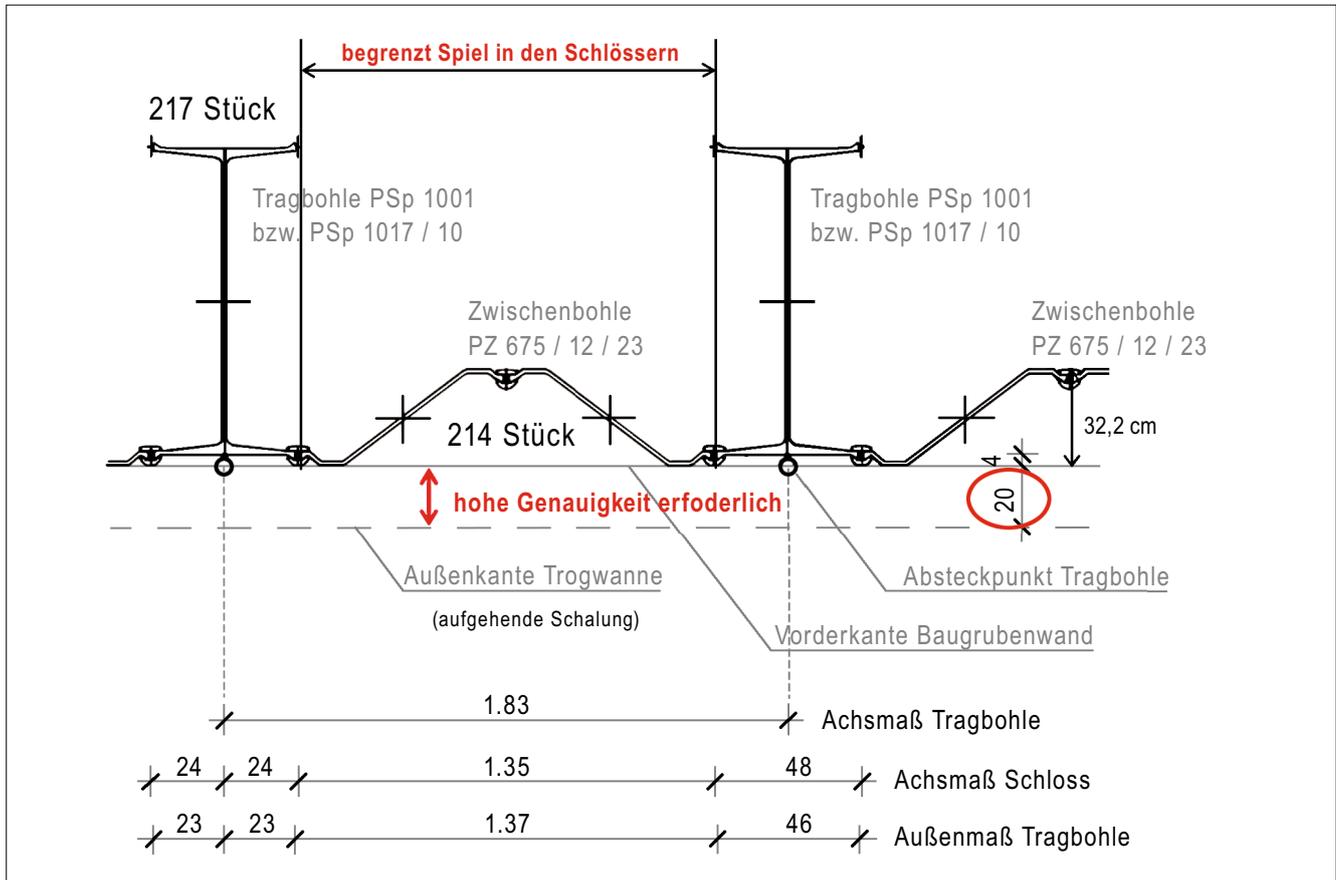


Bild 8: Detail kombinierte Spundwand (Quelle: JOHANN BUNTE Baunternehmung GmbH & Co. KG)

gemisch) aufgebracht, um das innerhalb der Baugrube anfallende Wasser während der Baumaßnahme bis zum Abschalten der Wasserhaltung sicher fassen und abführen zu können. Dies ist erforderlich, um einem sonst gegebenenfalls auftretenden Spaltwasserdruck unter der Konstruktionsbetonsohle entgegenzuwirken.

Die kombinierte Spundwand war auf ein maximales Widerstandsmoment von ca. $8.100 \text{ cm}^3/\text{m}$ auszulegen. Zuerst wurden die Tragbohlen (Profil PSp 1001, also ca. „1.000-er Doppel-T-Träger“) mit einer Länge bis zu 24 m im Pilgerschrittverfahren eingebracht. Im Nachgang wurden die um ca. 20 % kürzeren Zwischenbohlen (je zwei Z-Profile, PZ 675/12) eingefädelt und auf Tiefe gebracht.

Bei der Einbringung der kombinierten Spundwand war hohe Genauigkeit gefordert, da zwischen der Außen-

kante der späteren Trogwand und der Vorderkante des Baugrubenverbaus planerisch nur 20 cm lagen (Bild 8). Um diese Genauigkeit im Zuge der Herstellung des Baugrubenverbaus gewährleisten zu können, wurde speziell für die Baumaßnahme eine Rammführung konstruiert, welche für die maßgenaue Einbringung der Tragbohlen eingesetzt wurde (Bilder 9 und 10). Für die Einbringung der Zwischenbohlen war keine Rammführung erforderlich, da die beidseitig schon vorhandenen Tragbohlen die Führung der Bohlen übernommen haben.

Nach einem Voraushub im Randbereich wurden 429 Verpressanker zur Wandverankerung, ausgelegt auf maximal ca. 650 kN, im Achsabstand von 0,9 m mit einer Länge bis zu 48 m inklusive Vergurtung hergestellt. Die Anker wurden mit Neigungen zwischen $13,5^\circ$ und 30° hergestellt, wobei benachbarte Anker üblicherweise um $2,5^\circ$ verschwenkt wurden. Nach Fertigstellung der Verankerungsarbeiten wurde mit dem Baugrubenaushub begonnen. Dafür mussten rund 90.000 m^3 Aushubmaterial aus einer Tiefe von bis zu 14,40 m bewegt werden.

Im ersten Schnitt wurden der Überlagerungsboden und die Torfschicht (bis 4 m Mächtigkeit) im Trockenen gefördert (Bild 11).



Bild 9: Beginn Wandherstellung (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)



Bild 10: Wandherstellung im April 2009



Bild 11: Aushub Torfschicht (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)

Im zweiten Schnitt wurden die Sandmaterialien bis ca. 4 m oberhalb der Aushubebene mittels Hydraulikbagger gefördert (Bild 12). Dieses Material wurde teilweise zur Verfüllung des Fangedammes im oberen Vorhafen weiterverwendet.



Bild 12: Aushub Sandmaterial (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)

Im letzten Schnitt wurden die restlichen ca. 4 m Sandmaterial mittels schwimmendem Saugbagger aus der Baugrube entfernt. Das geförderte Wasser-Sand-Gemisch wurde über Spülleitung in die Schleuse III der alten Schleusentreppe gepumpt, wo sich das Sandmaterial absetzen konnte.

Nach Erreichen des Aushubziels wurden die Auftriebspfähle parallel von zwei Pontons aus eingebracht (Bild 14). Wie auch bei den Verpressankern für die Wandverankerung erfolgte die Ausführung im Überlagerungsbohrverfahren. Anschließend wurde die Unterwasserbetonsohle in 4 ½ Tagen ohne Unterbrechung betoniert. Nach Erreichen der 56-Tage-Festigkeit des Betons konnte dann das Wasser innerhalb der Baugrube gelenzt und mit der Herstellung des eigentlichen Hebewerks begonnen werden (Bild 15).

3.3 Verformungsanforderungen

Die Anforderungen an die Lagegenauigkeit des Hebewerks sind sehr hoch. Darum war schon bei der Herstellung der Bodenplatte (hier „Trogrwannensohle“ genannt) ein Augenmerk auf deren Verformungen zu legen.

Die vertikalen Verformungsanteile der Bodenplatte aus Eigengewicht und Grundwasser in Interaktion mit Baugrube und Baugrund wurden mittels Finite Elemente



Bild 13: Baustellenübersicht mit der alten Schleuse III in Bildmitte rechts (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)



Bild 14: Sohlverankerungsarbeiten Oktober 2009



Bild 15: Baugrube im August 2010

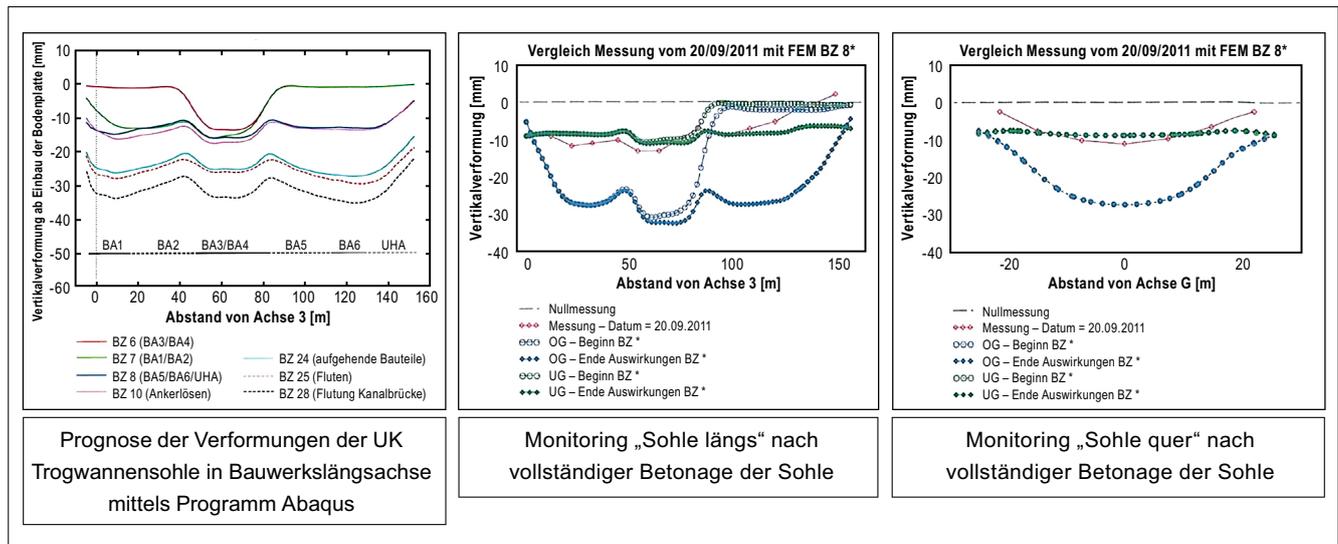


Bild 16: Prognosen und Monitoring (Quelle: ARGE „Neues Schiffshebewerk Niederfinow“)

(FE) Simulation mit Abaqus unter Verwendung eines hypoplastischen Stoffmodells, wofür auch von der BAW Bodenkennwerte labortechnisch ermittelt wurden, prognostiziert [3], [4]. Dazu wurden nicht nur alle Massivbauteile, sondern auch die einzelnen Bauphasen, also der zeitliche Ablauf der Arbeiten (z. B. der Aushub, das Lenzen der Baugrube oder die jeweiligen Betonierabschnitte), modelliert (Bild 16). Links im Bild sind die prognostizierten Verformungen in Bauwerkslängsachse von etwa max. 30 mm dargestellt, die eine gute Übereinstimmung mit den in der Bildmitte dargestellten gemessenen Verformungen (Bauwerkslängsachse) zeigen. Ergänzend hierzu ist rechts im Bild noch ein Messquerschnitt quer zur Längsachse gezeigt. Die Verformungen aus Kriechen und Schwinden und aus Temperatur wurden anderweitig quantifiziert.

Alle Bauteile wurden ständig in einem Gesamtsystem in Lage und Höhe eingemessen. Die Messergebnisse wurden regelmäßig ausgewertet und mit den Prognosen verglichen (Monitoring). Die Klettervorgaben für die Betonage der aufgehenden Seilrollenträgerstützen und Pylone ergaben sich aus diesen Verformungsanteilen der Gründung zuzüglich der Verformungsanteile der aufgehenden Bauteile aus Kriechen und Schwinden und aus den Temperaturverformungen.

An den Seilrollenträgerstützen und Pylonen wurden je Betonierabschnitt mindestens zwei Prismen angeordnet, die für die Arbeiten 14-tägig eingemessen wurden (Bild 17).

Die Solllagen wurden in der Regel erreicht. Die Abweichungen blieben mit maximal ca. 10 mm innerhalb der Toleranz.

3.3 Dammstrecken oberer Vorhafen

Bei der Errichtung des oberen Vorhafens waren aufgrund der zu überwindenden Wasserspiegeldifferenz von 36 m zum unteren Vorhafen hohe Dammstrecken zu errichten. Diese weisen bis zu 34 m Höhendifferenz zwischen der Dammkrone und dem Umgebungsgelände auf (Bild 18).

Als Dammmaterial wurden sowohl aus anderen Bauwerksbereichen gewonnene, nichtbindige Aushubböden, als auch Lieferböden aus Kiesgruben verwendet. Die Aushubböden aus dem Bau Feld wurden vor Weiterverwendung aufbereitet und u. a. organische Bestandteile und Überkorn ausgesiebt.

Als Dammbaumaterial standen damit hauptsächlich Böden der Bodenklassen SE, GE, SW, SI und GI nach DIN 18196 [5] zur Verfügung. Zur Vorbereitung des Dammplanums sowie zum Bodeneinbau für die Dämme wurde als Einbauvorschrift die ZTV-W LB 205 [6] „Erdarbeiten“ angewendet. Diese sieht für die vorgenannten Böden hohe Lagerungsdichten von $D = 1,0$ bzw. $D = 1,3$ im Einbau vor. Da den zu verdichtenden nichtbindigen Auffüllungsböden aufgrund der angestrebten hohen

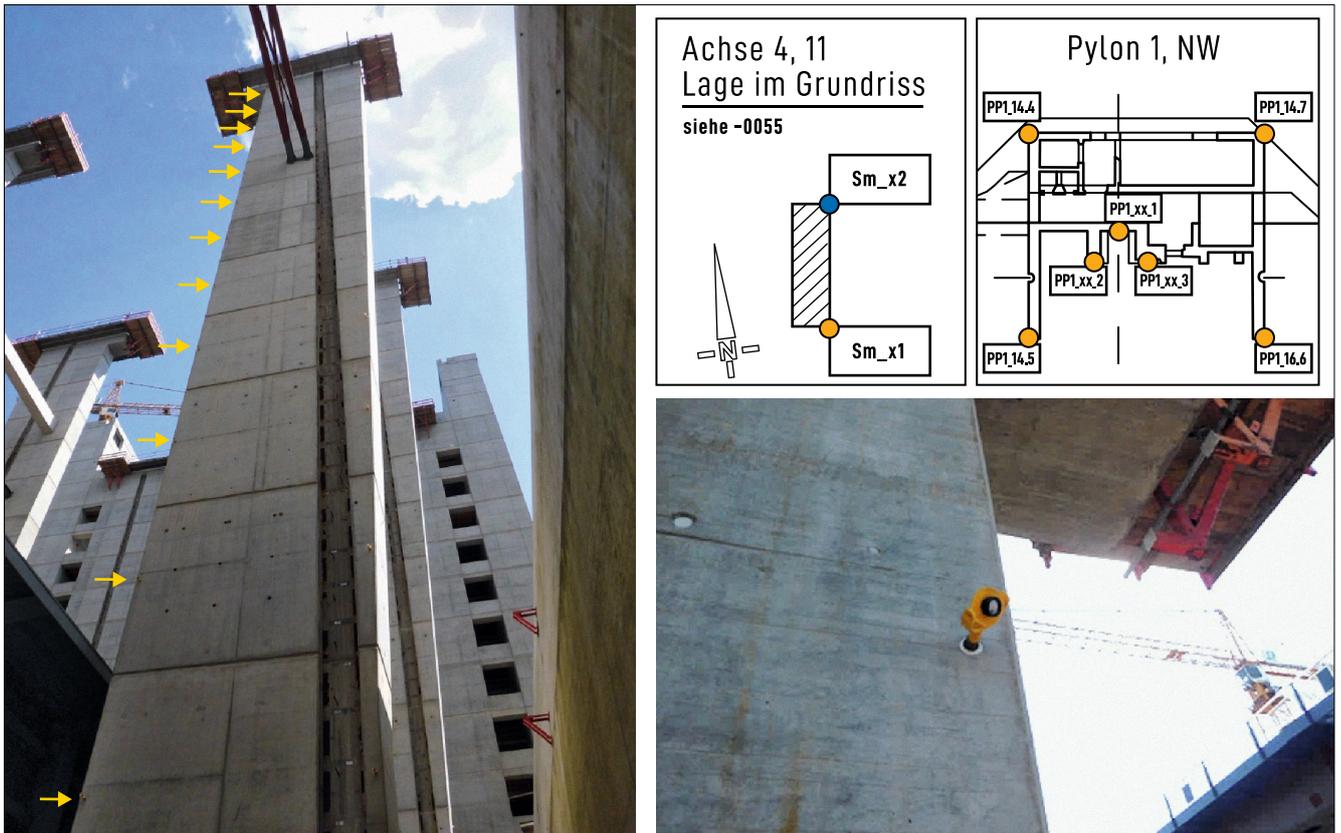


Bild 17: Lage der Messprismen am Bauwerk

Lagerungsdichten Scherparameter von $\varphi' = 40^\circ$ und $c' = 0$ kPa zugewiesen wurden, waren die Verdichtungsarbeiten entsprechend zu kontrollieren. Hierzu wurden im Vorwege Prüffelder angelegt und mit verschiedenen Walzenübergängen beprobt.

Dies diente zum Nachweis der Eignung des gewählten Verfahrens sowie zur Kalibrierung des vom Auftragnehmer zusätzlich eingesetzten Verfahrens der „Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle“ (FDVK) [7] (Bild 19).



Bild 18: Böschung am Ende des oberen Vorhafens im Hebewerksbereich April 2010



Bild 19: Zusätzliche Überprüfung der erreichten Verdichtung mit FDVK während der Erdarbeiten am Ende des oberen Vorhafens im Hebewerksbereich (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)

Die vertraglich vorgesehenen Verdichtungskontrollen erfolgten mittels des Flüssigkeitsersatzverfahrens nach DIN 18125-2 [8]. Die Referenzdichte wurde mittels des Rütteltischverfahrens ermittelt. Die geforderten Lagerungsdichten wurden für das Dammbauwerk nachgewiesen. Somit waren auch die Standsicherheiten der bis zu 1:2 geneigten Böschungen rechnerisch gegeben. Um die Böschungen vor Ausspülungen oder sonstigen witterungsbedingten Angriffen zu schützen, wurden diese unmittelbar nach Fertigstellung mit Oberboden abgedeckt und angesät (Bild 20).

4 Weitere geotechnische Aspekte

Im Rahmen der Herstellung des unteren Vorhafens ergaben sich geotechnische Fragestellungen mit Klärungsbedarf zu den zunächst mit Stahlrampfpfählen vorgesehenen Rückverankerungen der Uferwände in diesem Bereich. Hierzu wurde das derzeit laufende FuE-Vorhaben „Rückverankerung mit Stahlrampfpfählen“ [9] initiiert, das von der BAW in Kooperation mit der TU Hamburg durchgeführt wird.



Bild 20: Böschungssicherung durch Begrünung (Quelle: JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG)

5 Literatur

- [1] Fraedrich, Wolfgang (1996): Spuren der Eiszeit: Landschaftsformen in Europa. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- [2] Bundesanstalt für Wasserbau (2001): Neues Schiffshebewerk Niederfinow. Baugrundgutachten Stufe 2 (4. Gutachten). (BAW-Gutachten, 96513680), Hamburg, 11.05.2001.
- [3] Schwab, C.; Cudmani, R. (2010): Schiffshebewerk Niederfinow – Eine Herausforderung an das geotechnische Design, Proceedings ABAQUS Anwender-Konferenz, Heidelberg.
- [4] ARGE Neues Schiffshebewerk Niederfinow (2012): Vergleich gemessener und berechneter Vertikalverformungen der Trogwannensole.
- [5] DIN 18196:2011-05: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hg.) (2005): ZTV-W LB 205: Erdarbeiten (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau).
- [7] Bäumker, Jan (2016): Dämme und Deiche, BAWKolloquium 29.09.2016.
- [8] DIN 18125-2:2020-11: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 2: Feldversuche.
- [9] Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2021): Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2020. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Hybrides Tragwerk im Spannungsbogen der Toleranzen

Dipl. Bau-Ing. ETH Dipl.-Wirt.-Ing. (FH) Carsten Genetzke,
Dipl.-Ing. Sascha Gollnow, Implenia Construction GmbH

1 Vorstellung des Tragwerks

1.1 Allgemeine Einführung

Im Mai 2008 hat das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin den Auftrag zum Bau eines neuen Schiffshebewerks bei Niederfinow an die bauausführende Arbeitsgemeinschaft (ARGE), bestehend aus den Firmen Implenia Construction GmbH, DSD Brückenbau GmbH, JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG und SIEMAG TECBERG GmbH erteilt.

Das neue Schiffshebewerk (SHW) wird das bestehende von 1934 ersetzen und nach der Inbetriebnahme die Passage von modernen Motorgüterschiffen mit einer Ladekapazität von bis zu 104 Containern ermöglichen. Der Neubau liegt zwischen dem alten Schiffshebewerk und einer älteren Schleusentreppe. Es wird ein Geländesprung von ca. 36 m überwunden. Für die bauausführende ARGE nimmt Implenia die technische Federführung wahr und verantwortet u. a. die gesamten Massiv- und Ausbaurbeiten bis zur schlüsselfertigen Erstellung des Bedienstandes.

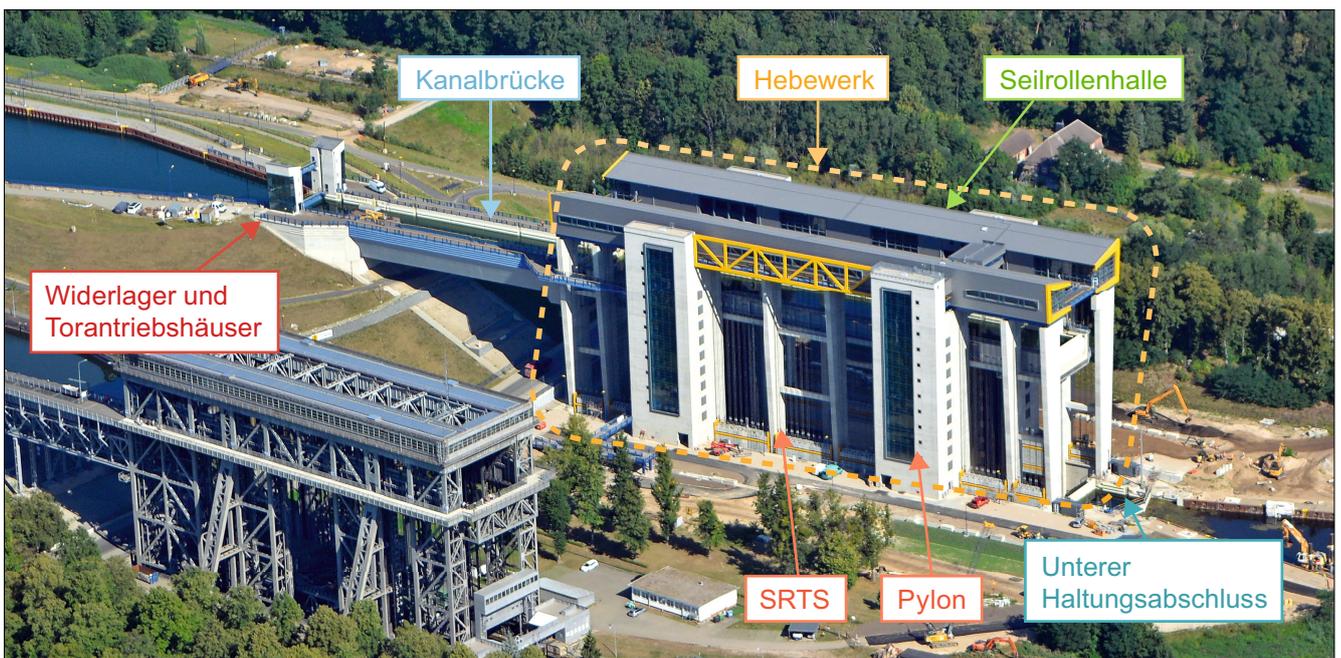


Bild 1: Gesamtanlage

Im Entwurf des Auftraggebers für das neue Schiffshebewerk waren die Konzeption des Tragwerks, das statische System und die Abmessungen vorgegeben. Er zeichnet sich durch eine schlanke Tragkonstruktion und die Kombination der Baustoffe Stahlbeton und Stahl (hybrides Tragwerk) aus. Die Vorgaben des anspruchsvollen Entwurfs prägten maßgebend die technische Bearbeitung und Ausführung der Baumaßnahme.

Das zentrale Bauwerk der Schiffshebewerksanlage ist das Hebewerk. Dieses ist 133,20 m lang und bis zu 48,40 m breit. Die Gesamthöhe des Hebewerks liegt bei ca. 54,50 m über der Geländeoberkante. Die Hubhöhe des Hebewerks beträgt ca. 35 m. Am östlichen Ende schließt sich der untere Haltungsabschluss mit einer zusätzlichen Länge von 20,85 m an. Darauf folgt der untere Vorhafen. Im Westen wird das Schiffshebewerk über den oberen Vorhafen mit dem Widerlager und eine ca. 63 m lange Kanalbrücke aus Stahl erschlossen.

1.2 Hebewerk – Detailbeschreibung Tragwerk

Das zentrale Bauwerk des Schiffshebewerks besteht aus einer halbrahmenförmigen Trogwanne, vier Pylonen, zwölf Stützen, zwei Seilrollenträgern, die sich auf den Pylonen und den Stützen auflegen, sowie einem Stahlrog mit einer Gegengewichtsanlage. Der Stahlrog und die Gegengewichtsanlage hängen über Stahlseile und Seilrollen an den Seilrollenträgern.

Die Pylone, die Stützen des Seilrollenträgers und die Trogwanne wurden in Stahlbeton ausgeführt. Der Seilrollenträger und der Rog sind Stahlkonstruktionen. Auf den Seilrollenträgern stehen die Seilrollenhallen.

Der Lastabtrag des Hebewerks stellt sich wie folgt dar: Die Pylone und Seilrollenträgerstützen leiten die Lasten aus dem Stahlrog und den Gegengewichten über die Seilscheiben, die auf dem Seilrollenträger montiert sind, in den Baugrund ab. Die westlichen Seilrollenträgerstützen dienen zusätzlich als Auflager für die Kanalbrücke. Im östlichen Bereich ist der massive untere Haltungsabschluss monolithisch mit der Trogwanne verbunden. Neben dem Lastabtrag dienen die Betonbauteile als Verankerung für die Maschinenbauteile der Trogsicherung, des Trogantriebes und der Trogführung und beinhalten

Treppenhäuser, Aufzugs- und Versorgungsschächte sowie Betriebsräume. Die aufgehenden Pylone und die Stützen sind in der Trogwannensole eingespannt. In Längsrichtung des Hebewerks besteht das Tragsystem aus einem 130 m langen mehrfeldrigen Rahmen, der als Kopfaussteifung je Seite einen Stahlträger – den Seilrollenträger – aufweist. Dieser ist in die Pylonwände und die Kopfpunkte der Seilrollenträgerstützen eingespannt. In Querrichtung des Hebewerks stellen die Stützen und Pylone Kragträger dar, die am Rand der dünnen Bodenplatte angeordnet sind. Eine Queraussteifung der Hebewerkskonstruktion ist nicht vorhanden.

Nachfolgend werden die einzelnen Bauteile des Hebewerks näher beschrieben. Die Stahlbetontrogwanne, welche die Stützen und die Pylone aufnimmt, ist 133,20 m lang und zwischen 36,50 m und 48,40 m breit. Die Trogwanne reicht bis ca. 11 m unter die Geländeoberkante und ist als weiße Wanne konstruiert. Die Bodenplatte ist bis zu 2,55 m stark. Die Trogwannenwände haben eine Höhe von 11,00 m oberhalb der Bodenplatte. Die Dicke variiert zwischen 3,00 m am Wandfuß und 1,50 m am Wandkopf. Die Trogwannenwände sind in die Bodenplatte eingespannt und kragen nach oben frei aus. Im Bereich der Pylone sind die Trogwannenaußenwände ein Teil der Pylone. Die Bereiche zwischen den Pylonen sind mithilfe von Dehnfugen von den Pylonbereichen abgetrennt.

Die vertikalen Haupttragelemente des Hebewerks sind die vier Pylone und jeweils drei auf der Nord- und Südseite angeordnete Seilrollenträgerstützenpaare.

Die vier Stahlbetonpylone haben einen rechteckigen Grundriss mit den Abmessungen 16,50 m x 14,45 m. Diese sind in der Bodenplatte eingespannt und kragen insgesamt 63,30 m aus. Bei ungefähr 48,00 m üNN verjüngt sich der Querschnitt der Pylone. Die Wände sind unterschiedlich dick und variieren zwischen 30 cm und 90 cm. In den Pylonen sind neben den Aufzügen und den Treppenhäusern vor allem die zentralen Maschinenbauelemente wie die Mutterbackensäulen und die Triebstockleitern zur Führung und Sicherung des Stahlrogs vorgesehen. Zusätzlich liegen die Seilrollenträger (SRT) auf den Pylonen auf, sodass diese wesentlich zur vertikalen Lastabtragung beitragen.

Als zweites vertikales Haupttragglied dienen die insgesamt zwölf Seilrollenträgerstützen (SRTS). Hiervon sind

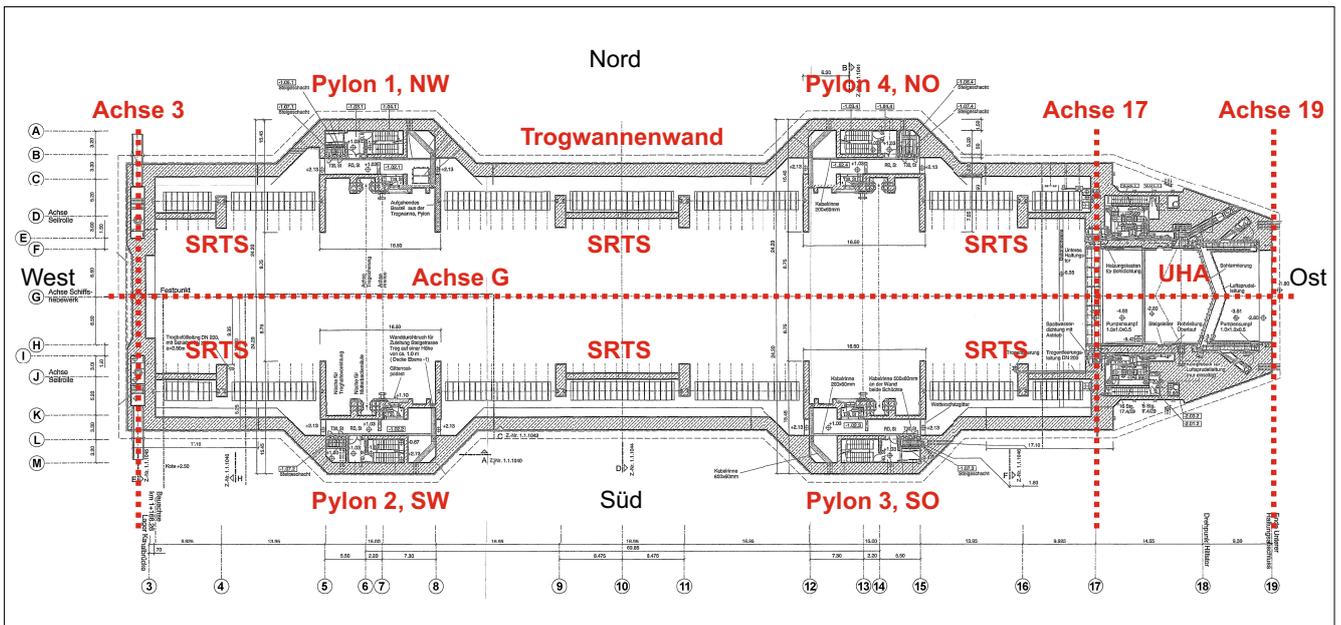


Bild 2: Grundriss Hebewerk

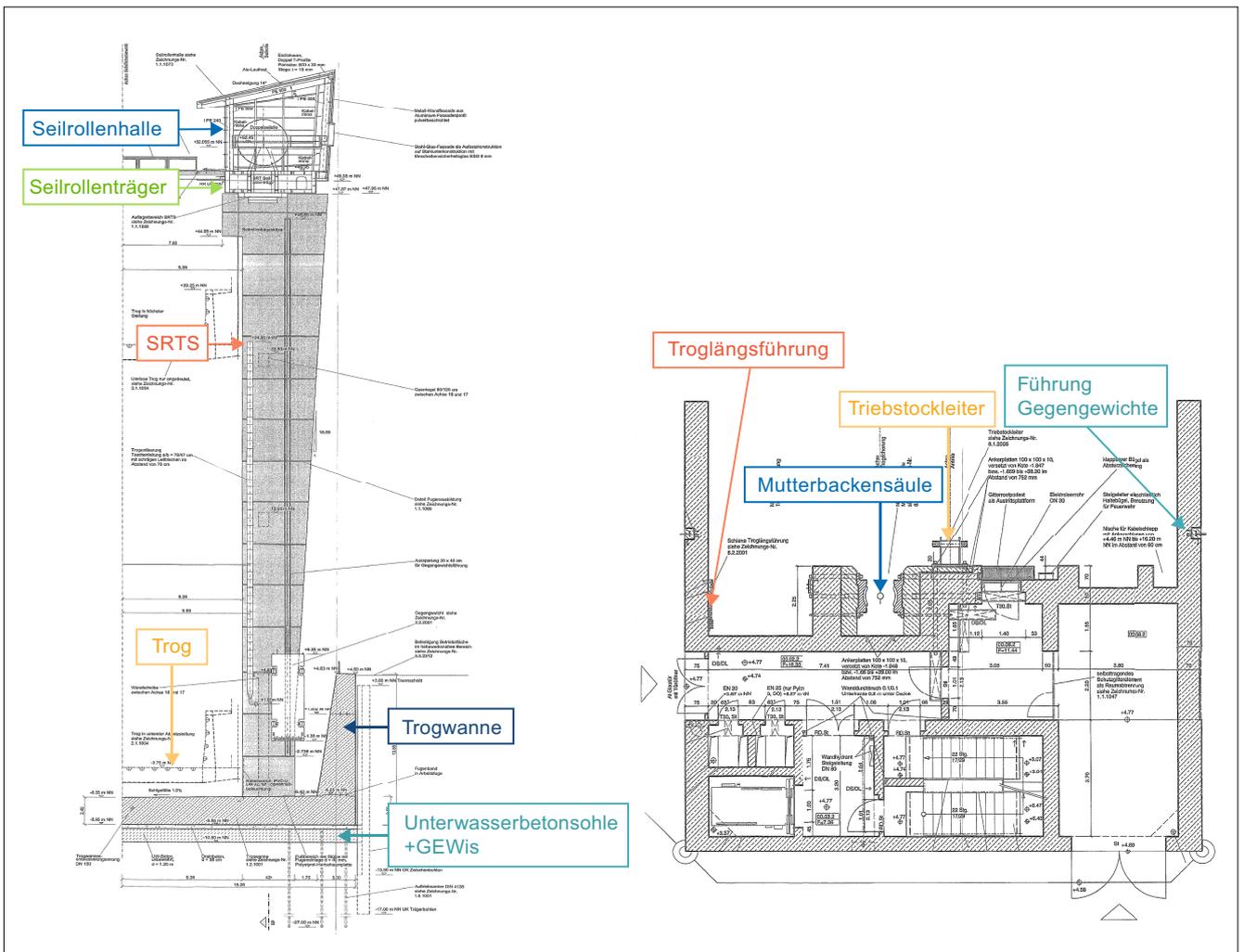


Bild 3: Seilrollenträgerstützen (Regelachsen) und Grundriss Pylon

jeweils drei Stützenpaare auf der Nord- und der Südseite des Hebewerks vorgesehen. Diese Stützen wurden in Stahlbeton hergestellt und sind 1,40 m dick. Die Breite variiert zwischen 4,20 m am unteren Ende und 8,20 m am Stützenkopf. Zur Verbesserung der Tragfähigkeit der Stützen und zur Reduzierung der Knickgefahr der schlanken Stützen sind jeweils zwei benachbarte Stützen in Hebewerkslängsrichtung mit Querriegeln verbunden. Diese sind als Betonfertigteile ausgeführt. Im Übergang zur Bodenplatte sind die Stützenpaare jeweils zusätzlich über eine Wandscheibe ausgesteift. In Querrichtung des Hebewerks gibt es einzig in der Stützenachse 3 eine Aussteifung zwischen Nord- und Südseite des Hebewerks.

Die Abmessungen der Stützen in Achse 3 weichen von den obigen Angaben teilweise ab, da sich in der Achse 3 zusätzlich noch das östliche Auflager der Kanalbrücke befindet. Hierfür wurde der Stützenquerschnitt bis zum Auflagerbereich wesentlich breiter ausgeführt. Die Ausbildung der Stützen oberhalb des Auflagerbereichs gleicht den Stützen in den anderen Achsen. Die Stützen stehen auf der Bodenplatte auf. Nur die Stützen in den Achsen 3 und 17 stehen auf den Außenwänden (in Achse 3) bzw. im Falle der Achse 17 auf dem Unteren Haltungsabschluss (UHA) auf.

Auf den Pylonen und den Seilrollenträgerstützen liegt jeweils auf der Nord- und Südseite ein stählerner Seilrollenträger auf. Die beiden Seilrollenträger sind an ihren Anschlusspunkten zum Massivbau jeweils direkt in die Stützenköpfe und Wandscheiben der Pylone eingespannt, sodass auf aufwändige und unterhaltungsintensive Lagerkonstruktionen verzichtet werden konnte.

Der Seilrollenträger trägt die Lasten folgender Bauteile ab: Stahltrog, Gegengewichtsanlage, Seilrollenträgerhalle, Besucherbrücke, Bedienstand und Besucherumgang. Der Seilrollenträger ist als geschweißter Stahlhohlkasten mit zwei Innenschotten ausgeführt. Der Träger ist 7,20 m breit und 2,00 m hoch. Oberhalb des Seilrollenträgers befindet sich die Seilrollenhalle. Die Abmessungen betragen ca. 131,00 m Länge und 10,90 m Breite. Die Höhe der Halle beträgt ungefähr 9,00 m.

Zwischen Achse 13 und 15 spannt in Hebewerksquerrichtung zwischen den beiden östlichen Pylonen der Bedienstand. Er dient ebenso als Brücke zwischen der nördlichen und südlichen Seilrollenträgerhalle. Der Be-

dienstand ist kein Aussteifungsbauteil in Hebewerksquerrichtung. Er ist 16,00 m lang und 8,53 m breit. Die Höhe beträgt ca. 4,00 m. Parallel zum Bedienstand spannen sich zwei Besucherbrücken über ebenfalls 16,00 m Länge. Sie sind im Bereich der westlichen Pylone und am östlichen Ende des Hebewerks angeordnet.

Die beiden Fachwerkträger, die sich an den Pylonaußenseiten in Längsrichtung des Hebewerks befinden, haben keine statische Funktion für das Haupttragwerk zu übernehmen, sondern stellen architektonische Schmuckelemente dar.

2 Überblick über die Planungsleistungen

Die Planungsleistungen des Massivbaus – ausgeführt durch das technische Büro von Implenia – umfassen die Planung der Betonbauwerke des Widerlagers, des Hebewerks und des UHA. Hierbei kann hauptsächlich zwischen zwei Planungsbereichen unterschieden werden: zum einen ist dies die statische Berechnung der Betonbauwerke inklusive der zugehörigen Schal-, Bewehrungs- und Ausbauplanungen; zum anderen sind dies ergänzende Verformungsberechnungen der massiven Tragkonstruktion. Im Folgenden werden die einzelnen Planungsleistungen, unterteilt nach Bauteilen, beschrieben.

2.1 Planungsleistungen Widerlager

Die technische Bearbeitung des Massivbaus im Bereich des Widerlagers (Oberer Haltungsabschluss) umfasste die statische Berechnung und Schal- und Bewehrungsplanung des Kontrollganges, des Widerlagers und der Torantriebshäuser, die Ausbauplanung sowie die Verformungsberechnung des Widerlagers.

Die Planung des Widerlagers war geprägt von der Berücksichtigung der Schnittstellen zum Stahlwasserbau. Dies umfasste insbesondere die Schnittstellen zur Kanalbrücke, zum Sicherheitstor und zur Spundwand des oberen Vorhafens. Diese Schnittstellen galt es im Hinblick auf die Geometrie, Lasten und Verformungen zu koordinieren und zu bemessen.

2.2 Planungsleistungen Unterer Haltungsabschluss

Die technische Bearbeitung der Betonbauwerke des UHA beinhaltete die statischen Berechnungen und die Erstellung der Schal- und Bewehrungsplanung sowie die Ausbauplanung. Eine zusätzliche Verformungsberechnung war für den UHA aufgrund seiner massiven Bauweise nicht erforderlich. Die größte Herausforderung bei der Planung der Massivbauteile des UHA war die Koordination der umfangreichen Schnittstellen mit dem Stahlwasserbau sowie der weiteren technischen Anlagen im Bereich des UHA.

Diese Planung erforderte ein hohes Maß an Abstimmung zur Bewehrungsführung im Bereich der vorgenannten Stahlwasserbauteile.

2.3 Planungsleistungen Hebewerk

Das Hebewerk als zentrales Element der Gesamtanlage stellte die größte Herausforderung bei der Planung des Massivbaus dar. Der Planungsumfang bestand in der statischen Berechnung und Erstellung der Ausführungspläne für die Stahlbetonbauteile Trogantrieb, Trogführung sowie weiterer wichtiger Teile der Anlagenkomponenten des Hebewerks ist stark von den Verformungen der verschiedenen Bauteile abhängig.

Die Planung dieser Bauteile erfolgte an einem 3D-FEM-Gesamtmodell, welches mit den Softwarelösungen von Sofistik erstellt wurde. Eine Darstellung des FE-Modells ist in Kapitel 4.3 enthalten.

Weitere Teilmodelle für beispielsweise die Seilrollenträgerstützen und auch die Pylonwände im Bereich der Mutterbackensäulenfußpunkte waren erforderlich, um detailliertere Berechnungen an Lasteinleitungspunkten z. B. des Seilrollenträgers an den SRTS und Pylonwänden oder auch am Bereich der Fußverankerung der Mutterbackensäule aufstellen zu können. Ergänzend mussten an zusätzlichen Teilmodellen auch Berechnungen für den Nachweis der Bauzustände, insbesondere bei der Herstellung der Seilrollenträgerstützen, durchgeführt werden. Aufgrund der Größe des Gesamtmodells wären diese Berechnungen infolge begrenzter Rechenkapazitäten am Gesamtmodell nicht hinreichend genau möglich gewesen.

Die größte Herausforderung in der Planung des Hebewerks war die genaue Berechnung der Verformungen des Tragwerks. Aufgrund der Funktion des Hebewerks als „Aufzug“ waren hier zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit der Anlage über das normale Maß des Massivbaus hinausgehende Berechnungen zur möglichst realitätsnahen Berechnung der Verformungen erforderlich.

Für den Endzustand des Hebewerks mussten zur Sicherstellung der Funktionalität die Verformungen des Hebewerks berechnet werden. Die Funktionsfähigkeit der Systeme für Trogantrieb, Trogführung sowie weiterer wichtiger Teile der Anlagenkomponenten des Hebewerks ist stark von den Verformungen der verschiedenen Bauteile abhängig.

Als weitere Planungsleistung war auch eine gesonderte Verformungsberechnung im Bauzustand erforderlich, um eine möglichst zutreffende Vorhersage der herstellungsbedingten Verformungen der Pylone während der Bauzeit zu erhalten. Eine detaillierte Beschreibung der Verformungsprognose im Bauzustand ist im Kapitel 3.5.1 enthalten.

Auf Basis der Verformungsprognosen wurde ein Monitoringkonzept entwickelt und es wurde ein dazugehöriges Kletterkonzept erstellt. Ziel dieser Planungsaufgaben war es, eine gezielte Steuerung des Klettervorgangs der Pylone und der SRTS zu ermöglichen, welche die aktuellen Randbedingungen (Temperatur, Lastsituation, ...) berücksichtigt.

Über die vorgenannten Planungsleistungen hinaus waren weitere Tätigkeiten zur Planung von Baubehelfen, Unterstützungsstrukturen und Kranstandorten sowie die Erstellung von Rohbauzeichnungen als Grundlage für die Ausbauleistungen erforderlich.

3 Toleranzen bestimmen die Massivbauherstellung in Kletterbauweise

3.1 Beschreibung der Vorgaben hinsichtlich der Vertikalität und Toleranzen der Massivbauteile

In der Planung und Ausführung der Massivbauteile waren zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit des Hebewerkes neben den üblichen Vorgaben zu den Toleranzen der Massivbauteile auch spezielle Vorgaben zur Vertikalität der Pylone zu beachten.

Als grundlegende Toleranzen für den Massivbau waren die Regelungen nach den einschlägigen Normen ZTV-ING [1] und DIN1045-3 [2] und Richtlinien zu beachten. Für Erstbetoneinbauteile des Maschinenbaus gelten darüber hinaus zusätzliche höhere Toleranzanforderungen. Die Erstbetoneinbauteile der Mutterbackensäule und der Triebstockleiter als maßgebende Maschinenbauelemente, die fest mit der Massivbaukonstruktion verbunden sind, mussten beispielsweise eine Lagegenauigkeit von ± 10 mm einhalten. Zusätzlich zu den vorgenannten allgemeinen Toleranzanforderungen sind in der Baubeschreibung des Auftraggebers (AG) weitergehende Anforderungen an die Vertikalität der Pylone und der SRTS formuliert. Diese Anforderungen gelten zusätzlich zu den obengenannten Werten.

In der Baubeschreibung [3] ist die folgende Anforderung formuliert:

Es „wird besonders auf die Herstelltoleranzen des Erstbetons im Bereich Mutterbackensäulen [...] und Triebstockleitern hingewiesen. Max. Abweichung des Pylon-Erstbetons von der Vertikalen über die gesamte Höhe: ± 2 cm [...]“.

Der Auftraggeber hat festgelegt, dass die zuvor genannten Anforderungen für den Zeitpunkt $t = \infty$ gelten, d. h., dass auch die Verformungen aus Kriechen und Schwinden des Betons bei der Umsetzung der Toleranzvorgaben zu berücksichtigen waren.

3.2 Beschreibung der Anforderungen an die Toleranzen/Abstände zwischen Massivbau und den angrenzenden Bauteilen (Trog, Maschinenbau etc.)

Die zulässigen Werte ergeben sich aus geometrischen Vorgaben des Entwurfs (z. B. steht nur eine gewisse Nischentiefe für eine Kolbenverformung bereit), aus Vorgaben von einzubauenden Maschinen, aus Vorgaben aus einschlägigen Normen oder aus Vorgaben des Auftraggebers. Hierbei mussten individuell für jede Bauteilgruppe kritische Stellen identifiziert werden. Im Anschluss mussten aufgrund der vorliegenden Geometrie die zulässigen Verformungen ermittelt werden. Grundsätzlich kann eine Unterscheidung in die Betrachtung der Schnittstelle Massivbau-Maschinenbau und Massivbau-Stahlwasserbau erfolgen.

Abstände/Anforderungen Massivbau und Maschinenbau

Am nachfolgenden Beispiel der Troghaltevorrichtung wird das Prinzip der verschiedenen Anforderungen im Fall der Schnittstelle Massivbau-Maschinenbau dargestellt:

Bild 4 zeigt einen Schnitt der unteren Troghaltevorrichtung mit der Troglängsführung. Wenn der Stahltrog nicht in der Haltevorrichtung eingerastet ist, bewegt sich die Konstruktion mit dem Riegelbarren mit der Betonkonstruktion der Pylone. Da die Klinken mit dem Stahltrog verbunden sind, bewegen sie sich unabhängig vom Pylon. Dabei kann es zu Kollisionen zwischen der Maschinenbaukonstruktion mit den Klinken und der Betonwand kommen. Weiterhin muss sichergestellt werden, dass die trichterförmige Klinke in den Barren sicher einfahren kann.

In dem vorliegenden Beispiel war zu prüfen, ob der vorliegende Nennspalt zum Beton in allen Betriebssituationen ausreichend ist, um eine Kollision zwischen dem Beton und dem Maschinenbauteil zu vermeiden. Des Weiteren war zu prüfen, ob die Breite des Einfahrtrichters mit insgesamt 485 mm ausreicht, um das Einfädeln des Riegelbarrens sicherzustellen.

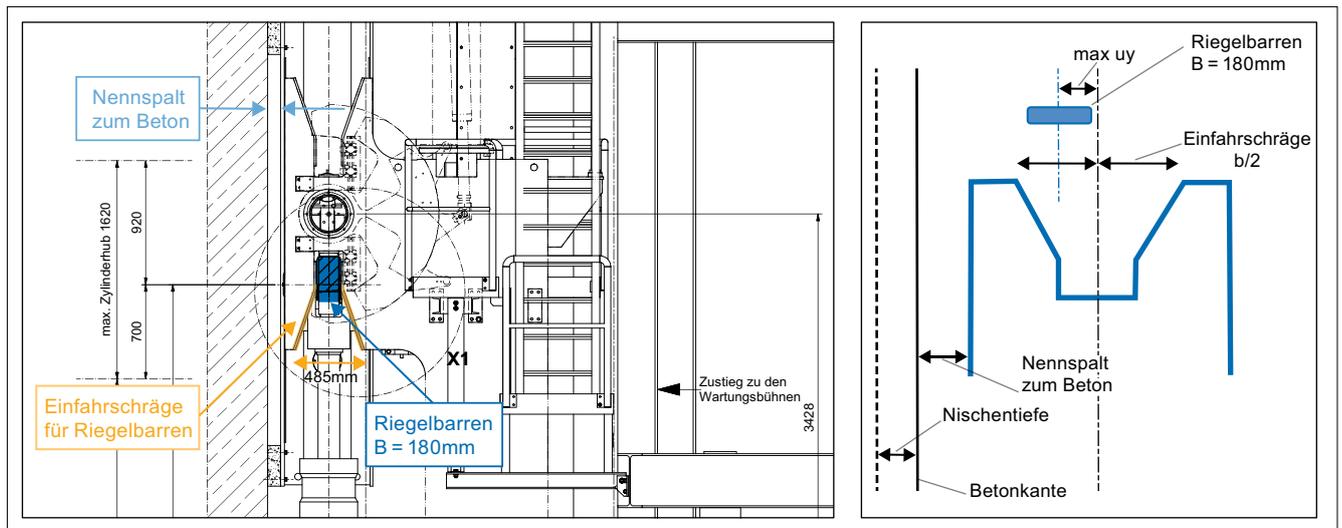


Bild 4: Ausschnitt aus Zeichnung ANF01/A10-07- 8-08-3-ÜZ-4-0202b untere Verriegelung mit TLF und Prinzipskizze zum Nachweis der kritischen Geometrien

Abstände/Anforderungen Massivbau und Stahlwasserbau

Der Stahltrug und die zugehörigen Antriebshäuser werden horizontal in den Pylonen des Hebewerks geführt. Hier wurde überprüft, ob der Spalt zwischen den Pylonwänden und dem Stahltrug ausreichend ist, wenn sich der Stahltrug und die Pylonwände im Regelbetrieb und in den außergewöhnlichen Betriebszuständen verformen. Von Seiten des Auftraggebers wurde festgelegt, dass in den Betriebszuständen ein Mindestspalt von 35 mm zwischen dem Stahltrug und dem Massivbau eingehalten werden soll. Hierzu wurden an den kritischen Stellen die Nennspalte zwischen den am Stahltrug befestigten Antriebshäusern und den Pylonwänden identifiziert und die Nennspalte hinsichtlich der Anforderungen an den Mindestspalt überprüft.

Prognoseunsicherheiten/Herstelltoleranzen

Zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit des Hebewerks waren zusätzlich zu den vorgenannten Anforderungen auch die Prognoseunsicherheiten bei der Berechnung der Solllage der Bauteile und auch die Herstelltoleranzen des Massivbaus bzw. der Erstbeton-Einbauteile zu berücksichtigen. Diese Abweichungen mussten ebenfalls im Bereich der Anschlusskonstruktionen des Stahl- und Maschinenbaus kompensiert werden.

Wesentliche Einflussgrößen für die Prognose von Verformungen bzw. das rechnerisch simulierte Verformungsverhalten waren:

- die Steifigkeiten des Baugrundes
- der rechnerische E-Modul des Betons
- das Kriechen und Schwinden des Betons
- die Abweichung der Bauteiltemperatur vom theoretischen Herstellzustand bei 10°C
- weitere nicht rechnerisch erfassbare Einflüsse wie z. B. die notwendige Idealisierung in der Modellierung des Rechenmodells

Im Zuge der Planung des Hebewerks war es zwingend erforderlich, diese Prognoseunsicherheiten zu berechnen. Beispielhaft seien hier die Berechnungen der Abweichungen von der theoretischen Solllage für den Einbau der Auflagerkonstruktionen der SRT in Querrichtung von bis zu ± 55 mm und in Längsrichtung bis zu ± 38 mm erwähnt. Diese Werte waren in der konstruktiven Durchbildung des Anschlusses zusätzlich zu den vorgenannten Anforderungen an die Abstände zu berücksichtigen. Nur mittels der genauen Kenntnis der Werte für die Prognoseunsicherheiten konnte eine zuverlässige Realisierung der anspruchsvollen Schnittstellen zwischen Massivbau und angrenzenden Stahl- und Maschinenbauelementen unter Beachtung der hohen Toleranzanforderungen sichergestellt werden.

3.3 Beschreibung des vorverformten Kletterns der Pylone

Die in Kapitel 3.1 definierten Anforderungen an die Genauigkeiten bei der Herstellung der aufgehenden Bauteile des Massivbaus (SRTS und Pylone) erforderten detaillierte Überlegungen und Festlegungen zum Klettern der Pylone. Hierzu musste zunächst einmal der Zielwert (SOLL-Lage) des Klettvorgangs berechnet werden. Nachdem die Vertikalitätsanforderungen für den Zeitpunkt $t = \infty$ gelten, bedeutet dies, dass die Pylone und SRTS in Querrichtung so geklettert werden mussten, dass bei Übergabe des Hebewerks (alle ständigen Lasten wirken) die Drehriegelachsen und die Referenzachsen der Seilrollenträgerstützen um das Maß nach außen geneigt waren, um das sich die Bauteile rechnerisch durch Kriechen und Schwinden bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach innen verformten. Die Solllage, nachdem alle ständigen Lasten wirkten, war somit eine um den Drehpunkt an der Oberkante Trogwannensole und am Kopf (Unterkante Seilrollenträger auf Kote +47,87 mNN) um das Maß der noch folgenden Kriechen- und Schwinden-Verformungen verdrehte Gerade. Die berechneten Kriechen- und Schwinden-Verformungen betragen in Abhängigkeit von der Position in Hebewerks-Längsrichtung zwischen 6 mm (Achse 3) und maximal 16 mm (Achse 12).

Aufgrund der vorliegenden Lastsituation und des Verformungsverhaltens des Bauwerks wäre die geforderte Solllage der aufgehenden Bauteile ohne Korrektur der Kletterkoordinaten nicht einzuhalten gewesen. Zur Sicherstellung der Lagegenauigkeit wurden die Bauteile vorverformt hergestellt, um die auftretenden Verformungen aus Lasten und Temperaturen auszugleichen. Nachfolgend wird das Konzept zur Ermittlung der Kletterkoordinaten infolge der verschiedenen Einflussgrößen beschrieben.

3.3.1 Berechnung der Kletterkoordinaten infolge Last

Die Ermittlung dieser Kletterkoordinaten erfolgte in drei Schritten:

1. Ermittlung der lastbedingten Verformung am FEM-Modell der Verformungsberechnung im Bauzustand (entsprechend Bauablauf – vorwärtsschreitend – siehe Kapitel 3.5.1)

2. Ermittlung der Korrekturwerte, um am Ende die Solllage für Pylone und SRTS zu erreichen (Bauablauf rückwärtsschreitend)
3. Überlagerung mit den Verformungen aus der Temperatur

Das Vorgehen bei der Berechnung der lastbedingten Kletterkoordinaten wird anhand eines einfachen Beispiels mit drei Kletterabschnitten erläutert.

Die zu erwartenden lastbedingten Verformungen wurden in der Verformungsberechnung für die Bauzustände berechnet und sind im nachfolgenden Bild 5 mit durchgezogenen Linien dargestellt. Im ersten Betonierabschnitt (Linie 1), z. B. einer SRTS, verformt sich dieser Abschnitt kaum. Die Verformungen aus dem zweiten Betonierabschnitt zeigt die Linie 2 und aus dem dritten Betonierabschnitt die Linie 3. Im vierten Bauabschnitt wird z. B. der SRT aufgelegt und es erfolgt eine weitere Verformung der Stütze (Linie 4).

Durch die exzentrisch aufgebrachte Volllast aus Stahltrug und Gegengewichten verbiegt sich die Stütze nach innen (Linie voll). Dies wäre die Verformungsfigur der Stütze

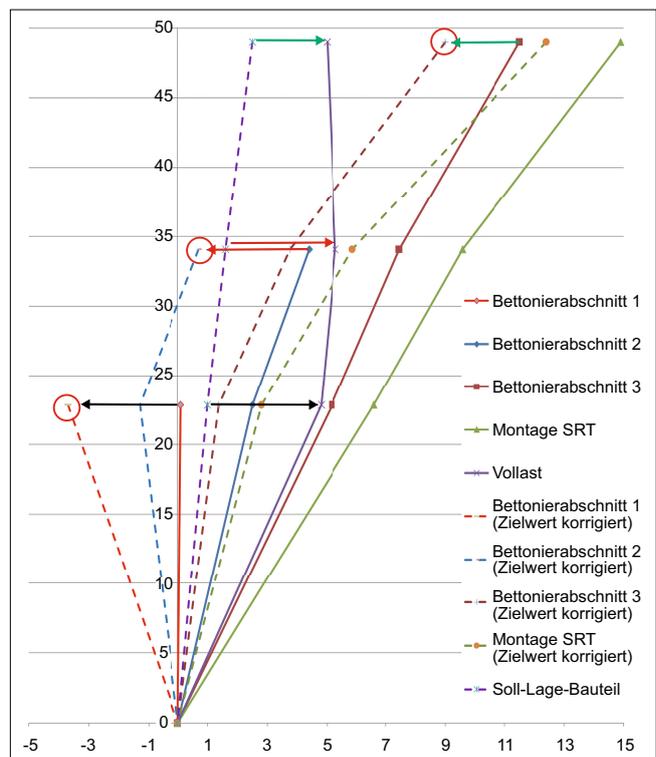


Bild 5: Beispiel Verformung in verschiedenen Bauzuständen mit Korrektur

im Endzustand nach Aufbringung aller Lasten ohne Korrektur beim Klettern, die jedoch nicht der vorgegebenen Solllage entspricht; sie hat keinen vertikalen Verlauf. Nachdem die Vollast aufgebracht worden ist, verformt sich die Stütze infolge von Kriechen und Schwinden weiter nach innen (hier nicht dargestellt). Gemäß der bereits beschriebenen Anforderungen des WNA an den Zeitpunkt, zu dem die aufgehenden Bauteile vertikal sein sollen, ergibt sich die Solllage, nachdem alle ständigen Lasten wirken, als eine um den Fußpunkt und am Kopf um das Maß der noch folgenden Kriechen- und Schwinden-Verformungen verdrehte Gerade, wie in der Linie ‚Soll‘ dargestellt. Ohne Korrektur der Kletterkoordinaten würde die Stütze oder der Pylon um die in untenstehender Skizze dargestellten, nach rechts zeigenden Pfeile von der Solllage abweichen.

Bei der Berechnung der Kletterkoordinaten ist daher genau dieses Maß gegenüber der Verformung nach Verformungsberechnung des Bauzustandes als Korrektur zu berücksichtigen (als Pfeil nach links dargestellt). Die für die Schalung anzugebenden Kletterkoordinaten sind mit einem Kreis markiert. Dabei ist zusätzlich zu berücksichtigen, dass sich die Stütze nach dem Einrichten der Schalung und dem anschließenden Betonieren zusätzlich infolge des Betongewichts verformt. Dies wird bei der Berechnung der Kletterkoordinaten berücksichtigt, ist jedoch in diesem Beispiel zur Verdeutlichung der grundsätzlichen Vorgehensweise vereinfachend vernachlässigt worden.

Diese Berechnung erfolgte für jeden Betonierabschnitt der SRTS und der Pylone in Längs- und Querrichtung. Da in der Verformungsberechnung des Bauzustandes mehrere Betonierabschnitte zu einem rechnerischen Bauzustand zusammengefasst wurden, wurden die Koordinaten einzelner Betonierabschnitte innerhalb eines rechnerischen Bauzustands durch Interpolation berechnet. Zusätzlich wurden nicht nur die Verformungen in der Höhe der aktuell einzurichtenden Bauwerksebene ermittelt (Berechnung der Kletterkoordinaten), sondern auch die Verformungen in allen anderen Ebenen und für jeden Bauzustand zur fortlaufenden Überprüfung des Verformungsverhaltens des Hebewerks.

3.3.2 Berechnung der Verformungen aus Temperatur

Neben den Herstelltoleranzen und den lastbedingten Verformungen, insbesondere aus dem Eigengewicht, zeigte sich, dass die schlanke und verformungssensitive Tragstruktur empfindlich auf Temperaturänderungen reagiert. Es war daher erforderlich, die Verformungsanteile aus Temperatur bereits während der Bauphase möglichst genau zu kennen.

Zur Berechnung der Verformungsanteile aus Temperatur wurden zunächst die tatsächlichen Bauteiltemperaturen mithilfe von über das gesamte Bauwerk verteilten Temperatursensoren ermittelt. Diese erfassten neben der Kerntemperatur einzelner Bauteile auch die Temperaturverteilung über den Bauteilquerschnitt bzw. die Bauteiltiefe. Die Temperaturdaten wurden kontinuierlich gemessen, automatisch stündlich gespeichert und regelmäßig in elektronischer Form an das Tragwerksplanungsteam des technischen Büros von Implenia übermittelt. Eine genaue Beschreibung des Temperaturmonitorings enthält das Kapitel 3.4.

Temperaturmodell

Mithilfe eines gesonderten Temperaturmodells wurde auf Basis der punktuell gemessenen Bauteiltemperaturen ein kontinuierliches Temperaturlastbild erzeugt, welches auf die Volumen- und Flächenelemente der Stahlbetonbauteile im FE-Modell aufgebracht wurde. Mithilfe von linearer Inter- und Extrapolation wurden die einzelnen Teilflächen der Pylone mit Temperaturen belegt. Bei den SRTS wurde der Temperaturgradient entlang der Querschnittslängsachse ermittelt und die Kerntemperatur entlang dieser Achse entsprechend erhöht bzw. verringert. Sowohl für die SRTS als auch für die Pylone wurde am Übergang zur Bodenplatte jeweils eine örtlich begrenzte Interfacezone definiert, in der eine Angleichung der Temperaturen der aufgehenden Bauteile an die Oberflächentemperatur der Bodenplatte stattfand. Für die Berechnung der Verformungen infolge Temperatur wurde das zur Berechnung der lastabhängigen Verformungen erzeugte FE-Modell verwendet. Dabei wurde die Temperaturberechnung auf den rechnerischen Bauzustand aufgesetzt. Um Verformungen auch für noch nicht fertiggestellte Bauteile auswerten zu können, wurden diese jeweils mithilfe von Elementen

mit sehr geringer Steifigkeit abgebildet. Die eigentliche Berechnung erfolgte in zwei Schritten: Zunächst wurden die Verformungen berechnet, die das System erfährt, wenn alle Bauteile eine einheitliche Temperatur von 10°C haben. Danach wurde die Berechnung mit den auf Basis des Temperaturmodells ermittelten Temperaturen wiederholt und die Verformungsdifferenz zwischen den beiden Zuständen ermittelt und ausgewertet. Diese Berechnung erfolgte während der Herstellung der aufgehenden Bauteile jede Woche. Es wurden jeweils die Frühtemperaturen verwendet, um den tageszeitlichen Temperatureinfluss weitestgehend zu eliminieren. In einer umfangreichen Berechnung wurden die Messdaten aufbereitet und in Temperaturfelder für das FEM-Modell umgesetzt. Anschließend wurden in einer nichtlinearen Berechnung die Verformungen ermittelt; sie wurden für alle SRTS und Pylone in den vorgesehenen Betonierabschnittsfugen ausgegeben und zur Kontrolle grafisch dargestellt.

Sensitivitätsanalysen und Kalibrierung

Vor der erstmaligen Verwendung des Temperaturmodells wurden umfangreiche Sensitivitätsanalysen und Vergleichsrechnungen durchgeführt. Außerdem wurde das Modell nach erfolgter Betonage der Bodenplatte und der ersten aufgehenden Bauteile auf Basis von geodätischen Vergleichsmessungen und Neigungsmessungen ka-

libriert. Auf Basis der Ergebnisse dieser Untersuchungen wurde das Temperaturmodell angepasst und optimiert. Zusätzlich zu diesen Basisuntersuchungen wurden die Ergebnisse fortlaufend auf Schlüssigkeit überprüft.

3.4 Darstellung Monitoring der Temperaturen

In Kapitel 3.3 wurden die umfangreichen Berechnungen zur Ermittlung des Einflusses der Temperaturen auf die Prognose der Bauwerksverformungen und bei der Vorgabe der Kletterkoordinaten erläutert.

Die Erfassung des Temperaturzustandes der Massivbauteile war zur Abschätzung der temperaturbedingten Verformungen der bereits hergestellten Pylonabschnitte und für die Berechnung der Positionierung der Kletterschalung unabdingbar. Zu diesem Zweck wurden mit Temperaturfühlern ausgestattete Messquerschnitte an den Pylonen, an einigen SRTS, in der Unterwasserbetonsole (UWB) und in der Bodenplatte installiert.

Im Bereich der Bodenplatte (BPL) wurden fünf Messquerschnitte in Querrichtung des Hebewerks eingerichtet; jeweils einer an jedem SRTS-Paar mit drei Messstellen und jeweils einer im Bereich der Pylone mit sieben Messstellen.

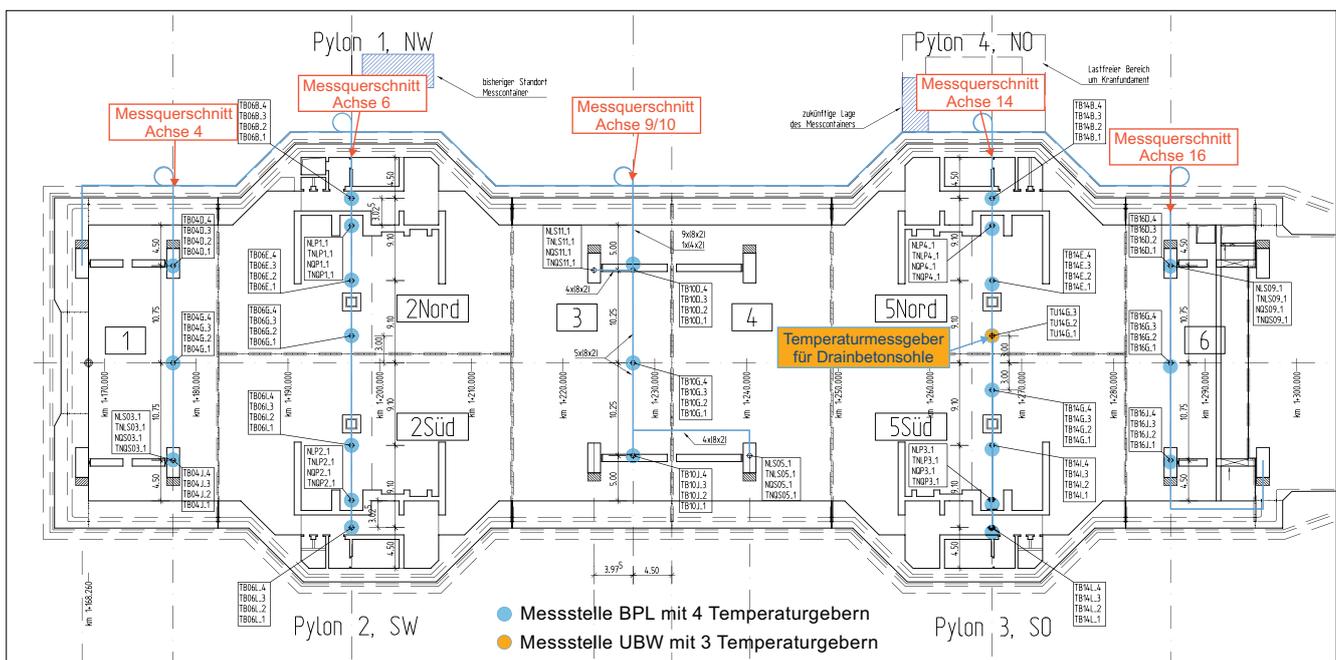


Bild 6: Übersicht Messquerschnitte BPL und UWB

Zur Erfassung der Temperaturverteilung über die Dicke der Bodenplatte wurden an jeder der Messstellen vier Temperaturregeber in unterschiedlichen Höhen angeordnet. Im Bereich der Unterwasserbetonsohle wurde eine Messstelle mit drei über die Dicke verteilten Temperaturregebern eingerichtet. Die Messung der Temperaturverteilung in den Pylonen und den Seilrollenträgerstützen erfolgte über Messstellen in drei Höhen. Je Bauteil und Messebene wurden jeweils fünf Temperaturregeber installiert. Neben der Überwachung der Bauteiltemperaturen wurden umfangreiche Überwachungen der Bauwerksverformungen durchgeführt. Diese wurden baubegleitend erfasst und zur weiteren Kalibrierung der Berechnungsmodelle verwendet.

3.5 Erläuterung zur Prognose der Verformungen (3D-Modell)

Im Zuge der Ausführungsplanung für das neue Schiffshebewerk Niederfinow war wegen der engen Einbautoleranzen der Sicherungs- und Führungselemente der Hebewerksanlage (z. B. Mutterbackensäulen, Triebstockleitern, Drehriegel usw.) eine Prognose der während der Herstellung auftretenden Lageänderungen der Hebewerkstürme (Pylone und Seilrollenträgerstützen) und der Bauwerkssetzungen erforderlich. Die Prognose der Verformungen der Massivbaukonstruktion wurde an zwei verschiedenen FEM-Modellen durchgeführt. Die Verformungen, welche in den unterschiedlichen Bauphasen des Hebewerks auftraten, wurden anhand eines 3D-Modells ermittelt, das sowohl die Boden-Bauwerk-Interaktion als auch den Baugrund und den Bauablauf berücksichtigte. Damit konnte das Verhalten des Baugrundes unter den wechselnden Lastsituationen realitätsnah simuliert werden.

Die Verformungen im Endzustand wurden an einem FEM-Modell simuliert, welches die Boden-Bauwerk-Interaktion vereinfacht mit dem Steifemodulverfahren darstellt. Diese Vereinfachung war möglich, weil der Baugrund bei der Prognose der Bauwerksdeformationen nach Ende der Herstellung eine untergeordnete Rolle spielte. Auf Basis dieses Modells wurde auch die Bemessung des Massivbaus durchgeführt. Diese wäre am komplexen FEM-Modell der Bauzustandsberechnung nicht mit vertretbarem Aufwand möglich gewesen. Im weiteren Verlauf werden die beiden unterschiedlichen FEM-Modelle

und die Vorgehensweise zur Prognose der Verformungen näher erläutert.

3.5.1 Prognose der Verformungen im Bauzustand

Die Verformungsprognose des Hebewerks in den verschiedenen Bauphasen wurde mit dem Programm ABAQUS an einem 3D-FE-Berechnungsmodell durchgeführt. Aufgrund der hohen geometrischen Komplexität des Baugrundes und des Bauwerks wurde im vorliegenden Fall eine getrennte Erzeugung der Modellteile „Baugrund“, „Tragwerk“ und „UWB+GEWI Pfähle“ vorgenommen. Anschließend wurden die Modellteile mithilfe von Kontaktbedingungen gekoppelt, sodass eine Interaktion zwischen den einzelnen Modellteilen stattfinden konnte.

Modellteil „Baugrund“

Basierend auf den Angaben des Baugrundgutachtens wurden zunächst die Baugrundquer- und Längsschnitte digitalisiert und in AutoCAD eingelesen. Anschließend wurde in AutoCAD ein dreidimensionales Volumenmodell des Untergrundes im Bereich des Schiffshebewerkes erstellt. Die Größe des Untergrundausschnittes beträgt dabei 300 m x 200 m x 165 m. Der Modellteil „Baugrund“ ist in Bild 7 dargestellt.

Die verschiedenen Schichten des Baugrundes wurden in einem FE-Modell mittels Volumenelementen abgebildet. Hierbei mussten auch die oberflächennahen Bodenschichten genau modelliert werden, da Voruntersuchungen gezeigt haben, dass diese das Verkippen der Pylone nach außen bei der Herstellung/Belastung maßgebend beeinflussen können. Aus diesem Grund wurden die bereichsweise vorhandenen Torfschichten im Modell gesondert abgebildet. Die Modellierung des Verhaltens der nichtbindigen und feinkörnigen Böden erfolgte mittels hypoplastischer bzw. visko-hypoplastischer Stoffgesetze.

Modell „Tragwerk“

Der Modellteil „Tragwerk“ besteht aus den bereits eingehend beschriebenen aufgehenden Bauteilen des Hebewerks inklusive des Seilrollenträgers. Zusätzlich wirken im Bauzustand noch die Unterwasserbetonsohle und die GEWIs.

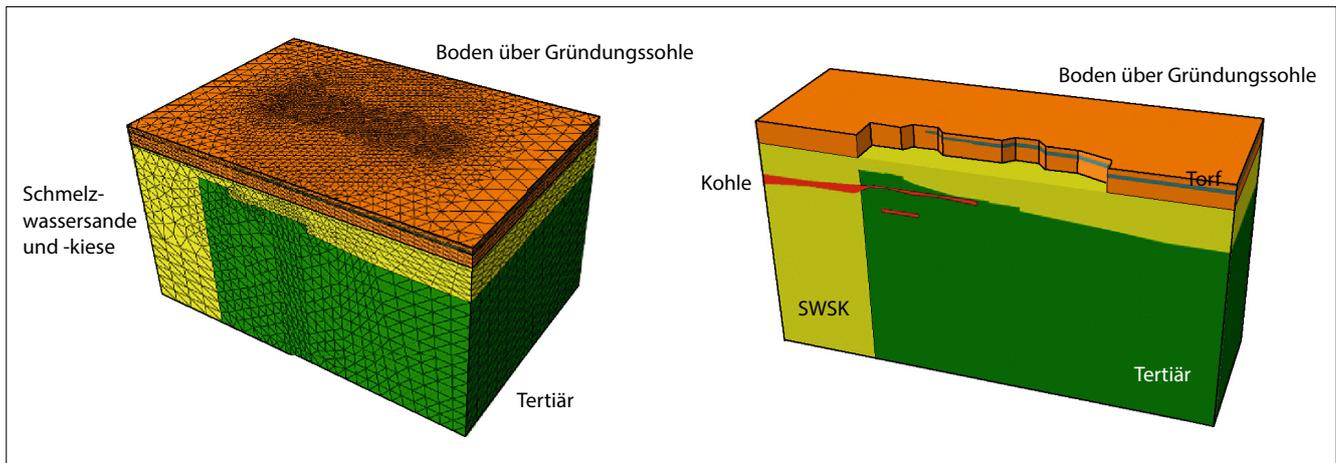


Bild 7: Modellteil „Baugrund“ mit Schichtkomplexen – Gesamtmodell und Längsschnitt

Die aufgehenden Bauteile konnten im vorliegenden 3D-FEM-Modell bei der Prognose der Verformungen für den Bauzustand stärker idealisiert werden, da es bei der Prognose der Verformungen nicht auf die detaillierte Modellierung der Bauteile ankam. Decken und Öffnungen wurden nicht berücksichtigt. Um das Verformungsverhalten der Pylone trotz der Vereinfachungen hinreichend genau erfassen zu können, wurden Vergleichsberechnungen mit einem genaueren FE-Modell des Pylons mit dem Programm Sofistik durchgeführt. Aus diesem wurden zudem Ersatzsteifigkeiten und Ersatzwichten für den Beton bestimmt. Die Pylone und SRTS wurden mit Schalenelementen modelliert. Die Modellierung des Seilrollenträgers erfolgte mit Kontinuumelementen. Die Verbindung mit den Pylonen und den SRTS wurde biegesteif modelliert. Die Bodenplatte wurde vereinfachend mit einer einheitlichen Dicke von 2,4 m modelliert.

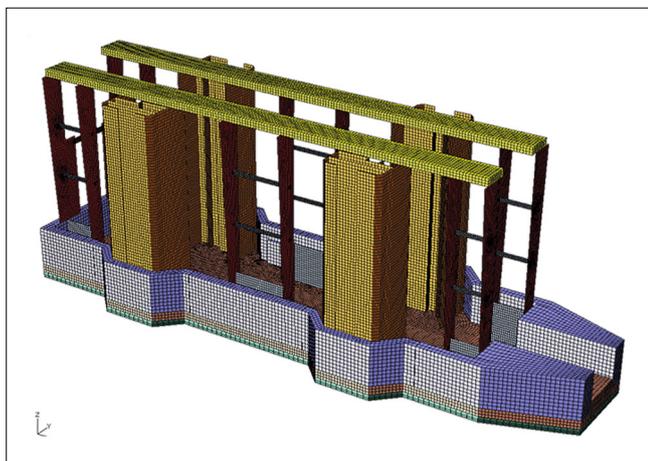


Bild 8: Modellteil „Tragwerk“

Modellteil „UWB+GEWI-Pfähle“

Der Unterwasserbeton und der Sickerbeton wurden mit Volumenelementen mit einer jeweils einheitlichen Dicke von 1,2 m (UWB) und 0,35 m (Sickerbeton) modelliert. Die über 1000 GEWI-Pfähle mit einer Länge von bis zu 20,5 m beeinflussten die Verformungen nicht nur im Bauzustand „Lenzen in der Baugrube“, sondern auch in den nachfolgenden Bauzuständen. Im weiteren Baufortschritt wurden die ursprünglich zur Zugverankerung der Unterwasserbetonsohle eingebauten GEWIs nach und nach durch die ansteigenden ständigen Lasten des Bauwerks belastet. Die GEWI-Pfähle wirkten daher in späteren Bauzuständen nunmehr als Druckpfähle.

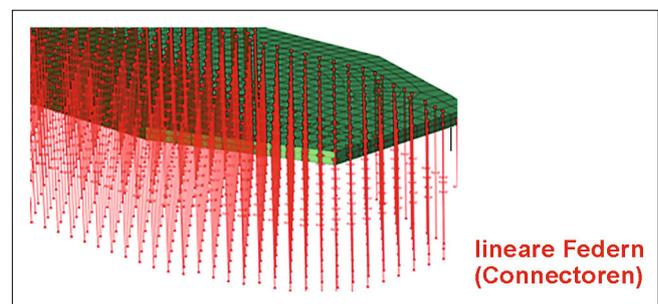


Bild 9: Ausschnitt Modellteil „Unterwasserbetonsohle und GEWI-Pfähle“

Die GEWIs wurden im Modell diskret durch elastische Pendelstäbe (lineare Federn, Connectoren) abgebildet, wobei der Anfang dieser Pendelstäbe mit dem UWB verbunden ist. Die Federsteifigkeiten wurden mithilfe eines axialsymmetrischen Modells, das sowohl das Einzelpfahlverhalten als auch die Gruppenwirkung berücksichtigte,

ermittelt. Durch Nachrechnungen von Laborversuchen, von In-situ-Tests und Messungen im Zuge der Bauausführung wurden die ermittelten Parameter und das modellierte Tragverhalten der GEWI-Pfähle validiert.

Interaktion der Modellteile

Mithilfe von Kontaktbedingungen wurden die Modellteile „Baugrund“, „Tragwerk“ und „UWB+GEWIs“ miteinander gekoppelt, was eine Wechselwirkung zwischen den Modellteilen ermöglichte. Zur Anwendung kamen hierbei Reibungskontakte mit Zugausfall unter Berücksichtigung der verschiedenen Reibungsbeiwerte sowie erforderlicher relativer Verschiebungswerte zur vollen Aktivierung der Schubspannungen. Der Einfluss einer möglichen Variation der Kontakteigenschaften, wie z. B. des Reibungsbeiwertes zwischen dem Hebewerk und dem Verbau, wurde anhand von Parametervariationen untersucht.

Modellierung des Bauablaufs

Ziel der Verformungsprognose war eine möglichst zutreffende Vorhersage der herstellungsbedingten Verformungen der Pylone während der Bauzeit. Voraussetzung dafür ist eine realistische Abbildung der einzelnen Bauzustände.

Bauphasen wurden in einem rechnerischen Bauzustand zusammengefasst, wenn der Einfluss der Vereinfachungen auf die Verformungen des Bauwerks vernachlässigbar war. Es wurden insgesamt 26 verschiedene Bau-

zustände berechnet. Die rechnerischen Bauzustände orientierten sich dabei am aktuellen Bauzeitenplan. Signifikante Änderungen im Bauzeitenplan wurden durch erneute Berechnungen berücksichtigt.

Lasten

Einige Bauteile, wie z. B. der wassergefüllte Stahltrog, die Gegengewichte, die Kanalbrücke und die Mutterbalkensäulen wurden nicht als separate Bauteile in der Verformungsberechnung modelliert, sondern durch externe Lasten berücksichtigt. Weiterhin mussten auch die unterschiedlichen Lastsituationen bei der Montage des Stahltroges innerhalb der Trogwanne berücksichtigt werden.

Berechnung der lastabhängigen Verformungen

Anhand des vorliegenden Modells konnten dann die lastbedingten Verformungen in den verschiedenen Bauzuständen (ohne Kriechen und Schwinden der Bauteile) berechnet werden. Baubegleitend erfolgten umfangreiche Verformungsmessungen. Durch Adaption des numerischen Modells an die Messergebnisse konnten die Prognosen von Verformungen aus dem Baugrund für die maßgebenden Bauzustände präzisiert werden.

Um die möglichen Grenzen der Verformungen der aufgehenden Bauteile beim Klettern abzuschätzen, wurden auf Basis der Parameterstudien obere (OG) und untere (UG) Grenzen der Verformungen sowie die aufgrund der vorhandenen Messwerte erwarteten Verformungen (BE)

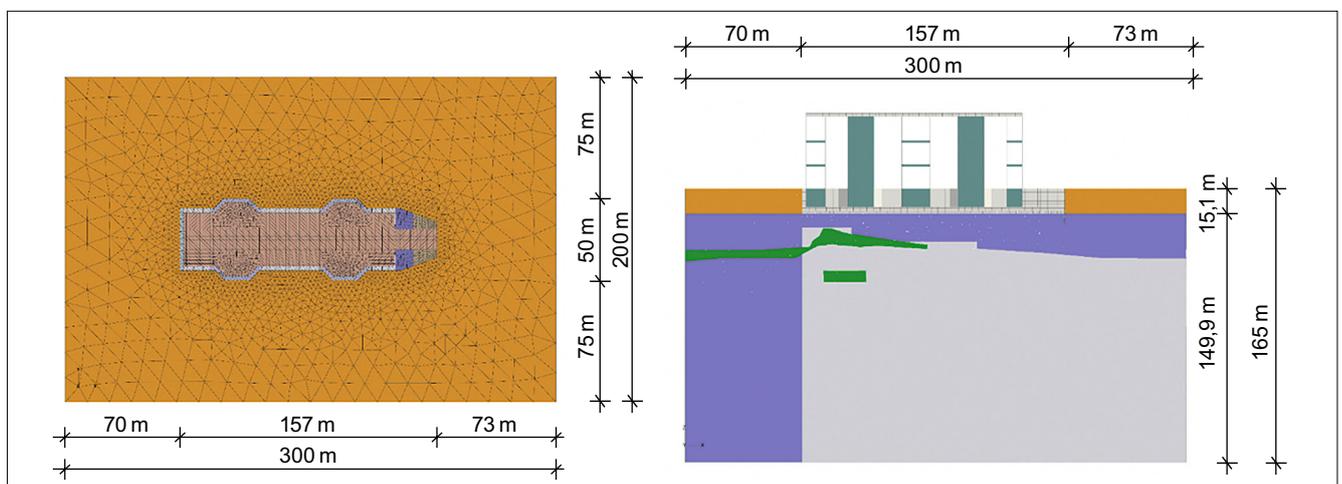


Bild 10: Zusammenführung der Modellteile „Baugrund“ und „Tragwerk“

prognostiziert. Diese dienten im Weiteren als ein Eingangswert zur Ermittlung der Vorgaben für das Klettern der aufgehenden Bauteile (vergleiche Kapitel 3.3.1)

3.6 Bautechnische Realisierung

Die Herstellung des aufgehenden Massivbaus erfolgte in Kletterbauweise. Die in den Kapiteln 3.3 bis 3.5 beschriebenen technischen Zusammenhänge erforderten auf der Baustelle einen zwingend einzuhaltenden Ablauf und eine größtmögliche Koordination zwischen dem ausführenden Betongewerk und den notwendigen Vermessungsleistungen. Die Schalungsarbeiten im Zuge der Kletterarbeiten waren eng mit den erforderlichen Vermessungsarbeiten zu takten.

Umfangreiche Erst-Betonbauteile (Einbauteile) für den späteren Anbau der Maschinenbauteile waren bei der Massivbauerrichtung ebenso zu berücksichtigen wie auch die komplexen Anschlusspunkte des Seilrollenträgers, der Teil der hybriden Tragstruktur ist. Damit musste die Einrichtung der Erst-Betonbauteile ebenfalls in das Vermessungs- und Monitoringprogramm aufgenommen werden.

Das umfangreiche Vermessungs- und Monitoringprogramm war fester Bestandteil der Ausführung. Die Ergebnisse wurden laufend mit den rechnerischen Verformungen abgeglichen.

Gemäß Bauvertrag war vorgegeben, dass die Bodenplatte auch während der Bauphase annähernd konstante Bodenpressungen aufweisen sollte, um so die Differenzsetzungen zu minimieren. Damit mussten die vier Pylone als wesentliche eigengewichtsrelevante Bauteile annähernd zeitgleich hergestellt werden. Es wurde demnach an allen vier Pylonen sowie den Seilrollenträgerstützen Schalungs- und Vermessungsarbeiten im Zuge der Kletterarbeiten ausgeführt.

Die Zwangsfolge zwischen Bewehrungs-, Schal- und Vermessungsarbeiten zur Herstellung eines Kletterabschnitts stellte sich wie folgt dar (Bild 11):

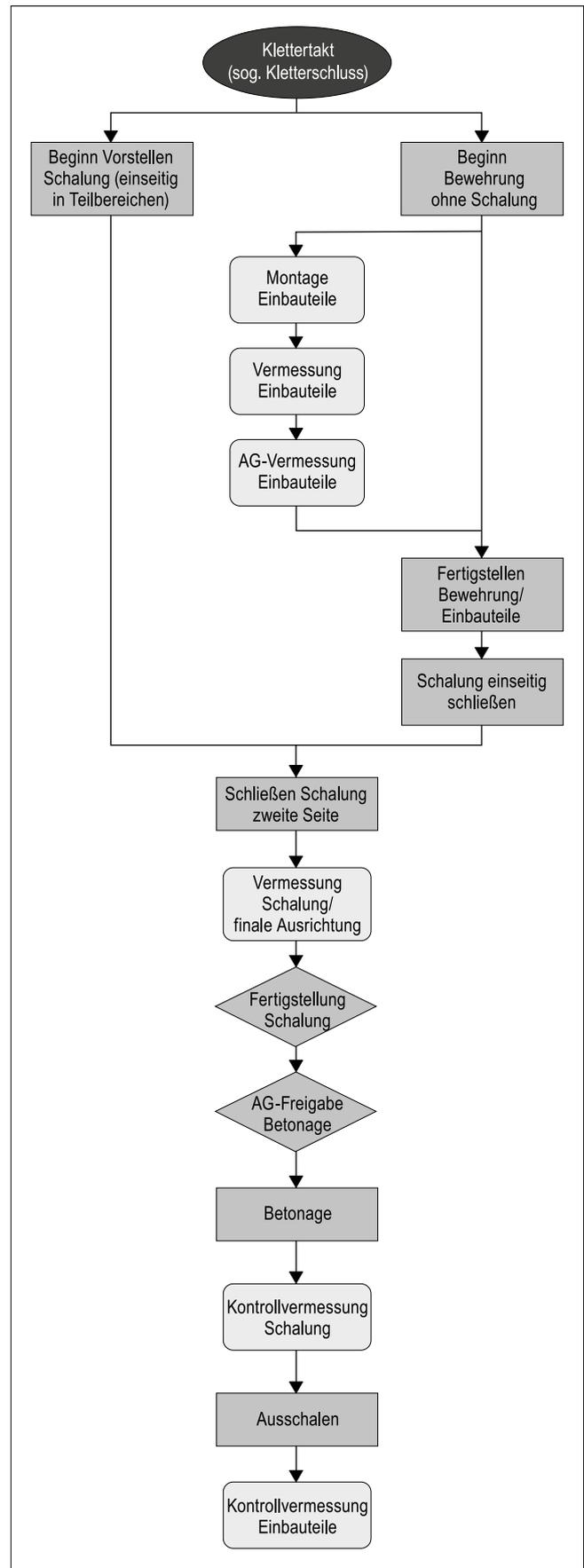


Bild 11: Arbeitsschritte Klettertakt

Die erbrachten Arbeitsschritte werden im Folgenden beschrieben.

Vorbereitung des Klettertaktes:

Ein Klettertakt konnte initiiert werden, wenn die Druckfestigkeit des eingebrachten Betons 20 N/mm^2 erreichte und alle Schalelemente entfernt wurden. Erst nach Beendigung der Bestandsvermessung konnte die Betonierenebene (letzter Arbeitsschritt eines Taktes) abgebaut werden, da diese aus Aspekten der Arbeitssicherheit für die Vermessung notwendig war.

Einbau der Bewehrung:

Nach dem Umsetzen des Klettergerüsts musste in den eng bewehrten Wänden mit dem Bewehrungseinbau begonnen werden, ohne dass eine Schalung die Position der Wand definierte. Vor der Fertigstellung der Bewehrung mussten ferner die Erdungen und die vorgesehenen Temperatursensoren für das weiter oben beschriebene Material-Monitoring eingebracht werden.

Einbau der Unterkonstruktionen und Einbauteile:

Parallel zu den Bewehrungsarbeiten mussten im Bereich der Maschinenbauteile die Unterstützungsstrukturen für die großflächigen und schweren Einbauteile eingebaut werden. Diese wurden benötigt, um den lagegenauen Einbau und die Fixierung der Maschinenbauteile sicherzustellen.

Vermessung der Einbauteile:

Der Einbau der Einbauteile wurde vom Vermesser und dem Auftraggeber begleitet, um eine Soll-Ist-Lageabweichung ausschließen zu können.

Fertigstellung der Bewehrung:

Nach Fertigstellung der Bewehrungsarbeiten der Wände und deren Abnahme durch den Auftraggeber wurden die noch fehlenden Wandschalungen gestellt. Ebenfalls konnten die Bewehrungsarbeiten der Decken beginnen. Hierzu war es notwendig, Arbeitsbühnen aus dem Inneren der Pylone herauszuheben.

Vermessung der Schalung und finale Ausrichtung:

Nach dem Schließen und Vermessen der Schalung musste die endgültige Lage nach den zuvor bestimmten Kletterkoordinaten durch den Vermesser bestimmt werden. Bei Abweichungen war ein erneutes Ausrichten der Schalung notwendig.

Nur bei exakt hergestellter vorverformter Achse konnte die erforderliche Kollisionsfreiheit von sich gegenüberliegenden Bauteilen (z. B. Massivbau – Stahltrog) und die Maßhaltigkeit der Verankerungspunkte des Maschinenbaus sichergestellt werden. Da es verschiedene Punkte verteilt über den Grundriss eines Pylons zu kontrollieren gab, war ein Ausrichten der gesamten Schalung eines Kletterschusses erforderlich.

Nach der Freigabe der finalen Ausrichtung durch den Auftraggeber war die Voraussetzung für die Betonage gegeben.

Betonage:

Die Betonage erfolgte über mobile Betonpumpen. Ab der siebten Ebene war jedoch der Einsatz von krangeführten Betonkübeln notwendig, da die Reichweite der Betonpumpen nicht mehr ausreichte. Nach dem Betonieren wurde ein Soll-Ist-Vergleich der Vermessungswerte der Schalung vor und nach der Betonage durchgeführt. Die so gewonnenen Daten flossen in die Ziel-Koordinatenermittlung des nächsten Betonierabschnitts ein.

Kontrollvermessung der Einbauteile:

Nach dem Erreichen der Ausschalfestigkeiten erfolgte eine weitere Vermessung der Einbauteile, die die Ist-Lage der Erstbetonbauteile dokumentierte und Grundlage für weitere Planungen der Anschlusskonstruktionen an die Erstbetonbauteile war.

Nächster Klettertakt:

Bevor der folgende Klettertakt vorbereitet werden konnte, wurden die Zielkoordinaten unter Berücksichtigung der Material-Monitoringergebnisse infolge Temperaturbeanspruchung sowie der Soll-Ist-Vergleiche der laufenden Schalungsvermessung ermittelt.

4 Toleranzausgleich und Verformungen im Endzustand bzw. Betrieb des Hebewerks

4.1 Sachverhalt

Die vorliegende Tragstruktur kombiniert Massiv- und Stahlbauelemente, die zusammen als hybride Tragstruktur die Verankerungskonstruktion für den für den Betrieb des Schiffshebewerks erforderlichen Maschinenbau darstellen.

Die Herstelltoleranzen des Massivbaus lagen je nach Bauteil zwischen 1 cm und 3 cm. Bei der Herstellung der Stahlbaukonstruktion wurden Herstelltoleranzen im Millimeterbereich realisiert. Bei der finalen Ausrichtung der Maschinenbaukonstruktion mussten im Bereich der Auflagerflächen Toleranzanforderungen im Bereich von Zehntelmillimetern erreicht werden.

Es zeigte sich somit, dass die drei Konstruktionselemente Massivbau, Stahlbau und Maschinenbau sich bzgl. des Toleranzverhaltens um ca. eine Zehnerpotenz unterschieden. Hierfür musste demnach ein Ansatz gefunden werden, der einerseits den technischen Randbedingungen gerecht wurde und andererseits eine qualitätsgerechte Ausführung ermöglichte.

4.2 Lösungsansätze zum Toleranzausgleich

Die Grundidee für den Toleranzausgleich an den Schnittstellen von aufeinander aufbauenden Bauteilen war, dass beim Anbau eines Bauteils an sein Vorgängergewerk die Herstelltoleranzen des Vorgängergewerkes ausgeglichen werden. Versetzt man z. B. ein Brückenlager, so werden mit dem Verguss des Auflagersockels die Herstelltoleranzen der Massivbaukonstruktion eines Brückenpfeilers ausgeglichen und es verbleiben letztlich nur noch die Montage- und Stahlbautoleranzen der Lagerkonstruktion selbst, die in der Funktionsweise der Lagerkonstruktion zu berücksichtigen sind.

Bei der Herstellung der Tragkonstruktion des Schiffshebewerks wurde dieses Prinzip des Toleranzausgleichs konsequent umgesetzt. Um den Aufwand für den To-

leranzausgleich zu minimieren, wurden bereits bei der Herstellung des sogenannten Vorgängergewerkes die in Kapitel 3.1 beschriebenen hohen Anforderungen an die Toleranzen berücksichtigt und umgesetzt. Der Fokus lag dabei auf dem lagegenauen Einbau der großen Erstbetonbauteile. Diese Platten wurden an einer von der Schalung unabhängigen Stahlkonstruktion befestigt und eigens vermessungstechnisch ausgerichtet. So konnten die geforderten Herstelltoleranzen von ± 1 cm erreicht werden.

Für die Anschlusskonstruktionen der Maschinenbauteile hatten sich Vergussbauweisen und Schweißkonstruktionen bewährt.

Bei den Vergussbauweisen kamen unterschiedliche Vergussarten zur Ausführung. Diese waren abhängig von der aufzunehmenden Beanspruchung und der Lage der Vergussfuge:

- Lagerfuge Seilscheiben auf Unterkonstruktion: horizontale Lagerfuge mit EPOCAST 36-Verguss
- Anschluss der Gleithalterungen Mutterbackensäule und Schienen für die Troglängsführung: vertikale Lagerfugen mit Vergussmörtel Sorten PAGEL V3/50 und V50 C45
- Anschluss Gegengewichtsführungsscheinen: Zweitbetonlösung C30/37 für vertikale Nische

Geschweißte Konstruktionen an Anschweißplatten hatten den Vorteil, dass die anzuschließende Konstruktion mit sehr hoher Genauigkeit montiert werden konnte. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Anschweißplatten ausreichend groß zu wählen waren und während des Anschweißvorgangs der Wärmeeintrag in die Erstbetonplatten begrenzt wurde, damit durch den Hitzeeintrag in den angrenzenden Beton keine Schädigungen am Beton entstanden.

Die anzubauenden Maschinenkonstruktionen selbst mussten auf Toleranzen im Zehntelmillimeterbereich ausgerichtet werden. Hierfür hatten die Maschinenbaukonstruktionen noch Einstellmöglichkeiten – z. B. Exzentereinstellungen oder Stellkeile.

Eine besondere Anforderung hatte die höhenmäßige Ausrichtung des Mutterbacken-Fußpunktes, die auf $\pm 0,25$ mm toleriert war. Hierfür wurde eine Stahlkonstruktion mit Übermaß als Erstbetonbauteil hergestellt

und auf einer eigenen Unterstützungskonstruktion ausgerichtet und einbetoniert. Anschliessend erfolgte eine Lasertrackervermessung auf der Baustelle und eine mechanische Bearbeitung der Aufstandsflächen für die maschinenbauliche Anschlusskonstruktion mittels einer mobilen Fräse auf eine Ebenheit von $\pm 0,15$ mm. Die eingebaute Maschinenbaukonstruktion konnte dann noch mittels Stellkeilen auf die geforderten Toleranzen eingestellt werden.

Die geforderten Herstelltoleranzen der funktionsrelevanten Bauteile erforderten einen mehrstufigen Toleranzausgleich, der einen hohen Grad an Sonderkonstruktionen, ein hohes Maß an Vermessung und den Einsatz spezieller Verfahren erforderte, die zeitintensiv und teilweise mit den Randbedingungen einer Baustelle nur schwierig zu vereinbaren waren (z. B. mit dem Staub).

4.3 Prognose der Verformungen im Endzustand

In der Verformungsberechnung für den Endzustand wurden die zu erwartenden maßgeblichen Verformungen der Massivbauteile der Haupttragkonstruktion im Endzustand, d. h. ab Inbetriebnahme, ermittelt. Da die möglichen Verformungen einer gewissen Schwankungsbreite unterliegen, mussten für verschiedene Einwirkungsstände jeweils obere und untere Grenzwerte angegeben werden. Die hier ermittelten Ergebnisse dienten zusammen mit anderweitig bestimmten Verformungen, z. B. des Troges und der Kanalbrücke, als Grundlage für den Nachweis der Funktionsfähigkeit des Hebewerks.

Die Berechnungen für den Endzustand erfolgten an einem dreidimensionalen FE-Gesamtmodell, das die Haupttragkonstruktion der Schiffshebewerksanlage abbildet. Das FE-Modell wurde mit den Programmen der Sofistik AG erstellt. Einzelne Berechnungen wurden auch mit Teilmodellen durchgeführt. Der Einfluss des Bodens wurde mithilfe des Steifemodulverfahrens berücksichtigt.

Zunächst wurden die Verformungen aufgrund der in Lastfälle gegliederten Einzeleinwirkungen am FE-Gesamtmodell berechnet. Anschließend erfolgte die Auswertung der Verformungen an den relevanten Punkten und schließlich die Überlagerung zu maßgeblichen Gesamtverformungen. An ausgewählten Stellen ergänzten lokale Betrachtungen

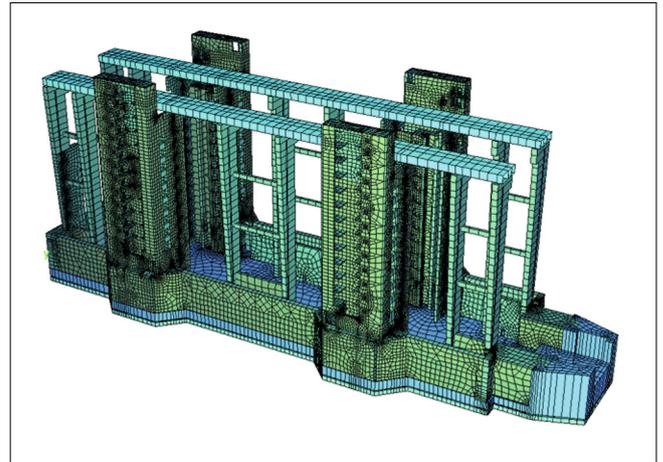


Bild 12: Visualisierung des FE-Gesamtmodells

die Berechnungen am Gesamtmodell. Die Einflüsse von Rissbildung, Theorie II. Ordnung sowie Kriechen und Schwinden wurden zusätzlich untersucht.

In Zusammenarbeit mit der Stahlwasserbau- und Maschinenbauplanung erfolgte die Festlegung der maßgebenden Auswertestellen am Hebewerk. Insgesamt waren 74 Auswertestellen an den Pylonen und 30 an den SRTS erforderlich. Diese befanden sich im Regelfall an den Schnittstellen zu den angrenzenden Gewerken des Stahlwasser- und vor allem des Maschinenbaus. Die Verformungen der einzelnen Lastfälle wurden schließlich für jeden Auswertepunkt separat zu maßgeblichen Gesamtverformungen überlagert. Für verschiedene Einwirkungsstände abhängig von der Jahreszeit (Temperaturbereiche für Sommer, Winter oder „neutral“) und der Betriebsituation (normal oder außergewöhnlich), wurden jeweils obere und untere Grenzwerte der zu erwartenden Verschiebungen der definierten Auswertepunkte bestimmt. Für jeden Auswertepunkt ergaben sich somit 240 verschiedene Überlagerungen. Je Überlagerung wurden jeweils alle sechs Verformungsgrößen ($v-x$, $v-y$, $v-z$, $\varphi-x$, $\varphi-y$, $\varphi-z$) angegeben.

Bei der Berechnung der Verformungen des Massivbaus hatte das E-Modul des Betons einen maßgeblichen Einfluss.

Die zu berücksichtigende Bandbreite des E-Moduls war vertraglich mit ± 15 % definiert. Die Variation der Betonsteifigkeiten wurde im Rahmen der Überlagerung durch Zu- bzw. Abschläge zu den berechneten Verformungswerten berücksichtigt.

4.4 Sonderfall Temperaturbeanspruchung im Endzustand

In den vorstehenden Kapiteln wurde gezeigt, welche Schritte zur Ermittlung der Prognosewerte der Verformungen für den Endzustand, d. h. den Betrieb des Hebewerks, erforderlich waren.

So dienten die am Massivbau berechneten Verformungen als Eingangswerte für die Bemessung der anderen Gewerke, insbesondere im Maschinenbau beziehungsweise auch zusammen mit anderweitig bestimmten Verformungen, z. B. des Stahltroges und der Kanalbrücke, als Grundlage für den Nachweis der Funktionsfähigkeit des Hebewerks. Ein Berühren von gegenüberliegenden Bauteilen musste zu jedem Zeitpunkt zuverlässig ausgeschlossen sein.

Für den Nachweis der Funktionsfähigkeit des Hebewerks, insbesondere im Zusammenwirken der verschiedenen Gewerke, spielten die Herstelltoleranzen der Einzelgewerke nicht mehr die maßgebende Rolle, da durch die konstruktive Gestaltung der Anschlusskonstruktionen – wie im vorherigen Kapitel gezeigt – wesentliche Toleranzen kompensiert waren. Dennoch verbleiben einzelne Toleranzwerte, die auch für die Funktionalitätsnachweise zu berücksichtigen waren, da sie nicht durch Anschlusskonstruktionen ausgeglichen werden konnten, wie z. B. Toleranzen in der Betondeckung für die Betrachtung von ausreichenden Spalten zwischen Massivbauwänden und gegenüberliegenden Trogkanten. Solche Toleranzwerte wurden im Rahmen der Nachweise der Funktionsfähigkeit des Hebewerks mit den berechneten Verformungen im Endzustand bzw. Betrieb überlagert.

Als wesentliche Einflüsse auf das Verformungsverhalten im Endzustand bzw. Betrieb wurden die Temperatureinflüsse ermittelt. Die entwurfsbedingt verformungssensitive Tragstruktur, insbesondere in Querrichtung des Hebewerks, erforderte umfangreiche Betrachtungen zum Temperaturverhalten des Bauwerks. Diese Betrachtungen und deren Ergebnisse bildeten letztendlich die Grundlagen dafür, die Nachweise der Funktionsfähigkeit des Hebewerks in Bezug auf die Sicherstellung ausreichender Abstände von gegenüberliegenden Bauteilen sicher und zuverlässig zu führen.

Für die vorliegende hybride Tragstruktur und die Vorgaben aus dem Entwurf zu den Abständen gegenüberliegender Bauteile in Verbindung mit dem an Seilen geführten Stahltrog, der das Beförderungselement für die Schiffe darstellt, zeigte sich, dass das Temperaturverhalten alleine über normative Ansätze nicht hinreichend erfasst werden konnte. Die bauausführende ARGE hat daher eine gutachterliche Stellungnahme zu den Verformungsberechnungen für Temperatureinwirkungen am neuen Schiffshebwerk [4] bei ZILCH + Müller Ingenieure GmbH in Zusammenarbeit mit der Mangerig und Zapfe GmbH in Auftrag gegeben.

Diese gutachterliche Stellungnahme hat die Temperaturansätze, die im Rahmen der technischen Bearbeitung für die Verformungsberechnungen zugrunde gelegt wurden, mit wissenschaftlichen Methoden bewertet. Neben den Temperaturlastbildern wurden auch Überlegungen zur Überlagerungssystematik der einzelnen Lastbilder für die verschiedenen Bauteile angestellt.

Im Ergebnis zeigte sich, dass nicht alleine extreme Temperaturereignisse, wie z. B. eine langanhaltende Hitzeperiode mit hohen Temperaturen im Sommer, zu ungünstigen Werten für die Abstände zwischen den Bauteilen führen, sondern auch Temperaturbeanspruchungen, wie sie typischerweise im Frühjahr oder Herbst auftreten. Dieses Erkenntnis steht in direktem Zusammenhang mit der hybriden Tragstruktur. Für ein Frühjahrszenario ist die Massivbaukonstruktion noch aufgrund der massigen Betonbauteile und damit geringen Wärmeleitfähigkeiten den Winterverformungen infolge tiefer Außentemperaturen unterworfen, während die Stahlbauteile bereits bei erster intensiver Sonneneinstrahlung große Verformungen infolge hoher Bauteiltemperaturen zeigen. Massivbauteile und Stahlbauelemente zeigen somit bezüglich des Temperaturverhaltens in den Übergangsjahreszeiten ein unterschiedliches Temperaturverhalten, das sich bei dem vorliegenden Tragwerk als maßgebend herausstellte.

Es wurden umfangreiche Simulationsberechnungen erstellt und ausgewertet. Modellunsicherheiten und streuende Eingangsparameter wurden berücksichtigt.

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse wurden die erforderlichen Nachweise zu der Funktionsfähigkeit bzgl. zu-

verlässig ausreichender Abstände von gegenüberliegenden Bauteilen geführt und Vorgaben entwickelt, wie mit für die hybride Tragstruktur ungünstigen Temperaturszenarien im Betrieb umzugehen ist. Diese Vorgaben sind in die Betriebs- und Wartungsanleitung eingeflossen.

5 Zusammenfassung

Die vorliegende hybride Tragstruktur stellte hohe Anforderungen an die Modellbildung der statischen Berechnung und der Verformungsberechnungen, da aufgrund des statischen Systems eine besonders verformungssensitive Konstruktion zu berechnen und errichten war. In der Ausführung war eine intensive Rückkopplung mit den Berechnungen unter Einbindung einer ständigen Vermessung erforderlich. Dieses wurde insbesondere in den Anschlussstellen an den Maschinenbau deutlich, der auf wenige Zehntelmillimeter genau auszurichten war. Hier wurden mehrstufige Toleranzausgleichkonstruktionen und Sonderverfahren zum Toleranzausgleich, wie die mechanische Bearbeitung von Erstbetonplatten, auf der Baustelle ausgeführt.

Die intensive Zusammenarbeit der Implenia-Bauausführung auf der Baustelle mit dem eigenen technischen Büro war der Garant für die erfolgreiche Realisierung der Planung und Herstellung der anspruchsvollen hybriden Tragstruktur.

6 Literaturverzeichnis

- [1] BAST: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING).
- [2] DIN1045-3 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung.
- [3] Wasserstraßen-Neubauamt Berlin: Neues Schiffshebewerk Niederfinow, Ausschreibungsunterlagen, November 2006; Teil E02: Baubeschreibung, Abschnitt 4.03.03.
- [4] Gutachterliche Stellungnahme zu den Verformungsberechnungen für Temperatureinwirkungen am neuen Schiffshebewerk bei ZILCH + Müller Ingenieure GmbH in Zusammenarbeit mit Mangerig und Zapfe GmbH.

Betone für den Neubau des Schiffshebewerks Niederfinow

Dipl.-Ing. Herbert Harich, ehemals Bundesanstalt für Wasserbau
Dr.-Ing. Thorsten Reschke, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einleitung

Während es sich beim alten Schiffshebewerk Niederfinow um eine Stahlkonstruktion handelt, wurde das neue Hebewerk als Stahlbetonbauwerk errichtet. Die wesentlichen Betonbauteile sind der Betontrog mit Sohle und Wänden sowie die aus dem Betontrog bis in ca. 55 m Höhe aufgehenden Pylone mit Treppenaufgängen und Seilrollenträgerstützen (SRTS). Als weiteres separat

gegründetes Bauteil ist das obere Widerlager der Kanalbrücke zu nennen, welches den Anschluss zum oberen Vorhafen bildet. Bild 1 zeigt die genannten Bauteile im Bauzustand.

Der Betontrog und die unteren Teile der Pylone und SRTS bis zur Höhe Oberkante Betontrog wurden als Wasserbauwerke nach ZTV-W 215 [1] ausgeschrieben und ausgeführt, die darüber liegenden aufgehenden Bauteile Pylone und SRTS als Hochbauteile nach ZTV-ING [2].



Bild 1: Bauzustand Trog, aufgehende Bauteile und oberes Widerlager (Januar 2012)

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Referat B3 Baustoffe, war zwischen den Jahren 2009 und 2014 aktiv in die Planung und Ausführung der Betonbauarbeiten eingebunden. Vor und während der Bauphase wirkte die BAW bei der Prüfung der Ausgangsstoffe und der Konzipierung der Betonrezepturen für das Schiffshebewerk maßgeblich mit. So wurden Expositionsklassen und Festigkeitsklassen gegenüber dem Bauvertrag teilweise neu festgelegt, das Konzept für die Einbautechnologie mitgestaltet, Sichtbetonanforderungen aufgestellt und der Einbau von Sonderbetonen, wie Dränbeton oder Schwerbeton, kontrolliert und beurteilt. An allen maßgeblichen Betonrezepturen wurden Kontrollprüfungen durch die BAW durchgeführt und die Eignung der Betone bewertet.

Ein weiterer wesentlicher Bestandteil der Beratungsleistungen war neben der betontechnologischen Beratung auf der Baustelle eine regelmäßige Teilnahme an den laufenden Betonbesprechungen mit dem Auftragnehmer (AN) und dem Transportbetonhersteller. Diese Besprechungen dienen der laufenden Qualitätssicherung der Betonherstellung und des Betoneinbaus.

2 Bauteile und Betone

2.1 Übersicht

Ursprünglich wurden für den Neubau des Schiffshebewerks 28 Betonrezepturen konzipiert. Durch das Zusammenfassen und Vereinfachen von Bauteilen und Rezepturen wurden diese auf 23 Rezepturen reduziert, welche dann beim Neubau des Schiffshebewerks auch zum Einsatz kamen. In der folgenden Tabelle 1 sind die wichtigsten Eckdaten der hauptsächlich eingesetzten Betonrezepturen aufgeführt. Die farbige Markierung entspricht derjenigen in der Bauwerksskizze in Bild 2.

Zur besseren Orientierung sind die aus diesen Rezepturen erstellten Bauteile des Schiffshebewerks in Anlehnung an das Betonsortenverzeichnis in Bild 2 farblich dargestellt.

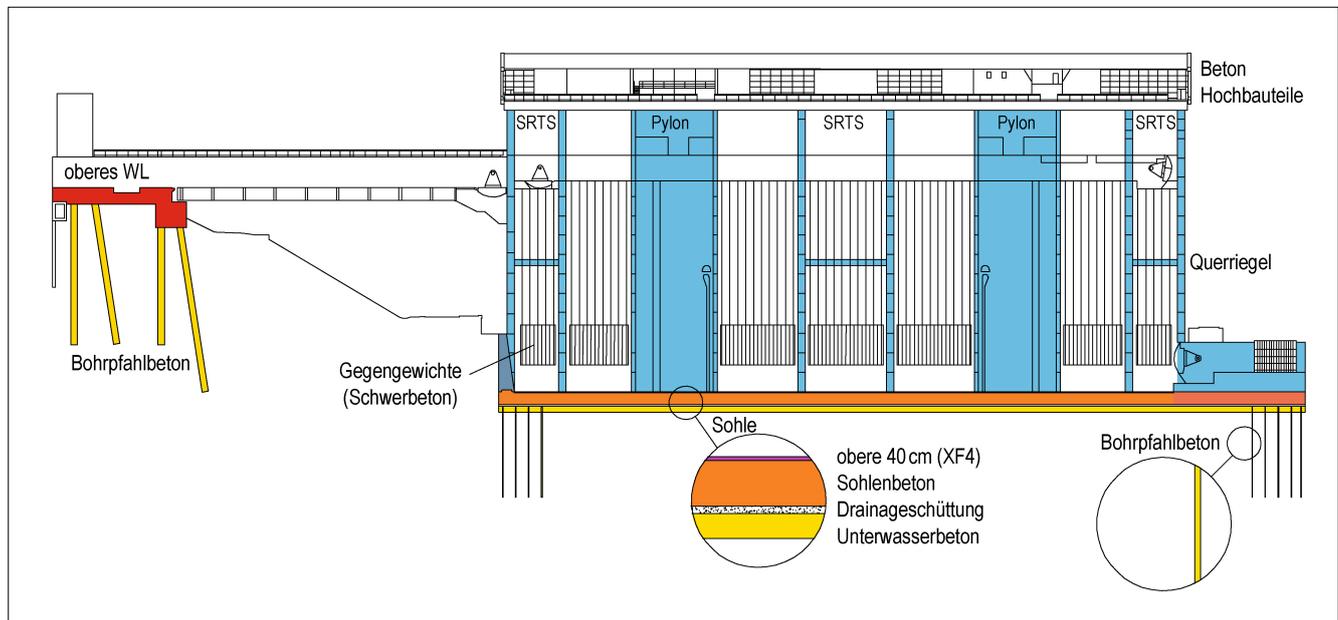


Bild 2: Überblick über die Bauteile des Schiffshebewerks mit Zuordnung der Betonrezepturen

Bauteil/ Beton	Anforderungen		Eckdaten Betonzusammensetzung			
	Festigkeitsklasse	Expos.- Klassen	Zement	z	f	w/(z+0,4f)
			-	kg/m ³	kg/m ³	-
2.2 Betone nach DIN EN 206-1 [3]/DIN 1045-2 [4]						
Bohrpfahlbeton	C20/25	XC2	CEM III/A 32,5 N-NW/NA	280	80 FA	0,56
Unterwasserbeton	C25/30	X0	CEM III/A 42,5 N-NA	280	80 FA	0,58
Drainbeton	C12/15	X0	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	260	-	0,40
2.3 Wasserbaubetone nach ZTV-W 215 [1]						
Sohlenbeton	C30/37	XC2	CEM III/A 32,5 N-NW/NA	260	100 FA	0,60
Sohlenbeton (obere 40 cm)	C30/37 LP	XC4 XD3 XF4 XM1	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	310	50 FA	0,44
erste 70 und letzte 40 cm SRTS, Pylone und Trog- außenwand	C35/45 LP	XC4 XD3 XF4	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	380	-	0,39
2.4 Betone für Hochbauteile nach ZTV-ING [2]						
SRTS, Pylone und Trog- außenwand	C35/45	XC4 XF2 XD1 XM1	CEM III/A 32,5 N-NW/NA	300	90 FA	0,45
Auflager- Sockel	C35/45	XC4 XF2 XD1	CEM III/A 42,5 N-NA	410	120 FA	0,39
Unteres Widerlager	C20/25	XC2	CEM III/A 32,5 N-NW/NA	240	80 FA	0,65
oberes Widerlager	C30/37	XC4 XF2 XA2 XM1	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	350	-	0,45
Querriegel (Fertigteil- beton)	C35/45	XC4 XD2 XF3 XA2	CEM I 52,5 R	300	70 FA	0,50
Gegengewichte (Schwerbeton)	C35/45	XC4 XD3 XF4 XA2	CEM I 52,5 R	380	-	0,38

Tabelle 1: Überblick über hauptsächlich eingesetzte Betonrezepturen

2.2 Betone nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2

Für bestimmte Bauwerksbereiche bzw. Bauteile wie Sauberkeitsschichten, Pflasterbeton, Unterwasserbeton, Bohrpfahlbeton und Dränbeton, welche nicht unmittelbar dem Geltungsbereich von ZTV-W 215 [1] oder ZTV-ING [2] zugeordnet werden können, wurden Betone nach DIN EN 206-1 [3]/DIN 1045-2 [4] hergestellt und eingebaut. Die Qualität dieser Betone wurde durch Erstprüfungen des Transportbetonherstellers und die Eigenüberwachung des AN sichergestellt. Die entsprechenden Unterlagen wurden von der BAW augenscheinlich geprüft und bestätigt.

2.3 Wasserbaubetone

Betonrezepturen, die im Bereich der unteren Wasserhaltung, des Betontroges und der oberen Wasserhaltung zum Einsatz kamen, wurden nach ZTV-W 215 (Ausgabe 2004) [1] konzipiert, von der BAW bewertet und z. T. einer Kontrollprüfung in der BAW unterzogen. Bei Rezepturveränderungen während der Bauzeit wurden erneute Eignungsprüfungen durchgeführt, deren Ergebnisse dem Bauherrn, dem Wasserstraßen-Neubauamt Berlin (WNA Berlin), vorgelegt wurden. Diese Eignungsprüfungen vor Ort wurden zudem vom Bauten- und Umwelt Institut Friedland (BUI) im Auftrag der BAW überwacht. Gleichzeitig wurden in der Phase des Betoneinbaus vom BUI Kontrollprüfungen am Frisch- und Festbeton durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Kontrollprüfungen wurden in schriftlich abgefasster Form dem Bauherrn und der BAW zur Einsichtnahme und Prüfung übergeben.

2.4 Betone für Hochbauteile

Die Betone für die Trogaußenwände, Pylone, SRTS, Fertigteile (Querträger) und alle anderen Betone oberhalb des Betontroges wurden nach ZTV-ING [2] konzipiert, hergestellt und eingebaut. Bei diesen Betonen nahm das BUI im Auftrag der BAW an den Eignungsprüfungen teil und führte während des Betoneinbaus in angemessenen Zeitabständen Kontrollprüfungen durch.

3 Betonausgangsstoffe

Die Lieferung der Zemente erfolgte durch zwei regionale Zementhersteller. Für die anzuwendenden Betonrezepturen wurden unter Berücksichtigung der speziellen Anforderungen an den Beton (Begrenzung Wärmeentwicklung in Verbindung mit hohem Frostwiderstand) folgende hüttensandhaltige Zemente mit relativ niedriger Hydratationswärmeentwicklung ausgewählt:

- CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R
- CEM III A 32,5 N-NW/NA
- CEM III A 42,5 N-NA

Für den Fertigteilbeton der Querriegel wurde vom Fertigteilwerk ein Portlandzement CEM I 52,5 R verwendet, ebenso für den Beton der Gegengewichte.

Anhand der geprüften Biegezug- und Druckfestigkeiten wiesen alle Zemente nach 28 Tagen sehr hohe Festigkeiten auf, die an der oberen Grenze der zulässigen Normenwerte für die jeweiligen Zementfestigkeitsklassen liegen.

Als **Zusatzstoff** wurde ausschließlich Steinkohlenflugasche zugelassen. Es wurde entschieden, dass die Flugasche aus nur einem Kraftwerk bezogen wird, um eine gleichbleibende Qualität sicherzustellen. Die Prüfung des Aktivitätsindex ergab mit 62 % nach 28 Tagen und 78,5 % nach 90 Tagen geringe Werte. Dies wurde akzeptiert, da durch die späte Reaktion der Flugasche Festigkeitszuwächse auch über das Betonalter von 90 Tagen hinaus zu erwarten waren.

Als **Zusatzmittel** wurden ein Fließmittel (FM), ein Luftporenbildner (LP) und ein Verzögerer (VZ) des gleichen Zusatzmittelherstellers eingesetzt.

Für alle Betone wurden die folgenden **Gesteinskörnungen** in den nachfolgend genannten Korngruppen eingesetzt:

Sand 0/2	-	regionale Kiesgruben
Kiessand 2/8	}	Elbekies
Kies 8/16		
Kies 16/32		

Für die Gesteinskörnungen wurde die Einhaltung der Konformitätskriterien anhand der Prüfzeugnisse kontrolliert. Zudem wurden Kontrollsiebungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Siebungen entsprachen in ihrem Überkorn- und Unterkornanteil den Normwerten. Der Elbekies wurde gemäß den zur Bauzeit für die WSV geltenden ergänzenden Regelungen für die Verwendung alkaliempfindlicher Kiese aus dem mitteldeutschen Raum [5] einer zusätzlichen Prüfung auf Alkaliempfindlichkeit unterzogen. Diese zusätzliche Prüfung ergab keine Hinweise auf eine erhöhte Alkaliempfindlichkeit.

Für den Schwerbeton der Gegengewichte kam als Schwerzuschlag ein Magnetit (Eisenerz Fe_3O_4) mit einer Dichte von $4,80 \text{ kg/dm}^3$ zur Anwendung.

4 Betonkontrollprüfungen und Betoneinbau

4.1 Allgemeines

Im Rahmen der baubegleitenden Beratung wurden durch die BAW an den maßgeblichen Betonrezepturen Kontrollprüfungen durchgeführt. Am Frischbeton wurde neben der Verarbeitbarkeit auch die Homogenität des zu verarbeitenden Betons (Absetzen) bewertet. Darüber hinaus erfolgten weitere Sonderprüfungen zum Nachweis

des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands, Temperaturmessungen zur Bestimmung der Hydratationswärmentwicklung am erhärtenden Betonblock und zum Teil an Bauteilen sowie die Kontrolle relevanter Aspekte der Bauausführung (z. B. Arbeitsfugenvorbereitung, Sichtbetonanforderungen, Betondeckung).

Die maßgeblichen Ergebnisse der Betonkontrollprüfungen sind in den Tabellen 2.1, 2.2 und 2.3 für die jeweiligen Betonbaubereiche zusammengefasst.

4.2 Betone nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2

4.2.1 Bohrpfahlbeton

Die Erstprüfung wurde im Transportbetonwerk durchgeführt, zusätzlich erfolgte ein Großversuch auf der Baustelle unter realen Einbaubedingungen. Beide Prüfungen/Versuche wurden vom BUI im Auftrag der BAW begleitet. Maßgebend für den Bohrpfahlbeton war die Einhaltung der Betonfestigkeit. Die Anforderungen an einen C20/25 wurden von den im Transportbetonwerk sowie von den beim Großversuch auf der Baustelle ermittelten 28-Tage-Druckfestigkeiten übertroffen. Die Konsistenz wurde im Rahmen des Großversuchs im Hinblick auf eine optimale Verarbeitbarkeit abgestimmt. Insgesamt wurden etwa 4.000 m^3 Bohrpfahlbeton verarbeitet.

Bauteil/ Beton	Anforderungen		Prüfergebnisse						
	Festigkeits- klasse	Expo- sitions- klassen	Aus- breit- maß	Luft- gehalt	Adiab. Temp. 7d	Druck- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Stat. E-Modul	Perfor- mance Dauerhaf- tigkeit
			mm	%	K	N/mm^2	N/mm^2	kN/mm^2	-
4.2.1 Bohrpfahl- beton	C20/25	XC2	450- 550	0,9	-	28d: 38 / 42 ¹⁾	28d: 3,0	-	-
4.2.2 Unterwasser- beton	C25/30	X0	550	0,6	-	56d: 35	-	-	-
4.2.3 Dränbeton	C12/15	X0	Verd.- Maß 1,26	-	-	56d: 20	-	-	-

¹⁾ Großversuch auf der Baustelle

Tabelle 2.1: Ergebnisse Betonprüfungen der Betone nach DIN EN 206-1 [3]/DIN 1045-2 [4]

4.2.2 Unterwasserbeton

Der Unterwasserbeton C25/30 wurde in die ca. 11 m mit Wasser gefüllte Baugrube in einer Stärke von 1,30 m eingebaut. Insgesamt wurden bei einer Einbauleistung von 100 m³/h in 3 Tagen ca. 8.600 m³ Beton eingebracht. Für den Unterwasserbeton wurde eine Erstprüfung und während der Bauzeit mehrere Kontrollprüfungen durchgeführt. Maßgebende Kriterien waren neben der Einhaltung der Betonfestigkeit auch die Sicherstellung der Verarbeitbarkeit.

Die Anforderungen an einen Unterwasserbeton der Festigkeitsklasse C25/30 wurden mit den ermittelten Druckfestigkeiten nach 56 Tagen erfüllt. Da das Ausbreitmaß (bei normalem Luftdruck gemessen) nur bedingt die Verarbeitbarkeit des Betons in einer Einbautiefe von 11 m widerspiegelt, musste die Konsistenz des Unterwasserbetons auf die Verarbeitbarkeit in dieser

Tiefe abgestimmt werden. Taucher kamen nur in beschränktem Umfang zum Einsatz, da wegen der schlechten Lichtverhältnisse und des Tag- und Nachteinbaus eine Beobachtung des Vordringens der Betonwalze so gut wie nicht möglich war. Der Beton wurde daher durch Rohrleitungen im Raster eingebaut. Die Betonage ist in Bild 3 dokumentiert.

4.2.3 Dränbeton

Der Dränbeton wurde als C12/15 zwischen der Unterwasserbetonsohle und der konstruktiven Betonsohle sowie seitlich zwischen Trogwand und Trogwannenwand in ca. 30 cm Dicke eingebracht, insgesamt in einer Menge von ca. 2.500 m³. Es wurde ein Einkornbeton mit Zementsteingerüst konzipiert, für welchen bei der Erstprüfung die Druckfestigkeitsklasse C12/15 bestätigt wurde. Im Einbaubereich des Dränbetons wurden die Festigkei-



Bild 3: Betonage Unterwasserbetonsohle (März 2010)

ten jedoch meist nicht erreicht, da bei extrem hoher Einbautemperatur im Trog (über 30°C) der Beton zu schnell austrocknete. Der Einbau erforderte zudem einen hohen manuellen Aufwand (Betonkübel, Verdichtung mit Rüttelbohle bzw. Walze). Die mit der Dränbetonschicht angestrebte Entwässerungswirkung der Baugrube erwies sich dennoch als sehr gut und zuverlässig, sodass die Funktion der Dränbetonschicht uneingeschränkt gegeben war.

4.3 Betone nach ZTV-W 215 (Wasserbaubetone)

4.3.1 Sohlenbeton

Für die Sohlplatte mit einer Dicke von 2,55 m war aufgrund der erhöhten Dauerhaftigkeitsanforderungen (Einwirkung von Tausalzen in Verbindung mit Frostangriff, Expositionsklasse XF4) ursprünglich ein Luftporenbeton C30/37 über die gesamte Dicke geplant. Auf Vorschlag der BAW entschloss man sich zu einer „zonierten“ Bauweise. Dies hatte den Vorteil, dass nur der Beton der oberen 40 cm die Anforderung XF4 erfüllen musste, während für den darunter liegenden massigen Sohlenbeton die Anforderungen an massive Bauteile durch die Wahl anderer Zemente mit niedrigerer Wärmetönung und einer Rezeptur mit geringerem Zementgehalt besser eingehalten werden konnten.

Der Einbau des Betons erfolgte mittels Betonpumpen in sechs Sohlabschnitten mit Abstellungen aus Streckmetall (Bild 4). Bei der Bauausführung wurde bereits 70 cm unter Oberkante Sohle frisch in frisch mit dem Einbau der oberen Schicht mit erhöhten Dauerhaftigkeitsanforderungen begonnen, um zu gewährleisten, dass der Vermischungseffekt zwischen unterem und oberem Sohlplattenbeton bei einer Tiefe von etwa 40 cm abgeschlossen war. Insgesamt wurden so ca. 12.500 m³ Sohlenbeton eingebracht.

An den Massenbeton für den unteren Teil der Sohlplatte bestanden aufgrund der „zonierten Bauweise“ in erster Linie nur noch Anforderungen an die Verarbeitbarkeit, die Begrenzung der Hydratationswärme und die Betonfestigkeit.

Die Entwicklung der Hydratationswärme unter quasi-batischen Randbedingungen wurde im Rahmen der Kontrollprüfungen am 2 x 2 x 2 m³-Block gemessen und betrug für den Beton 30,5 K. Um die höchst zulässige Betontemperatur von 53°C nicht zu überschreiten, hätte bei dieser Hydratationswärmeentwicklung die Frischbetontemperatur beim Einbau auf höchstens 23,5 bis 24°C begrenzt werden müssen. In gemeinsamen Gesprächen zwischen Bauherrn, AN und der BAW wurde seitens der BAW zugestimmt, die zulässige Frischbetontemperatur im Extremfall auf 26°C anheben zu dürfen, wobei die Betonhöchsttemperatur auf 55°C begrenzt wurde.

Bauteil/ Beton	Anforderungen		Prüfergebnisse						
	Festigkeitsklasse	Expositionsklassen	Ausbreitmaß	Luftgehalt	Adiab. Temp. 7d	Druckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Stat. E-Modul	Performance Dauerhaftigkeit
			mm	%	K	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	-
4.3.1 Sohlenbeton	C30/37	XC2	450	0,8-1,3	29,5	56d: 46	56d: 3,7	56d: 33,6	-
4.3.1 Sohlenbeton (obere 40 cm)	C30/37 LP	XC4 XD3 XF4 XM1	420	5,0	32,2	56d: 43	56d: 3,2	56d: 33,1	FTS-Prüfung XF4 erfüllt
4.3.2 erste 70 und letzte 40 cm SRTS, Pylone und Trogaußenwand	C35/45 LP	XC4 XD3 XF4	450-500	4,7-5,7	36,7	56d: 62	56d: 5,2	56d: 34,5	FTS-Prüfung XF4 erfüllt

Tabelle 2.2: Ergebnisse Betonprüfungen der Wasserbaubetone

Der Frischbeton war bei weicher Konsistenz (F3) zusammenhängend und mit der Pumpe gut verarbeitbar, der Luftporengehalt lag im erwarteten Bereich. Mit den Druckfestigkeitsergebnissen konnte nach 56 Tagen ein C30/37 sicher nachgewiesen werden, auch die Spaltzugfestigkeit und der statische Elastizitätsmodul lagen in erwarteter Größenordnung.

Der Beton für den oberen Teil der Sohlplatte mit erhöhten Anforderungen an die Dauerhaftigkeit (Expositions-kategorie XF4) wurde als Luftporenbeton konzipiert. Der Frischbeton war gut verarbeitbar und zusammenhängend, der geforderte Luftgehalt von 5 bis 6 % nach der Pumpe wurde eingehalten, die Luftporen blieben stabil. Die Frischbetontemperatur beim Einbau war auch hier aufgrund der Hydratationswärmeentwicklung des Betons von 32,2 K auf 22°C begrenzt.

Die Druckfestigkeit entsprach nach 56 Tagen den Vorgaben an einen C30/37 nur knapp. Im Falle von produktionsbedingten Schwankungen des LP-Gehalts war daher zu beachten, dass bei höheren Luftgehalten mit einer Abnahme der Druckfestigkeit zu rechnen ist. Diese konnte jedoch durch den Druckfestigkeitszuwachs bis zum Alter von 90 Tagen sicher kompensiert werden.

Die Spaltzugfestigkeit und der statische E-Modul bewegten sich nach 56 Tagen trotz eines Luftgehaltes von ca. 5 bis 6 % in gleicher Größenordnung wie beim darunter befindlichen Sohlenbeton ohne künstlich eingetragene Luftporen. Aus der Festigkeitsentwicklung $r = f_{cm2} / f_{cm56}$ von 0,24 ergab sich eine erforderliche Nachbehandlungsdauer der Betonoberfläche von 14 Tagen.

Der Beton wurde auf Widerstand gegen Frost- und Tausalzangriff (XF4) nach dem CDF-Verfahren gemäß BAWMerklblatt „Frostprüfung von Beton“ (MFB), Ausgabe 2004 [6] geprüft. Aufgrund zunächst unklarer Prüfergebnisse im Rahmen der Erstprüfung wurde die CDF-Prüfung mehrfach wiederholt, die Abnahmekriterien für eine Expositions-kategorie XF4 wurden bei den Wiederholungsprüfungen dann stets eingehalten.

4.3.2 Unterer Teil Trogaußenwand, SRTS und Pylone

Für den unteren Teil der Trogaußenwände, der SRTS und der Pylone (bis ca. 70 cm) sowie den oberen Teil der Trogaußenwände (obere ca. 40 cm) war der Widerstand des Betons gegen Frost- und Tausalzangriff (XF4) analog der Bodenplatte in den vertikalen Bereich hinein fortzuführen, aber mit einer höheren Festigkeitsklasse C35/45, welche für die SRTS und Pylone aus der Statik vorgegeben war. Um diese Festigkeit trotz der Luftporen zielsicher zu erreichen, wurde die Flugasche durch Zement ersetzt und der w/z-Wert auf kleiner 0,40 abgesenkt. Insgesamt wurden von diesem Beton in den genannten Bauteilen ca. 5.000 m³ verbaut. Ein Eindruck der Betonarbeiten im Trogbereich ist in Bild 4 dokumentiert.

Die Eignungsprüfungen wurden im Transportbetonwerk durchgeführt und vom BUI überwacht. Ausreichende Gehalte der künstlich eingetragenen Luft waren beim Pumpvorgang nicht immer erreichbar, sodass mehrere Eignungsprüfungen durchgeführt werden mussten. Die Druckfestigkeitsklasse C35/45 konnte anhand der ermittelten Druckfestigkeiten bei dem erforderlichen LP-Gehalt nachgewiesen werden. Die Prüfung auf Widerstand gegen Frost- und Tausalzangriff nach dem CDF-Verfahren gemäß BAW-MFB [6] wurde ergänzend vom BUI durchgeführt, die Abnahmekriterien für eine Expositions-kategorie XF4 wurden dabei eingehalten. Zu Beginn der Betonarbeiten im Trog wurde festgestellt, dass die Ausbildung der horizontalen Arbeitsfugen Mängel aufwies, d. h., dass das Grobkorngerüst nicht ordnungsgemäß freigelegt war. Gerade in der Arbeitsfuge Sohle/Wand war dies zur Sicherstellung der Dichtheit gegen drückendes Wasser jedoch besonders wichtig, sodass in der Folge eine intensivere Arbeitsfugenvorbereitung umgesetzt wurde. Darüber hinaus wurde empfohlen, auch die Arbeitsfugenbleche sorgfältig zu reinigen und optional Injektionsschläuche im Bereich der Arbeitsfugenbleche zu installieren. Diesen Empfehlungen der BAW wurde im weiteren Bauablauf gefolgt; Bild 5 zeigt exemplarisch ordnungsgemäß vorbehandelte Arbeitsfugen.



Bild 4: Bewehrungs- und Betonarbeiten Sohle und Trogaußenwand (Juli 2011)



Bild 5: Ordnungsgemäß vorbehandelte Arbeitsfugen der Trogaußenwand

4.4 Betone nach ZTV-ING (Hochbaubetone)

4.4.1 Oberer Teil Trogaußenwand, SRTS und Pylone

Oberhalb des sohlplattennahen Bereiches wurden alle Stützen, Pylone und die Trogaußenwand nach ZTV-ING [2] hergestellt. Die ursprünglich vorgesehene Expositions-klasse XF4 (hohe Wassersättigung mit Taumittel) wurde nach gemeinsamer Erörterung und unter Berücksichtigung der relevanten Bauteleinwirkungen auf XF2 (mäßige Wassersättigung mit Taumittel- Spritzwasserbereich) abgemindert, sodass ein Beton ohne Luft-

Bauteil/ Beton	Anforderungen		Prüfergebnisse						
	Festigkeits- klasse	Expo- sitions- klassen	Aus- breit- maß	Luftge- halt	Adiab. Temp. 7d	Druck- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Stat. E- Modul	Perfor- mance Dauer- haftig- keit
			mm	%	K	N/mm ²	N/mm ²	kN/ mm ²	-
4.4.1 SRTS, Pylone und Trogaußenwand	C35/45	XC4 XF2 XD1 XM1	390	1,3	30,8	56d: 58	56d: 5,2	56d: 35,1	Prüfung XF3 erfüllt
4.4.2 Auflagersockel	C35/45	XC4 XF2 XD1	520	1,5	-	56d: 74	56d: 3,5	56d: 37,5	-
4.4.2 Auflagersockel oben	C35/45	XF3	490	1,5	-	56d: 77	56d: 4,9	56d: 39,5	Prüfung XF3 erfüllt
4.4.3 Unteres Widerlager	C20/25	XC2	430	0,8	-	28d: 33	-	-	-
4.4.3 Oberes Widerlager	C30/37	XC4 XF2 XA2 XM1	490	1,5	-	28d: 53	-	-	-
4.4.4 Querriegel (Fertigteilbeton)	C35/45	XC4 XD2 XF3 XA2	530	2,0	-	28d: 57	-	-	-
4.4.5 Gegengewicht (Schwerbeton)	C35/45	XC4 XD3 XF4 XA2	470	1,2	-	28d: 87	28d: 4,8	28d: 39,9	Prüfung XF3 erfüllt

Tabelle 2.3: Ergebnisse Betonprüfungen der Hochbaubetone

porenbildner verwendet werden konnte. Von diesem Beton wurden zwischen 2011 und 2014 insgesamt ca. 21.900 m³ verbaut; das ist die größte Kubatur aller am Schiffshebewerk verwendeten Betone. In Bild 6 ist ein Bauzustand der aufgehenden Bauteile dokumentiert.

Um den gestellten Sichtbetonanforderungen an den genannten Hochbauteilen gerecht zu werden und die Eignung des Betons unter den besonderen Einbaubedingungen sicherzustellen, entschloss man sich vorab, ein Musterbauteil zu errichten (Bild 7). Dieses diente sowohl als Musterfläche für die Sichtbetonschalung (2 x ca. 50 m² Ansichtsfläche), als auch für Eignungsuntersuchungen der Betonrezeptur einschließlich Einbautechnologie und Ankersystemen. Au-

ßerdem wurde das Musterbauteil genutzt, um verschiedene Instandsetzungsmörtel für die Ausbesserung mangelhafter Betonoberflächen zu untersuchen und zu bewerten.

Bei den im Zusammenhang mit der Erstellung des Musterbauteils durchgeführten Betoneignungsversuchen zeigte sich, dass der Verflüssiger (FM auf PCE-Basis) sehr temperaturabhängig ist und der Wasseranteil im Beton die Reaktionsfreudigkeit des Verflüssigers vor allem bei höheren Frischbetontemperaturen sehr stark beeinflusst. Auf Basis dieser Erkenntnisse erfolgten daher zunächst mehrere Rezepturanpassungen, bis eine ausreichende Verarbeitbarkeit für die angewendeten Bauverfahren (u. a. Kletterschalung) erzielt wurde.



Bild 6: Betonarbeiten Pylone, SRTS und oberes Widerlager (Mai 2012)



Bild 7: Musterbauteil (April 2012)

Mit dem so optimierten Beton wurden die Anforderungen an die Druckfestigkeit für einen C35/45 mit den nach 56 Tagen ermittelten Druckfestigkeitswerten sicher erfüllt, auch der statische Elastizitätsmodul sowie die Spaltzugfestigkeit entsprachen den Anforderungen. Bei der Prüfung der quasiadiabatischen Wärmeentwicklung wurde ein ΔT von $30,8^\circ$ Kelvin gemessen. Die Gesamtnachbehandlungszeit ergab sich bei einem Reifegrad $r = f_{cm2}/f_{cm56}$ von 0,21 zu 14 Tagen, wobei der Beton mindestens die ersten 7 Tage in der Schalung zu belassen war.

4.4.2 Auflagersockel

Der Auflagersockel für die Kanalbrücke im Bereich des Hebewerks wurde auf Basis der ZTV-ING [2] nur für eine Expositionsklasse XF2 konzipiert, der Auflagersockel am

oberen Brückenwiderlager dagegen auf Basis der ZTV-W 215 [1] für eine Expositionsklasse XF3. Wegen der Bauteilgrößen (kleinste Abmessung $\leq 0,80$ m) wurde für diese Bauteile keine quasiadiabatische Wärmemessung durchgeführt.

Verarbeitungstechnisch wurde der Frischbeton wegen der dicht liegenden Bewehrung mit sehr weicher Konsistenz (F4) eingebaut. Die Druckfestigkeiten beider Betonsorten waren annähernd gleich und lagen nach 56 Tagen weit über 70 N/mm^2 , womit die Druckfestigkeitsklasse C35/45 sicher erreicht wurde. Die Prüfung des Auflagersockelbetons am oberen Brückenwiderlager auf Widerstand gegen Frostangriff (XF3) gemäß BAW-MFB [6] wurde dennoch nur knapp bestanden, der dynamische E-Modul lag zum Abschluss der Prüfung i. M. bei 76 %.

4.4.3 Unteres und oberes Widerlager

Beim unteren Widerlager wurde die Druckfestigkeitsklasse C20/25 mit den nach 28 Tagen ermittelten Druckfestigkeiten sicher erreicht. Die Nachbehandlungszeit ergab sich aus $r = f_{cm2}/f_{cm28} = 0,24$ zu 14 Tagen, wobei der Beton die ersten 7 Tage in der Schalung belassen wurde.

Für das obere Widerlager, welches als separates, massives Bauteil auf Großbohrpfählen gegründet wurde, bestanden etwas höhere Dauerhaftigkeitsanforderungen. Für den Beton wurde nach 28 Tagen eine Druckfestig-

keitsklasse C30/37 nachgewiesen. Bei einem Reifegrad $r = f_{cm2}/f_{cm28} = 0,60$ hätte der Beton nur 4 Tage nachbehandelt werden müssen, der AN entschloss sich freiwillig zu einer Nachbehandlungszeit von 7 Tagen.

4.4.4 Querriegel (Fertigteilbeton)

Die Querriegel zwischen den Seilrollenträgerstützen wurden als Fertigteile hergestellt. Es kam ein Fertigteilbeton C35/45 mit hohem Frostwiderstand (XF3) zum Einsatz. Die Druckfestigkeitsanforderungen wurden im Alter von 28 Tagen an gesondert hergestellten Proben erfüllt. Die Einordnung in diese Druckfestigkeitsklasse war auch gegeben, wenn für die Fertigteile eine infolge der Wärmebehandlung gegebenenfalls um bis zu 25 % niedrigere Druckfestigkeit als bei den gesondert hergestellten Proben angesetzt wurde.

Wegen der im Transportbetonwerk angewendeten Wärmebehandlung der Fertigteile, der Verwendung eines Portlandzementes und dem nicht sicher als alkaliunempfindlich eingestuften Elbekies wurde das Risiko einer möglichen schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) befürchtet. Daher wurde dieser Beton gemäß [7] und [5] einer AKR-Prüfung im Labor der BAW unterzogen. Dabei wurden keine Hinweise auf ein AKR-Reaktionspotenzial gefunden.



Bild 8: Ungleichmäßige Verteilung der groben Gesteinskörnung infolge Absetzen (links Einfüllseite beim Betonieren) (Quelle: Prüfbericht Bauten & Umwelt Institut)

4.4.5 Gegengewichte (Schwerbeton)

Das Gesamtgewicht der ca. 200 Gegengewichtsplatten muss ca. 42.000 kg betragen. Bei einem Volumen von insgesamt ca. 12 m³ müssen die Gegengewichte daher eine Frischbetonrohichte von 3,30 kg/dm³ aufweisen. Geringe Abweichungen in der Dichte wirken sich auf die Gesamtmasse jeder einzelnen Gegengewichtsplatte aus, selbst geringe Abweichungen müssen mit zusätzlichen Gewichten ausgeglichen werden. Als Schwerzuschlag kam ein Magnetit mit einer Dichte von 4,80 kg/dm³ zur Anwendung. Der Schwerbeton wurde als C35/45 konzipiert, der w/z-Wert dieses sehr dichten Betons wurde < 0,40 begrenzt.

Als größte Schwierigkeit bei den Eignungsversuchen des Schwerbetons erwies sich das Absetzen der groben Gesteinskörner des Schwerzuschlags, wie in Bild 8 an einem aufgesägten Versuchskörper zur Beurteilung der Kornverteilung exemplarisch dargestellt ist.

Der Frischbeton musste so eingestellt werden, dass bei Liegend-Fertigung (Bauteildicke 0,70 m) ein Absetzen weitestgehend ausgeschlossen wird, da das in der Einbausituation um 90 Grad gedrehte Bauteil ansonsten infolge eines Dichteunterschieds bei mittiger Aufhängung schiefhängen würde. Um einen entmischungsstabilen Beton entsprechender Dichte zu konzipieren, waren mehrere Eignungsversuche an Kleinbauteilen (0,8 x 0,8 x 0,2 m³) erforderlich. Bei einem Beton mit einem Ausbreitmaß von 47 cm konnten am Frischbeton augenscheinlich keine Absetzerscheinungen mehr festgestellt werden. Die bei diesem Beton ermittelte Frischbetonrohichte betrug 3,295 kg/dm³ und wurde als akzeptabel eingeschätzt.

Die Anforderungen an eine Druckfestigkeitsklasse C35/45 wurden mit der nach 56 Tagen ermittelten Druckfestigkeit von 87 N/mm² weit übertroffen. Auf der Basis dieser Rezeptur konnte die Produktion der Gegengewichte im Fertigteilwerk erfolgen.

5 Zusammenfassung

Das neue Schiffshebewerk Niederfinow wurde als Stahlbetonbauwerk errichtet. Wesentliches Gründungsbauwerk ist ein Betontrog mit Sohle und Wänden. Aus diesem gehen bis in ca. 55 m Höhe die mittels Kletterschalung errichteten Pylone mit Treppenaufgängen und Seilrollenträgerstützen auf. Insgesamt kamen für den Neubau des Schiffshebewerks 23 Betonrezepturen zum Einsatz. Der Betontrog und die unteren Teile der Pylone und Seilrollenträgerstützen wurden als Wasserbauwerke nach ZTV-W 215 [1] ausgeschrieben und ausgeführt, die darüber liegenden aufgehenden Hochbauteile nach ZTV-ING [2].

Die Bundesanstalt für Wasserbau, Referat B3 Baustoffe, war zwischen den Jahren 2009 und 2014 aktiv in die Planung und Ausführung der Betonbauarbeiten des Schiffshebewerks eingebunden. Neben einer umfangreichen Beratung zu allen betontechnologischen Fragen (u. a. Konzipierung der Betonrezepturen und der Einbautechnologien, Sicherstellung der Sichtbetonanforderungen, Einbau von Sonderbetonen) und der Durchführung von Kontrollprüfungen zur Eignungsbewertung der eingesetzten Betone, erfolgte insbesondere auch eine intensive betontechnologische Beratung auf der Baustelle. Damit leistete die BAW einen wichtigen Beitrag zur Sicherstellung der laufenden Qualitätssicherung der Betonherstellung und des Betoneinbaus.

6 Literatur

- [1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215). Ausgabe 2004.
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING, Teile 1 bis 10. Stand 12/2007.
- [3] DIN EN 206-1: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2001.

- [4] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Ausgabe 08.2008.
- [5] Ergänzende Regelungen zur Alkali-Richtlinie für die Verwendung alkaliempfindlicher Kiese aus dem mitteldeutschen Raum im Geschäftsbereich der WSV. Erlass WS 13/14.61.31-4.01/00803397 vom 13.02.2008.
- [6] BAWMerkblatt „Frostprüfung von Beton“ (MFB), Ausgabe 2004.
- [7] DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ (Alkali-Richtlinie), Ausgabe Februar 2007.

Schiffshebewerk Niederfinow

Bemessung, Herstellung und Montage des Troges

Dipl.-Ing. Jens Schülke, DSD Brückenbau GmbH

1 Allgemeines

Das im Jahr 1934 in Betrieb gegangene Schiffshebewerk in Niederfinow bei Eberswalde, das im Verlauf der Havel-Oder-Wasserstraße eine Wasserhöhendifferenz von 36 m überbrückt, erreicht nach über 80 nahezu störungsfreien Betriebsjahren das Ende seiner Nutzungsdauer. Es wird als „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst“ weiter erhalten bleiben [1].

Auch das neue Schiffshebewerk wurde nach dem Prinzip des alten Hebewerks als Senkrechtbewerk mit Gegengewichtsausgleich geplant. Dabei werden die Abmessungen des neuen Hebewerks dahingehend vergrößert, dass auch Großmotorgüterschiffe und die häufig genutzten 114 m langen Schubverbände, ohne dass sie für die Passage geteilt werden müssen, das Hebewerk passieren können. Das neue Schiffshebewerk beseitigt somit einen Engpass auf dem Wasserweg von Berlin nach Szczecin und der Ostsee.

Der Bauauftrag für den Neubau des Schiffshebewerks Niederfinow wurde der „ARGE Neues Schiffshebewerk Niederfinow“, bestehend aus der Implenia Construction GmbH (technische Federführung), der DSD Brückenbau GmbH (kaufmännische Federführung), der JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG und der SIEMAG TECBERG GmbH, erteilt. Die Herstellung der Stahlbauteile, wie z. B. des Troges, der Kanalbrücke und der Seilrollenträger, liegt ebenso wie die Herstellung der Stahlwasserbauteile (z. B. der Drehsegmenttore) im Leistungsbereich der DSD Brückenbau GmbH.

2 Funktionsweise des Hebewerks

Kernstück des neuen Hebewerks ist der mit Wasser gefüllte Trog, der an seinen beiden Enden durch die Trogtore, die als sogenannte Drehsegmenttore ausgeführt werden, begrenzt wird. Bei einer für die Schifffahrt nutzbaren Länge von 115 m beträgt die Länge des Troges insgesamt 125,50 m.

Der Stahlbau des Troges hat eine Masse von 1.820 t. Die Wasserlast beträgt 6 580 t, sodass sich insgesamt die zu hebende Gesamtmasse inkl. Maschinenbau, Stahlwasserbau und Trogantriebshäusern auf ca. 10.000 t beläuft. Dieses Gewicht des wassergefüllten Troges wird durch 224 Gegengewichte ausgeglichen. Die Last aus dem Trog und den Gegengewichten wird über Seilrollen auf die beiden Seilrollenträger und die darunter angeordneten Massivbauteile – bestehend aus den vier begehbaren Pylonen und den 12 Seilrollenträgerstützen – in die Trogtanne und damit in den Untergrund abgetragen (Bild 1). Durch den Gegengewichtsausgleich müssen die Antriebe des Troges nur noch die Kraft aufbringen, die aus Reibungskräften, Anfahrkräften und geringen Wasserstanddifferenzen resultiert.

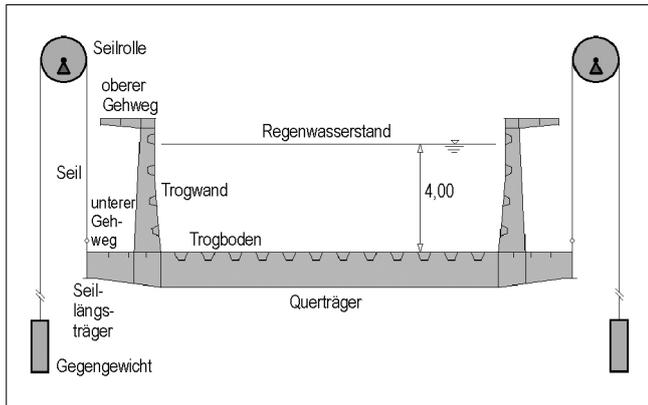


Bild 1: Prinzipskizze Gegengewichtsausgleich

In den Viertelpunkten des Troges sind an den Trogseiten die insgesamt vier Trogantriebshäuser angeordnet, in denen sich die Trogantriebe und die Trogsicherungen befinden. Der Trog hat vier Zahnstangenantriebe auf beiden Trogseiten. Dabei befinden sich die Antriebsmaschinen mit den Zahnritzeln auf dem Trog, während die Zahnstangen fest mit den vier Stahlbetonpylonen außerhalb des Troges verbunden sind.

In der oberen bzw. unteren Anlegestelle wird der Trog durch die Troghaltevorrichtungen, die ebenfalls im Bereich der Antriebshäuser angeordnet sind, fixiert. Diese Vorrichtung hat die Aufgabe, Belastungsspitzen durch Schwall- und Sunkwellen – z. B. durch von Schiffen mitgebrachtes oder mitgenommenes Wasser – von den Antrieben fernzuhalten.

Der Trog wird durch die Drehsegmenttore verschlossen, die sich in geöffneter Stellung in Trogtormulden unterhalb des Trogbodens befinden. Der in den Anlegestellungen zwischen dem Trog und der anschließenden Haltung vorhandene Spalt wird über die sogenannten Andichtrahmen mit einer Spaltwasserdichtung verschlossen, bevor die Tore des Troges und der anschließenden Haltung geöffnet werden. Der Andichtrahmen ist im Fall der oberen Anlegestelle an der Kanalbrücke befestigt und in der unteren Anlegestelle Teil des sogenannten unteren Handlungsabschlusses. Der Andichtrahmen wird mittels hydraulischer Pressen an den Trog gedrückt.

Bei großen Ungleichgewichten zwischen dem Trog und den Gegengewichten sind die Antriebe nicht mehr in der Lage, den Trog zu halten. Durch das Auslösen von vorgespannten Federpaketen in den Federtöpfen lagern sich

die Lasten in diesem Fall auf die vier Trogsicherungen um. Diese bestehen jeweils aus einem am Pylon befestigten Innengewinde (Mutterbackensäule) und einer – im Normalfall berührungslos mitlaufenden – Gewindespindel (Drehriegel).

Die verschiedenen außergewöhnlichen Lastfälle, bei denen das Gleichgewicht zwischen dem Trog und den Gegengewichten gestört ist, sollen stellvertretend an den beiden folgenden Lastfällen exemplarisch erläutert werden:

- Trog mit Normalfüllung und gesunkenem Schiff in der oberen oder unteren Haltung

Das Gewicht des gesunkenen Schiffes wird nicht mehr durch den Auftrieb ausgeglichen und belastet zusätzlich den Trog. Durch die geöffneten Trogtore kann Wasser nachfließen, sodass die Gesamtmasse des wassergefüllten Troges größer wird. Die Trogsicherung verhindert in diesem Fall, dass sich der Trog unkontrolliert nach unten bewegt.

- Trogleerlauf

Durch die fehlende Wasserlast ergibt sich ein Übergewicht auf der Gegengewichtsseite. Die Trogsicherung verhindert eine unkontrollierte Bewegung des Troges nach oben.

3 Tragkonstruktion des Troges

Die Trogkonstruktion besteht aus dem Trogboden und den Trogwänden, die jeweils in Längsrichtung durch Hohl- oder Flachstahlrippen ausgesteift sind (Bild 2). Die Konstruktion mit Querträgern und ausgesteiften Hohl- und Flachstahlrippen entspricht im Allgemeinen dem Konstruktionsprinzip einer orthotropen Fahrbahnplatte im Brückenbau. Aufgrund der im Regelbetrieb des Troges ohne große Spannungsschwankungen vorherrschenden Quertragwirkung wurde der Querträgersteg entgegen den Konstruktionsprinzipien einer orthotropen Fahrbahnplatte ohne Freischnitte für die Längssteifen konzipiert, sodass diese aufgrund der in diesem Fall fehlenden Ermüdungsproblematik mittels einer Stumpfnah an den

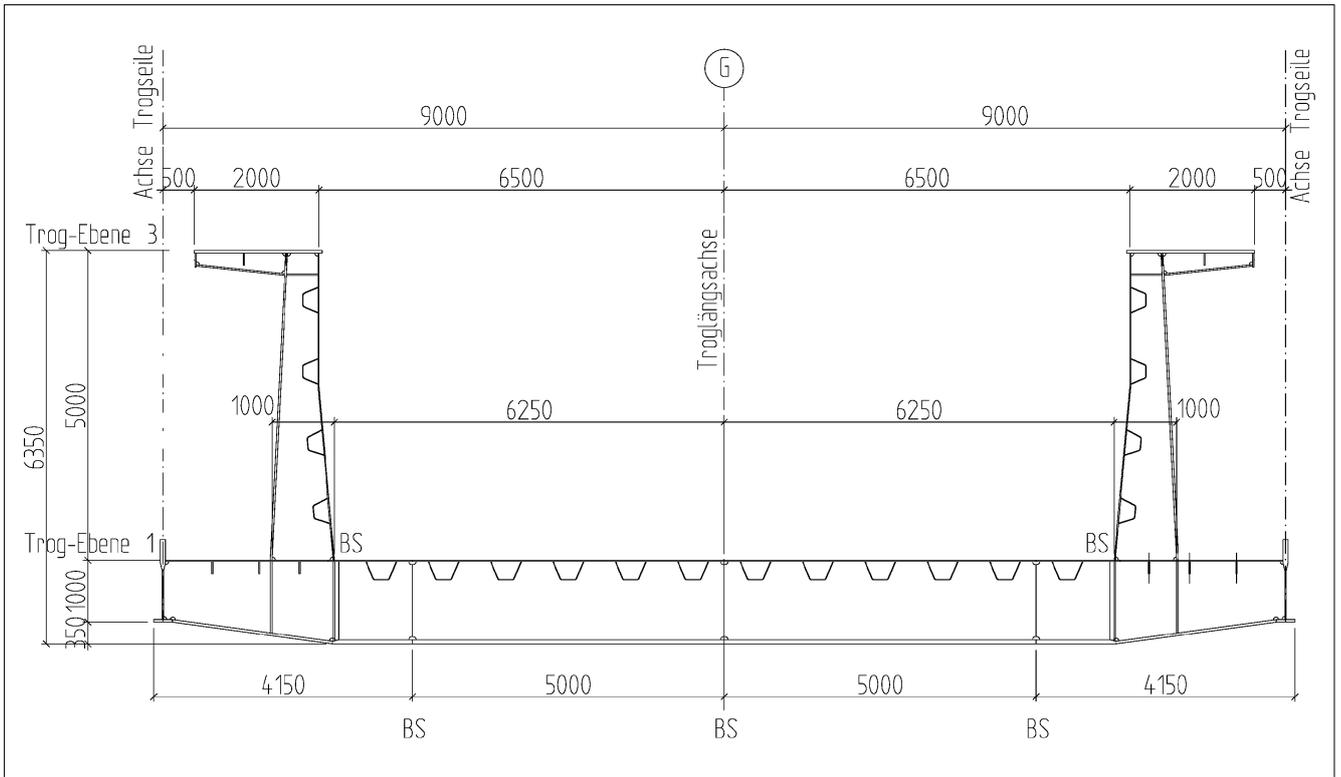


Bild 2: Regelquerschnitt Trog

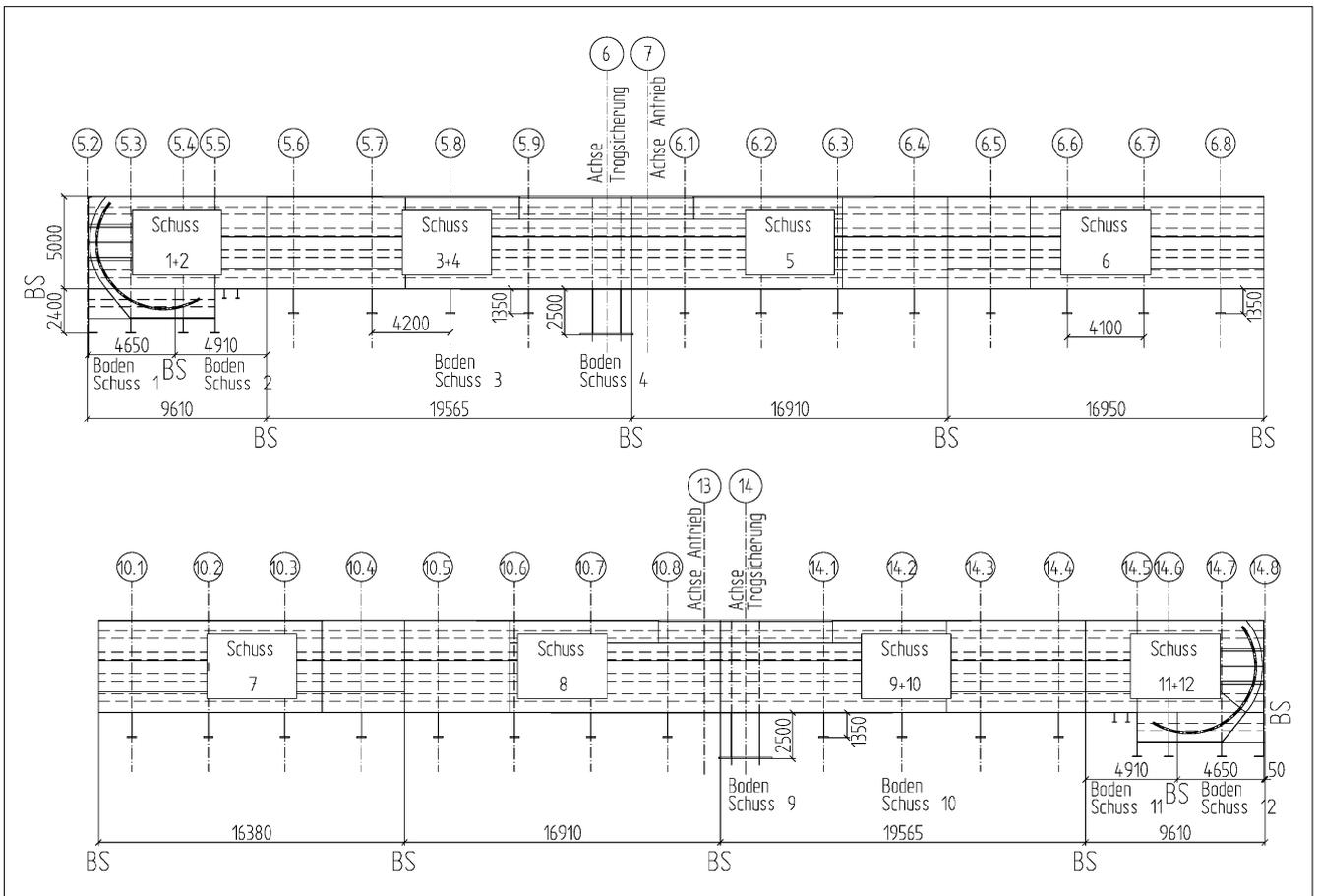


Bild 3: Längsschnitt Trog

Querträger angeschlossen werden konnten. Die Querträger können somit ohne Querschnittsschwächung im Steg für die Durchführung der Längssteifen ausgeführt werden.

Die Längssteifen übertragen die Wasserlast vom Trogboden zu den Querträgern, die in einem Regelabstand von 4,10 m angeordnet sind und eine Bauhöhe von 1,35 m haben (Bild 3). Über die Querträger werden die horizontalen Wasserdrucklasten, die auf die Trogwände wirken, kurzgeschlossen; gleichzeitig übertragen die Querträger das Gewicht des Stahlbaus und des Wassers zu den an den Rändern des Troges angeordneten Seillängsträgern. Über die dort befestigten Seile gleichen sich die Lasten mit den Gegengewichten aus.

Im Bereich der Trogantriebshäuser können konstruktionsbedingt keine Seile angeordnet werden; die Seillängsträger sind hier auf einer Länge von 16,90 m unter-

brochen (Bild 4). Das dort vorhandene Gewicht muss zu den außerhalb dieser Bereiche liegenden Seilen weitergeleitet werden; dabei trägt der Trog als Gesamtquerschnitt mit Trogwanne, unterem und oberem Gehweg und – wo vorhanden – den Seillängsträgern.

Die Längstragwirkung des Troges auf der gesamten Länge wird für den Fall benötigt, dass das Gleichgewicht zwischen dem Trog und den Gegengewichten gestört ist. Dieses tritt z. B. bei einem Trogleerlauf oder bei einem gesunkenen Schiff auf. Die in diesem Fall nicht ausgeglichenen Lasten, d. h. die Überlasten aus den Gegengewichten (Trogleerlauf) bzw. das zusätzliche Gewicht aus dem gesunkenen Schiff, werden vom Trog zu den beiden Hauptquerträgern in den Achsen 6 und 14 geleitet. Die Hauptquerträger müssen in diesen Fällen die nicht ausgeglichenen Lasten zu den vier Trogsicherungen leiten; an jeder dieser Trogsicherungen können dabei große Kräfte von bis zu 16,7 MN auftreten. Die Hauptquerträger

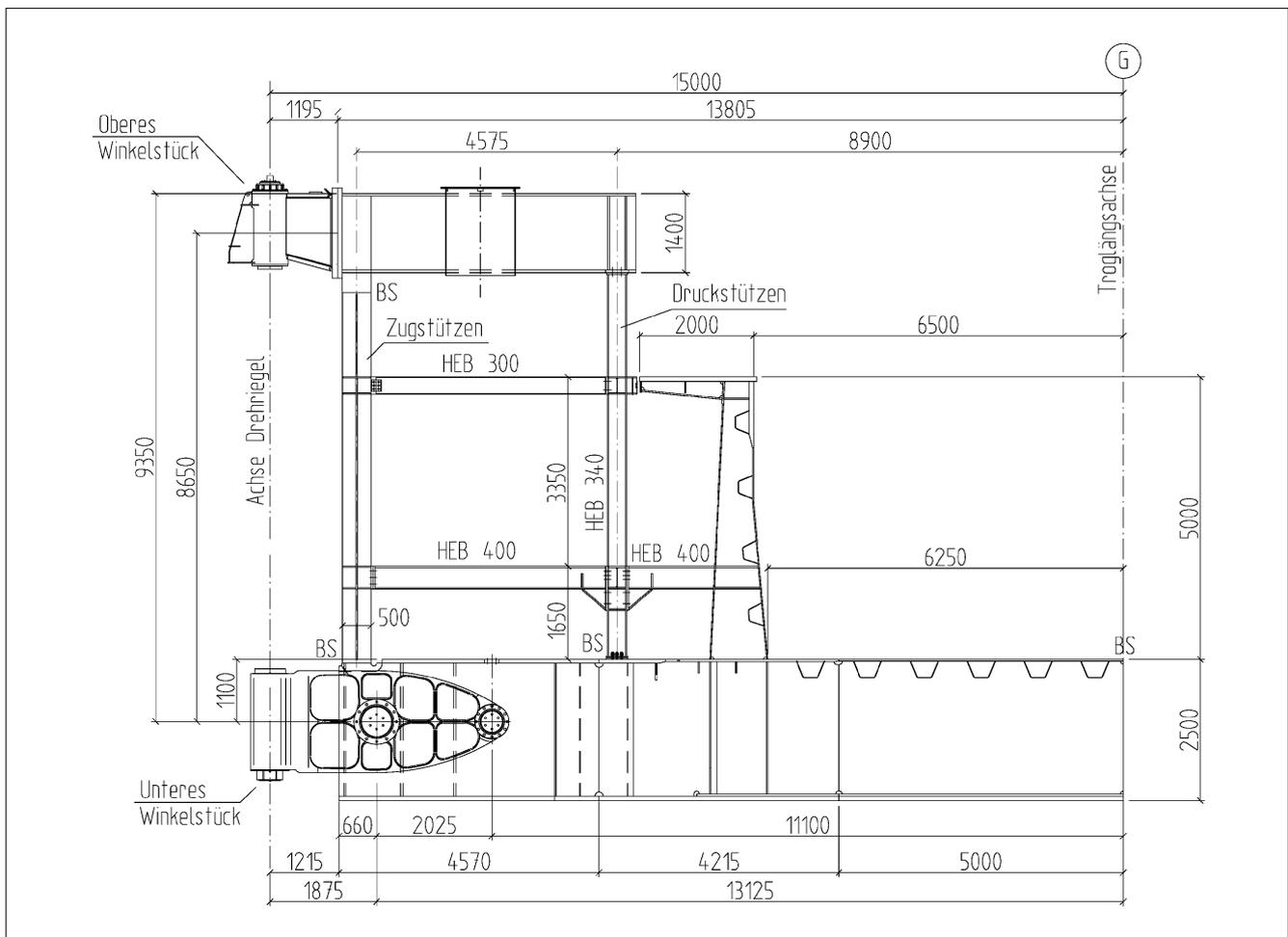


Bild 4: Regelquerschnitt Trog – Hauptquerträger

4 Statische Berechnung

4.1 Berechnungsverfahren

Die Berechnung des Troges erfolgte mittels einer Finite-Elemente-Analyse. Für die Berechnung wurde ein Modell des gesamten Troges ohne Ausnutzung von Symmetriebedingungen verwendet. Damit wurden die leichten Asymmetrien der Tragkonstruktion und der Belastung, die z. B. aus der einseitig angeordneten Stoßschutznische im Bereich der Tormulde mit den zugehörigen Lasten aus den dortigen Bremszylindern resultieren, erfasst. Diese Asymmetrien haben einen nennenswerten Einfluss auf die Spannungsverteilung und die Verformungen des Troges.

Vom Stahlbau der an den Trog anschließenden Trogantriebshäuser wurden nur diejenigen Teile über Stabelemente in das Modell aufgenommen, über die der Kraftfluss zu den Trogantrieben stattfindet. Die anderen Teile der Trogantriebshäuser und andere Stahlkonstruktionen, wie z. B. die Trogtore und die unter dem Trog befindlichen Trogquerungen, wurden getrennt bemessen und die Anschlusskräfte auf das Trogmodell angesetzt.

Die Lagerung erfolgte je nach untersuchtem Zustand an unterschiedlichen Punkten: bei der Trogfahrt an den vier Antriebsritzeln, in den Anlegestellungen zusätzlich an den vier Troghaltungen und bei den außergewöhnlichen Lastfällen an den oberen oder unteren Winkelstücken.

Die besondere Herausforderung bei der Erstellung des Finite-Elemente-Berechnungsmodells lag darin, das Elementnetz so fein zu wählen, dass die Spannungen an den zahlreichen für Detailnachweise benötigten Stellen genau genug erfasst wurden. Gleichzeitig durfte das Gesamtmodell nicht zu groß werden, damit die Berechnungen der verschiedenen zwischenzeitlichen Varianten, die bis zur endgültigen Auslegung nötig waren, sich zeitlich in einem vertretbaren Rahmen hielten.

Das Berechnungsmodell besteht aus 438.000 Schalenelementen und 1.500 Stabelementen und hat 2,5 Millionen Freiheitsgrade. Durch die 2009 erst kurz vor dem Berechnungsbeginn eingeführte 64-bit-Version 12.1 von ANSYS für Windows konnten die Berechnungen auch solcher großen Modelle auf büroüblichen Rechnern in

erträglicher Rechenzeit durchgeführt werden. Für die in-core-Berechnung wurde ein Arbeitsspeicher von 23 GB benötigt.

4.2 Nachweise

Die Grundlagen für die Nachweisführungen wurden vom Bauherrn in den Entwurfsgrundsätzen zusammengestellt. Diese beziehen sich weitestgehend auf die DIN 19704, Stahlwasserbauten [2] mit den dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten und lehnen sich an die dort angegebenen Lastkombinationen an. Zu diesen gehören neben den normalen Betriebszuständen (Trogfahrt, Trog in der Haltung mit geöffnetem Trogtor) auch eine Reihe von außergewöhnlichen Lastfällen.

4.3 Verformungen

Die zu erwartenden Verformungen wurden über die FE-Analyse ermittelt (Bilder 6 und 7). Die möglichst genaue Ermittlung der Verformungen war neben der Festlegung der Überhöhung der Trogkonstruktion in Längs- und Querrichtung auch für die Stellen am Trog erforderlich, an denen Anschlusspunkte des Maschinenbaus vorhanden sind. Die für die verschiedenen Lastkombinationen ermittelten Verformungen an den Anschlusspunkten des Maschinenbaus mussten unter anderem bei der Konstruktion des Trogantriebs und der Trogsicherung berücksichtigt werden.

Zusätzlich wurden Verformungen an den Punkten des Troges ermittelt, an denen eine Kollisionsprüfung zwischen Trog und Pylonen, wo baubedingt nur geringe Abstände möglich sind, durchgeführt werden musste. Im Bereich der Drehsegmenttore bilden die dort ermittelten Verformungen des Troges ferner die Grundlage für die Ausbildung der Sohlschwellen an den Trogtormulden, um dort die später erforderliche Dichtigkeit der Trogtore gewährleisten zu können.

Bei den Werten für die Überhöhung des Tragwerks zeigte sich, dass die Asymmetrien in der Struktur und in der Belastung zu merkbar unterschiedlichen Werten in Troglängs- und -querrichtung führten.

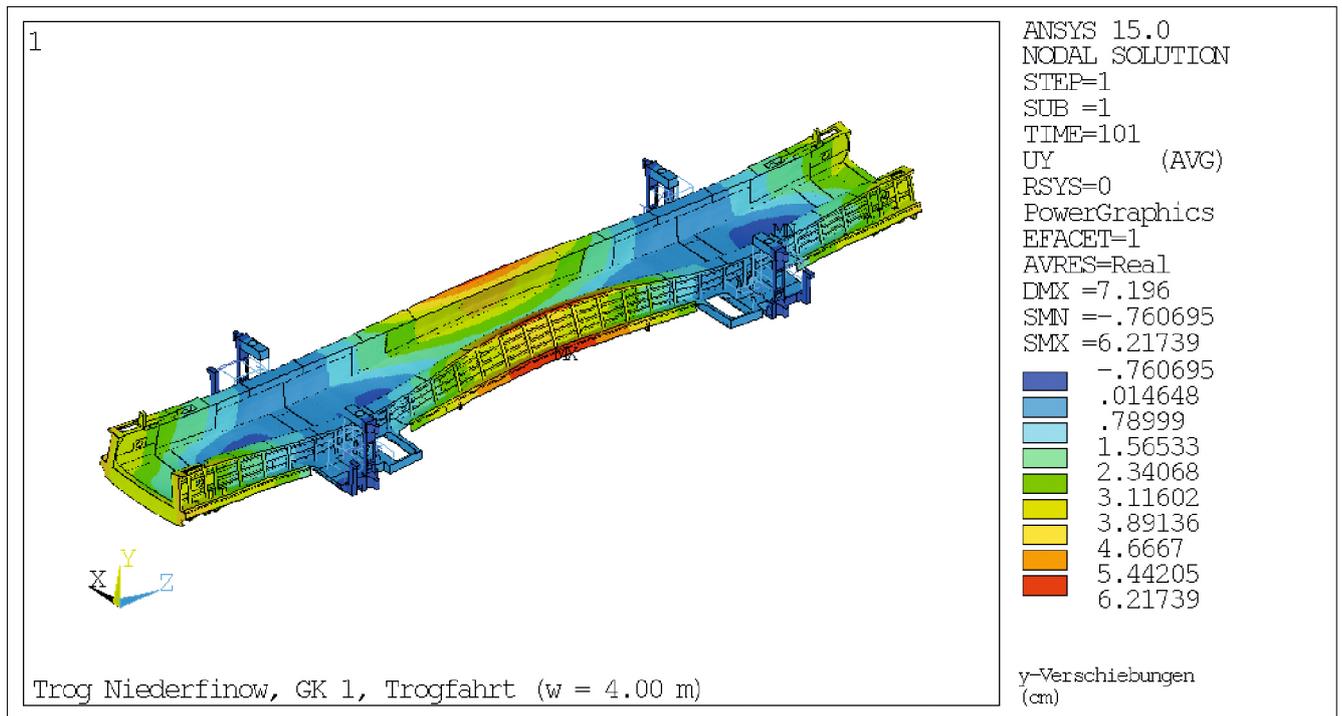


Bild 6: Verformungen des Troges bei Troglagerfahrt (50-fach überhöht)

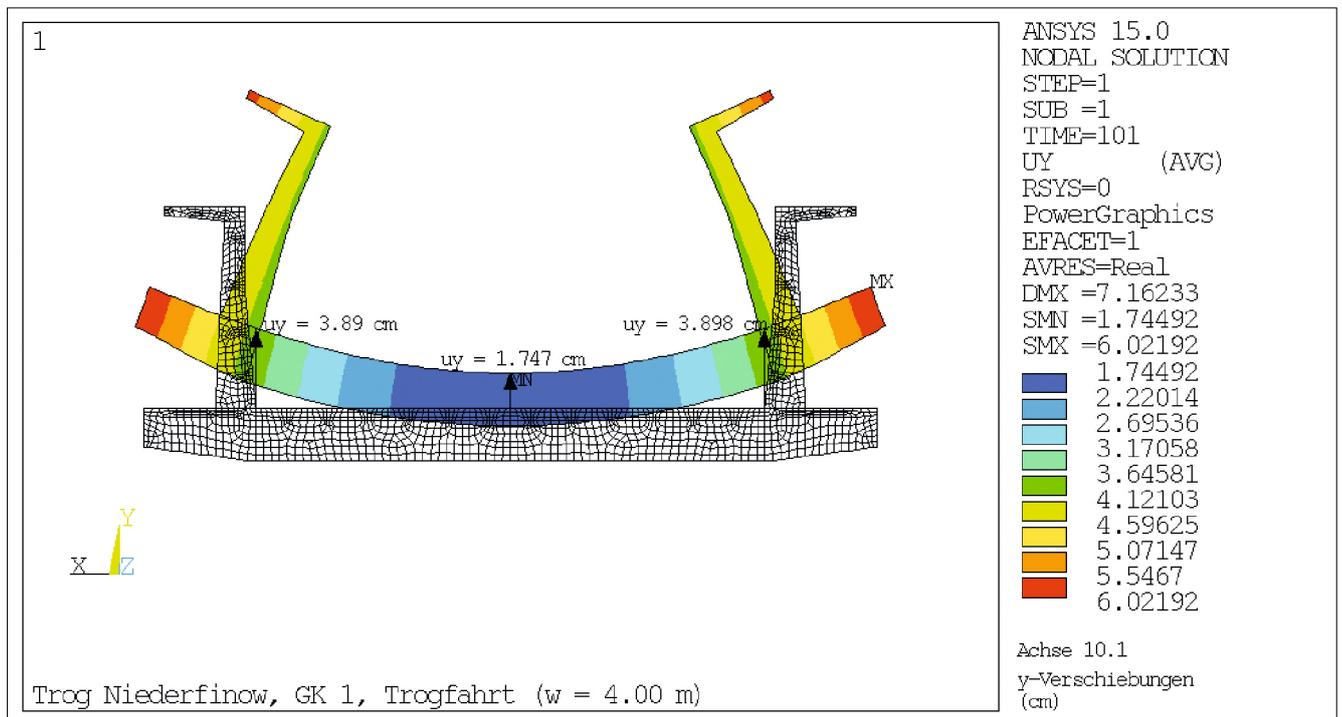


Bild 7: Verformungen eines Regelquerträgers in Troglagermitte bei Troglagerfahrt (50-fach überhöht)

4.4 Spannungsnachweise

Die DIN 19704, Stahlwasserbauten fordert Nachweise nach der Elastizitätstheorie, d. h., das Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch nach DIN 18800-1 [3] ist anzuwenden.

Erfahrungsgemäß ist der Nachweis gegen die elastische Grenzspannung bei Finite-Elemente-Berechnungen von stark ausgenutzten Konstruktionen häufig schwierig einzuhalten, da Spannungskonzentrationen an Unstetigkeitsstellen und nichtlineare Spannungsverläufe erfasst werden, die sich bei Handrechnungen oder Stabwerksmodellen infolge der dort vorausgesetzten Linearisierung der Spannungsverteilung nicht bemerkbar machen. Ein Bauteil, das mit einer Handrechnung elastisch nachgewiesen werden kann, zeigt bei einer FE-Rechnung möglicherweise punktuelle Spannungsspitzen oberhalb der Grenzspannung und würde – bei gleichem vorhandenem Sicherheitsniveau – den Nachweis nach der Elastizitätstheorie nicht erfüllen. Müsste dieser Nachweis auch bei einer FE-Berechnung erfüllt werden, würde dies zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen.

Auch bei der Berechnung des Troges traten Stellen mit Spannungskonzentrationen auf (Bild 8). Durch konstruktive Anpassungen (größere Ausrundungsradien, Verbreiterung von Steifen, lokale Erhöhung von Blechdicken) konnten diese so weit entschärft werden, dass für die Betriebszustände (Troglfahrt bzw. Trog in der Troghaltung) die Nachweise nach der Elastizitätstheorie eingehalten wurden.

Bei den außergewöhnlichen Lastkombinationen traten trotz dieser Maßnahmen immer noch einzelne Spannungsspitzen auf, deren Entschärfung massive Eingriffe in die Konstruktion notwendig gemacht hätte. Deshalb wurde in Abstimmung mit dem Prüfenieur an dieser Stelle ein anderer Weg beschritten. Für die beiden maßgebenden Fälle – Trogleerlauf und gesunkenes Schiff – wurde eine Berechnung mit elastisch-ideal plastischem Materialgesetz durchgeführt, um Aufschluss darüber zu bekommen, wie groß die durch die Umlagerung der Spannungsspitzen entstehenden plastizierten Bereiche sind. Die Berechnung zeigte, dass diese Bereiche nur klein sind (Bild 9); der Maximalwert der plastischen Dehnungen lag bei Bemessungslasten bei 0,231 %. Dieser Wert entspricht in etwa der 0,2 % Dehngrenze, die

als Streckgrenze für Material ohne ausgeprägten Fließbereich in den Normen vereinbart ist.

Da sowohl der maximale Wert der plastischen Dehnungen als auch die Größe der plastizierten Bereiche klein war, wurde der Nachweis als erfüllt im Sinne der Stahlwasserbaunorm DIN 19704 angesehen.

4.5 Stabilitätsnachweise

Da die Blechdicken möglichst optimal an den Beanspruchungsgrad angepasst werden mussten, sind die Bleche spannungsmäßig stark ausgenutzt. Der Einhaltung der Beulsicherheit kam deshalb eine große Bedeutung zu. Da es sich um eine Vielzahl von unterschiedlichen Einzel-, Teil- und Gesamtfeldern handelt, kam ein Nachweis über einen Spannungsnachweis mit Berücksichtigung der Vorverformungen, wie er im Eurocode 3, Teil 1-6 für Schalen [4] als „Geometrisch nichtlineare elastische Berechnung mit Imperfektionen (GNIA)“ bzw. als „Geometrisch und materiell nichtlineare Berechnung mit Imperfektionen (GMNIA)“ verankert ist, nicht in Frage.

Die Nachweise wurden deshalb mit den linear elastisch ermittelten Spannungen für Einzel- und Teilfelder nach DIN 18800-3 [3] geführt, falls nötig mit Überlagerung der Längs-, Quer- und Schubspannungen. Für solche Fälle, für die in der Literatur keine ideale Beulspannung zu finden war, wurde diese mit einer Eigenwertberechnung ermittelt.

4.6 Betriebsfestigkeitsnachweise

Der Trog ist ausgelegt auf eine Nutzungsdauer von 80 Jahren, bei angenommenen 310 Betriebstagen pro Jahr und 32 Fahrten pro Tag. Der Betriebsfestigkeitsnachweis wurde nach Eurocode 3, Teil 1-9 [4] für die Lastfälle Troglfahrt bzw. Trog in der oberen oder unteren Haltung geführt. Dabei wurden Wasserstandsunterschiede im Trog entsprechend den Entwurfgrundsätzen von bis zu ± 12 cm berücksichtigt.

Bei der Auslegung der Schweißnähte wurden die Belange der Betriebsfestigkeit berücksichtigt; insbesondere wurden alle Kreuz- und T-Stöße als durchgeschweißte Nähte ausgeführt. Damit wurde nahezu überall die Ein-

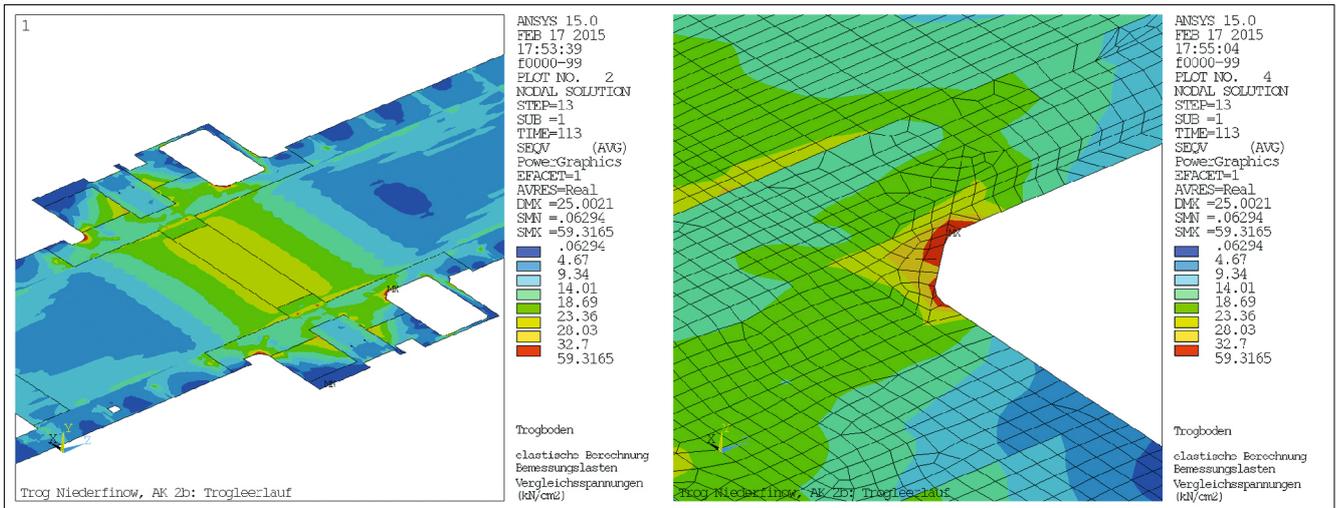


Bild 8: Spannungsspitzen bei elastischer Berechnung

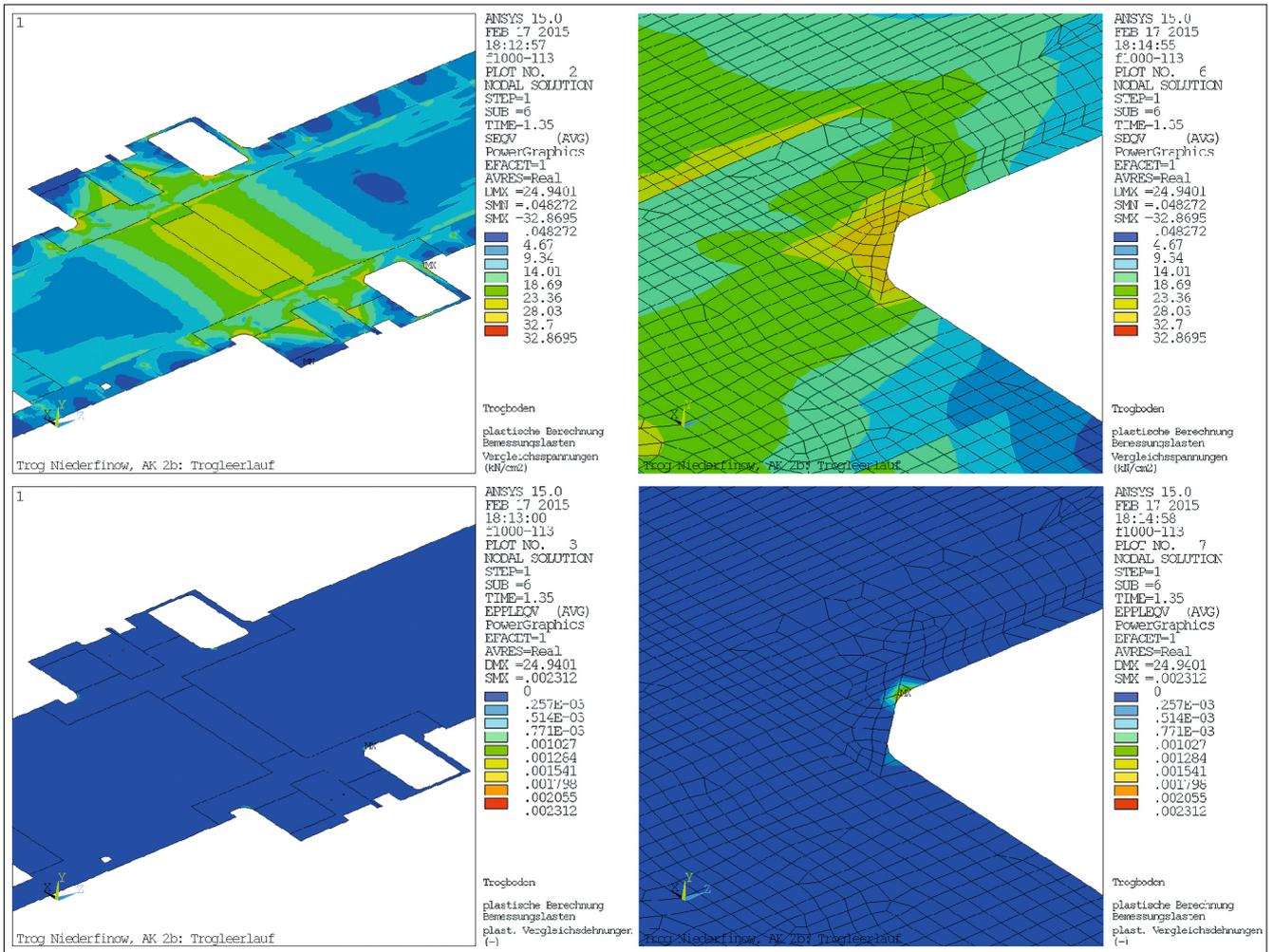


Bild 9: Abbau der Spannungsspitzen durch Plastizieren

stufung in den Kerbfall 71 oder besser erreicht. Bei den für die Betriebsfestigkeit maßgebenden Lastfällen im Regelbetrieb ergeben sich nur geringfügig veränderliche vertikale Lasten und somit nur geringe Spannungsschwingbreiten.

In Troglängsrichtung ergeben sich größere Kräfte bei Lage des Troges in der oberen oder unteren Haltung mit geöffnetem Trogtor durch den Wasserdruck auf das geschlossene Tor und durch den Anpressdruck des Andichtrahmens auf der geöffneten Trogseite. Da sich die Krafrichtung ändert, je nachdem ob sich der Trog in der oberen oder unteren Haltung befindet, d. h., je nachdem, welches der beiden Drehsegmenttore geöffnet ist, führt dieses zu einer Wechselbeanspruchung, die sich an den beiden Längsfesthaltungen in der Achse 6 konzentriert. Durch eine entsprechende konstruktive Durchbildung dieser Bereiche konnte auch hier die Betriebsfestigkeit gewährleistet werden.

5 Bauausführung

5.1 Vorbemerkungen

Die Konstruktion des Troges wurde in insgesamt 12 Schüsse bzw. 52 Einzelbauteile unterteilt, die in der Werkstatt montiert und einschließlich der Deckbeschichtung konserviert wurden. Die maximalen Bauteilabmessungen betragen ca. 20 m (Länge) x 5,00 m (Breite) bei einem maximalen Bauteilgewicht von 65 t. Die Konstruktion besteht aus 36 Bodensegmenten und 16 Wandsegmenten, die von der Werkstatt mittels Schwertransporten zur Baustelle transportiert wurden.

5.2 Werkstattfertigung

Im Regelbereich des Troges bestand ein Schuss aus vier Bodenteilen und zwei Wandbauteilen. Um die hohen Toleranzanforderungen des Troges im Bereich der Trogtormulde, die aus dem späteren Einbau des Drehsegmenttores und den damit verbundenen Anforderungen an die Dichtigkeit resultierten, sicherzustellen, wurden die Bauteile an den Trogenden nicht durch einen Baustellenstoß in Längsrichtung des Troges unterteilt. Die

Schüsse an den Trogenden wurden deshalb über die gesamte Breite des Troges in der Werkstatt gefertigt, um die Toleranzen, die sich aus einem zu schweißenden Baustellenstoß in Längsrichtung ergeben würden, zu vermeiden.

Außerdem wurde deshalb zusätzlich in der Werkstatt eine Vormontage dieses Bereiches durchgeführt. Dafür wurden die beiden Bodenteile sowie die zugehörigen Wandbauteile mit den späteren Torlagern in der Werkstatt vormontiert und vermessungstechnisch kontrolliert (Bild 10). Hierbei musste auch die Schiefstellung der Trogwände, die aus der Überhöhung der Querträger infolge der fehlenden Wasserlast resultiert, von ca. 20 mm am oberen Ende der Wand berücksichtigt werden. In diesem Zustand wurden Anschlagknaggen an den Bauteilen montiert, wodurch ein zur Vormontage identischer Zusammenbau auf der Baustelle sichergestellt war.



Bild 10: Werkstattfertigung – Vormontage Trogtormulde

Nach dem Verschweißen des gesamten Troges auf der Baustelle wurden die verbleibenden Herstelltoleranzen im Torbereich durch eine mobile mechanische Bearbeitung der Torlager und Dichtflächen ausgeglichen. Die zu bearbeitenden Bleche wurden deshalb mit Bearbeitungszugaben von 10 bis 40 mm versehen.

5.3 Montage Stahlkonstruktion

Die 25 bis 65 to schweren Bauteile wurden mit einem Kran in die Trogtanne eingehoben und dort auf temporäre Auflager (Stapelträger) aufgelegt (Bild 11 und 12).



Bild 11: Montage Trog

Die Zusammenbaufolge der Bauteile sah vor, dass zunächst die Bauteile eines Schusses untereinander verschweißt wurden und anschließend zwei benachbarte Schüsse miteinander verbunden wurden.



Bild 12: Montage Bodenteil Trogtormulde

Beim Verschweißen der insgesamt 12 Schüsse waren die Toleranzvorgaben an den beiden Trogenden, die aus der Begrenzung des Spaltmaßes zwischen dem Trog und der oberen Haltung (Kanalbrücke) bzw. der unteren Haltung resultieren, zu berücksichtigen. Aus diesem Grund wurden zunächst die Schüsse 1 bis 4 auf der westlichen Seite bzw. die Schüsse 9 bis 12 auf der östlichen Seite des Troges untereinander verschweißt und bezüglich der Toleranzvorgaben an den Trogenden ausgerichtet. Im Anschluss wurden die Schüsse zwischen den Trogsicherungsachsen 6 und 14 verschweißt.

Bei der Montage der Wandelemente musste die im Regelbereich des Troges vorhandene Wandschiefstellung von 30 mm berücksichtigt werden. Die Schiefstellung der Wände resultiert aus der fehlenden Wasserlast und ist zur Sicherstellung der lichten Durchfahrtsbreite des Troges erforderlich. Toleranzen in der Wandschiefstellung können in den im Nachgang zu montierenden Fenderungen ausgeglichen werden. Dies erfolgt dadurch, dass die

Unterkonstruktion der Fenderungen generell so ausgebildet wird, dass die planmäßige lichte Durchfahrtsbreite um 20 mm überschritten wird. Zusätzlich sind Futterplatten mit einer Dicke von 10 mm vorgesehen, sodass zusätzlich bei Abweichungen von der planmäßigen Verformung eine Anpassung vorgenommen werden kann.

Für die Bemessung der Lasteinleitungspunkte auf den Stapelträgern mussten neben Eigenlasten, Verkehrslasten und Windlasten auch Temperaturbeanspruchungen berücksichtigt werden. Die Ermittlung der Auflagerlasten wurde an Stabwerksmodellen für die längs- und querverlaufenden Haupttragelemente durchgeführt. Eine Ermittlung der Auflagerlasten unter Zuhilfenahme des komplexen und berechnungsintensiven FE-Modells war für diese Berechnung nicht erforderlich. Durch den anzusetzenden Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite des Troges von ca. 30 K und der damit einhergehenden Lastumlagerungen bei den statisch unbestimmten Auflagerungen, ergaben sich große Auflagerlasten, für die die für den Endzustand optimierte Konstruktion des Troges nicht ausgelegt war. Um Verstärkungsmaßnahmen und damit auch das Troggewicht so gering wie möglich zu

halten, wurde ein Konzept entworfen, bei dem schnellstmöglich nach dem Verschweißen von einzelnen Bauteilen, einzelnen Schüssen oder der Schüsse untereinander ein annähernd statisch bestimmtes Auflagersystem hergestellt wird und die Lasten in steifere Bereiche des Troges geleitet werden können.

Der Ausbau der Stapel und die Reihenfolge beim Verschweißen der einzelnen Schüsse untereinander wurden dahingehend festgelegt, dass die Auflagerkräfte und damit die Beanspruchung der Lasteinleitungspunkte minimal wurden. Bild 13 zeigt exemplarisch die Darstellungen eines solchen Montageschrittes.

Die Bauteile der Trogtormulde wurden unter Zuhilfenahme der in der Werkstatt im Zuge der Vormontage befestigten Anschlagknaggen montiert und entsprechend den Toleranzvorgaben für den späteren Einbau der Drehsegmenttore ausgerichtet (Bild 14). Anschließend wurde zunächst das Torlager mit einer mobilen Anlage ausgespindelt. Im Nachgang wurde dann unter Verwendung einer Zirkelkonstruktion, die im bereits fertig bearbeiteten Torlager installiert wurde, die Seitendichtfläche des

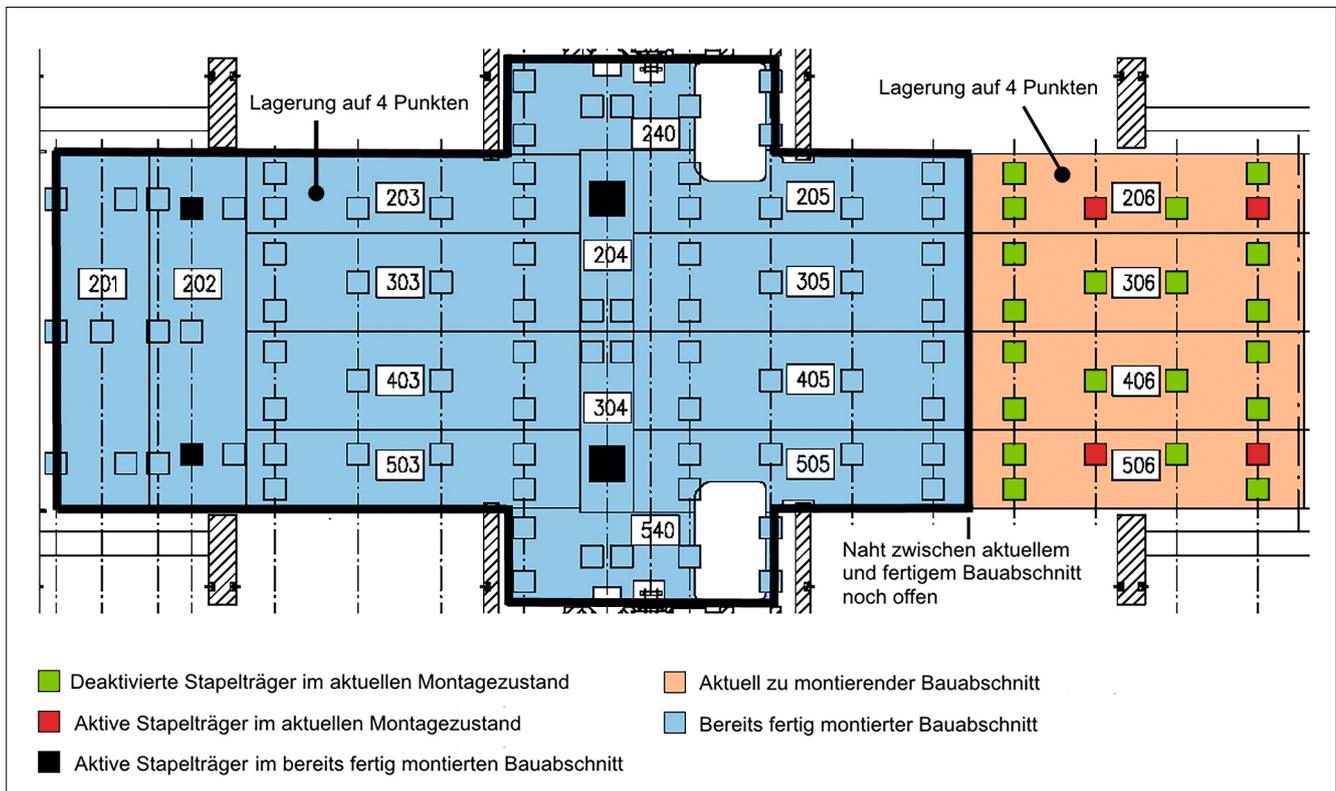


Bild 13: Lagerungssystem im Montagezustand



Bild 14: Trogormulde mit Torlager



Bild 15: Mechanische Bearbeitung Seitendichtfläche

späteren Drehsegmenttores bearbeitet (Bild 15). Durch die nachträgliche mechanische Bearbeitung konnten die hohen Genauigkeitsanforderungen von ± 1 mm in der Seitendichtfläche sichergestellt werden.

5.4 Ballastierung des Troges bei der Gegengewichtsmontage

Der fertig verschweißte Trog wurde abschließend auf vier Auflagerpunkten unter den Hauptquerträgern in den Trogsicherungsachsen 6 und 14 unterstützt. Bei der anschließenden Montage der Gegengewichte wurden die Seile an den Seillängsträgern des Troges angeschlagen. Das andere Ende des Seils wurde über die Seilrolle auf dem Seilrollenträger geführt und endete kurz unterhalb des Seilrollenträgers. Um die Gegengewichte in dieser Position in die Seile einzuhängen, war für die Kranmontage der Gegengewichte eine Mindestlänge der Seile unterhalb des Seilrollenträgers erforderlich. Hierzu war es notwendig, den Trog auf eine Höhe von ca. 4,0 m über die Trogwannensole anzuheben.

Mittels hydraulischer Pressen und separater Pressenstapel wurde der Trog schrittweise um jeweils 200 mm hochgestapelt. Die ca. 4,0 m hohen und 1,8 m breiten Stapelträger mit quadratischer Grundfläche, die aus einzelnen ausgerippten und miteinander verschraubten HEB 200-Profilen bestehen, mussten für eine maximale charakteristische Auflagerlast von ca. 20 MN ausgelegt werden, die im späteren Verlauf der Gegengewichtsmontage auftreten können.

Um den Trog während der Gegengewichtsmontage gegen horizontale Verschiebungen zu sichern und somit ein Umkippen der Stapelträger zu verhindern, wurden in den Achsen 6 und 14 an den Hauptquerträgern Festhaltekonstruktionen angeordnet, die gegebenenfalls auftretende Horizontalkräfte in Quer- und Längsrichtung abtragen können (Bild 16). Diese mittels Spannstäben in der Betonsohle verankerten Bockkonstruktionen leiten die Horizontalkräfte in die Trogwannensole.



Bild 16: Festhaltekonstruktion am hochgestapelten Trog

Da die Trogsicherungen erst nach der Montage der Gegengewichte montiert werden können, war es erforderlich, den leeren Trog während dieses Montagezustandes durch mit Sand gefüllte Big Packs mit einem Einzelgewicht von ca. 1,5 t zu ballastieren (Bild 17). Der Ballast musste dem während des normalen Hebewerksbetriebes vorhandenen Wasserstand von ca. 4,0 m entsprechen. Das bedeutet, dass als Wasserersatz ca. 6.580 t Ballast eingebracht werden mussten. Zusätzlich mussten als Lagesicherheitsballast für die Montage der Gegengewichte weitere ca. 1.500 t Ballast einbracht werden, sodass der Trog mit insgesamt ca. 5.190 Big Packs belastet wurde.

Bei der Gegengewichtsmontage war zu beachten, dass die Beanspruchungen des Troges nicht maßgebend gegenüber den Beanspruchungszuständen beim normalen Hebewerksbetrieb werden. Der Trog wird im Betriebszustand infolge des Gegengewichtsausgleichs über die gesamte Troglänge – mit Ausnahme der Antriebshausbereiche – relativ gleichmäßig beansprucht. Im Falle eines Trogleerlaufs wird die Überlast aus den Gegengewichten über die Seillängsträger und die Tragwirkung des Troges in Längsrichtung zu den Trogsicherungen abgetragen. Eine Ballastierung des Troges auf der gesamten Länge

mit dem für die Gegengewichtsmontage erforderlichen Trogballast würde bei fehlenden Gegengewichten einen völlig anderen Belastungsfall, der lediglich im Zuge der Montage auftritt, darstellen. Damit verbunden wären deutliche Verstärkungen des Troges und somit eine unverhältnismäßige Erhöhung der Trogmasse, was wiederum zwangsläufig auch eine Erhöhung der Gegengewichte bedeutet hätte.

Für die Gegengewichtsmontage musste daher ein detailliertes Ballastierungskonzept erarbeitet werden, damit die Zwischenzustände der Gegengewichtsmontage nicht maßgebend gegenüber den Betriebslastfällen werden. Dabei wurde nur in genau vorgegebenen Bereichen und in einer genau festgelegten Reihenfolge abwechselnd Ballast in den Trog eingebracht und die beiden Gegengewichtgruppen in diesen Bereichen montiert. In jedem dieser einzelnen Ballastierungsschritte wurde die Lage- und Kippsicherheit des Troges untersucht und seine Standsicherheit nachgewiesen. Die statischen Untersuchungen wurden an dem FE-Modell des Troges durchgeführt. Bild 18 zeigt hierzu exemplarisch einen untersuchten Montageschritt am Trogmodell.



Bild 17: Ballastierung des Troges bei der Gegengewichtsmontage

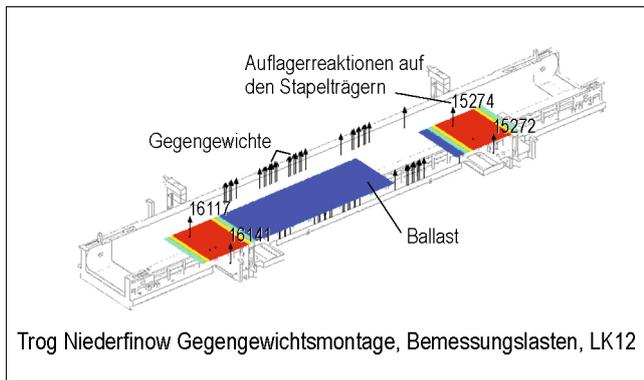


Bild 18: Belastung in einem Zwischenzustand bei der Gegengewichtsmontage

6 Ausbau der Ballastierung, Korrosionsschutzarbeiten und Ausbau

Nach dem Abschluss der Gegengewichtsmontage und dem Einbau der endgültigen Trogsicherung wurde der Ballast aus dem Trog entfernt. In Annäherung an einen Trogleerlauf wurde der Ballast gleichmäßig über die gesamte Troglänge ausgebaut. Der Rückbau des gesamten Ballastes aus dem Trog entspricht dann dem Bemessungszustand des Trogleerlaufs.

Nach dem Ausbau des Ballastes wurde der Korrosionsschutz im dauerwasserbelasteten Bereich der Trogwände und des Trogbodens ausgeführt. Für die Korrosionsschutzarbeiten wurde auf dem Trog eine fahrbare Einhausung montiert. Im Schutz dieser Einhausung erfolgten die Korrosionsschutzarbeiten im dauerwasserbelasteten Bereich auf der gesamten Länge des Troges (Bild 19).

Nach Fertigstellung der Korrosionsschutzarbeiten wurde der Trog mit der Montage der Fenderung an den Trogwänden, der Montage der Maschinenbauteile für den Trogantrieb und die Trogfürungen sowie der Montage und dem Ausbau der Trogantriebshäuser komplettiert.

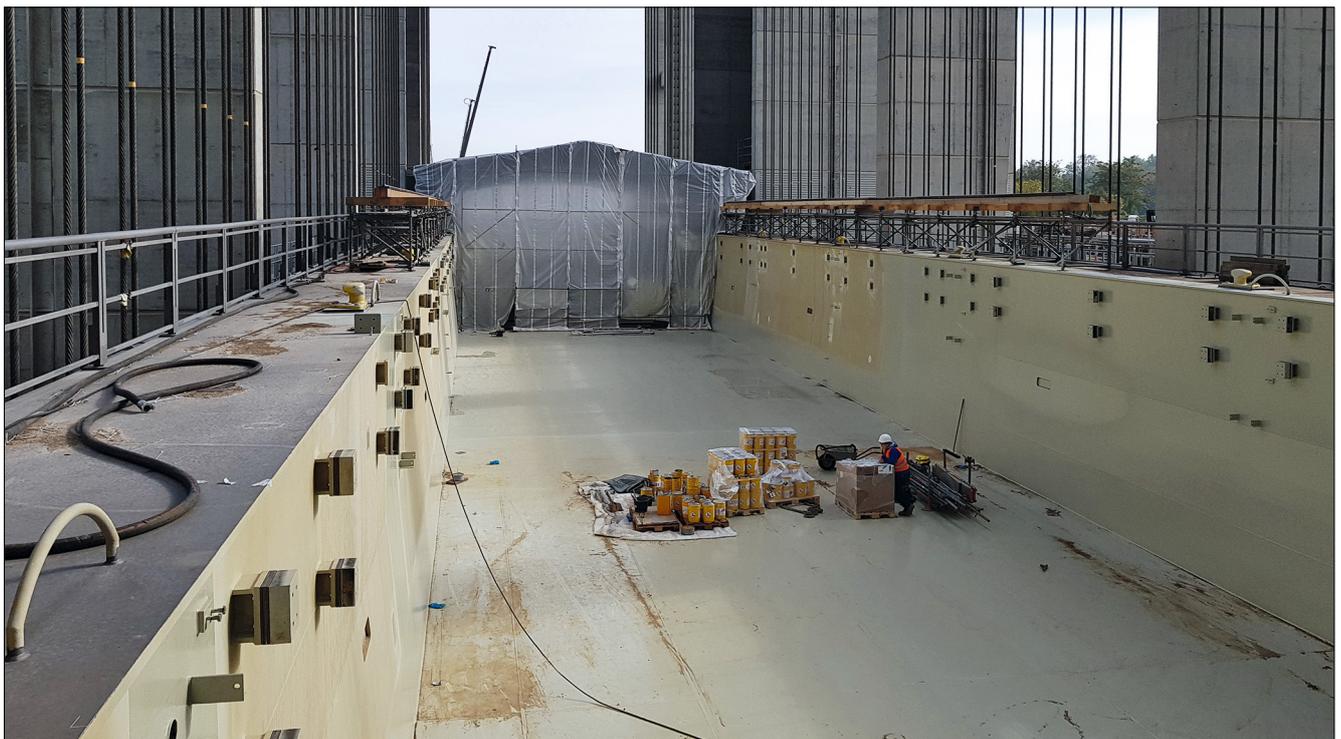


Bild 19: Korrosionsschutzarbeiten im wasserbelasteten Bereich des Troges

7 Literatur

- [1] Schinkel, E. (2007): Das alte Schiffshebewerk Niederfinow. Berlin: Bundesingenieurkammer.
- [2] DIN 19704 Teil 1-3, Stahlwasserbauten – 05/1998.
- [3] DIN 18800 Teil 1-4, Stahlbauten – Bemessung und Konstruktion 11/1990.
- [4] DIN EN 1993 1-6, Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-6 Festigkeit und Stabilität von Schalen – 12/2010.

Korrosionsschutz beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow

Farbtonbeständigkeit und Farbtongenauigkeit

Dipl.-Ing. (FH) Hilmar Drabon, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin

1 Einleitung

Der Neubau des Schiffshebewerks Niederfinow soll die nächsten knapp 100 Jahre funktionieren [1]. Darum gelten strengste Qualitätsanforderungen an Materialien und Verarbeitung in allen Gewerken.

Auf Veranstaltungen der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und der Hafentechnischen Gesellschaft (HTG) wurde bereits ausführlich über die Ausführung und Qualitätssicherung des Korrosionsschutzes der Stahlbauten vom neuen Schiffshebewerk (SHW), die Fertigung des Troges sowie weiterer Stahlwasserbauteile referiert. Wer dieses Projekt aufmerksam verfolgt hat, kennt außerdem die Publikation von Baumann/Schütt [2]. Beim HTG-Workshop [3] wurden die Stahlwasserbau-Beschichtungssysteme für Trog, Kanalbrücke und Verschlusskonstruktionen vom Verfasser vorgestellt und die Vor- und Nachteile an Beispielen bei der Anwendung der Systeme erläutert. Diese Inhalte sollen hier nicht wiederholt werden.

Im Folgenden soll es, sozusagen im zweiten Teil der Betrachtung des Korrosionsschutzes, um die Themen der Farbtonbeständigkeit und der Farbtongenauigkeit gehen. Dieser Bereich findet im Regelwerk [4] für technischen Korrosionsschutz zwar Erwähnung, wurde aber bisher bei der Qualitätskontrolle bei ähnlichen Hochbauten wie beispielsweise Stahlbrücken kaum berücksichtigt. Häufig kreiden und verblassen Farbflächen an solchen Bauwerken im Laufe der Zeit und entsprechen nicht mehr den architektonisch gewollten Ansprüchen.

Auf den Betrachter wirkt so mitunter die Funktionalität beeinträchtigt, auch wenn dies technisch nicht der Fall ist. In der Schadensklassifizierung bei Bauwerksprüfungen spielt dieser Aspekt keine Rolle.

Für das neue Schiffshebewerk wurden erstmalig die Farbtonbeständigkeit und Farbtongenauigkeit in den Hauptvertrag mit einbezogen. Es wurde dafür ein Farbkonzept mit präzisen Anforderungen erstellt und in die Korrosionsschutzanweisung aufgenommen, anhand derer die Qualitätskontrolle durch die Fertigungsüberwachung zu erfolgen hat.

2 Farblich architektonische, farbtonebeständige Flächen

Gemäß Farbkonzeption sollen die Ansichtsflächen des SHW über die gesamte Schutzdauer farbtonebeständig sein. Das betrifft nicht nur die Außenflächen der Kanalbrücke, sondern auch die Flächen auf dem Fachwerkträger (Zitatträger), die mit den Stützen und Pylone monolithisch verbundenen und die horizontal verlaufenden Seilrollenträger und kleinere Flächen, wie die Endrahmenträger der Seilrollenhalle, bis hin zum Geländer der Besucherebene 12. Die dominierenden Farbtöne am SHW sind Violettblau (RAL 5000), Saphirblau (RAL 5003), Weißaluminium (RAL 9006), Kieselgrau (RAL 7032) und Goldgelb (RAL 1004) (Bild 1).



Bild 1: Neues Schiffshebewerk Niederfinow

2.1 Auswahl des Beschichtungssystems für den Stahlhochbau

An den frei bewitterten Flächen kam als Korrosionsschutzsystem ein zwei-komponentiger Stoff auf Epoxidharz-Basis (nach Blatt 94 ZTV-ING Teil 4, Abschnitt 3 bzw. TL/TP-KOR-Stahlbauten) [4] mit einer zinkstaubpigmentierten Grundbeschichtung, ein bis zwei eisenglimmerhaltigen Zwischenschichten und eine abschließende Deckbeschichtung aus lichtbeständigem 2K-Polyurethan zur Anwendung. Die Beschichtungen gemäß dem Blatt 87 und 94 haben sich seit vielen Jahrzehnten im Brückenbau bewährt. Bei sachgerechter Ausführung und unter Berücksichtigung der Zwischenhaftungsthematik [5] gibt der Beschichtungsstoffhersteller für solche Korrosionsschutzbeschichtungen eine Schutzdauer von mindestens 25 Jahren an.

2.2 Bemusterung

Gemäß vereinbartem Farbkonzept gelten erhöhte Anforderungen an die Farbtonbeständigkeit ($\Delta E \leq 2,0$) der Deckbeschichtung. Um die Toleranzgrenzen im Vorfeld festzulegen, wurden zeitgleich zur Ausführungsplanung verschiedene Toleranzmuster in Form von Referenzflächen erstellt. Die Prüfung der Farbtonbeständigkeit für die Farbtöne RAL 5000 (Violettblau), 5003 (Saphirblau) und 1004 (Goldgelb), der mit Hauptangebot angebotenen Beschichtungsstoffe, erfolgte durch die BAW. Dafür wurden ab März 2010 2 x 5 Platten an die BAW versandt (Bild 2).

Geprüft wurden Probestplatten in der BAW im UV-Test nach DIN EN ISO 11507 [6]. Der Farbton RAL 9007 (Graualuminium) nimmt zwar große Flächenbereiche der Kanalbrücke und des Troges ein, dabei sollten aber mögliche Farbabweichungen nach Einschätzung der BAW keine Rolle spielen. Dennoch kam es zu einer Inhomogenität des Farbfilms, die, soviel sei hier schon vorweggenommen, nicht auf Farbtonveränderungen zurückzuführen war.



Bild 2: Naturauslagerung bei der BAW in Karlsruhe

Parallel dazu wurden auch auf der Baustelle Naturbewitterungstests durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass das vom Auftragnehmer im Hauptangebot vorgeschlagene und für architektonisch relevante Flächen zum Einsatz gekommene PUR mit dem Farbton RAL 1004, welches auch als Signalfarbe an den Außenflächen der Masten der Windkraftanlagen im Offshore Bereich verwendet wird, die gestellten Anforderungen an die Farbtonbeständigkeit zum Teil nicht erfüllte. Daraufhin wurde nach weiteren vergleichenden UV- sowie Xenontests nach DIN EN ISO 11331 [7] auf ein alternatives Produkt zurückgegriffen. In den entsprechenden Tests wurde die vertraglich vereinbarte Qualität mit diesem zweiten Produkt auf den Testflächen erreicht. Bei der anschließenden großflächigen Verwendung am Bauwerk traten jedoch auch damit unerwartete Probleme auf, auf welche im Folgenden genauer eingegangen werden soll.

2.3 Farbprüfungen während der Bauausführung

Baustellenschweißstöße und kleinere Montageschäden werden in der Praxis häufig überrollt und stechen dadurch anfangs optisch zwar hervor; dies gleicht sich aber im Laufe der Zeit gegenüber der werkseitig hergestellten Beschichtung erfahrungsgemäß immer mehr an.

Grundsätzlich sind Farbtonabweichungen gegenüber den Originaltönen je nach Verarbeitungsmethode (Spritzen, Streichen, Rollen) und materialbedingt (z. B. abhängig von der Schichtdicke) meist unvermeidbar.

An den kleineren Bauteilen, die werkseitig beschichtet wurden, konnten mit bloßem Auge keine Farbunterschiede festgestellt werden im Gegensatz zu den Bauteilen, die ihre Deckbeschichtung aufgrund ihrer Größe erst auf der Baustelle erhalten hatten. Besonders auffällig verhielt es

sich mit dem Farbton Goldgelb (RAL 1004) des Zitatträgers, der stellenweise regelrecht ins Grüngelbe wechselte (Bild 3).



Bild 3: Chargenwechsel am Zitatträger Goldgelb (RAL 1004)

Zur Prüfung der architektonisch-farbrelevanten RAL-Töne wurde deshalb erneut die BAW beauftragt. Mittels spektrometrischer Messungen wurden durch Mitarbeitende des Referats B2 unterschiedliche Farbtongebungen in der Deckbeschichtung an mehreren Stellen festgestellt. Die Prüfungen erfolgten handnah am Bauwerk (Bild 4), teilweise vom Krankorb aus. Entsprechend höhentauglich musste das BAW-Personal die Messungen in bis zu 55 m Höhe ausführen.

Die Flächen waren im Beschichtungsprozess weitestgehend mit dem Airless-Verfahren (bzw. bei Nachbesserungen gerollt) appliziert worden. Während der handnahen



Bild 4: Bestimmung der Farbtongenauigkeit am SHW mittels Krankorb durch eine Mitarbeiterin der BAW

Prüfung wurden sie mit einem Tuch von anhaftendem Schmutz und Staub gereinigt. Für die Probemessungen wurden eigens neue Referenzflächen unter Verwendung der gleichen Charge angefertigt und dem Labor zur Verfügung gestellt.

Nach der von der BAW genutzten Farbabstandsberechnung nach DIN EN ISO/CIE 11664-4 [8] wurde die geforderte Abstandsgrenze $\Delta E^*_{ab} \leq 2$ beim goldgelben Farbton stellenweise stark überschritten.

Daraufhin wurde vom Farbhersteller die beanstandete Charge auf Übereinstimmung mit der Grundrezeptur überprüft – diese traf jedoch zu. Als Begründung für die zu hohen ΔE -Werte bei den Farbmessungen wurden unter anderem applikationsbedingte Abweichungen im Beschichtungsprozess angesehen. Die unterschiedlichen Messergebnisse konnten jedoch allein damit nicht erklärt werden.

In den Messwerten der BAW lag der ermittelte Farbabstand in der Regel um 1,0 bis 1,2 Einheiten höher als in den Messwerten des Herstellers. Zur Abklärung dieser Unterschiede fanden zwischen der BAW und dem Farbhersteller mehrere gemeinsame Arbeitsgespräche statt. Dabei stellte sich heraus, dass zwei unterschiedliche Messverfahren bei der Bestimmung der Farbtonbeständigkeit zum Einsatz gekommen waren.

2.4 Bestimmung der Farbabstände

Das von der BAW genutzte und in der industriellen Farbpraxis sehr häufig angewandte Verfahren zur mathematischen Berechnung des Farbabstandes von Körperfarben basiert auf dem geräteunabhängigen CIELAB-System (auch: CIEL*a*b*, Lab-Farben) nach DIN EN ISO 11664-4/CIE [8], welches seit 1976 ständig weiterentwickelt und damit immer präziser an das menschliche Sehempfinden angepasst wurde [8].

Der Farbraum wird durch eine Kugel dargestellt, welche sich durch drei Achsen definiert: die Helligkeitsachse (L^*), die Rot-grün-Achse (a^*) und die Gelb-Blau-Achse (b^*).

Nach diesem System erhält jeder Farbton seine Koordinaten (L^* , a^* , b^*). Im Zentrum dieser Kugel befindet sich der sogenannte „Unbuntpunkt“ im Koordinatenursprung

($a^* = 0, b^* = 0$). Dieser ist grau mit einer mittleren Helligkeit von $L^* = 50$, das ist sozusagen der graueste Grauton. Satte Bunttöne in einem oder mehreren Wellenlängenbereichen bilden die äußere Hülle. Der Gesamtfarbabstand zur Referenzprobe wird durch den dE^* -Wert beschrieben, der in der Regel als Kontrollgröße zur Beurteilung der Probe dient.

Ausgehend von den L^* , a^* und b^* -Koordinaten wird der mittlere Gesamtfarbestand dE^* nach Gleichung 1 folgendermaßen ermittelt:

$$dE^* = \sqrt{dL^{*2} + da^{*2} + db^{*2}} \quad (1)$$

dE^* Gesamtfarbabstand

dL^* Helligkeitsunterschied (- = dunkler; + = heller)

da^* Farbunterschied Grün <> Rot (- = grüner; + = röter)

db^* Farbunterschied Gelb <> Blau (- = blauer; + = gelber)

Das Ziel, einen gleichabständigen Farbraum zu schaffen, konnte mit dem CIELAB-System nicht erfüllt werden. Farbabstände im entsprechenden Farbton (grün, rot, gelb, blau) können visuell nicht in gleichem Maße wie Unterschiede in Buntheit (Sättigung) oder Helligkeit empfunden werden. In der Regel werden vom Auge zuerst Abweichungen im Farbton, dann in der Buntheit und schließlich in der Helligkeit wahrgenommen. Also können die Werte der verschiedenen Achsen vom menschlichen Auge nicht gleichwertig betrachtet werden. Vom Farbhersteller wurde deshalb nicht auf die Farbabstandsformel ΔE^*_{ab} für die Farbtonmessung, sondern auf die aus dem Textilbereich stammende DECMC-Farbdifferenzformel zurückgegriffen. Mittels CMC wird grafisch eine Ellipse erzeugt, sehr ähnlich der des menschlich tatsächlich wahrgenommenen Toleranzraumes. Je nach Position des Farbabstandes im Farbraum verändern sich Form und Größe. Dabei handelt es sich nicht um einen neuen Farbraum, sondern lediglich um eine verbesserte und optimierte mathematische Lösung für ein Toleranzmodell, welches unsere Farbwahrnehmung noch besser beschreibt.

Mithilfe von Faktoren (l = Helligkeit, c = Sättigung) $l = 2$ und $c = 1$ werden die Unterschiede mathematisch berücksichtigt und nach Gleichung 2 ermittelt:

$$dE_{CMC} = \sqrt{\left(\frac{dL}{lSL}\right)^2 + \left(\frac{dC}{cSC}\right)^2 + \left(\frac{dH}{SH}\right)^2} \quad (2)$$

vgl. DIN EN ISO 11664-4/CIE [8]

l Lichtfaktor

c Sättigungsfaktor

SL Funktion von L

SC Funktion von C

SH Funktion von H und C

2.5 Weiteres Vorgehen:

Die Berechnung nach ΔE_{cmc} ist dem menschlich tatsächlich wahrgenommenen Toleranzraum für Farben viel ähnlicher und damit für gesättigte Farbtöne geeigneter.

Zwischen der BAW und dem Farbhersteller wurde vereinbart, dass für den goldgelben Farbton nicht der Farbabstand ΔE_{ab}^* , sondern der Farbestand ΔE_{cmc} über die verbesserte Farbabstandsformel errechnet wird. Nach Klärung der Messmethoden und der zu verwendenden Farbabstandsformeln konnte erneut mit den Messungen an Stellen des Bauwerks mit unterschiedlicher Farbtongebung in der Deckbeschichtung begonnen werden.

2.6 Lage der zu prüfenden Bereiche

Aufgrund des oben beschriebenen Chargenwechsels, bei der die Applikation der Deckbeschichtung optisch auffällig war, wurden der Zitaträger und zum Vergleich eine Messstelle mit blauem Farbton (RAL 5023) dargestellt. Gemessen wurde an bis zu fünf Messpunkten jeweils mittig auf den Flächen [9].



Bild 5: Lage der Messstellen an der Kanalbrücke und dem Zitatträger mit Pfeil gekennzeichnet



Bild 6: Messstelle an der Kanalbrücke Südseite

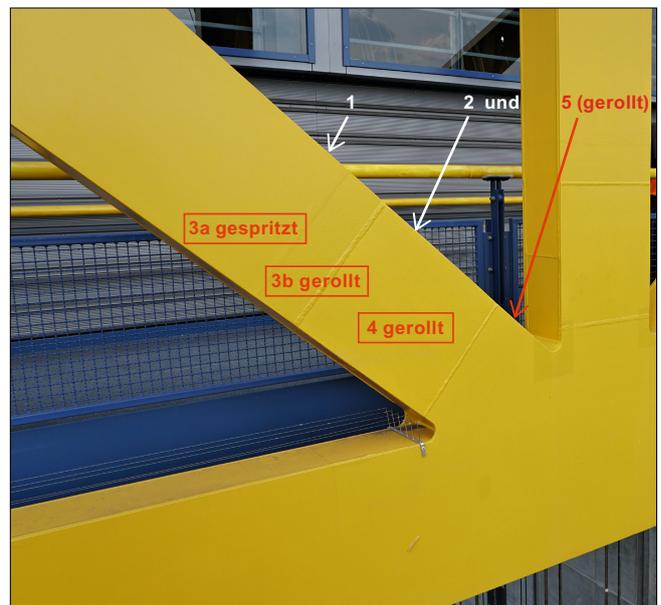


Bild 7: Messstelle am Zitatträger Südseite

2.7 Auswertung der Messergebnisse

Die ΔE^*_{ab} - bzw. ΔE_{cmc} -Messungen mit Geräten von Konica Minolta wurden tabellarisch aufgeführt und vergleichend gegenübergestellt.

Im Beobachtungszeitraum von 2015 bzw. 2016 bis 2019 ist eine kontinuierliche Erhöhung der Messwerte, die die Farbabweichung zwischen Referenz- und Bauteilfläche dokumentieren, zu erkennen. Bei der letzten Messung betrug sie im Mittel aller Messpunkte 2,5, was eine deutliche Zunahme gegenüber dem Wert 2,0 (Messung des Farbherstellers) von 2017 darstellt. Die Einzelwerte lie-

gen hier zwischen 2,2 und 2,8 und überschreiten damit durchgängig den geforderten Wert von $\Delta E \leq 2$ [9]. Die Messwerte von 2019 sind in der Tabelle grün unterlegt.

Die Messungen von 2015, 2016, 2017 und 2019 ergaben, dass die dE^*_{ab} -Messungen aller gemessenen Bauteile mit den Blautönen nach RAL 5000, 5003 und 5023 größtenteils den Forderungen entsprechen. Bei den Blautönen ist eine kontinuierliche, geringfügige Erhöhung der Messwerte im Beobachtungszeitraum zu erkennen.

RAL 1004	Farbregister 841 (Bezug 100)	SCI, dE^*_{ab}		SCI, dE_{cmc}		DFT / μm
		BAW	Farbhersteller	BAW	Farbhersteller	
Messpunkt 1	26.04.2016	1,7 / 1,8		1,2 / 1,2		
	24.08.2017	4,5 / 4,2 / 4,3	5,4 / 4,8 / 5,2	2,3 / 2,2 / 2,2	2,6 / 2,4 / 2,5	510
	27.08.2019	4,7 / 5,3 / 4,6		2,6 / 2,7 / 2,5		629
Messpunkt 2	26.04.2016	5,0 / 4,7		2,1 / 1,9		
	24.08.2017	3,2 / 3,5 / 3,1	3,3 / 3,2 / 3,2	2,0 / 2,0 / 1,9	2,1 / 2,0 / 2,0	495
	27.08.2019	4,2 / 4,1 / 4,6		2,7 / 2,6 / 2,8		433
Messpunkt 3a	26.04.2016	1,7 / 1,6		1,2 / 1,1		
	24.08.2017	3,6 / 3,2 / 3,3	3,8 / 3,7 / 3,6	1,9 / 1,8 / 1,8	2,0 / 1,9 / 1,8	500
	27.08.2019	3,7/4,1/3,8/ 3,6		2,2/2,3/2,3/2,2		565
Messpunkt 3b	26.04.2016	1,8 / 2,1		1,4 / 1,5		
	24.08.2017	3,6 / 3,3 / 3,4	4,4 / 3,9 / 3,6	1,9 / 1,8 / 1,8	2,2 / 2,0 / 1,8	516
	27.08.2019	4,0 / 4,0 / 3,8		2,3 / 2,3 / 2,2		577
Messpunkt 4	26.04.2016	3,1 / 3,9		1,4 / 1,6		
	24.08.2017	2,8 / 3,2 / 2,6	3,7 / 3,8 / 3,0	1,6 / 1,9 / 1,6	2,0 / 2,1 / 1,8	393
	27.08.2019	3,9/3,7/3,7/3,7		2,4/2,3/2,2/2,3		478
Messpunkt 5	24.08.2017	5,3 / 4,6 / 5,1	5,2 / 5,0 / 4,7	2,5 / 2,2 / 2,4	2,4 / 2,3 / 2,2	470
	27.08.2019	5,0 / 5,5 / 5,4		2,6 / 2,8 / 2,7		514
Vergleichsmuster Permacor 2330, 0-Platte (Okt. 2015)		2,3		1,3		

Tabelle 1: Messwerte Zitatträger (Goldgelb) RAL 1004

RAL 5023	Farbregister 841	SCI, dE^*_{ab}	SCI, dE_{cmc}	DFT / μm
Messpunkt a - gerollt	02.09.2015	1,3 / 1,1	0,8 / 0,7	
	26.04.2016	1,3 / 1,4	0,9 / 0,9	
	24.08.2017	1,6 / 1,8 / 1,7	1,0 / 1,1 / 1,0	
	27.08.2019	2,0 / 1,9 / 1,9 / 2,0	1,3 / 1,2 / 1,3 / 1,3	517
Messpunkt b - gespritzt	02.09.2015	0,9 / 0,8	0,6 / 0,5	
	26.04.2016	1,1 / 1,9	0,6 / 1,2	
	24.08.2017	1,7 / 1,7 / 1,6	1,0 / 1,0 / 0,9	
	27.08.2019	2,0 / 2,0 / 2,1 / 2,1	1,3 / 1,3 / 1,4 / 1,4	380

Tabelle 2: Messwerte Kanalbrücke Südseite RAL 5023 (Blau)

2.8 Schlussfolgerungen

Um Problemen bei den Messmethoden und Verfahrensweisen vorzubeugen, sollten Parameter für die Farbabstandsmessungen zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer vorab festgelegt werden.

Für gesättigte eisenglimmerfreie Farbtöne von Deckbeschichtungen (wie im vorgestellten Fall am goldgelben Endrahmen bzw. Zitaträger) sollte nicht der mittlere Farbabstand dE^*_{ab} , sondern der verbesserte Farbabstand ΔE_{cmc} (BS 6923 [10]) bestimmt werden. Dieser entspricht in stärkerem Maße dem durch einen menschlichen Beobachter wahrgenommenen Farbunterschied. Bisher ist jedoch noch keine Formel bekannt, die Empfindungen in der Farbwahrnehmung exakter beschreibt.

Bei besonderen Anforderungen an die Farbechtheit sollten Deckbeschichtungen mit besonders farbstabilen, anorganischen Pigmenten eingesetzt werden [10]. Ist die Deckkraft bei Deckbeschichtungen mit einer Trockenschichtdicke von 80 μm (beispielsweise beim goldgelben Farbton RAL 1004) nicht ausreichend, sollte die Zwischenbeschichtung zur Unterstützung der Deckkraft entsprechend farblich gestaltet werden, beispielsweise weiß [11].

Testserien sollten als Muster der gelieferten Qualitäten dienen, um sie im bewitterten Zustand nach mehrjähriger Standzeit zum Vergleich heranziehen zu können. Außerdem muss vorab festgelegt werden, ob der dE -Wert beim Anlieferungszustand oder erst zum Gewährleistungsende bestimmt werden soll.

Um bei großen Stahlteilen ein einheitliches Erscheinungsbild zu erzielen, ist ein finaler Deckanstrich, der erst nach der Montage erfolgt, dringend zu empfehlen.

Dies würde außerdem die Problematik der Zwischenhaftung nach den Blättern 87 und 97 wie folgt lösen [8]: Die letzte PUR Deckbeschichtung wird geteilt, d. h., z. B. 50 % werden im Werk und 50 % auf der Baustelle appliziert (ZTV ING – Teil 4-3, unter 2 Nr. 8), oder man ersetzt, was die praxisorientierte Lösung ist, gänzlich die werkseitige Epoxidharz-Zwischenbeschichtung durch eine Polyurethan-Zwischenbeschichtung und appliziert nach Abschluss der Montagearbeiten die Deckbeschichtung auf der Baustelle.

Andernfalls müssen besondere Reinigungsverfahren vereinbart werden. Aufgrund schlechter Erfahrungen mit alkalischen Abbeizern bzw. Reinigungsmitteln sollten diese jedoch vermieden werden. Ein vollständiger Erfolg kann nur durch Sweepen der bewitterten Epoxidharz-Zwischenbeschichtung erzielt werden. Diese Forderungen sind in die Leistungsbeschreibung aufzunehmen.

Um Farbunterschiede der jeweiligen Farbtöne infolge eines Chargenwechsels bei großen Stahlbauten zu vermeiden, kann eine sehr hohe farbliche Übereinstimmung der einzelnen Produktionschargen beauftragt werden, d. h., vertraglich sollte unbedingt auf Chargenangleichung hingewiesen werden. Wenn keine besonderen Ansprüche an die Farbtongenauigkeit vorgesehen sind, gilt der zulässige Farbabstand der gelieferten Charge. Außerdem sollen sich die Werte bei deckender Applikation innerhalb der Festlegung gemäß [4] befinden.

In Absatz 2.2. wurde auf eine Inhomogenität des Deckanstriches bei der Verwendung von RAL 9007 (Graualuminium) verwiesen, welche nicht auf Farbtonveränderungen zurückzuführen war.

Das Problem sind die darin enthaltenen Aluminiumpigmente. Diese Art von Pigmenten orientiert sich in Abhängigkeit der aufgetragenen Filmdicke, der Materialtemperatur, dem Abstand der Applikation zum Objekt, dem Spritzdruck, der Düsendgröße etc. unterschiedlich. Dies führt zu einer unterschiedlichen Lichtreflexion und kann ein wolkeiges Erscheinungsbild bedingen. Ähnlich verhält es sich auch beispielsweise bei RAL 9006 (Weißaluminium). Ein Deckanstrich in einem stumpferen Farbton ohne Aluminiumpigmente ist daher zu empfehlen.

Abschließend ist zu sagen, dass dieser interessante Bereich der Farbtonbeständigkeit und Farbtongenauigkeit zunehmend an Bedeutung gewinnt. Mittlerweile kommen auch an einigen Stahlwasserbauten der WSV farbtonbeständige Deckbeschichtungen zum Einsatz.

Auch wenn bei anderen, ähnlichen Bauwerken Farbstudien möglicherweise nicht über mehrere Jahre möglich sind, können diese auch in einem kürzeren zeitlichen Rahmen erfolgen. Im Regelwerk [4] sind für derartige Farbgenauigkeitstests 15 Wochen vorgesehen. Auch in den Empfehlungen des Arbeitskreises 18 [7], in welches

die Erfahrungen aus dem Projekt in Niederfinow eingeflossen sind, finden sich entsprechende Hinweise dazu.

Die Messungen an den beschichteten Flächen des SHW Niederfinow konnten aufgrund der Coronapandemie in den Jahren 2020 und 2021 nicht durchgeführt werden – sie werden aber im Rahmen der zukünftigen Bauwerksinspektionen mit eingeplant und fortgesetzt. Wie sich die Farbtonbeständigkeit an den architektonisch farbrelevanten Flächen beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow weiterhin entwickeln wird, ist noch nicht absehbar.

3 Literatur

- [1] Entwurfsgrundsätze 2006 zum Hauptvertrag: „1.2.3 Betriebszeit: Für das Hebewerk ist eine Nutzungsdauer von 80 Jahren, 310 Betriebstage pro Jahr, 16 Stunden pro Tag und 0,5 Stunden Kreuzungsschleusungsdauer anzusetzen.
- [2] Baumann, M; Schütt, O. (2015): Korrosionsschutz beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow. In: Stahlbau 84 (7), S. 466–476. <https://doi.org/10.1002/stab.201510281>.
- [3] Drabon, H. (2017): Korrosionsschutz für das neue Schiffshebewerk Niederfinow. In: HTG-Workshop: Korrosionsschutz für Meerwasserbauwerke.
- [4] ZTV-ING – Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau – Abschnitt 3 Korrosionsschutz von Stahlbauten, Stand 30.06.2020, mit Bezug auf TL/TP-ING (2019/04) Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Ingenieurbauten, 6.2.5 Farbbeständigkeit und Glanzhaltung.
- [5] Binder, G.; Baier, R. (2012): Untersuchungen zu Zwischenhaftungsproblemen bei Korrosionsschutzbeschichtungen für den Stahlhochbau. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Brief 03/2012).
- [6] DIN EN ISO 11507:2007-05: Beschichtungsstoffe - Beanspruchung von Beschichtungen durch künstliche Bewitterung – Beanspruchung durch fluoreszierende UV-Strahlung und Wasser (ISO 11507:2007).
- [7] DIN EN ISO 1133-1:2012-03: Kunststoffe – Bestimmung der Schmelze-Massefließrate (MFR) und der Schmelze-Volumenfließrate (MVR) von Thermoplasten – Teil 1: Allgemeines Prüfverfahren (ISO 1133-1:2011).
- [8] BAW (2017): Bericht zu Farbtonmessungen SHW Niederfinow, BAW-Nr. TA 45 + K 451, B3951.02.10.103580 (unveröffentlicht).
- [9] BAW (2019): Bericht zu Farbtonmessungen SHW Niederfinow, BAW-Nr. B3951.02.10.10358 (unveröffentlicht).
- [10] BS 6923:1988-08-31: Verfahren zur Berechnung geringer Farbunterschiede.
- [11] BMVI (2020): Empfehlungen für die Planung und Ausführung von Korrosionsschutzarbeiten im Stahlwasserbau, erarbeitet vom Arbeitskreis „AK 18 – Korrosionsschutz im Stahlwasserbau“ der Arbeitsgruppe Standardleistungsbeschreibungen im Wasserbau des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur. https://izw.baw.de/publikationen/stlk-w_ztv-w/0/empfehlungen_ak18_ausgabe_2020.pdf

Korrosionsschutz beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow

Kathodischer Korrosionsschutz

Dipl.-Chem. Manfred Baumann, ehemals Bundesanstalt für Wasserbau
Dipl.-Ing. (FH) Hilmar Drabon, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin

1 Einleitung

Nachdem im vorherigen Artikel die Farbtonbeständigkeit und Farbtongenauigkeit betrachtet wurde, soll in diesem Artikel der kathodische Korrosionsschutz betrachtet werden.

2 Zu schützende Bereiche

Der Hebewerkstrog (Bild 1) und die Kanalbrücke (Bild 2) wurden mit einem Stahlleitwerk ausgerüstet. Im Falle einer Beschädigung des Beschichtungssystems (passiver Schutz) durch den Schiffsverkehr wird der elektrochemische Schutz der Fremdstromanlage für die Stahloberflächen aktiv. Dieses Schutzsystem ist für mindestens 40 Jahre konzipiert und soll hier im Folgenden genauer vorgestellt werden.

Die zu schützenden wasserbenetzten Flächen des SHW betragen:

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| • im Trog | 3.989 m ² |
| • in der Kanalbrücke | 2.200 m ² |
| • bei den Drehsegmenttoren (4) | 1.944 m ² |
| insgesamt also | 8.133 m ² . |



Bild 1: Trog, Trogtor West: Magnesiumanoden am Tor und Fremdstromanoden in den Wänden

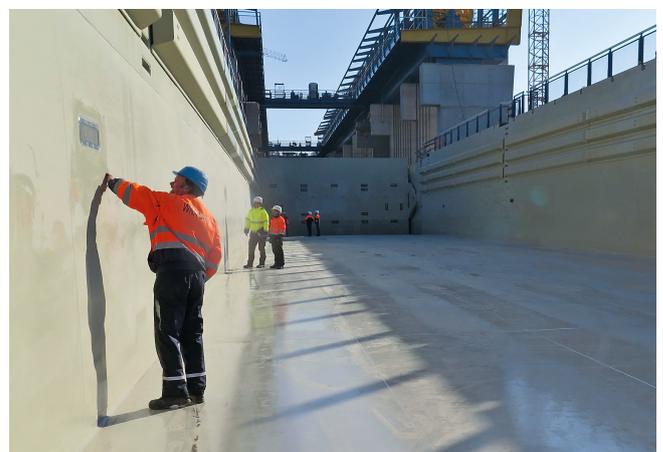


Bild 2: Kanalbrücke mit oberen Haltungstor: Magnesiumanoden am Tor und Fremdstromanoden in den Wänden

3 Allgemeines zum Wirkprinzip

Vertraglich festgelegt wurde eine Absenkung des Potentials auf -850 bis -1.050 mV gegen eine Cu/CuSO₄ (gesättigt) Elektrode [1]. Ausgehend von einer über mehrere Jahre gemessenen spezifischen elektrischen Leitfähigkeit des Wassers im Hebewerksbereich von ca. 500 µS/cm sollte der Schutzstrombedarf in den ersten zehn Jahren des Hebewerksbetriebes, in denen überwiegend die nicht passiv geschützten Edelstahldichtungen der Drehsegmenttore diesen erzeugen, über angeschraubte galvanische Anoden generiert werden. Danach wird für die weitere Laufzeit auf Fremdstromanlagen umgestellt werden, die in der Phase der Inbetriebnahme lediglich die sachgerechte Funktion nachweisen sollen.

Dementsprechend wurde für die Stahlwasserbauten ein Beschichtungssystem gemäß der Liste der zugelassenen Beschichtungssysteme der BAW gewählt, welches ebenfalls dem Einfluss einer kathodischen Korrosionsschutzanlage standhält.

Aufgrund von Erfahrungen an anderen Bauwerken der WSV am Elbe-Havel- bzw. am Main-Donau-Kanal erfolgte wegen der zielgerichteten Steuerung die Einteilung in mehrere Schutzbereiche (Bild 3).

So ist eine bessere Potential-Steuerung der Tor-/Dichtungsbereiche sowie des Widerlagers der Kanalbrücke möglich.



Bild 3: Sensorbildschirm vom Schaltschrank der Kanalbrücke mit den zwei Regelkreisen 4 und 5

Im Leistungsverzeichnis und in der Baubeschreibung wurden die technischen Forderungen in Abstimmung mit der BAW [1] und [2] erarbeitet. Im Rahmen der technischen Bearbeitung wurden durch den Auftragnehmer die Ausführungsplanung und Funktionsbeschreibung präzisiert.

4 Aufbau und Funktion der KKS-Anlage

Die Fremdstromanlagen bestehen aus den Bauteilen

- Schutzstromgerät
- Anoden
- Elektroden
- Kabel, Leitungen, Kofferdammkästen

4.1 Schutzstromgerät

Das Schutzstromgerät (SSG) ist das Kernstück der Fremdstromanlage. Seit dem ersten Entwurf 2009 wurde die Fremdstromanlage mehrfach überarbeitet, sodass sie inzwischen grundlegend neu konzipiert ist. Die Steuerung erfolgt mittlerweile automatisch potentialregelnd mit einer speicherprogrammierbaren Steuerung (SPS).

Die SSGe sind innerhalb der trockenen und belüfteten Betriebsräume der Kanalbrücke und des Troges in Schaltschränken untergebracht. Für das Betriebspersonal technisch relevante Werte, z. B. die Anzeige der Ein- und Ausschaltpotentiale, der Einzelanodenströme, entsprechende Anzeigewerte über beispielsweise treibende Spannung oder ob Störmeldungen vorliegen, sind über die Bedienoberfläche vom 15“-Sensorbildschirm ablesbar.

Des Weiteren ist es möglich, über den Sensorbildschirm das Schutzstromgerät zu bedienen, d. h., dass man vom Automatikmodus in den manuellen Modus wechselt oder die Einstellungsparameter im Automatikmodus verändern kann. Wird ein Sollpotential dauerhaft oder gravierend über- oder unterschritten, wird eine Fehlermeldung generiert und in der Meldeliste über das Bedienfeld abrufbar hinterlegt. Die Daten sollen zukünftig auch in der Leitzentrale, dem sogenannten Bedienstand, abrufbar gespeichert und mit Office-Programmen aus-

lesbar sein. Die SSGe entsprechen den Forderungen [1] und [2], sowie den gültigen VDE-Vorschriften 0100 [3]. Gemäß der geforderten Schutzbereiche sind für den Trog drei und für die Kanalbrücke zwei Geräte eingebaut.

4.2 Anoden

Bei den einzusetzenden Fremdstromanoden (Bild 4) handelt es sich um Mischmetalloxid-beschichtete Titanblechanoden (MMO) mit einem vom Hersteller patentierten Schutzgitter aus Titanstreckmetall. Optimiert wird diese Schutzeinrichtung durch ein Kunststoffvlies, das zwischen dem Anodenblech und dem Schutzgitter positioniert ist. Die Abmessungen des Anodenbleches betragen 500 x 100 x 1,5 mm.

Aufgrund des robusten Betriebs in einem Schiffshebewerk, insbesondere der Belastungen durch Eisgang während der Schifffahrt, wurde versenkten Anoden der Vorzug gegenüber an den Torwänden aufgeschraubten Anoden gegeben. Die Befestigung der Anode erfolgt über das PVC-Gehäuse an der senkrechten Trogwand, bzw. an der senkrechten Wand der Kanalbrücke. Um Undichtigkeiten zu vermeiden, wurden die Kabel durch Kofferdammkästen nach außen verlegt. Alle Anodenkabel wurden dann außerhalb des Troges bis zum SSG verlegt.

Dieser Anodenkörper wird in der beschichteten Anodennische mit acht Schrauben bündig befestigt und mit einem wasserbeständigen dauerelastischen Dichtstoff (Bild 4) eingeklebt.

In Anodennähe ist das Potential deutlich negativer als das allgemeine Schutzpotential. Deshalb ist in unmittelbarer Nähe ein Isolierschild in elliptischer Form und mit höherer Schichtdicke appliziert. Am Rand des Schutzschildes soll so das beabsichtigte Schutzpotential von maximal -1.050 mV Cu/CuSO₄ (gesättigt) eingehalten werden.

4.3 Elektroden

Für die Messung des positivsten Potentials wurden Zink-I-Bezugselektroden (druckdicht) mittig am Boden und seitlich im Bereich der Drehsegmenttore 2 m unterhalb des Wasserspiegels installiert. Da es sich um Zinkelektroden handelt, werden die ermittelten Messwerte zur



Bild 4: Fremdstromanode

einfacheren Beurteilung von der speicherprogrammierbaren Steuerung (SPS) umgerechnet und als Cu/CuSO₄-Messwerte angezeigt. Der Zinkstab aus Feinzink (Zn99,5) ist mit einem Innengewinde ausgerüstet und kann durch Verschraubung leicht von der Wasserseite gewechselt werden, da es sich um eine druckdichte Ausführung handelt.

Es sind für den Trog in den drei Regelkreisen acht Messelektroden und in den zwei Regelkreisen der Kanalbrücke fünf Messelektroden installiert. Diese können wechselseitig als Dauerbezugselektroden zur Steuerung der SSGe genutzt werden. Die im Trogboden eingesetzten Elektroden können automatisch anodisch polarisiert und somit von Kalkablagerungen befreit werden. Damit wird über die lange Laufzeit sichergestellt, dass die exakte Feldstärke mit den Elektroden gemessen wird, um die optimale Steuerung und damit Schutzwirkung zu erreichen.

5 Zustandsfeststellungen an montierten Anoden und Elektroden

Während der Phase der Inbetriebsetzung zeigten sich im Testbetrieb folgende Probleme: Durch zu hohe Schichtdicke des Stahlwasserbausystems in den entsprechenden Nischen wurde der Anodenkörper teilweise nicht bündig eingebaut. Bei der Entfernung löste sich das gefaltete (nicht wie im Muster gepunktete) Streckmetall. Der eventuell notwendige Austausch ist sehr behutsam auszuführen bzw. eine Neukonfektionierung nötig. Gemäß den Schutzstromberechnungen wurden 24 MMO-Anoden im Trog und zehn Fremdstromanoden in der Kanalbrücke installiert. Der Dichtungsauftrag erfordert die strikte Beachtung des Produktdatenblattes des Dichtungsmaterials. Die Nichteinhaltung derselben führte zur Blasen-

bildung auf den Befestigungsschrauben bzw. Spaltbildung zum Grundkörper und Wassereintritt (Bild 5). Die Elektroden im Boden der Kanalbrücke (Bild 6) und teilweise auch im Trog wurden bei der Erstinstallation 20 mm zu niedrig eingebaut.



Bild 5: Undichte Fuge: Wassereintritt am Anodenkörper



Bild 6: Zu tief eingebaute Messelektroden

6 Inbetriebnahme

Die Inbetriebnahme der KKS-Anlage der Kanalbrücke und des Hebewerktroges erfolgte im November 2019. Die vom Auftraggeber geforderten kontinuierlichen Messungen ergaben bis zum 30.04.2020 akzeptable Potentialwerte. Aus verschiedenen Gründen war die Erstellung einer neuen Software notwendig, die am 26.11.2020 installiert wurde. Dabei stellte sich heraus, dass etwa ein Drittel der Potentialwerte, insbesondere in den mit Opferanoden bestückten Torbereichen, zu negativ war (Bild 7, Kanalbrücke Regelkreis 5).

Auch nach Installation der neuen Elektronik war ein stabiles Potential im geforderten Bereich nicht möglich. Zu groß war die zwischenzeitliche Potentialabsenkung,

generiert durch die Opferanoden aus Magnesium. Unter anderem führten fehlender Schiffsverkehr und fehlende Torbewegungen zu einem stabilen, aber zu negativen Potential (Bild 7).

Aus diesem Grund war der Abbau der Magnesiumanoden an den Trogtoren und am oberen Haltungstor der Kanalbrücke unabdingbar. Um Schäden infolge des zu negativen Potentials zu vermeiden, wurde im Februar 2021 mithilfe von Tauchern (WSA Oder-Havel) 13 von 24 Opferanoden entfernt.

Zur Trockenlegung der Kanalbrücke im April 2021, die im Zuge eines Dichtungswechsels an den Torsionsrohren erforderlich wurde, konnten die restlichen Anoden mehrheitlich entfernt und die zu kurzen Dauerbezugselektroden (DBE) ausgewechselt werden.

Im Regelkreis 5 wird das Schutzniveau nun erzielt. Im Regelkreis 4 erreichen die Schutzpotentiale zum Widerlager hin noch nicht den Sollwert. Der Grund dafür ist die positive Beeinflussung (Sogwirkung) der Betonarmierung vom Widerlager.

7 Schlussfolgerungen

Bei der Messung mit einer mobilen Sonde stellten sich größere Abweichungen gegenüber den Anzeigen der fest installierten Elektroden auf dem Sensorbildschirm der Fremdstromanlage heraus. Dies konnte erst durch Messungen der Bauaufsicht des WNA Berlin festgestellt und dokumentiert werden. Deswegen sollte regelmäßig ein Abgleich mit einer mobilen Sonde erfolgen. Die Bauaufsicht ist entsprechend einzuweisen.

Auftraggeber sollten bei der Vertragsgestaltung für ähnliche Anlagen darauf achten, vom Beginn der technischen Bearbeitung an direkt in jede Phase bis zur Inbetriebnahme der Gesamtanlage eingebunden zu werden, um damit Zugriff auf alle Messwerte zu haben. Das ist vor allem bei längeren Zeiten zwischen Inbetriebnahme und Abnahme der Anlagen notwendig.

Die Forderungen gemäß BAWMerkblatt [2] bis hin zur Anlagendokumentation sind konsequent umzusetzen.

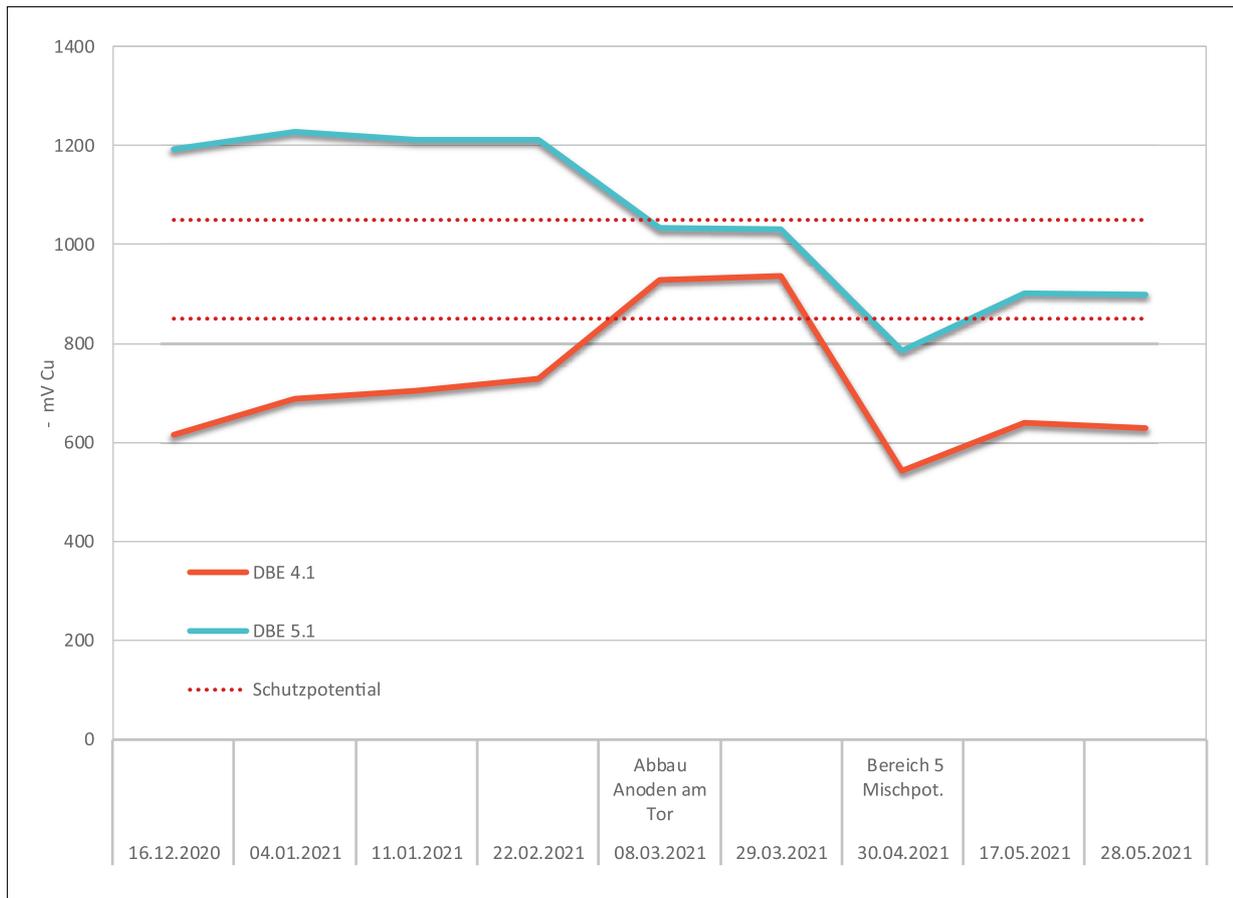


Bild 7: Verlauf der Ausschaltpotentiale im Kanalbrückentrog der Dauerbezugselektroden (DBE)

Außerdem sollten von Beginn der Installation an (und nicht erst bei Funktion der Betriebszentrale) die Potentiale in Datenspeichern erfasst werden. Sie dienen als Nachweis für eventuelle Beschichtungsschäden durch zu negative Potentiale.

Wie oben erläutert, hat sich die Kombination von Opferanoden und Fremdstromanoden beim Neubau im Gegensatz zur Nachinstallation an den Toren beim alten SHW nicht bewährt. Galvanische Anoden sollten lediglich in Stromschattenbereichen eingesetzt werden.

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass von der Erstellung des KKS-Konzeptes bis zur Abnahme der Anlage mehr als 15 Jahre vergangen sind. Das erfordert insbesondere durch die langen Bauzeiten eine hohe Fachkompetenz aller Beteiligten. Die Überwachung der KKS-Anlagen ist bereits bei der Installationsphase und somit vor der Abnahme erforderlich.

Am vorliegenden Objekt sind noch nicht alle Forderungen des AG erfüllt und auch die stabile Funktion bei Schiffsverkehr steht noch aus.

Darüber hinaus wurden zum Vorschriftenwerk widersprüchliche Erfahrungen gemacht, wie die Potentialstabilität von Zinkelektroden, der Schutzstrombedarf von Edeltählen u. a. die für die Überarbeitung des MKKS [2] in Untersuchungen präzisiert werden müssen.

8 Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hg.) (2011): ZTV-W LB 220: Kathodischer Korrosionsschutz im Stahlwasserbau (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau).
- [2] Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2015): BAW-Merkblatt Kathodischer Korrosionsschutz im Stahlwasserbau (MKKS), Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- [3] DIN VDE 0100-100 VDE 0100-100:2009-06: Errichten von Niederspannungsanlagen.

Die maschinenbaulichen Objektteile des Schiffshebewerks Niederfinow

Dipl.-Ing. Mario Maschke, SIEMAG TECBERG GmbH

1 Einleitung

Die maschinenbaulichen Objektteile dienen der Aufhängung, Bewegung, Führung, Verriegelung und Sicherung des Troges.

Als Partner der ARGE Niederfinow ist die SIEMAG TECBERG GmbH mit ihren wissensbasierten Dienstleistungen in den Bereichen Engineering bzw. Ausführungsplanung, Beschaffung, Fertigungsüberwachung, Montageüberwachung und Begleitung der Inbetriebsetzung verantwortlich für die anspruchsvolle Maschinenteknik des neuen Schiffshebewerks Niederfinow.

Dies betrifft den Trogantrieb, die Trogsicherung, die Troghaltevorrichtung, die Trogführungen sowie die Gegengewichtsanlage. Dieser Artikel beschreibt die Gegengewichtsanlage des Hebewerks.

2 Gegengewichte – Grundprinzip des Schiffshebewerks

Das neue Schiffshebewerk (SHW) Niederfinow arbeitet nach dem gleichen Prinzip wie das alte Schiffshebewerk – dem Massenausgleich durch Gegengewichte, um mit geringstem Energieaufwand große Massen heben zu können.

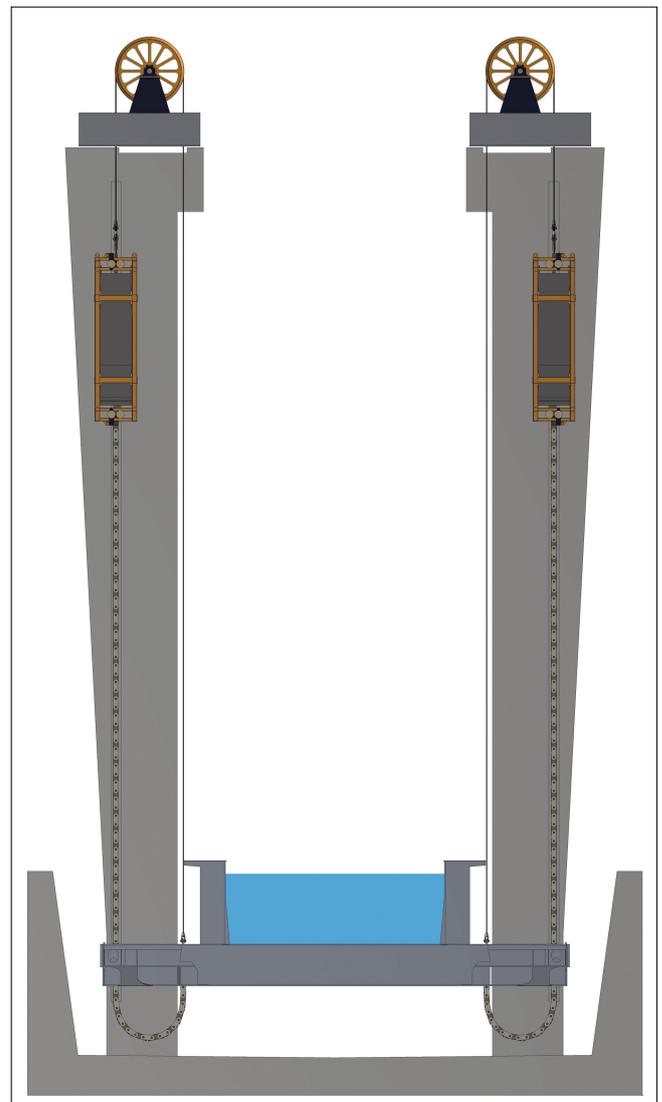


Bild 1: Gegengewichtsprinzip im Schiffshebewerk Niederfinow (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Der wassergefüllte Trog und die Gegengewichte haben annähernd das gleiche Gewicht. Verbunden durch Seile, die über Doppelseilrollen geführt werden, wird das Gleichgewicht durch die sich ändernden Massenanteile der Seile während einer Auf- oder Abwärtsfahrt verschoben. Die Seilgewichtausgleichsketten (SGAK), die an den sogenannten Hohlgewichtern und am Trog verlagert sind, stellen das Gleichgewicht zwischen Trog und Gegengewichten durch die sich proportional verändernden Massenanteile der SGAK während der Trogfahrten wieder her. Bild 1 zeigt das Prinzip des Massenausgleichs am Schiffshebwerk.

3 Die Gegengewichtsanlage (GGA)

Die GGA besteht aus 112 Doppelseilrollen (DSR), 224 Seilen mit Geschirr, 28 Stahlgewichten, 192 Betongewichten, vier Hohlgewichtern und 14 Fangrahmen, die an 28 einbetonierten Laufschienesträngen „geführt“ werden.

Aus der Anzahl der Fangrahmen ergibt sich die Anzahl der Gegengewichtsgruppen (GGG). Die GGG sind symmetrisch zur Mittellängsachse und der Mittenachsen des SHW in Querrichtung angeordnet. Bild 2 zeigt die GGG während einer Aufwärtsfahrt des Troges aus der unteren Haltung. An der linken und rechten GGG im Bild sind die Seilgewichtausgleichsketten zu erkennen.

Die Fangrahmen ruhen mit den auf der Unterseite der oberen Riegel angeordneten Gummipuffern auf den Gegengewichten. So wird die Gewichtskraft aus der Masse der Fangrahmen gleichmäßig über die Gegengewichte einer Gruppe verteilt. Auf der Oberseite der Riegel sind gleichermaßen Gummipuffer angeordnet. Auf diesen Gummipuffern kann sich jeweils das zugeordnete Gegengewicht nach einem „Seilriss“ absetzen. Die beiden oberen Riegel nehmen die Last des Gegengewichts auf und leiten diese in die benachbarten Gegengewichte und weiter über die Seile in den Trog ein.

Die Fangrahmen verhindern ferner ein Aufschwingen der GGG infolge Winddrucks (Böen). Sie leiten entstehende

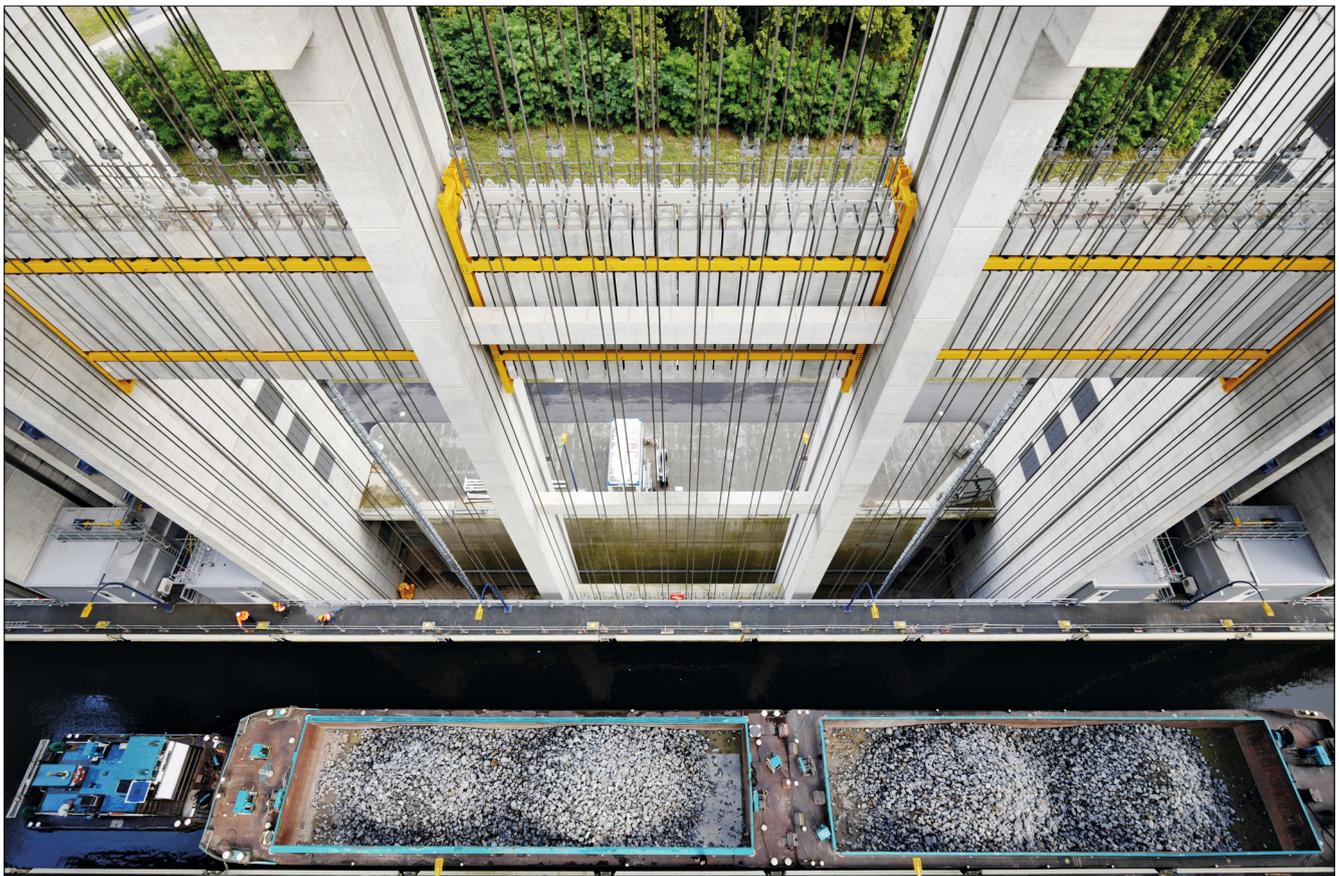


Bild 2: Die Gegengewichtsgruppen zwischen den Pylonen 1 und 4 auf der Nordseite (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Querkräfte aus Umwelteinflüssen über die Laufschiene ins Bauwerk ab. Querkräfte können auch durch Schrägstellung der Pylonen und Seilrollenträgerstützen (SRTS) infolge sich stetig ändernder Umgebungs- und Bauwerkstemperatur entstehen.

Sowohl der Massivbau als auch der Stahlbau dehnen und schrumpfen im Laufe des Jahreszeitenzyklus. Die Krümmung der Trogwannensole bedingt eine Verschiebung der Ablaufpunkte der Seile von den DSR in Querrichtung bezogen auf das Achsensystem der Trogwanne, die Längenänderung der Trogwannensole bedingt eine Verschiebung in Längsrichtung.

Die Seilrollenträger (SRT) dehnen sich und schrumpfen ebenfalls durch Temperaturänderungen. Bereits der Sonnenstand im Laufe eines Tages hat deutlichen Einfluss auf die Lage der Seilablaufpunkte und damit auf die Lage der GGG. Aus den Relativverformungen des Bauwerks ergibt sich also eine stetig veränderte Lage der GGG im Bauwerk. Die Lage der Laufrollen an den Fangrahmen und die Laufschiene sind so bemessen, dass diese Lageänderungen keinen Einfluss auf den Betrieb der Hebewerksanlage haben. Hartanlagen an den Fangrahmen, die zu den Stirnflächen der Laufschiene ausgerichtet und eingestellt sind, verhindern ein Abfließen der Laufrollen unter extremsten Umweltbedingungen.

Ein Leerlaufen des Troges (Havarie oder planmäßig vorgesehen) führt zum Absetzen des Troges in die Mutterbalkensäule, dem Sicherungssystem der Hebewerksanlage. Der Trog verformt sich so stark, dass es zu einer Lageverschiebung der Gegengewichte der Höhe nach innerhalb einer GGG kommt. Diese Lageänderung würde bei einem starren Rahmen zu einer Schräglage und einer Überbelastung der Anbindung der Riegel führen. Aus diesem Grund sind die Riegel gelenkig an den seitlichen Rahmen gelagert, sodass sich durch Schräglage der Riegel der Fangrahmen zu einem Parallelogramm frei bewegen kann.

4 Die Montage der GGA

Die Montage der GGA war eine der größten Herausforderungen hinsichtlich der Dimension der Bauteile, der Einbaulage im Bauwerk, der Zugänglichkeit, der Beson-

derheit der eingangs erwähnten Relativbewegungen und nicht zuletzt der Ausführungsplanung, um den Monteuren ein sicheres Arbeiten zu gewährleisten.

Die Laufschiene sind aus X2CrNiMoN22-5-3-Material gefertigt und haben einen rechteckigen Querschnitt von 310 mm x 40 mm. Jeder Schienenstrang besteht aus einem Fuß-, einem Kopf- und fünf Mittelsegmenten und hat eine Gesamtlänge von 48,755 m. Eine Nut-Feder-Verbindung und ein Gehrschnitt an den Enden der Segmente ermöglichen ein stoßfreies Überrollen.

Die aufgehenden Pylonen und Seilrollenträgerstützen (SRTS) waren zum Zeitpunkt der Montage der Schiene vorverformt. Die Massivbauteile sind in gekrümmter Form errichtet worden und standen leicht geneigt zur vom Trog abgewandten Seite. Grund für diese Bauweise ist die Reaktion des Stahlbetons auf die spätere Lasteinleitung aus dem wassergefüllten Trog und den Gegengewichten in Summe von rund 20.000 t. Die Laufschiene mussten der derzeitigen Form von Pylonen und SRTS eingebaut folgen. Eine umfangreiche Montagevorbereitung mit aufwendigem Monitoring der Bauwerks- und Umgebungstemperaturen für die Berechnung der Einbaukoordinaten mit anschließender Vermessung sowie mit der Schaffung von Festpunkten für das Einmessen und für spätere Kontrollmessungen waren erforderlich. Bild 3 verdeutlicht, welche Einflüsse auf die Montage durch die Randbedingungen bereits zum Zeitpunkt der Ausführungsplanung berücksichtigt werden mussten.

Jeder der Laufschienestränge war nach berechneten Koordinaten zu montieren. Die Koordinaten wurden immer erst wenige Tage vor dem Einbau des jeweiligen Stranges ermittelt. Die Auslenkung der Pylonen und SRTS in Längsrichtung durch das Dehnen und Schrumpfen des SRT und die parallele Ausrichtung der Stirnflächen zweier sich gegenüberliegenden Stränge mussten für den Einbau ebenfalls berücksichtigt werden. Alle Schienenstränge wurden nach dem Einbau vermessen und die Messergebnisse temperaturbereinigt ausgewertet. Lagekorrekturen konnten vor dem Vergießen (Zweitbeton) durch die den Besonderheiten des Bauwerks angepasste Konstruktion vorgenommen werden.

Die Doppelseilrollen (DSR) mit einem Nenndurchmesser von 4,0 m und einem Seilscheibenabstand von 360 mm sind aus Stahl S 355 J2+N und S 355 NL hergestellt

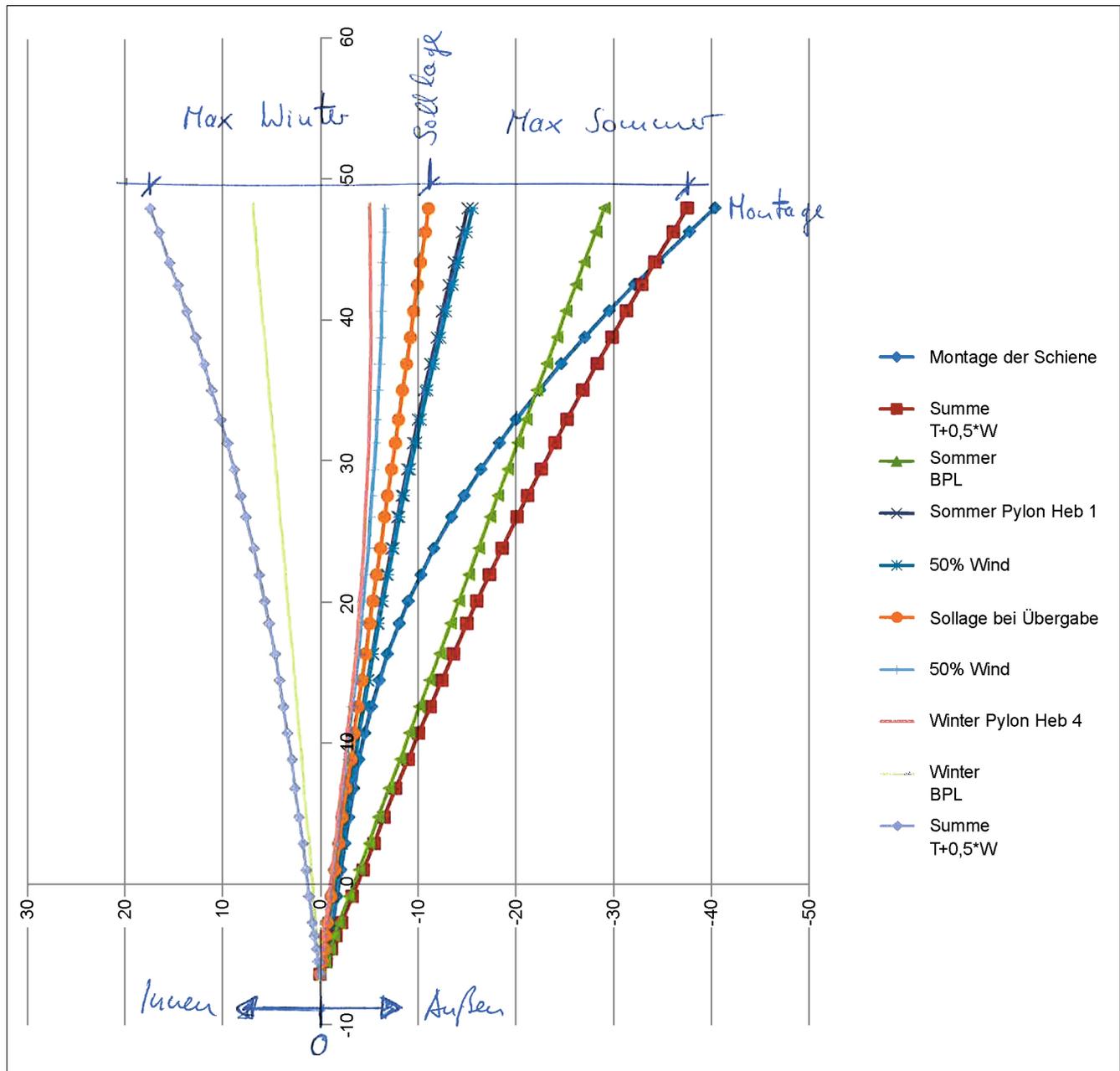


Bild 3: Zu berücksichtigende Einflüsse auf die Einbaulage der Laufschienen (Quelle: Implenia Construction GmbH, Rechenzentrum Wiesbaden)

worden. Der Seilscheibenkranz wurde warmgeformt, abbrennstumpfgeschweißt und wärmebehandelt. Seilscheibenkranz und Nabe wurden mit der Bordscheibe verschweißt und vor der spanenden Bearbeitung spannungsarm gegläht. Jeweils zwei Seilscheiben wurden mit den Speichen mit Bobtail-Schließringbolzen kraftschlüssig verbunden. Die Achse der DSR, ein Schmiedeteil aus dem Werkstoff 42CrMo4+QT, wurde eingeschrumpft. Das in den Seilscheibenkranz eingeschlagene Futter besteht aus dem Werkstoff Becorit® D 670 S. Verlagert sind die DSR auf Stehlagern, jeweils einem Fest- und einem Los-

lager mit Pendelrollenlagern. Die Doppelseilrollen wurden vollständig vormontiert mit Spezialtransporten auf die Baustelle nach Niederfinow geliefert.

Der Seilrollenträger ist abschnittsweise zwischen seinen Auflagern auf den Flügelwänden der Pylonen und SRTS vorverformt überhöht eingebaut worden, um eine waagerechte Ausrichtung nach dem Einleiten der Gesamtlast aus Trog und GGG zu erzielen. Dementsprechend musste die Einbaulage der DSR diesen Überhöhungskurven folgen. Die DSR geben den Ablaufpunkt der Seile und



Bild 4: Montierte Doppelseilrollen in der noch nicht montierten nordöstlichen Seilrollenhalle (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

damit die Lage der Gegengewichte im Bauwerk vor. Die Ausrichtung der jeweils äußeren DSR einer GGG zu den Laufschiene war ebenfalls zu berücksichtigen. Dafür wurden ebenfalls nach zuvor berechneten Koordinaten Festpunkte für das Einrichten der DSR auf den Seilrollenböcken dauerhaft angebracht, um so den Einfluss der Umgebungstemperatur weitestgehend auszuschließen. Es wurden Sohlplatten (Zwischenplatten) auf den Seilrollenböcken – paarweise mit einer Schablone verbunden – der Höhen- und Achslage nach ausgerichtet. Der Zwischenraum unter den Sohlplatten und auf den Seilrollenböcken wurde mit Epocast® 36 – einer schrumpffreien Epoxidharzmasse – untergossen. Nach dem Aushärten wurden die DSR mit einem Teleskopkran auf den Seilrollenträger gehoben, auf den Sohlplatten abgesetzt und verschraubt. Bild 4 zeigt die montierten DSR für zwei der insgesamt 14 GGG.

Die Seile sind rechts- und linksgängige Gleichschlagseile vom Typ CASAR Stratolift, haben einen Nennseildurchmesser von 60 mm und ein Gewicht von rund 16 kg/m. Die Enden der Seile sind in Gabelseilhülsen mit Feinzink vergossen. Alle Seile wurden vor Auslieferung einmalig vorgereckt. Die Seillängen betragen unter Last rund 68,33 m für die Seile der Beton- und Stahlgewichte und

rund 67,70 m für die Seile der Hohlgeschwichte. Die unterschiedliche Länge ist konstruktiv bedingt, weil das Hohlgeschwicht durch sein ohnehin größeres Gewicht auch die Last aus dem Gewicht der SGAK aufnimmt und deshalb an zwei Seilen angeschlagen ist.

Toleranzen aus der Fertigung und unterschiedliche Längen der Seile unter Last werden durch Spannschlösser ausgeglichen. Eine Ausrichtung der Gegengewichte der Höhe nach ist für eine gleichmäßige Lastverteilung aus der Masse der auf den Gewichten aufliegenden Fangrahmen erforderlich. Auch sind die Spannschlösser für einen Seilwechsel erforderlich. Über eine DSR laufen immer ein rechts- und linksgängiges Seil. Oberhalb der Spannschlösser ist das Seilpaar mit Augblechen verbunden, die ein Verdrehen der Seile verhindern. In jedem geschlagenen Seil wird unter Last ein Drehmoment erzeugt, was zu einem „Aufdrehen“ des Seiles führen würde, würde dem nicht entgegengewirkt.

Das Längen und Aufdrehen der Seile unter Last war bei der Ausarbeitung des Montagekonzeptes maßgebend. Immer zwei Betongewichte sind mit einem Joch verbunden und wurden demzufolge auch paarweise montiert. Aber zwei benachbarte DSR „tragen“ ein Betongewichtpaar

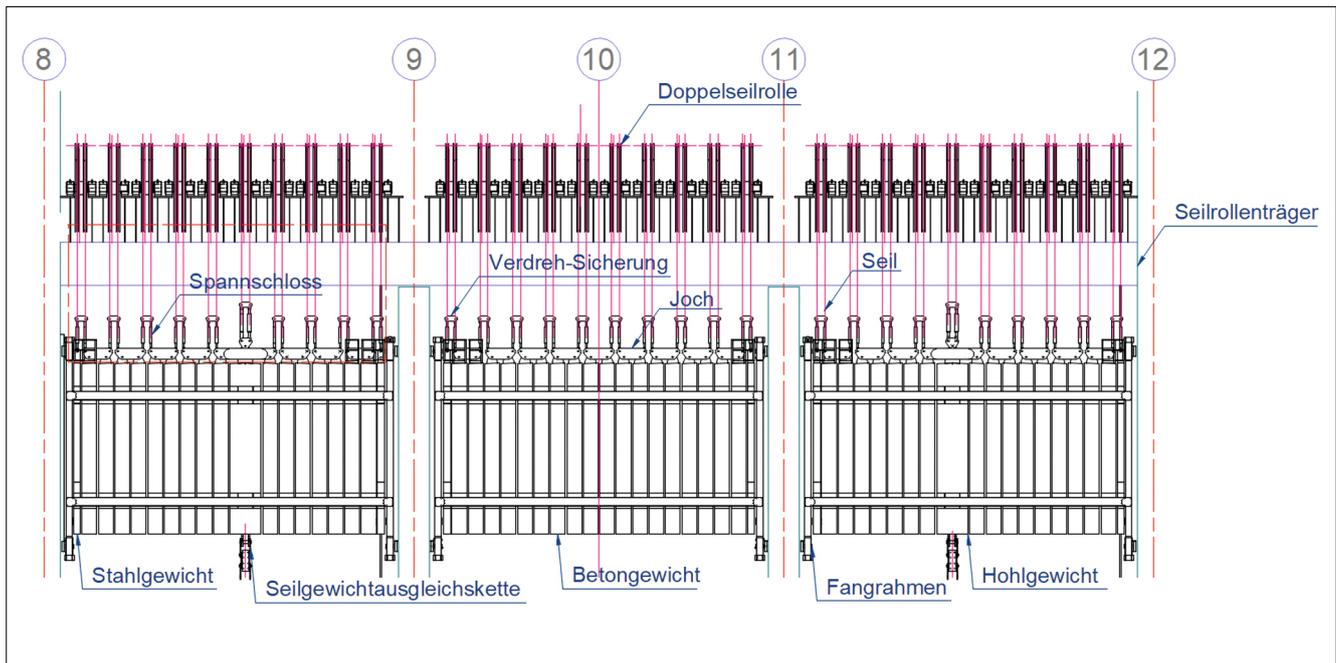


Bild 5: Anordnung der DSR, Seile und Gegengewichte (hier die Gruppen zwischen den Pylonen) (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

(siehe Bild 5 zur Anordnung der DSR und Gegengewichte). Jetzt wird der Einfluss des Längens der Seile deutlich. Das Augblech als Verdreh-Sicherung konnte immer erst dann montiert werden, wenn beide Seile auf einer DSR belastet worden waren. Um dennoch ein Aufdrehen des Seiles mit dem Anhängen des Gegengewichts zu verhindern, wurde eigens für die Montage eine Vorrichtung entwickelt.

Vor dem Auflegen der Seile musste geklärt werden, wie sich das Einhängen der Gegengewichte auf das Längen der Seile auf einer DSR auswirken, weil immer nur ein Seil belastet wird, das zweite Seil aber erst mit dem Einhängen des nächsten Betongewichtpaars. Das längere Seilende auf der Trogseite erfährt den größten Anteil des Längens, welcher zum Großteil über die DSR auf die Gegengewichtseite fließen muss. Das zuerst belastete Seil kann sich daher nahezu unbeeinflusst längen, weil die DSR diesen Vorgang durch seine Drehbewegung „unterstützt“. Nachdem die Betongewichte vom Kranhaken abgeschlagen sind, ist die DSR fest eingespannt. Das zweite Seil auf der DSR kann nur noch über das Seilscheibenfutter gleiten. Dieses Futter hat einen hohen Reibbeiwert und wirkt damit dem Längen entgegen.

Die SIEMAG TECBERG GmbH ist als namhafter Hersteller von Schachtfördertechnik mit dem Auflegen von

kilometerlangen Förderseilen bestens vertraut. Für das beschriebene Problem war eine innovative Lösung durch die Mitarbeiter der SIEMAG TECBERG GmbH zu finden.

Wie kann die Reibung beim „Spannen“ der Seile vermindert werden? Der Ansatz für die Lösung wurde bei der Firma Elastomere Lagersysteme Heim GmbH gefunden, Hersteller von Gleitfolien, die „hauptsächlich als Streifenleittlager zwischen Stahlbetondecken und den darunter liegenden Wänden eingesetzt“ (Heim GmbH) werden. Um Gleitfolien für die Montage einsetzen zu können, war es zunächst erforderlich, eine geeignete Folienpaarung zu finden.

Mehrere Versuche mit unterschiedlich aufgebauten Gleitfolien wurden durchgeführt. Gleitfolien bestehen je nach Verwendung aus mehreren Lagen, den Gleitfolien selbst mit oder ohne PTFE-Gleiteinlage und einer ein- oder beidseitigen Elastomer-Kaschierung (Bild 6 zeigt ein Muster für eine der Versuchsreihen).

Für die Durchführung der Versuche wurde eine DSR gegen den Seilrollenträger fest verspannt. An beiden Enden der über diese DSR laufenden Seile wurden elektronische Zugkraftmessgeräte mit einem Messbereich bis 50 t und Zugzylinder mit einer Zugkraft bis 500 kN mit Schäkeln verbunden und am Trog bzw. an den Spann-



Bild 6: Eine der für die Versuche eingesetzten Gleitfolien (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)



Bild 8: Gleitfolie mit bi-Trapezlager® (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

schlüsseln zweier benachbarter Betongewichte angeschlagen. Durch das Spannen der Seile konnte das Längen simuliert und die Eignung der jeweils verwendeten Gleitfolien ermittelt werden. Nach jedem Versuch wur-

den die Gleitfolien begutachtet. Die Gleitfolie in Bild 7 zeigte ein gutes Gleitverhalten, aber auch Zerstörungen in den Elastomeren unter dem Seil und teilweise tiefe Markierungen und Verformungen in den Folien über



Bild 7: Verformungen und Einrisse in den Elastomeren nach dem Lasteintrag durch die Seile (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)



Bild 9: Das bi-Trapezlager® zeigt eine sehr gute Rückfederung (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

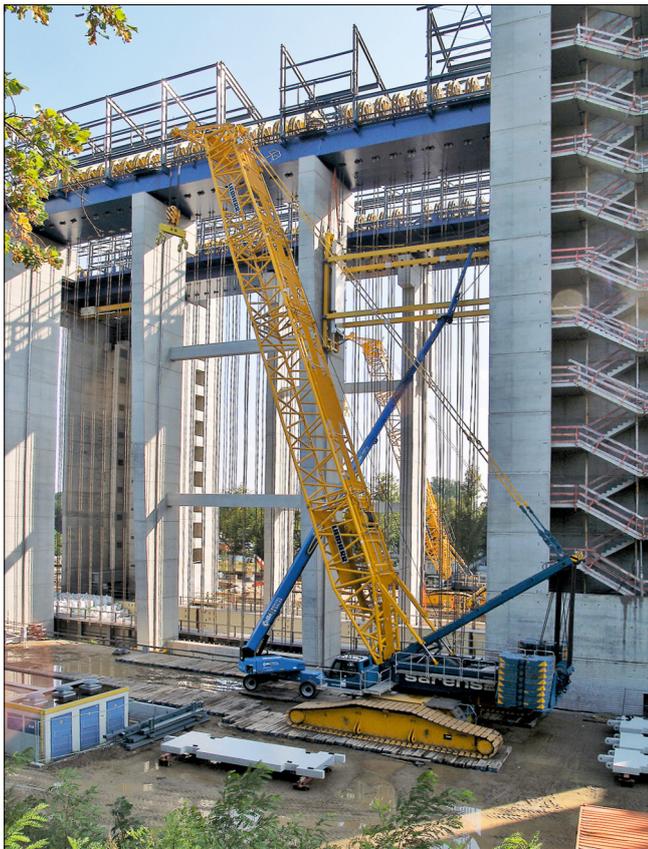


Bild 10: Der Raupenkran mit Sonderspitze (im Vordergrund ein 8 m langes Stahlgewicht) (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

den PTFE-Gleiteinlagen, welche auf die erhabene Struktur der Litzen zurückzuführen war. Da die Verformungen und Einrisse das Gleitverhalten der Folien beeinträchtigten, galt es die Struktur der Seile zu egalisieren. Es wurde sich für eine Auflage mit einem bi-Trapezlager® der Firma Calenberg Ingenieure GmbH entschieden (Bild 8).

Die Auswertung nach den Versuchen zeigte die gewünschten Ergebnisse (Bild 9). Das bi-Trapezlager® wirkt wie eine Feder und schützt durch eine bei steigender Last zunehmende flächige Lastverteilung unter dem Lager die Gleitfolien mit den PTFE-Einlagen. Die Gleitfolien verblieben bis zum erstmaligen Fahren des Troges unter den Seilen.

Die Gegengewichte aus Stahl und Beton haben Abmessungen von ca. 2,50 m x 0,31 m x 7,90 m bzw. 2,50 m x 0,68 m x 7,90 m und ein durchschnittliches Gewicht von rund 43 t. Die Hohlgewichte haben eine Abmessung von rund 2,50 m x 1,41 m x 7,90 m und ein durchschnittliches Gewicht von rund 50 t.

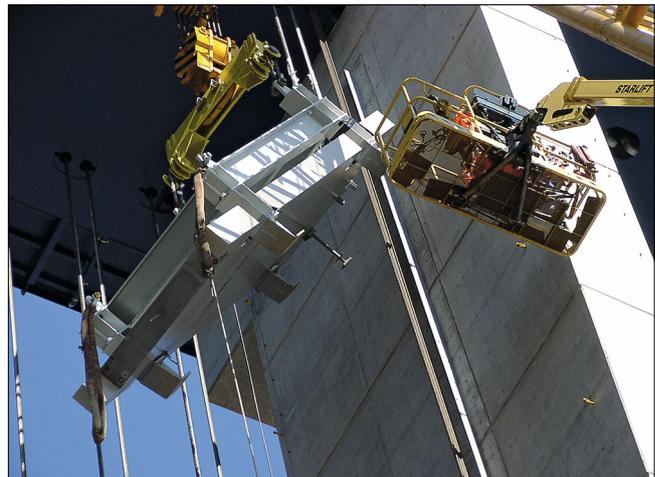


Bild 11: Einheben der Stahlgewichte (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Die Zuordnung der Gegengewichte zu den einzelnen GGG erfolgte nach einem vorgegebenen Toleranzschlüssel, die Masseverteilung in der Trogstruktur und die Herstelltoleranzen der Beton- und Stahlgewichte berücksichtigend. Mit Tariergewichten wurden zwei Gegengewichte, die an den Seilen über der gleichen DSR aufgehängt sind, auf das nahezu gleiche Gewicht eingestellt.

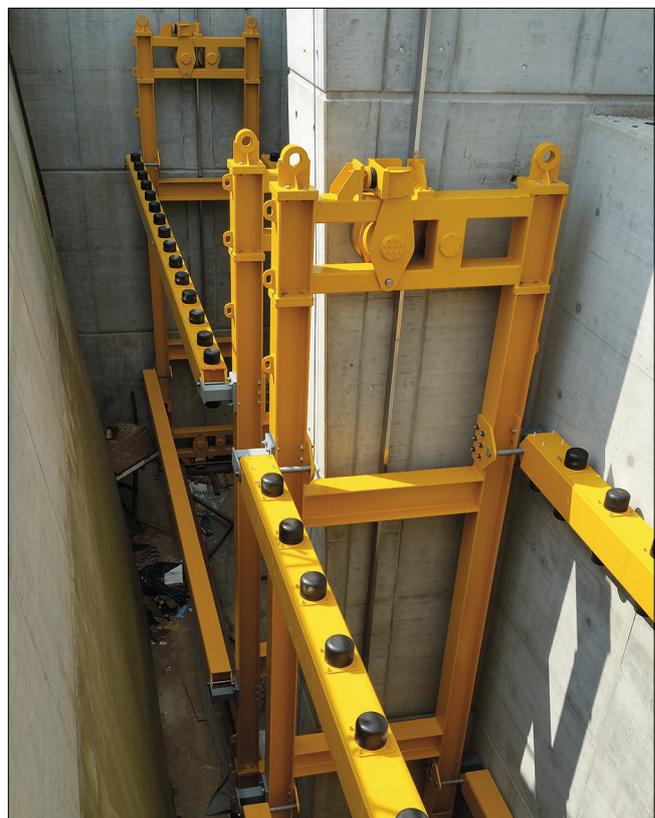


Bild 12: Vormontierte Fangrahmen in der Trogwanne (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Die Montage der GGG erforderte eine umfangreiche Planung und Vorbereitung. Die Höhe der Zulage für den Zusammenbau musste mit der Baufeldhöhe und dem Krantyp zum Einheben der Gegengewichte abgestimmt werden. Die Lage des Troges bestimmte die Höhe der Spanschlösser, mit denen die Joche mit den jeweils zwei Betongewichten verbolzt wurden. Sowohl das als auch die Kräne bestimmten die Baufeldhöhe, die diesem ganz besonderen Einsatz angepasst wurde. Zum Einsatz kam ein 600 t-Raupenkran (Bild 10) mit einer extra für das Einheben der Betongewichtpaare entworfenen und gebauten Kranspitze.

Die Stahlgewichte wurden, bedingt durch die nahe Einbaulage zum aufgehenden Massivbau, mit einer Hilfsvorrichtung mit dem Raupenkran und einem Teleskopkran aufgerichtet und dann in geneigter Lage mit dem Raupenkran in Position gehoben (Bild 11). Nach dem Verbinden mit den Spanschlössern wurde das Stahlgewicht abgesenkt, die Hilfsvorrichtung hingte sich senkrecht und konnte so ausgeschwenkt werden. Die Stahlgewichte mussten zu diesem Zeitpunkt ohne Verdrehsicherung an den Gabelseilhülsen abgehängt werden, daher wurde eine temporäre Sicherung zwischen der Spanschraube und dem Stahlgewicht angebracht.

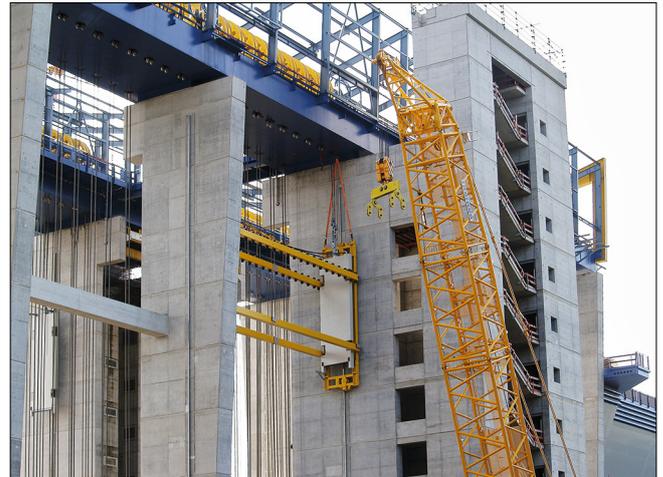


Bild 13: Fangrahmen in Einbaulage (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Die Fangrahmen wurden in der Trogwanne zwischen den SRTS bzw. Pylonen und SRTS lotrecht unter den Hebepunkten vormontiert (Bild 12). Die Besonderheit: Die Betongewichte wurden in die Fangrahmen gestellt, um sie dann in einem Hub ohne Kranbewegung in Einbaulage zu bringen. Die Fangrahmen waren dafür geöffnet, d. h., die Riegel wurden für einen ausreichenden Freiraum für die Betongewichte nach außen verlagert.



Bild 14: Montage der Betongewichtpaare (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

Die Fangrahmen wurden mit Litzenhebern gezogen und am Seilrollenträger so lange temporär abgefangen, bis alle Gewichte eingehoben waren und die Riegel „geschlossen“ werden konnten (Bild 13). Danach erst konnte der Fangrahmen auf den Gegengewichten abgelegt werden.

Die Betongewichte wurden, wie bereits erwähnt, mit dem Raupenkran paarweise eingehoben (Bild 14). Hinzuzufügen ist noch, dass das Einheben aller Gewichte immer gleichzeitig auf der Nord- und Südseite erfolgen musste, um den Trog gleichmäßig zu belasten. Im Nachgang an das Einheben der Gewichte wurde Festballast in den Trog eingebracht, um zum einen den Trog zu entlasten und zum anderen ein stetiges Übergewicht auf der Trogseite zu haben, welches eine sichere Lage des Troges garantierte.

Schwerpunkt der Montage der Gegengewichte war, ein Konzept für das sichere Arbeiten auf den Betongewichten zu erarbeiten. Nur von den eingehobenen Betongewichten selbst konnten die Spanschlösser mit den Jochen



Bild 15: Heben der Hohl- und Betongewichte mit einem Litzenheber (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)



Bild 16: Montage der Seilgewichtausgleichskette (Quelle: SIEMAG TECBERG GmbH)

verbunden werden – mit einer eigens angepassten Seilarbeitsbühne mit ausklappbarem Überstieg und Geländer für einen sicheren Übergang zu den Betongewichten. Im Vorwege wurden bei der Vormontage der Fangrahmen Konsolen als Auflager für den Überstieg angebracht. Diese Konsolen waren konstruktiv so ausgebildet, dass die Auflagefläche auf Höhe der Oberseite der Betongewichte lag. Eine spezielle persönliche Schutzausrüstung (PSA) für alle Monteure war zu tragen.

Die Hohl- und Betongewichte wurden zusammen mit den benachbarten Betongewichten mit Litzenhebern in Einbaulage gehoben (Bild 15). Der Überstieg auf die Gegengewichte erfolgte wieder über die Seilarbeitsbühnen.

Die SGAK mit einer Länge von 43,90 m und einem Gewicht von rund 38,4 t wurde im Zuge des Hebens der Hohl- und Betongewichte montiert (Bild 16). An beiden Enden der SGAK sind Lagerzapfen in einem Gelenklager montiert. Die Gelenke verhindern Zwänge in den Aufhängungen, die durch Bewegungen aus Relativverformungen von Trog und Seilrollenträger entstehen können.

Mit der Inbetriebsetzung der maschinenbaulichen Objektteile waren an der GGA Einstellungen vorzunehmen, die größtenteils aus dem ungleichen Längen der Seile notwendig waren. Nach mehreren Trogfahrten wurden die Gegengewichte mittels einer speziell entwickelten hydraulischen Spannvorrichtung der Höhe nach ausgerichtet. Die Spannvorrichtung entlastete die Spanschlösser und nahm die Last aus den Gegengewichten aus. Dadurch war es möglich, die Spanschlösser zu drehen und eine gleiche Lastverteilung aus der Masse der Fangrahmen über alle Gegengewichte eine Gruppe herzustellen.

Die virtuelle Inbetriebnahme am neuen Schiffshebewerk Niederfinow

Dipl.-Ing. Frank Ulrich, Wasserstraßen-Neubauamt Berlin



Bild 1: Neues Schiffshebewerk Niederfinow, Bauzustand März 2019

Mit einem Investitionsvolumen von rd. 300 Mio. € ersetzt die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) derzeit das seit 1934 im Betrieb befindliche alte Schiffshebewerk Niederfinow. Der neben dem alten Hebewerk errichtete Neubau gewährleistet zum einen den zuverlässigen Weiterbetrieb der Wasserstraße und ermöglicht zum anderen auch die Passage größerer Fahr-

zeuge mit Abmessungen von bis zu 110 m Länge, 11,45 m Breite und 2,80 m Abladetiefe, bei einer Durchfahrtshöhe von 5,25 m über dem oberen Betriebswasserstand.

Funktional ähnelt der Ersatzneubau der alten Anlage. Es handelt sich erneut um ein Senkrechtbewerk mit einer Gegengewichtsanlage. Der Antrieb des Troges erfolgt über

vier Ritzel und am Traggerüst fest montierte Zahnstockleitern. Für die Trogsicherung kommen vier in Mutterbackensäulen mitlaufende Drehriegel zum Einsatz. Der Gleichlauf der vier Trogantriebe wird über eine mechanische und eine elektronische Gleichlaufwelle gewährleistet. Neben den zwei Trogtoren gehören zwei Haltungstore sowie ein Sicherheitstor zum oberen Vorhafen und ein Hilfstor (Stemmtor) zum unteren Vorhafen und weitere Hilfsanlagen zur Gesamtanlage. Die Steuerung aller Anlagenkomponenten erfolgt über eine zentrale Sicherheits-SPS (Speicherprogrammierbare Steuerung) und 25 dezentrale Anlagen-SPS'n.

Neben der zentralen Bedienebene sind vier dezentrale Vor-Ort-Bedienebenen mit ca. 20 Anzeigepanels in das Prozessleitsystem eingebunden. Ca. 6.000 I/O-Signale (Ein-/Ausgangssignale) aus der Antriebs- und Messtechnik sind zu verarbeiten.

Um die Risiken für die physische Inbetriebnahme der Anlage zu minimieren, setzt die WSV (hier: Wasserstraßen-Neubauamt Berlin (WNA Berlin)) bei diesem Bauvorhaben eine sogenannte virtuelle Inbetriebnahme ein.

Unter virtueller Inbetriebnahme versteht man das Einspielen, Erproben und Ändern von Planungsdaten auf ei-

ner virtuellen Maschine, bevor die erfolgreich getesteten Programme (Software) auf die reale Maschine übertragen werden. Dabei können unvorhergesehene Fehler aufgedeckt, Störungen simuliert und bereits in den frühen Entwicklungsphasen beseitigt werden, noch bevor diese auf der realen Anlage erkennbar werden und zu erheblichen Mehraufwendungen und Kosten führen.

In enger Kooperation mit der ehemaligen Fachstelle für Verkehrstechniken in Koblenz hat das WNA Berlin dafür ein auf derartige Dienstleistungen spezialisiertes externes Unternehmen beauftragt.

Die physische Inbetriebnahme der realen Anlage kann immer erst nach deren baulicher Fertigstellung erfolgen. Die hohe Komplexität, Funktionalität und die Sicherheitsanforderungen des Schiffshebewerks würden einen hohen Testbedarf auf der Baustelle beinhalten. Die Nacharbeiten oder der Austausch einzelner Anlagenkomponenten ist mit einem hohen baulichen und zeitlichen Aufwand verbunden.

Die virtuelle Inbetriebnahme erfolgt dagegen an einem sogenannten vollfunktionalen digitalen Zwilling (Anlagensimulationsmodell), wodurch die Steuerungssoftware der Antriebstechnik und Sensorik für die Anlagentechnik

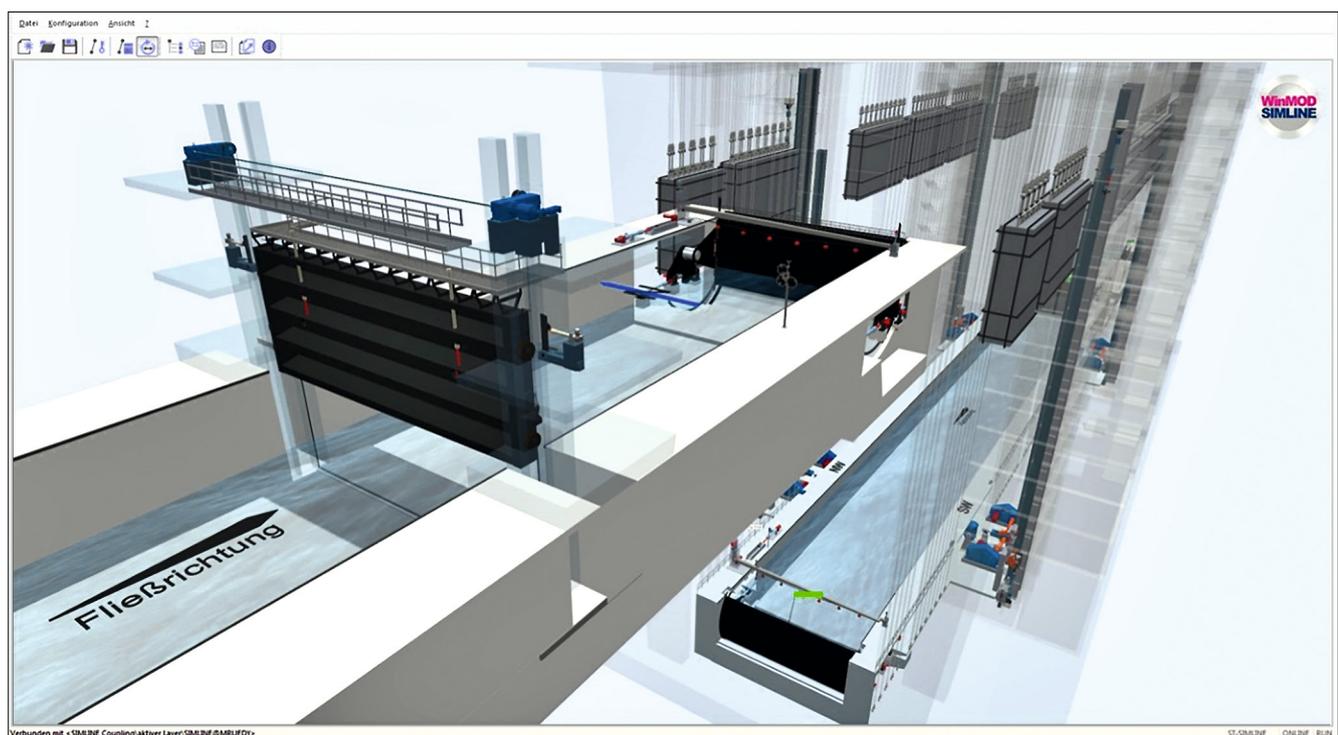


Bild 2: Neues Schiffshebewerk Niederfinow, digitaler Zwilling; Detailansicht Sicherheitstor

WinMOD[®]

Neues Schiffshebewerk Niederfinow

Virtuelle Inbetriebnahme und Softwaretest mit 3D-Anlagensimulation

Beispiel Softwaretest – Bereich: Sicherheitstor

Test aller Betriebsphasen

- in allen Betriebsarten
- Test von Fehlbedienungen
- In allen denkbaren Störsituationen

Mewes & Partner GmbH

Freigabe WNA Berlin

Datum: 24.09.2018 Bearbeiter: HW
SH-W_Niederfinow_2018-09_01.pptx

Bild 3: Neues Schiffshebewerk Niederfinow, Beispiel: Softwaretest für den Bereich Sicherheitstor

schon vor der Ausführung der eigentlichen Bauleistungen getestet wird. Die gesamte Software, d. h. die entwickelten Programme für die speicherprogrammierbaren Steuerungen, die Bedienpanels und das Prozessleitsystem, werden im Vorfeld geprüft, bevor die Montage der Anlagenbauteile (Schaltschränke – Hardware) auf der Baustelle erfolgt. Neben dem Ausschluss von Funktionsrisiken werden Qualitätsmängel und Bauzeitverzögerungen aufgrund von Nacharbeiten auf der Baustelle vermieden.

Das Anlagensimulationssystem WinMOD ersetzt das reale zu steuernde System, hier: die große Maschine neues Schiffshebewerk Niederfinow, durch ein virtualisiertes System mit Verhaltenssimulation in Echtzeit. Die Simulation umfasst dabei die gesamte Antriebs- und Sensorebene (Aktorik, Sensorik) mit ihrem elektrischen, mechanischen und hydraulischen Verhalten, angeschlossen über simulierte PROFIBUS- und PROFINET-Netzwerke. Die Visualisierung von Signalen, Reaktionen und Zeitverläufen machen das Verhalten der Anlage, auch in dreidimensi-

onaler Darstellung, transparenter und wahrnehmbarer. Neben sämtlichen Betriebsarten werden dabei auch die Folgen von Fehlbedienungen oder aller denkbaren Störsituationen simuliert. Nicht zuletzt kann auch die Schulung des Bedienpersonals schon beginnen bevor die eigentliche Anlage fertig gestellt ist.

Die virtuelle Inbetriebnahme ist ein sehr wirkungsvolles Instrument zur Qualitätssicherung der Software, sowohl für die Bau- als auch für die Inbetriebsetzungsphase des neuen Schiffshebewerks Niederfinow.

Ein erhöhtes Risiko von Fehlbedienungen und Fehlabläufen wird aufgrund der virtuellen Inbetriebnahme ausgeschlossen. Die virtuelle Inbetriebnahme wurde im Projekt „Neues Schiffshebewerk Niederfinow“ für alle einzelnen Anlagenteile, wie das Sicherheitstor an der Kanalbrücke, das Hilfstor in der unteren Haltung, die Drehsegmenttore (Trog- und Haltungstore), die Seilstoßanlagen, die Spaltwasserreversieranlagen mit den Andichtrahmen, die

Troghaltevorrichtungen und die Trogantriebe, entsprechend des Projektfortschritts bis zur Gesamteinbetriebnahme in Teilschritten durchgeführt.

Der jeweils erfolgreiche Softwaretest für die einzelnen Anlagenteile am Simulationsmodell war die Freigabevoraussetzung für die durchgeführten Testungen im Werk. Aufgrund der guten Softwarequalität zeigten sich hier bereits deutlich verkürzte Werksabnahmen und Inbetriebnahmen in den Unternehmen für die einzelnen Anlagenteile. Als letzter Testschritt erfolgte der Softwaretest der Gesamtanlage inklusive der Prozessleittechnik in allen Betriebsarten und Betriebszuständen am digitalen Zwilling.

Da der digitale Zwilling parallel zum neuen Schiffshebewerk Niederfinow voll funktionsfähig betrieben wird, erfolgte zunächst eine intensive, risikofreie Schulung für das einzuweisende Bedienpersonal. Zukünftig steht der digitale Zwilling dem Bedien- und Wartungspersonal auch für weitere regelmäßige Übungen in Vorbereitung für den praxisnahen Betrieb der Anlage zur Verfügung.

Für eventuell notwendige Softwareänderungen aufgrund von technischen Anpassungen oder Einstellungen, z. B. Änderungen von Parametern, ist dieses Softwareprüfsystem eine gute Grundlage und nach bewährtem Muster auch weiterhin nutzbar.

Know-how-Transfer für ein Schiffshebewerk in China

Dipl.-Ing. Claus Kunz, Dr.-Ing. Helmut Fleischer
Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einleitung

Deutschland hat bei Bau und Betrieb von Senkrecht-Schiffshebewerken langjährige Erfahrungen und einen hohen Sicherheitsanspruch. Das erste, im Jahr 1788 fertiggestellte, Senkrecht-Schiffshebewerk an der Freiburger Mulde bei Halsbrücke in Sachsen diente dem Heben und Senken von Schiffen mit den Abmessungen 18 m x 2 m im Trockenverfahren über eine Hubhöhe von 8 m. Heute

sind noch zwei Senkrecht-Schiffshebewerke bei Lüneburg am Elbe-Seiten-Kanal und in Niederfinow an der Havel-Oder-Wasserstraße mit Hubhöhen von 38 bzw. 36 m in Betrieb. Das neue, zweite Schiffshebewerk Niederfinow wurde mit einer Hubhöhe von 36 m durch die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) nun fertig gestellt. Es steht neben dem vorhandenen Schiffshebewerk, das 1934 seiner Bestimmung übergeben wurde und sich durch seinen robusten Betrieb bis heute auszeichnet. Die größeren Abmessungen des



Bild 1: Hebewerk Geheyuan am Jangtse-Nebenfluss Qingjiang

ca. 9.800 t schweren Troges am neuen Hebwerk sind für den modernen Schiffsverkehr konzipiert und erlauben einen zweilagigen Containerverkehr. Die aufgehende Tragkonstruktion ist eine unterhaltungsarme Stahlbetonkonstruktion, während das vorhandene Hebwerk ein Haupttragwerk aus Stahl hat.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) unterstützte die Planungsarbeiten für das neue Hebwerk durch Beratungen, u. a. bei der Aufstellung der technischen Entwurfsgrundsätze und der Auswahl des Sicherungs- und Antriebssystems für den Trog des Hebwerks [1]. Diese Planungen waren auch dem Bauherrn und Betreiber des Drei-Schluchten-Staudamms am Jangtsekiang, der China Three Gorges Project Development Corporation (CTGPC), bekannt geworden und riefen, besonders hinsichtlich des dort ebenfalls vorgesehenen Hebwerks, großes Interesse hervor. Die chinesischen Erfahrungen mit Hebwerken ergaben sich aus dem Bau von mehreren Anlagen mit durchaus beachtlichen Hubhöhen, aber nur mit relativ kleinen Trogabmessungen, die Schiffe mit ca. 500 t Verdrängung aufnehmen. Mit den dort vorhandenen Trogantriebs- und

Sicherungssystemen (Bilder 1 und 2) war ein sicherer Betrieb größerer Anlagen wie am Drei-Schluchten-Staudamm mit zu befördernden Schiffsgrößen bis zu 3.000 t Verdrängung nicht mehr möglich.

Die CTGPC beauftragte deshalb Ende 1999 die BAW mit einer Machbarkeitsstudie zum Antriebs- und Sicherungssystem zur Gewährleistung eines zuverlässigen Betriebs des Schiffshebwerks am Jangtsekiang [2], [3]. Inhalt der Machbarkeitsstudie waren auch die Aufstellung von statisch-konstruktiven Entwurfsgrundsätzen („guidelines for design“) sowie die Untersuchung von Trog- bzw. Stahlwasserbau und der hydraulischen Systeme sowie die Auslegung auf Erdbeben. Die bereits vorliegenden Erfahrungen im Rahmen der Vorplanung für das neue Hebwerk in Niederfinow sollten dabei Berücksichtigung finden. Im Nachgang ab 2003 folgte dann eine weitere Beauftragung für den Entwurf des Three-Gorges-Schiffshebwerks, bei der die BAW Bauherren-Beraterin im Sinne eines Panel of Experts war und deutsche Ingenieurbüros die Planungsleistungen übernahmen.



Bild 2: Hebwerk Geheyan, Antriebs- und Sicherungssystem (Scheibenbremsen) im Bereich der Seilscheiben

2 Das Projekt „Drei-Schluchten-Schiffshebewerk“

Zur Beförderung von vorwiegend Passagierschiffen am Drei-Schluchten-Staudamm am Yangtse, in der Nähe der Stadt Yichang in der Provinz Hubei, dient ein Senkrecht-Schiffshebewerk nach dem Gegengewichtsprinzip, dessen Bauherr und Betreiber CTGPC, heute CTG (China Three Gorges Corporation) ist (Bild 3).

Mit dem Bau des Drei-Schluchten-Staudamms am Yangtse, dem längsten Fluss Asiens, verfolgte China die Ziele der dringend notwendigen Erzeugung elektrischer Energie, des Hochwasserschutzes dicht besiedelter Gebiete sowie der Erleichterung der Schifffahrt. Die Talsperre besteht aus einer Betongewichtsstauwand mit einer Länge von 2.310 m, einer Höhe von ca. 140 m und einem Stauraum mit einer Länge von 660 km, sodass eine Flutspeicherkapazität von 22,15 Mrd. m³ vorhanden ist. Das Kraftwerk erzeugt mit 26 Francis-Turbinen mit je 700 MW installierter Leistung jährlich ca. 85 Mrd. kWh Strom. Für die Schifffahrt stehen zur Überwindung von 113 m Hubhöhe eine zweizügige, aus fünf Schleusen bestehende Schleusentreppe – mit Nutzabmessungen von jeweils 280 m Länge, 34 m Breite und 5 m Wassertiefe – sowie ein Senkrecht-Schiffshebewerk zur Verfügung. Die nutzbaren Abmessungen des Troges des Schiffshebwerks betragen 120 m Länge, 18 m Breite sowie 3,5 m Wassertiefe (Tabelle 1 und Bild 4).

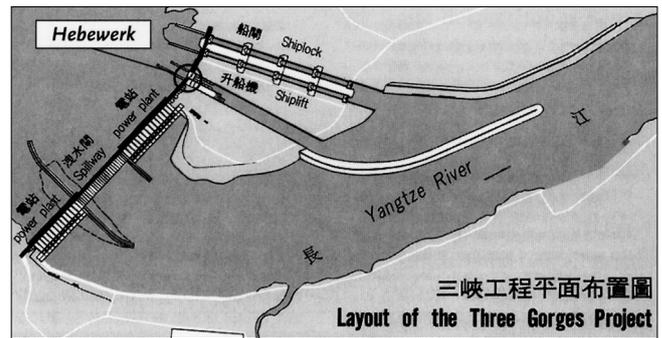


Bild 3: Lageplan des Drei-Schluchten-Staudamm-Projekts (Quelle: Three Gorges Navigation Authority)

Der Bau des Dammes ermöglicht die Schiffbarkeit des Yangtse auf 660 km Länge von Yichang bis Chongqing für Schiffe bis 10.000 BRT.

Das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt weist bauliche Besonderheiten auf, die sich von allen bisher bekannten Schiffshebwerken deutlich unterscheiden [1]:

- Die maximale Hubhöhe von 113 m ist etwa dreimal so groß wie die von deutschen Schiffshebwerken.
- Die Trogabmessungen und dadurch die mit Gegengewichten zu bewegenden Massen (2 x ca. 16.000 t) sind größer als bei bisher ausgeführten Anlagen.
- Als Teil einer riesigen Stauanlage mit Kraftwerken, Hochwasserentlastung und zwei Schleusentrepfen ist mit kurzfristigen, betrieblichen Wasserspiegelschwankungen von bis zu 50 cm in der Stunde zu rechnen.

Trogabmessungen:		Trogantrieb:	
Nutzlänge	120,0 m	maximale Hubhöhe	113,0 m
Gesamtlänge	132,0 m	minimale Hubhöhe	71,2 m
Nutzbreite	18,0 m	Geschwindigkeit	0,20 m/s
Gesamtinnenbreite	18,4 m	Anfahrbeschleunigung/ Bremsverzögerung	± 0,010 m/s ²
Wassertiefe	3,5 m	Nothalt: Bremsverzögerung	- 0,040 m/s ²
lichte Durchfahrtshöhe	18,0 m		
Freibord	0,8 m		
Breite Bedienungssteg	2,0 m		
Gesamtaußenbreite	23,0 m		
Gesamtaußenhöhe	10,0 m		

Tabelle 1: Charakteristische Kenndaten für Trog und Trogantrieb

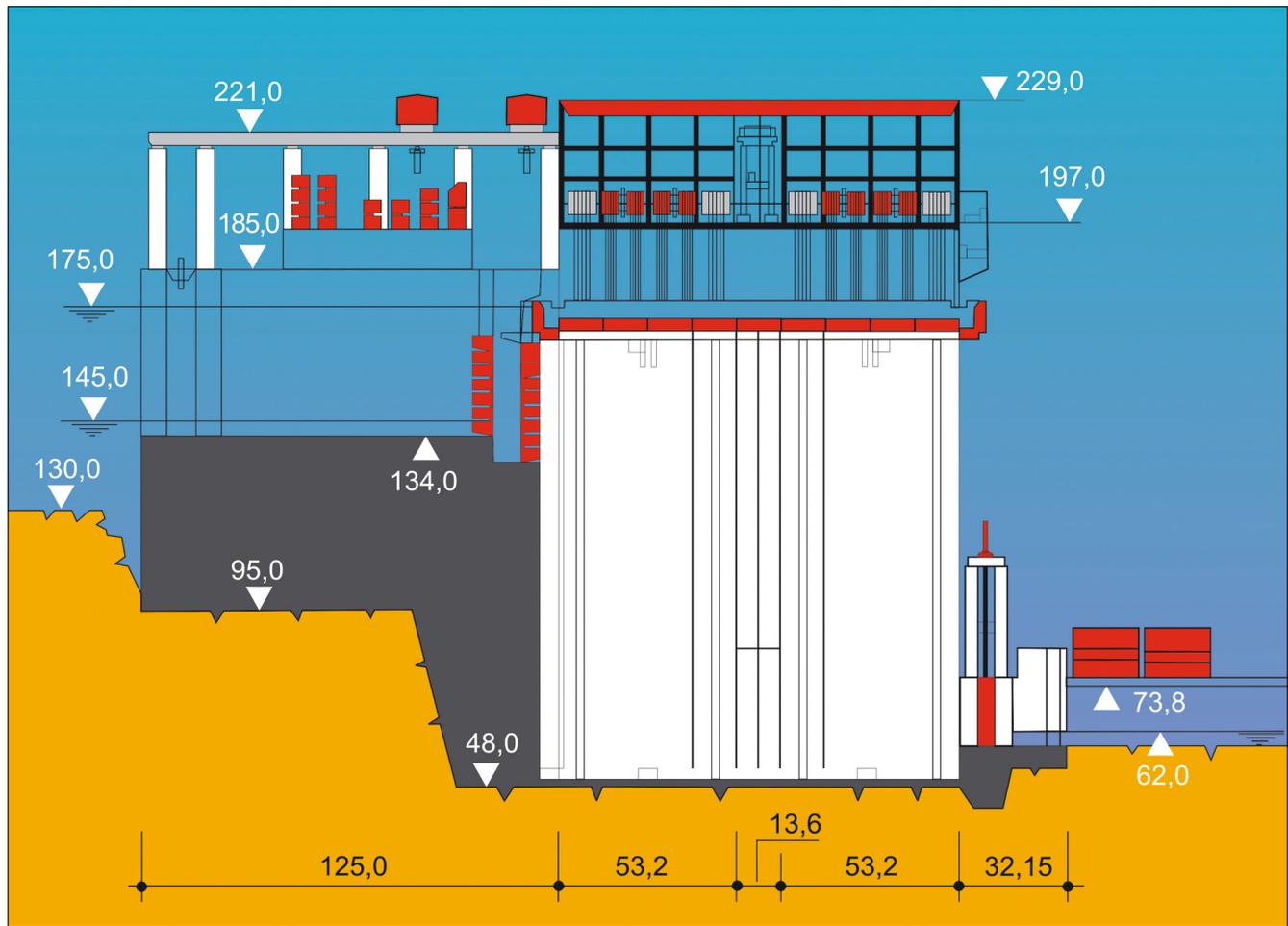


Bild 4: Prinzip-Schnitt durch das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm aus Vorplanungen von CTGPC [4]

- Hydrologisch bedingte Wasserspiegelschwankungen von 30 m im Oberwasser und 11,8 m im Unterwasser bedingen besondere bauliche Maßnahmen an den oberen und unteren Haltungen.
- Vorrangig für die Passagierschifffahrt bestimmt (die Güterschifffahrt soll zunächst die Schleusentreppen benutzen), ist ein besonders hoher Sicherheitsstandard erforderlich.

3 Beratung durch die BAW

Nachdem sich die technische Lösung der deutschen Machbarkeitsstudie durchgesetzt hatte, galt es, das in Deutschland existierende Spezial-Know-how in einem leistungsfähigen Joint Venture zu bündeln. Der BAW kam 2003 zunächst die Aufgabe zu, ein deutsches Planungsteam für den Entwurf des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks zu finden und zu konstituieren. Nach

mehreren Vorgesprächen, Referenz-Darlegungen und Verhandlungen konnte ein entsprechendes Planungsteam zusammengestellt werden.

Die beiden Ingenieurunternehmen Lahmeyer International sowie KREBS+KIEFER Service GmbH, die bereits maßgeblich an der Machbarkeitsstudie für das chinesische Schiffshebewerk und ebenfalls an der Planung für das neue deutsche Schiffshebewerk in Niederfinow beteiligt waren, haben sich zu einem projektbezogenen Joint Venture mit dem Namen „German Design Group“ zusammengeschlossen. Im Unterauftrag wurden für die Bereiche Stahlwasser- und Maschinenbau sowie Elektro- und Steuerungstechnik die Fachplaner IRS – Ingenieurbüro Rapsch & Schubert, SBE – Spezialbau Engineering und DriveCon verpflichtet. Weiterhin wurde zur Qualitätssicherung der Germanische Lloyd in das Joint Venture eingebunden.

Die Vertragsverhandlungen zwischen dem Joint Venture und der chinesischen Seite konnten im April 2004 zu

einem erfolgreichen Ende geführt werden. Gegenstand des Ingenieurvertrages, der auf dem FIDIC-Vertragsmuster basiert, war die Erstellung einer ausschreibungsreifen Planung. Diese Planung sollte zum Ende des Jahres 2005 abgeschlossen werden, musste aber wegen der Komplexität auf letztlich 2007 verlängert werden.

Die Planung war in fünf Leistungsphasen strukturiert:

- Phase A Einarbeitung in das Projekt und Erarbeitung von Entwurfsgrundsätzen
- Phase B Entwurfsplanung
- Phase C Intermediate Design
- Phase D später aufgrund der Komplexität eingeschobene Zwischenphase
- Phase E Ausschreibungsplanung

In jeder Leistungsphase wurde die Planung detaillierter. Die in Phase D erstellten Pläne und Spezifikationen versetzten die Firmen in die Lage, die Werkplanung und dann die Bauausführung durchzuführen. Die chinesische Seite führte nach Abschluss jeder Planungsstufe eine Kontrolle („review“) durch, in der die Planungsergebnisse überprüft und als Grundlage für die nächste Planungsstufe freigegeben wurden.

Die BAW war insbesondere bei der Erarbeitung bzw. Fortschreibung von Entwurfsgrundsätzen und der Vermittlung der in einschlägigen Normen verankerten Bemessungs- und Konstruktionspraxis beteiligt. Im Vordergrund standen dabei neben den europäischen Regelwerken (Eurocodes) die deutschen Normen DIN 19702 für den Massivbau und DIN 19704 für den Stahlwasserbau. Des Weiteren bereitete die BAW für den Bauherrn CTGPC die regelmäßigen, insgesamt acht Planungsbesprechungen („Design Liaison Meetings“) vor, von denen zwei in China stattfanden. Die BAW kommentierte und bewertete für den Bauherrn die Bearbeitungen des deutschen Joint Ventures mit insgesamt 12 Berichten („Advisory Reports“). Zwischen den Besprechungen von Bauherrn, BAW und Joint Venture erfolgten weitere Meilenstein-Treffen zwischen BAW und Vertretern des Joint Ventures. Das Projekt-Team der BAW für die Beratung von CTGPC bildeten Claus Kunz (Projektleiter), Dr. Helmut Fleischer, Rainer Wagner (ehemals BAW) und Wilfried Meinhold (ehemals BAW).

Komplexe Randbedingungen bei der Auftragsabarbeitung ergaben sich aufgrund der unterschiedlichen Sprache, Rechtslage und Vorschriften. Konversationssprache war Chinesisch, was eine jeweilige Übersetzung bei Verhandlungen erforderlich machte. Schriftsprache für Dokumente war Englisch. Vertragsrecht war chinesisches Recht, Gerichtsstand war damit Peking. Anzuwendende Vorschriften waren bei entsprechendem Vorhandensein deutsche oder chinesische Vorschriften, je nachdem, welche der Vorschriften eine schärfere Anforderung stellte. So gab bzw. gibt es beispielsweise in China eine eigene Norm für die Bemessung von Wasserbauwerken hinsichtlich Erdbeben.

Die Beratungen der BAW wurden mit einem Abschlussgespräch am Drei-Schluchten-Schiffshebewerk zum Jahreswechsel 2007/2008 abgeschlossen.

4 Know-how-Transfer

Neben den weiteren, in der Machbarkeitsstudie erarbeiteten Vorschlägen zur Konstruktion von Stahl- und Massivbau des Hebewerks überzeugte die CTGPC insbesondere das auch im internationalen Vergleich zuverlässige Antriebs- und Sicherungssystem, sodass die weitere Ausschreibungsplanung auf dieser technischen Grundlage erfolgen sollte. Die nachfolgend beschriebenen Systeme basierten in der Machbarkeitsstudie auf den Vorplanungen für das SHW Niederfinow und wurden für die Bedingungen am Drei-Schluchten-Projekt jeweils angepasst (Kräfte, Abmessungen, ...).

4.1 Trogantrieb

Auf der Grundlage der Bewertung von Antrieben bestehender Schiffshebewerke in Deutschland und im Ausland, z. B. Seilwindenantrieb (Strépy Thieu), Zahnstange-Ritzel (Lüneburg), Mutter mit angetriebener Spindel (Henrichenburg), Spindel mit angetriebener Mutter (Rothensee) und Triebstock-Ritzel (Niederfinow alt), war als Vorzugsvariante für das neue Schiffshebewerk Niederfinow der Ritzelantrieb ausgewählt worden. Die Bewertung der jeweiligen Sicherungssysteme, die eng mit dem Antrieb verbunden sind, z. B. Trommelbrem-

se (Strépy Thieu), Mutterbackensäule (Niederfinow alt) und Sicherungsmutter auf Spindel (Henrichenburg, Rothensee, Lüneburg), favorisierte die Mutterbackensäule als zuverlässigstes und bei der extremen Hubhöhe anwendbares Sicherungssystem. Die beiden empfohlenen Vorzugslösungen wurden in der Machbarkeitsstudie für die CTGPC hinsichtlich der anderen Randbedingungen untersucht und für das neue Schiffshebewerk am Dreischluchten-Staudamm als ausführbar und sinnvoll bestätigt [2], womit eine weitgehende Parallelität zum neu geplanten Schiffshebewerk Niederfinow hergestellt war.

Der Antrieb des Troges sollte aus insgesamt vier lokalen Antriebsstationen bestehen. Hauptbauteile sind vier Zahnstangen und vier Ritzel. Eine der ersten Darstellungen des Antriebssystems ist skizzenhaft in Bild 5 dargestellt. Die Zahnstangen werden am Massivbau befestigt, Bild 6, die Ritzel befinden sich als Bestandteile der Antriebsstationen am Trog. Die Antriebe, insbesondere die Zahnstangen und die Ritzel, müssen Kräfte aus unausgeglichene Massen sowie alle Bewegungswiderstände des Troges, wie Reibkräfte, Beschleunigungskräfte und vertikale Windkräfte überwinden.

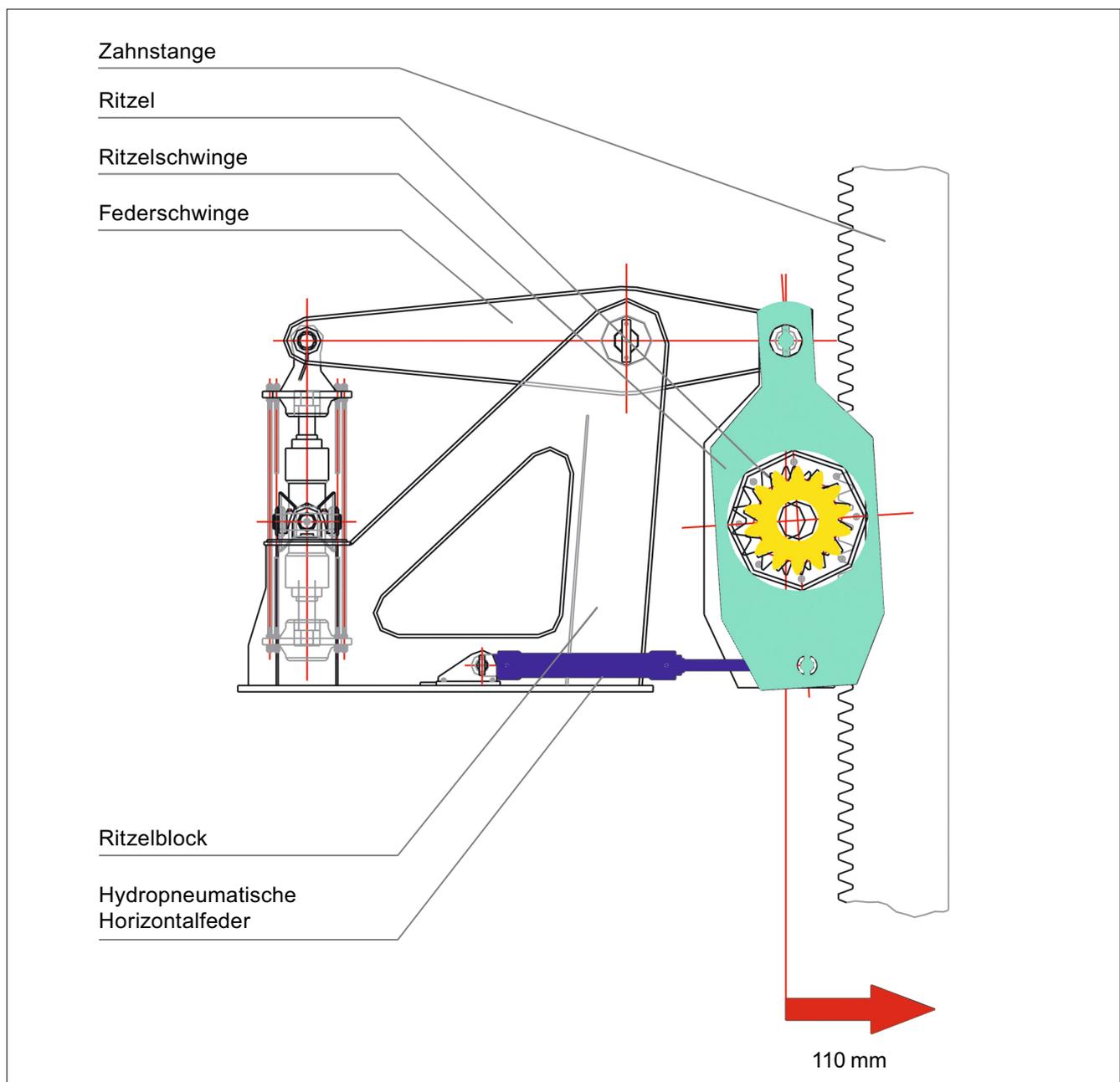


Bild 5: Seitenansicht Trogantrieb, Prinzip-Darstellung [2]



Bild 6: Zahnstange des neuen Drei-Schluchten-Schiffshebewerks 2017

Die Eigenmassen des Troges und der Wasserfüllung werden durch Gegengewichte weitgehend ausgeglichen, sodass die Größe der zu bewegenden Ungleichgewichte durch einen schwankenden Wasserstand im Trog bestimmt wird. Die Größe dieser Wasserlamelle beträgt für die ständige Trogfahrt höchstens ± 10 cm, für Trogfahrten in Ausnahmefällen beträgt sie ± 20 cm.

4.2 Trogsicherung

Die Trogsicherung verhindert durch ein Arretieren des Troges am Massivbau das Entstehen unbeherrschbarer Betriebszustände, die als Folge von Havarien auftreten können. Havarielasten treten z. B. bei einer unvorhergesehenen teilweisen oder auch völligen Entleerung des Troges auf. Solche Wasserverluste sind auf größere Undichtigkeiten der Trogverschlüsse oder auf Beschädigungen des Troges – auch während der Trogfahrt – zurückzuführen. Lasten gleicher Größenordnung entstehen aber auch bei planmäßigem Entleeren des Troges im Rahmen von Reparaturarbeiten. Für die Bemessung maßgebend

ist aber der Auftrieb des Troges in der unteren Stellung im Fall einer mit Wasser gefüllten Trogwanne, z. B. durch ein außergewöhnliches Hochwasser. In den bestehenden Schiffshebewerken Lüneburg und Niederfinow haben bisher die Trogsicherungen bei diesen seltenen Lastfällen störungsfrei funktioniert.

Das Trogsicherungssystem des Drei-Schluchten-Projektes wird von vier Mutterbackensäulen mit Drehriegeln gebildet [2], vgl. Bilder 7 und 8. Die Mutterbackensäule ist eine am Traggerüst fixierte, über die gesamte Hebewerkshöhe verlaufende Konstruktion, die längsgeschlitzt, innen hohl und mit einem Innengewinde versehen ist. In dieser Mutterbackensäule bewegt sich, um sich selbst drehend, eine am Trog angebrachte Spindel (Drehriegel). Bedingt durch die über ein Wellensystem gewährleistete direkte mechanische Kopplung zu den Antrieben laufen die Drehriegel im Normalfall lastfrei und ohne Berührung mit der Mutterbackensäule synchron mit. Nur im Havariefall bei großem Ungleichgewicht setzen sich die Drehriegel auf die Mutterbacken auf und ermöglichen einen direkten Lastabtrag auf die Stahlbetonkonstruktion. Die Trogsicherung besteht neben Mutterbackensäule und Drehriegel aus der Führungskonstruktion des Drehriegels in der Mutterbacke, den Pendelstützen, den

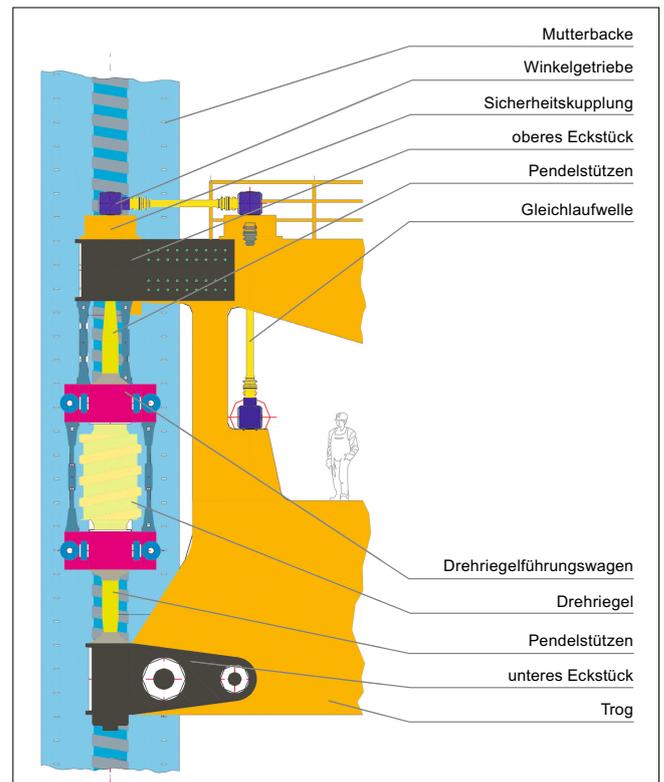


Bild 7: Trogsicherung, Prinzip-Darstellung [2]

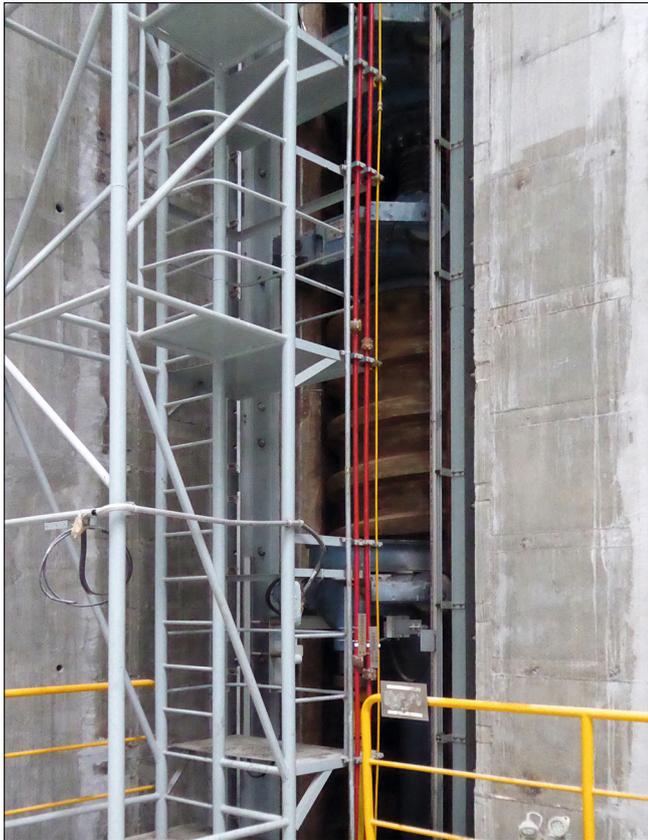


Bild 8: Mutterbackensäule mit Drehriegel des neuen Dreischluchten-Schiffshebewerks 2017 vor der Inbetriebnahme

Winkelgetrieben und den Gleichlaufwellen zwischen Trogantrieb und Drehriegel. Zur Trogsicherung gehören ferner die Abstützung zum Trog, bestehend aus unterem und oberem Eckstück. Die Mutterbackensäule selbst wiederum setzt sich dabei aus mehreren Teilstücken zusammen.

Die Trogröße bewirkt, dass allein durch das Leerlaufen des Troges ein Ungleichgewicht von ca. 9.000 t entsteht. Dieses Ungleichgewicht ist zur Vermeidung von Katastrophen durch die Trogsicherung abzufangen. Dabei überschreiten die Ritzelkräfte die durch die Ritzelfeder definierte Vorspannkraft, sodass sich der Trog um wenige Zentimeter je nach Fahrtrichtung senkt oder hebt. Wird hierbei das Spiel zwischen Drehriegelgewinde und Mutterbackengewinde überschritten, so legen sich die beiden Gewinde aneinander an und der Trog wird über die Mutterbacken in jeder Höhe und sicher gehalten. Evakuierungsmaßnahmen können erfolgen.

4.3 Massivbau

Die Tragkonstruktion des Schiffshebewerks wird, wie auch beim neuen Schiffshebewerk Niederfinow, in Stahlbeton ausgeführt [4], [5]. Abmessungen, Tragsystem und Gestaltung unterscheiden sich jedoch vom Schiffshebewerk Niederfinow. Die Gesamtabmessungen betragen 119 m in der Länge und ca. 57 m in der Breite. Auf jeder Seite des Troges werden je zwei 150 m hohe Stahlbetontürme hergestellt, die in einem lichten Abstand von 20 m stehen. Die Türme werden in Längsrichtung am Kopf von einer 20 m hohen Seilscheibenhalle überspannt und sind zusätzlich über die Höhe durch mehrere Riegel miteinander verbunden. Am Übergang zum Ober- und Unterwasser stehen in Querrichtung einzelne Wandscheiben, die nur über Riegel und die Deckenscheibe der Seilscheibenhalle ausgesteift sind. Zwischen den beiden Türmen einer Seite ist eine weitere Wandscheibe angeordnet. Die Wandscheiben sind als Auflager für die Seilscheibenträger erforderlich und dienen zusätzlich zur Führung der Gegengewichte. Durch die Auflösung der ansonsten 119 m langen und 150 m hohen Wandscheibe wird im Brandfall ein ausreichender Rauchabzug gewährleistet.

In Querrichtung werden die Türme nur am Kopf durch die Besucherplattform bzw. den Bedienstand verbunden und ausgesteift (Bilder 9, 10, 11 und 12).

Die vier Stahlbetontürme haben jeweils Abmessungen von ca. 40 m auf 16 m und bestehen aus zwei seitlichen Schächten (16 m x 9,6 m), in denen die Gegengewichte geführt werden, und einem dazwischenliegenden, etwas zurückgesetzten Bereich, in dem die Aufzüge und die Treppenhäuser untergebracht sind. In diesem Bereich werden auch die Zahnstange für den Antrieb und die Mutterbackensäule für den Sicherungsmechanismus angeordnet. In diese Nische ragen die Maschinenräume des Troges mit dem Motor für den Trogantrieb und dem Drehriegel, der dann in die Mutterbackensäule greift. Die Lasten aus dem Trog und den Gegengewichten – in Summe über 320 MN – werden über die Seilscheibenträger am Kopf des Bauwerkes in die Stahlbetonkonstruktion eingeleitet. Die Seilscheiben sind als Doppelseilscheiben ausgeführt und haben einen Durchmesser von 5,0 m. In der Seilscheibenhalle ist ein Kran für Wartungsarbeiten und den Transport von Bauteilen mit bis zu 30 t Gewicht eingebaut. Die tragenden Wände haben zumeist eine Dicke von 1 m und müssen nur in den Bereichen der

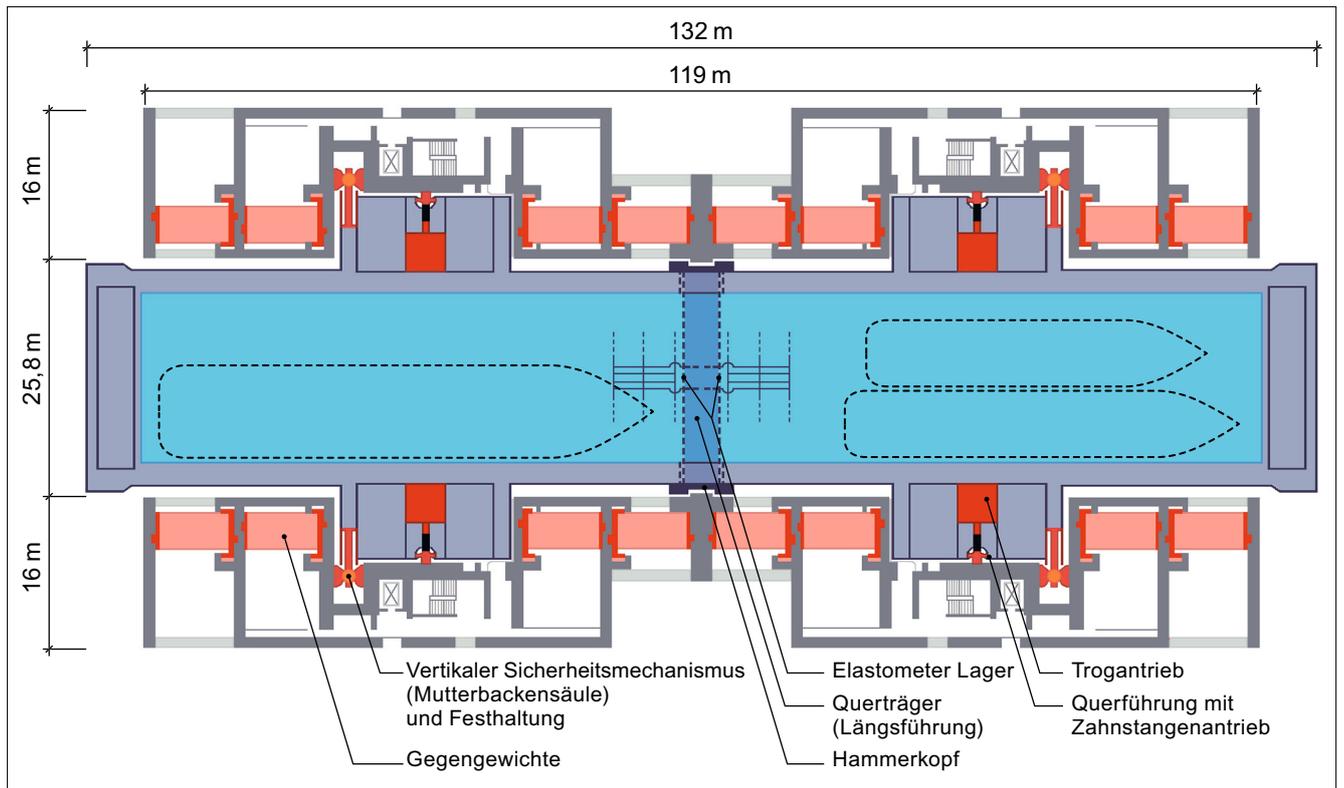


Bild 9: Grundriss des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks [5]

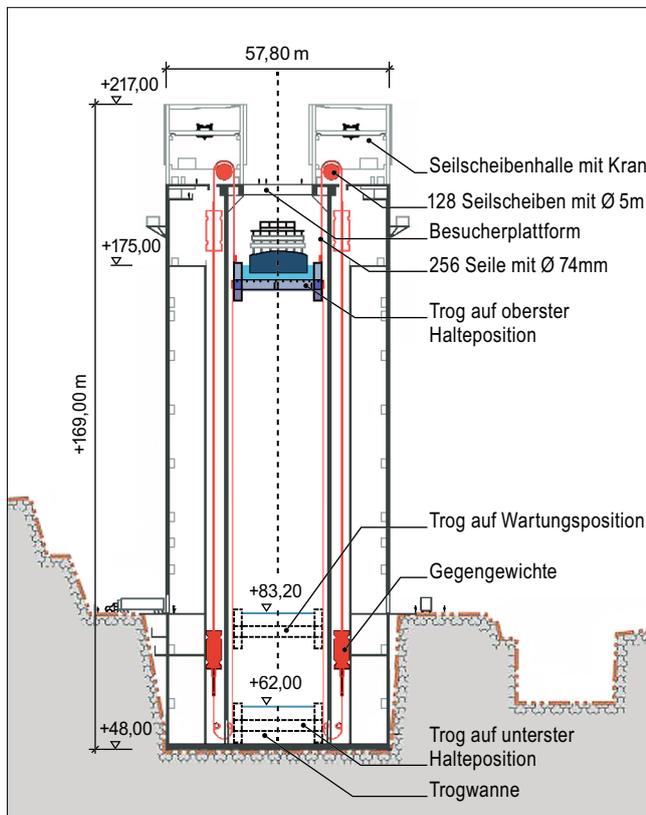


Bild 10: Querschnitt [5]

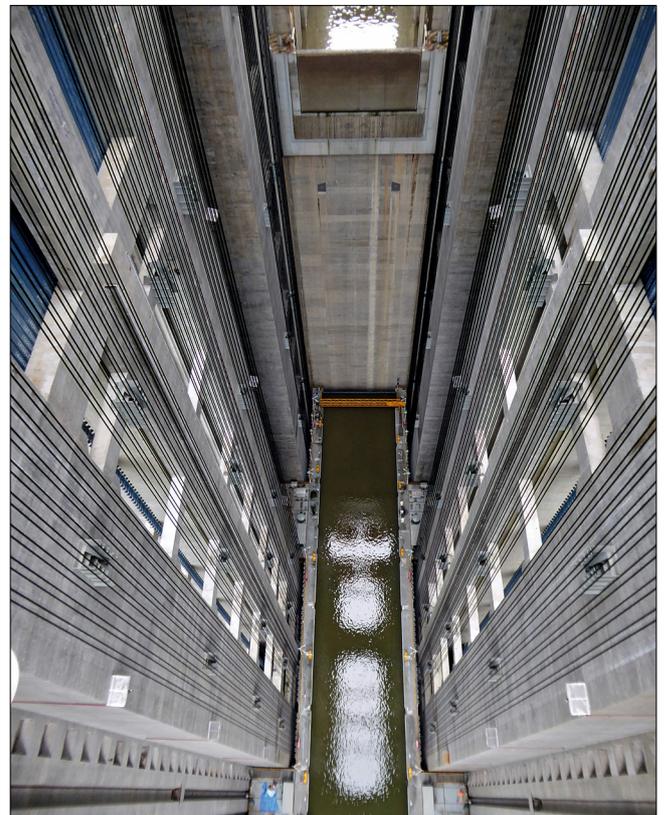


Bild 11: Oberer Haltungsabschluss und Trog in unterer Stellung mit den seitlich aufgehenden Stahlbetontürmen und Rieglängsaussteifung 2017



Bild 12: Aussteifung der Stahlbetontürme in Querrichtung 2017

Lasteinleitung aus dem Antrieb und der Sicherungsmechanismen verstärkt werden. In den unteren Bereichen und im Bereich der Lasteinleitungen werden Betone der Festigkeitsklasse C30/37 nach Eurocode 2 verwendet. Die anderen Bereiche werden mit Betonen der Festigkeit C 25/30 ausgeführt.

Die Einbauteile, wie Zahnstange und Mutterbackensäule (Bilder 5 bis 8 und 13), werden aus Gründen der Genauigkeit nicht im Erstbeton eingebaut. Diese verformungs-sensiblen Bauteile werden in einem Zweitbeton einbetoniert, der mit viel kleineren Toleranzen hergestellt werden kann. Durch diese Maßnahme können Verformungen aus Bauungenauigkeiten, Setzungen, Kriechen und Schwinden sowie die Verformungen aus dem Baufortschritt ausgeglichen werden. Aufgrund der großen lokalen Kräfte war die statisch-konstruktive Durchbildung der Einbauteile und deren Anbindung an den aufgehenden Massivbau eine besondere Herausforderung.

Die Trogwanne wird in einer 36 m tiefen Baugrube auf dem sehr steifen Fels (Granit, $E_s = 30.000 \text{ MN/m}^2$) flach gegründet. Es konnten trotz der hohen Belastungen nur Setzungen im Millimeter-Bereich erwartet werden. Die Stahlbetonkonstruktion des Hebewerks hat weder Kontakt mit dem bereits fertig gestellten Oberwasserbauwerk noch mit der Felswand. Durch diese Maßnahme können sich Verformungen zwängungsfrei einstellen.

4.4 Trogkonstruktion

Bei dem 132 m langen und 23 m breiten Stahltrog handelt es sich um eine selbsttragende Konstruktion, die analog zu den Hebewerken in Niederfinow kontinuierlich annähernd über die gesamte Troglänge an Seilen aufgehängt ist (Bild 14). Lediglich im Bereich der Antriebe und an den über die Betonkonstruktion überstehenden Enden können keine Seile angeordnet werden. Hierüber ist eine sehr gleichmäßige Lasteinleitung in den Trog gewährleistet. Der Trog ist für eine Wassertiefe von 3,5 m ausgelegt und hat ein Freibord von 80 cm. Die lichte Weite des Troges beträgt 18 m zwischen den seitlichen Fendern. Die nutzbare Länge zwischen dem Stoßschutz vor den Toren beträgt 120 m.

Die Boden- und Seitenwände der Trogkonstruktion sind als orthotrope Platten konzipiert. Die Längssteifen werden als offene Profile ausgebildet, um den Auftrieb, der entsteht, wenn die Trogwanne in Havarielastfällen bei außergewöhnlichem Hochwasser oder bei Beschädigungen des unteren Haltungstores vollläuft, nicht zu erhöhen. Die beiden Hauptlängsträger des Troges sind 10 m hoch und 2,3 m breit. Diese Hauptträger werden aus Gründen der Gesamtsteifigkeit als geschlossene Profile ausgebildet. Durch Öffnungen wird jedoch sichergestellt, dass keine geschlossenen Hohlräume entstehen.

Die 256 Seile haben einen Durchmesser von 74 mm und werden über Doppelseilscheiben in der Seilscheibenhalle umgelenkt und mit den Gegengewichten verbunden. Die Gegengewichte werden in Gruppen zusammengefasst. Die Gegengewichte jeder Gruppe werden über einen Fangrahmen gesichert und in den Schächten geführt.

In den Viertelpunkten des Troges sind auf beiden Seiten jeweils die Maschinenräume angeordnet, die wie



Bild 13: Aufgehender Stahlbetonturm mit Zahnstange (in der Nischenmitte), Mutterbackensäule (in der Nische rechts) und Seilführung 2017

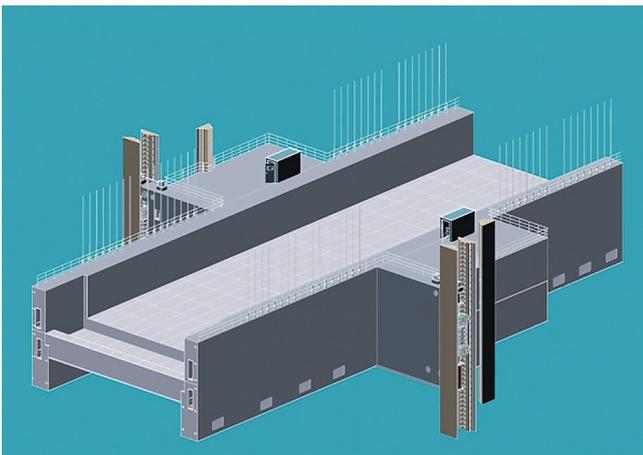


Bild 14: Trog des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks (nur eine Hälfte dargestellt) [6]

beschrieben in die Betontürme eingreifen. Hier sind die Antriebe und die Sicherungsmechanismen des Troges angeordnet. In der Ebene darunter wird die Elektroinstallation untergebracht. Wie in Niederfinow wurde als

Trogabschluss jeweils ein Segmenttor verwendet. In geöffneter, d. h. abgesenkter Stellung ist der Staukörper des Tores bündig mit dem Trogboden. Für Revisionszwecke kann das Tor in Überkopfstellung gefahren werden.

Der Trog wird in seiner oberen und unteren Halteposition sowohl vertikal als auch horizontal verriegelt. Durch diese Maßnahmen ist sichergestellt, dass zusätzliche Vertikallasten, z. B. aus Wasserspiegeländerungen (es ist von Wasserstandsänderungen von 50 cm pro Stunde im Stausee auszugehen), die Ritzel der Antriebe nicht unzulässig belasten. Die Horizontallasten aus Wasserdruck bei einseitig geöffnetem Tor in den jeweiligen Endstellungen werden über eine „Hartanlage“ direkt in die Türme abgeleitet. Die Trogverriegelungen in Vertikalrichtung sind derart ausgebildet, dass sie bei den auftretenden Wasserspiegelschwankungen am Oberwasser von 30 m (145 m bis 175 m) und 11,8 m am Unterwasser (62 m bis 73,8 m) voll funktionstüchtig sind.

4.5 Bemessung und Lastfälle

Alle Bauteile wurden für die maßgebenden Lastfälle der DIN 19702 (Massivbauwerke im Wasserbau) und DIN 19704 (Stahlwasserbau) auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts der Eurocodes untersucht. Ergänzend hierzu waren in den „Guidelines for design“ [7] weitere, hebewerksspezifische Regelungen und Vorgaben in Abstimmung mit dem Bauherrn festzulegen. Neben den normalen Lastfällen wie Wasserfüllung, Windlast, Anfahrlasten und Führungskräften wurden zusätzlich ganz spezielle Lastfälle untersucht. Für die Bemessung der Sicherungsmechanismen waren neben dem Lastfall gesunkenes Schiff die Lastfälle Trogleerlauf und Trog unter Auftrieb (Trog steht in unterster Position in der mit Wasser vollgelaufenen Trogwanne) maßgebend. Bei einem gesunkenen Schiff müssen ca. 40 MN in die Türme eingeleitet werden. Für den Lastfall Auftrieb müssen bis zu 120 MN über die vier Mutterbackensäulen in das Bauwerk abgetragen werden. Der Drehriegel, der die Last aus dem Trog in die Mutterbackensäulen einleitet, hat hierfür einen Durchmesser von 1,45 m.

Von ganz besonderer Bedeutung für das Bauwerk ist der Lastfall Erdbeben [8]. Aufgrund der Lage des Bauwerks und der sehr hohen Sicherheitsanforderungen erfolgte die Bemessung für die Zone VII der Mercalli Skala bei einer Wiederholwahrscheinlichkeit von ein Mal in 5.000 Jahren. Auch in dieser extremen Situation muss sichergestellt sein, dass die ca. 9.000 t Wasser, die bei oberer Trogstellung in 125 m Höhe hängen können, keine gravierenden Schäden am Bauwerk anrichten und die Standicherheit der Konstruktion gewährleistet ist. Neben der reinen dynamischen Belastung aus den beschleunigten Massen war auch eine Aussage zur Wellenhöhe im Trog in Bezug zum vorhandenen Freibord von Interesse [8], [9]. Ferner waren spezielle, aus der chinesischen Tradition herrührende Gestaltungsgrundsätze (Symmetriebedingungen etc.) zu berücksichtigen.

Neben der reinen statischen bzw. dynamischen Berechnung der einzelnen Bauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit spielen die Verformungen unter Gebrauchslasten eine entscheidende Rolle für die Funktionsfähigkeit eines Schiffshebewerks. Die Bauteile des Maschinenbaus, insbesondere die Antriebe, die Sicherungsmechanismen und auch die Trogtore können nur geringe Verformungen tolerieren. Dem stehen die enormen Lasten und

die daraus resultierenden großen Verformungen des Gesamtsystems sowie die üblicherweise relativ großen Maßungenaugigkeiten im Massivbau entgegen. Deshalb musste ein besonderes Augenmerk auf die Schnittstelle Maschinenbau/Massivbau gerichtet werden.

5 Das Drei-Schluchten-Schiffshebewerk aktuell

Der Bau des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks wurde im Oktober 2007 begonnen und erfolgte im Wesentlichen durch chinesische Unternehmen. Zahlreiche deutsche Firmen lieferten für die Ausrüstung Teile wie z. B. Seile, Tellerfedern für die Brems- und Antriebssysteme, Lager, Komponenten der Elektrik u. a. [10]. Die Baukosten werden mit insgesamt ca. 750 Mio. US-Dollar beziffert.

Im Jahr 2012 war der Massivbau, also die massive Bodenplatte, die Türme sowie die unteren und oberen Haltingsabschlüsse, fertiggestellt. Auf Aspekte des Baus und der Errichtung des Hebewerks gehen Akkermann und Wu [11] ein. Im Juli 2015 war die Baumaßnahme soweit fertig, dass ein rund einjähriger Probetrieb mit ca. 2.000 Testfahrten absolviert werden konnte.

Mitte September 2016 wurde ein erweiterter Testbetrieb fortgeführt, bis dann zum chinesischen Frühlingsfest 2018, und hier am 16. Februar 2018, das weltgrößte Schiffshebewerk offiziell in Betrieb genommen wurde (Bilder 6, 8, 11, 12, 13, 15 bis 17).



Bild 15: Gesamtansicht des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks

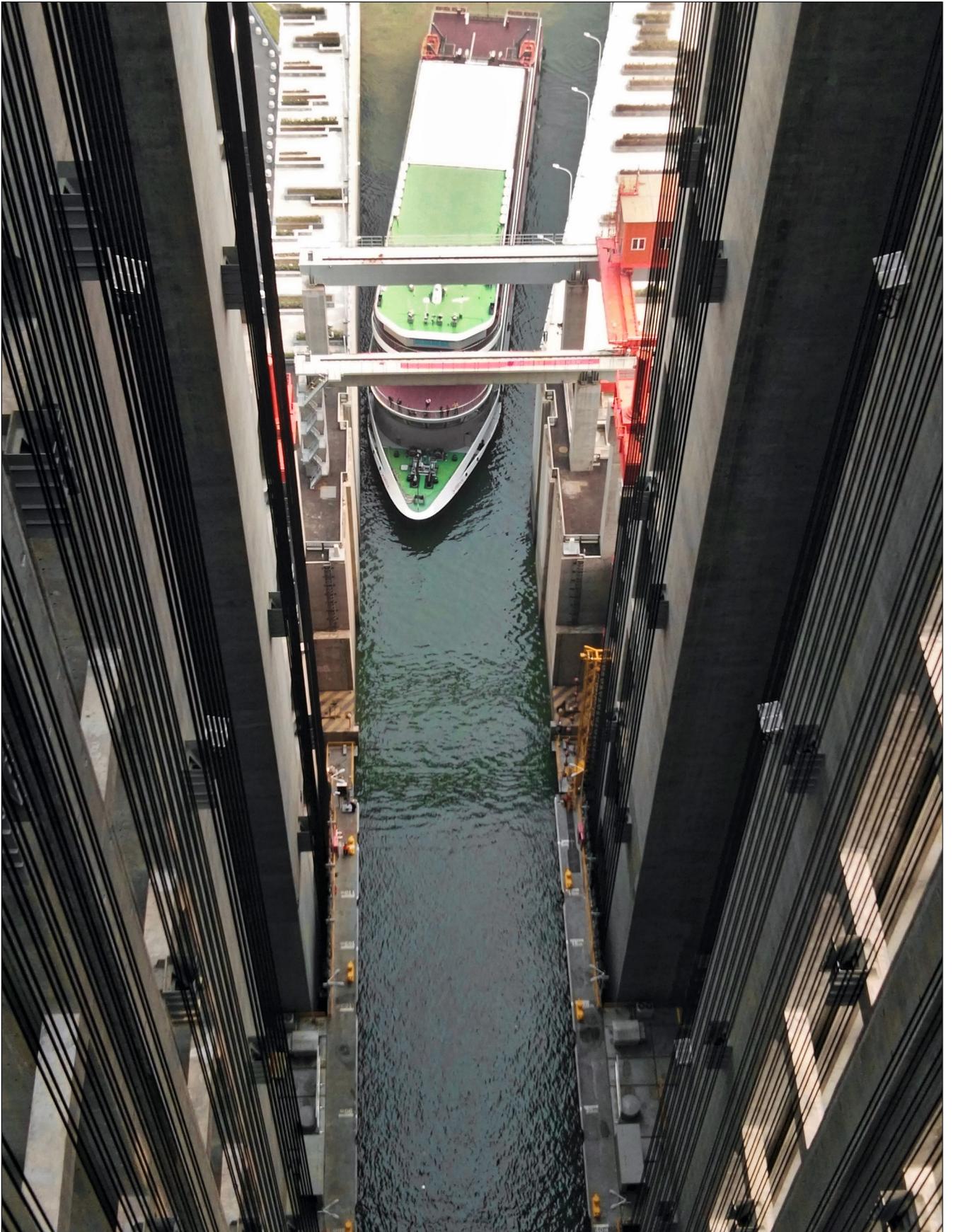


Bild 16: Blick in den Trog des neuen Drei-Schluchten-Schiffshebewerks mit Einfahrt eines Schiffes (Quelle: Three Gorges Navigation Authority)



Bild 17: Blick in den Steuerstand des neuen Drei-Schluchten-Schiffshebewerks

Das Hebewerk wird im Auftrag der China Three Gorges Corporation (CTG) durch die Three Gorges Navigation Authority betrieben, die für den gesamten Schiffsbetrieb auf diesem Jangtse-Abschnitt, der meistbefahrenen Binnenwasserstraße der Welt, verantwortlich ist. Im Jahr 2019 wurde das Schiffshebewerk von durchschnittlich 270 Schiffen pro Monat durchfahren [12].

Infolge alternativer Personentransportmöglichkeiten über Schienen- und Straßenverkehr, womit der früher starke Personenfernverkehr mit Booten abnahm, und des stark angewachsenen Güterverkehrs werden zunehmend Güterschiffe über das Schiffshebewerk befördert. Mehr noch, China plant zwischen Schleusentreppe und Schiffshebewerk eine dritte „Schleusen-Linie“ mit weniger, aber dafür fallhöheren Schleusen.

6 Literatur

- [1] Wagner, R. (1997): Schiffshebewerke in Deutschland, Ansichts- und Sicherheitsprinzipien. Stahlwasserbautagung von Mannesmann-Rexroth-Tagung, Lohr/Main.
- [2] BAW (2000): Machbarkeitsstudie für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt des Yangtse. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 25.5.2000 (unveröffentlicht).
- [3] Wagner, R.; Krebs, A. (2001): Das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt des Yangtse. Jahrbuch 2001 der Hafenbautechnischen Gesellschaft (HTG).
- [4] Kunz, C.; Lindlar, H.-G.; Wagner, R.; Wigand, R. (2005): Ein Schiffshebewerk über den Drei-Schluchten-Staudamm in China. In: Wasserwirtschaft 1-2/2005, S. 83–89.
- [5] Kunz, C.; Lindlar, H.-G.; Wigand, R. (2005): Schiffshebewerk am Yangtse-Drei-Schluchten-Staudamm in China. In: Deutscher Bautechnik-Tag 2005.
- [6] Krebs, D.; Kunz, C.; Strack, G.; Zhao, X. (2005): Planung für das neue Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China. In: Symposium 2005 der Hafenbautechnischen Gesellschaft (HTG).
- [7] CTGPC (2004): „guideline for design“ Entwurfsgrundsätze für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm (unveröffentlicht).
- [8] Germanischer Lloyd (2004): Erdbebenuntersuchungen eines Schiffstrogens, Hamburg (unveröffentlicht).
- [9] Krebs, D.; Runte, T.; Strack, G. (2006): Planung für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China. In: Bautechnik 83 (2006), Heft 2.
- [10] Schmitt, S.; Malerius F. (2018): Der 33.000-Tonnen-Lift. In: Markets 1/18. Germany Trade and Invest (GTAI). Peking/Bonn.
- [11] Akkermann, J.; Wu, X. (2016): Das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm, China – Bau des größten Fahrstuhls der Welt. In: Bautechnik 93 (2016), Heft 12.
- [12] Wang, H. (2019): Stand über den Betrieb und die Instandhaltung des Drei-Schluchten-Schiffshebewerks. Vermerk (unveröffentlicht).

An Planung und Bau des neuen Schiffshebewerks Niederfinow waren beteiligt:

ABB AG

ASPHALTA Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbau mbH

BAM – Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

BAW – Bundesanstalt für Wasserbau

BfG – Bundesanstalt für Gewässerkunde

CE-Plan GmbH

DriveCon GmbH

DSB+IQ-Bau GbR

DSD Brückenbau GmbH

Germanischer Lloyd

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

HELLUX GmbH, heute Lunux Lightning GmbH

IBAF Engineering

Implenia Construction GmbH

Ingenieurgemeinschaft IBPM Gesellschaft für interdisziplinäres Bauprojektmanagement mbH und Techdata Projektsteuerung und Projektmanagement im Bauwesen GmbH

Ingenieurgesellschaft Peil, Ummenhofer mbH

INROS LACKNER SE

IPP – Technische Gesamtplanung AG

IRS – Stahlwasserbau Consulting AG

I.U.S GmbH

JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG, heute JOHANN BUNTE Bauunternehmung SE & Co. KG

Köber-Plan GmbH

KREBS+KIEFER Service GmbH

Lahmayer International GmbH und Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, heute Tractebel

Leinemann & Partner Rechtsanwälte mbH

Mewes & Partner GmbH

Pöyry Deutschland GmbH, heute AFRY Deutschland GmbH

Redeker Sellner Dahs Rechtsanwälte PartG mbH

SBE Spezialbauengineering GmbH, heute Tractebel

Dr.-Ing. Wolfgang Schreiner

SIEMAG TECBERG GmbH

Specht, Kalleja und Partner GmbH

Stra/lab Baustoff- und Straßenprüfung GmbH

Sweco GmbH

WSI – Werner Sobek AG

WSM Weimarer Spezialmontagen GmbH

WSV – Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes



Bundesministerium
für Digitales
und Verkehr

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe

Tel. +49 (0) 721 9726-0

Fax +49 (0) 721 9726-4540

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg

Tel. +49 (0) 40 81908-0

Fax +49 (0) 40 81908-373

www.baw.de