



Bild 1. Visualisierung der aktuellen Brückenplanung Grafik: [1]
Fig. 1. Rendering of the current design of the bridge Source: [1]

128 Jahre 1. Hochbrücke Levensau – das Kanalufer: Boden-Bauwerks-Interaktion von interagierenden Bohrpfehlwänden

A. Meisel, J. Albiker, O. Drude, A. Rasmus, M. Seppmann

ZUSAMMENFASSUNG Das Kanalufer im Bereich der Hochbrücke Levensau bei Kiel ist „die“ Engstelle des Nord-Ostsee-Kanals. Aufgrund des erforderlichen Kanalausbaus und der materialbedingten Ermüdung des verwendeten Schweißstahls ist ein Ersatzneubau der bestehenden Fachwerkbogenbrücke mit 163,4m Spannweite in Planung.

Das auf der Südseite des Kanals befindliche Bestandswiderlager beherbergt eines der größten bekannten mitteleuropäischen Überwinterungsquartiere für Fledermäuse, unter anderem des Großen Abendseglers – einer streng geschützten Fledermausart. Daher muss das Bestandswiderlager über den Ersatzneubau der Brücke hinaus als Naturhabitat erhalten werden. Dafür sind aufwendige Sicherungsmaßnahmen am Ufer Süd erforderlich.

Zwischen diesem Widerlager und dem Kanal befindet sich eine gepflasterte Böschung mit einer Neigung von 1 : 1,28 und eine Schwergewichts-Uferwand. Aus Sicht der heutigen Normung ist die Böschung rechnerisch nicht standsicher. Darüber hinaus

mussten in der Planung die Setzungsempfindlichkeit des Bestandswiderlagers, das Risiko eines Grundwasseraufstaus und die Verringerung der Uferbreite aufgrund des Kanalausbaus berücksichtigt werden. Um diesen besonderen Anforderungen gerecht zu werden, wurde ein System aus interagierenden, aufgelösten Bohrpfehlwänden und als wasserseitige Uferwand eine vorgesetzte, gepanzerte Spundwand entworfen.

Aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung dieser Wände konnte die Bemessung nicht mit herkömmlichen Methoden, welche in der Regel auf analytischen Ansätzen beruhen, durchgeführt werden. Stattdessen wurden umfangreiche Finite Elemente-Berechnungen mit der Software PLAXIS durchgeführt. In diesem Beitrag werden das Planungskonzept und die Bemessungsansätze der interagierenden Wände vorgestellt.

128 years 1. Hochbrücke Levensau – the Canal Bank: Soil-Structure Interaction of interacting Bored Pile Walls

ABSTRACT The canal bank in the area Hochbrücke Levensau near Kiel is 'the' narrow point of the Kiel Canal. Due to the needed canal expansion and material regarding welding iron fatigue, the new construction of the present truss bridge with a span of 163,4 meters is projected.

STICHWÖRTER

Brückenbau, Spezialtiefbau, Baugrund-Tragwerk-Interaktion, Finite-Elemente-Methode

Certainly, the vault chamber of the southern abutment needs to be preserved because this chamber builds one of the largest known middle european hibernation quarter which accommodates the great noctule bat, a strictly protected bat species. That is the reason why complex safeguarding measures in this area are required.

Between the Canal and the abutment, a heavyweight bank wall and a paved batter with a 1 : 1,28 gradient was constructed underneath the bridge. According to the current standards the stability of the embankment is not given. Furthermore, it's nee-



Bild 2. Ursprüngliche Brücke nach der Fertigstellung 1895 Foto: Postkarte
Fig. 2. Original bridge after completion in 1895 Source: postcard

1 Einführung und Motivation

Der 1895 fertiggestellte Nord-Ostsee-Kanal (NOK, international: Kiel-Canal) ist die meistfrequentierte künstliche Seeschiffahrtsstraße der Welt. [1] Der Kanal wurde seitdem mehrfach ausgebaut. Im Bereich der Levensauer Hochbrücke am nördlichen Stadtrand von Kiel liegt heute die navigatorische Engstelle im Gesamtverlauf des NOK vor. Aufgrund der Ermüdung des seinerzeit verwendeten Schweißeisens endet die rechnerische Lebensdauer des Überbaus in wenigen Jahren. 2009 erteilte daher der Bund der Planungsgruppe für den Ausbau des NOK im Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA, inzwischen umbenannt in: Wasserstraßen-Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal) Kiel-Holtenau den Auftrag, die bestehende Brücke „HB-Lev 1“ durch einen Neubau zu ersetzen. Die Ingenieurgemeinschaft 1. Hochbrücke Levensau (bestehend aus der federführenden WKC Hamburg GmbH und aus Anwikar Consultants GmbH) plant seit 2012 den Ersatzneubau. **Bild 1** zeigt die Zielvariante – eine Spreizbogenbrücke mit rund 186 m Spannweite. Die Planungen sehen vor, das Haupttragwerk des neuen Überbaus an einem anderen Ort zu fertigen und einzuschwimmen, sodass der Eisenbahnverkehr über weite Phasen der Bauausführung aufrecht erhalten bleiben kann. Das aus artenschutzrechtlichen Gründen zu erhaltende südliche Bestandswiderlager soll lastfrei überbaut werden und fortan ausschließlich als Fledermaushabitat dienen.

ded to ensure that no groundwater retention turns up. To meet all the requirements a system of interacting, separated bored pile walls and an armored front sheet pile wall was designed as actual bank wall.

Based on the mutual influencing walls, a design with conventional methods which usually are based on analytical approaches wasn't possible. Instead, large Finite Element calculations with the assistance of PLAXIS Software were realized. The planning concept and calculating approaches of the interacting walls will be introduced in this article.

2 Historie

2.1 Kanalbau 1895

Der Bau der Straßen- und Eisenbahnhochbrücke Levensau erfolgte auf Grundlage eines Reichsgesetzes vom 16. Mai 1886. Mit diesem Gesetz wurde bestimmt, einen Seeschiffahrtskanal zwischen der Elbmündung und der Kieler Bucht einschließlich der beiden Schleusenanlagen in Brunsbüttel und Kiel-Holtenau, den beiden Hochbrücken Grünental und Levensau sowie mehreren Fährstellen herzustellen. Der Kanalbau verfolgte vorwiegend militärisch-strategische Ziele. Nach acht Jahren Bauzeit konnte der Kanal eröffnet werden. Bis zu 8 900 Arbeiter bewegten circa 80 Mio. m³ Erdreich. Der Kanal war in dieser ersten Ausbaustufe 67 m breit und 9 m tief. [2]

Die Einweihung der ersten Levensauer Hochbrücke (**Bild 2**) erfolgte am 03.12.1894. Mit rund 163,4 m Spannweite war sie die längste Bogenbrücke im Kaiserreich. Der Zweigelenkbogen überspannt den Kanal mit einer lichten Höhe von 42 m. Als Baumaterial kam Schweißeisen zur Anwendung. [3, 4]

2.2 Kanalausbau 1911

Die immer größer werdenden Marineschiffe konnten bereits ab 1900 den Kanal aus geometrischen Gründen nicht mehr passieren. Daher wurde der Kanal von 1907 bis 1914 das erste Mal ausgebaut. Die Breite wurde von 67 m auf 102 m und die Tiefe von 9 m auf 11 m vergrößert. [5]

Die Kanalböschungen zum Zeitpunkt der Errichtung 1894 wurden unbefestigt mit einer Neigung von 1 : 1,5 hergestellt. Im Zuge des Kanalausbaus sollte die Levensauer Hochbrücke erhalten bleiben. Um den Kanal trotzdem verbreitern zu können, wurden im Bereich der Hochbrücke die Böschungen auf eine größere Neigung von 1 : 1,28 (entspricht 38°) gebracht und gepflastert. Am Fuß dieser steilen Böschungen wurde jeweils eine Schwergewichts-Uferwand hergestellt (**Bild 3**). Im Zuge der Abgrabung der Böschungen traten bereits oberflächennahe Rutschungen auf, wie schwach in **Bild 4** erkennbar ist (oberer Böschungsbereich).

Nach dem aktuell gültigen Sicherheitskonzept sind diese Böschungen rechnerisch nicht standsicher. Unter Berücksichtigung der anzusetzenden Bodenparameter nach [6] ergibt sich für die Gleitkreismethode nach Bishop ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,1$. Der maßgebende Gleitkreis setzt etwa am kanalseitigen Ende des Widerlagerfundamentes an und erfasst die Böschung auf gesamter Länge bis zum unteren Austrittspunkt knapp oberhalb der Schwergewichts-Uferwand. Nicht betrachtet wurden hierbei oberflächennahe Gleitkreise mit höheren Ausnutzungsgraden,

welche jedoch in der Praxis durch die bestehende Oberflächenbefestigung unterbunden werden. Die Böschungen unterliegen aktuell der „Beobachtungsmethode“, das heißt, es wird anhand fest eingebauter Messbolzen regelmäßig geprüft, ob sich ein Böschungsbruch ankündigt. Im Rahmen dessen wurden bisher jedoch keine bedenklichen Verformungen festgestellt.

3 Planung und Planungsgrundlagen

3.1 Zielsetzungen

Ein besonderes Augenmerk bei der Planung des Brücken-Ersatzneubaus im Hinblick auf den anstehenden, neuerlichen Kanalausbau gilt der neuen Ausbildung des rund 19 m hohen Geländesprungs zwischen dem Bestandswiderlager und dem Kanal. Die zukünftige südliche Ufersicherung und Böschung muss folgende wesentliche Zielsetzungen erfüllen:

- neuerliche Kanalverbreiterung: Für die Kanalverbreiterung muss die südliche Uferlinie um circa 6 m landseitig verschoben werden. Daher sind zusätzliche stützende Bauwerke notwendig.
- standsichere, unbefestigte (begrünte) Böschung: Die Böschung ist zukünftig in einer Neigung auszubilden, sodass sie ohne technische Hilfsmittel nach dem von der aktuellen Normung (DIN 4084) geforderten Sicherheitsniveau für die ständige Belastungssituation standsicher ist.
- hochwertige Gestaltung in Abstimmung mit dem zukünftigen Brückenbauwerk: Hierfür sollte die invasive Wirkung der erforderlichen technischen Stützbauwerke so gering wie möglich gehalten werden. Große Wandflächen sind optisch zu untergliedern und insbesondere die sichtbaren Wandhöhen sind so gering wie möglich zu halten.
- dauerhafte und verformungsarme Sicherung des Bestandswiderlagers („Fledermausquartier“) aus Vollziegeln: Wie aus **Bild 5** hervorgeht, besteht das Bestandswiderlager aus einem wasser- und einem erdseitigen Pfeiler sowie einem verbindenden Gewölbe. Das mindestens 1,29 m dicke Gewölbe wird an den Stirnseiten durch im Grundriss trichterförmige Flügelwände verdeckt, sodass sich eine Gewölbekammer mit rund 15 m Länge, Breite und Höhe ergibt. Herstellungsbedingte Spalten zwischen dem Gewölbe und den seinerzeit zuletzt hergestellten Flügelwänden dienen den Fledermäusen als Überwinterungsquartier.
- Durch den Wegfall der Kämpferkräfte aus dem bisherigen Überbau wird insbesondere die stützende, vom Kanal abgewandte Horizontalkomponente entfernt. Gleichzeitig sind infolge der Bauarbeiten und der Verschiebung der Uferlinie Setzungen zu erwarten. Relevante Differenzsetzungen zwischen dem erd- und dem wasserseitigen Pfeiler würden zu Kämpferverschiebungen des Gewölbes führen. Mauerwerksgewölbe reagieren erfahrungsgemäß sensibel auf Auflagerverschiebungen. Risse im Gewölbe und ggf. auch Tragsicherheitsvermindierungen können in solchen Fällen nicht ausgeschlossen werden.
- Vermeidung eines Grundwasseraufstaus: Der NOK fungiert hydrogeologisch gesehen als Vorfluter. Um einen Wasseraufstau auszuschließen, sind alle Bauteile hydraulisch durchlässig zu konstruieren [7].
- Robustheit gegen Schiffsanprall: Um die Auswirkungen eines Schiffsanpralls so gering wie möglich zu halten, werden die tragenden Bauteile soweit wie möglich von der Uferlinie entfernt angeordnet.

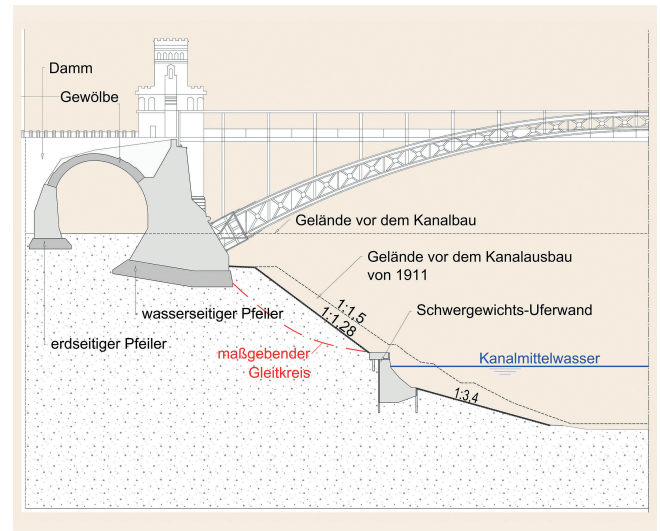


Bild 3. Planung des Kanalausbaus im Jahr 1911 im Querschnitt *Grafik: [1]*
Fig. 3. Channel expansion project from 1911, cross section *Source: [1]*



Bild 4. Abgrabung der Böschung vor dem Brückenwiderlager im Jahr 1914
Foto: [1]
Fig. 4. Reconstruction of the embankment slope in front of the bridge abutment in 1914 *Source: [1]*

- Minimierung des Aufwands für die Bauzustände: Für die wirtschaftliche Herstellung der Bauteile in der rechnerisch derzeit nicht standsicheren Böschung kommt der Planung der Bauzustände besondere Bedeutung zu.
- Gründung von Gerüsttürmen für die Demontage des bestehenden Überbaus und Montage des neuen Überbaus: Es sind vier Gerüsttürme vor dem Bestandswiderlager und zwei Gerüsttürme am Kanalufer erforderlich. Die Bemessungs-Vertikallasten betragen bis zu 22 MN. Vor dem Bestandswiderlager wird die geplante Bohrpfehlwand mit massivem Pfahlkopfbalken (folgender Abschnitt) als Gründungselement genutzt, wobei unmittelbar unter den vier Aufstandspunkten je zwei zusätzliche Bohrpfähle landseitig neben der regulären Bohrpfehlwand angeordnet werden. Am Kanalufer werden im Bereich des Betriebsweges vier zusätzliche Großbohrpfähle angeordnet, welche ebenfalls mit einem massiven Kopfbalken verbunden werden und so als Gründungselemente für die Gerüsttürme dienen.

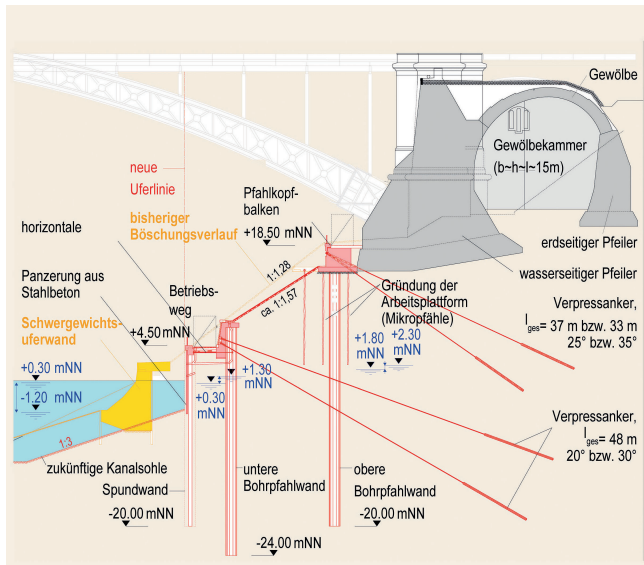


Bild 5 Längsschnitt durch das südliche Kanalufer *Grafik: WKC*
 Fig. 5. Longitudinal section through the southern bank of the canal
 Source: WKC

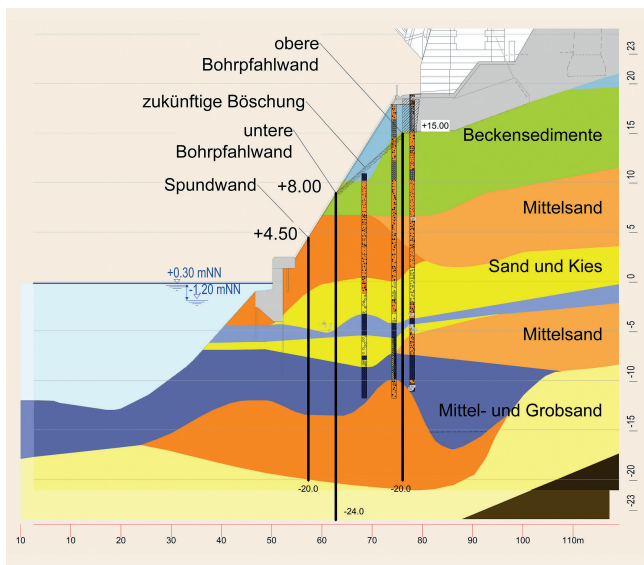


Bild 6. Bodenschichtung in überhöhter Darstellung *Grafik: [6]*
 Fig. 6. Soil stratification exaggerated representation *Source: [6]*

- Wiederherstellung der Betriebswege: Am Ufer und am Bestandswiderlager sind die öffentlich zugänglichen Betriebswege – jeweils dimensioniert für einen SLW 60 – wiederherzustellen.

3.2 Konzeption

Die Variantenstudien im Zuge der Vorplanung haben gezeigt, dass alle genannten Ziele für die Sicherung des Geländesprungs durch ein komplexes System aus drei hintereinandergeschalteten Verbauwänden und einer unbefestigten Böschung am besten zu erreichen sind (Bild 5).

Unmittelbar vor dem Bestandswiderlager wird die „obere Bohrpfahlwand“ – bestehend aus Bohrpfählen mit 1,5 m Durchmesser im lichten Abstand von 0,75 m – angeordnet. Gemeinsam

mit einem massiven Pfahlkopfbalken und einer gefächerten, vorgespannten Rückverankerung hat diese Wand vorwiegend die Aufgabe, das Bestandswiderlager verformungsarm (Setzungen im Bereich weniger Zentimeter) in seiner Lage zu sichern. Gleichzeitig dient diese Wand als Auflager für vier Gerüsttürme, die für spätere Arbeiten an den Überbauten erforderlich sind. Für die Herstellung der oberen Bohrpfahlwand ist – aufgrund der derzeit rechnerisch nicht standsicheren Bestandsböschung – eine tiefgegründete Arbeitsplattform (Stahlbetonplatte auf Mikropfählen) erforderlich.

Die „untere Bohrpfahlwand“ weist ebenfalls Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,5 m und 0,75 m breiten Zwischenräumen auf. Die gefächerte Rückverankerung wird durch die Pfahlzwischenräume der rund 14 m weit entfernten oberen Bohrpfahlwand geführt. Die untere Bohrpfahlwand übernimmt sowohl die Erddrucklasten aus der Böschung und dem Geländesprung als auch die Kräfte aus den Horizontalankern der vorgesetzten Spundwand. Die Böschungsneigung wird von derzeit 38° auf 32,5° reduziert, sodass die Oberfläche selbst nicht zusätzlich gesichert werden muss.

Die wasserseitige Uferwand bildet eine Spundwand des Profils AZ 44-700 (Stahlsorte S355). Im Kopfbereich wird diese durch einen auf Schneidenlagerung bemessenen Stahlbetonholm eingefasst und durch horizontal verlaufende Rundstahlanker („Horizontalanker“) mit dem Kopfbalken der unteren Bohrpfahlwand gekoppelt. Um die Robustheit zu verbessern, wird die Spundwand zusätzlich mit hinterfüllten Stahlbetonfertigteilen gepanzert.

Die hydraulische Durchlässigkeit der beiden Bohrpfahlwände ist aufgrund ihrer aufgelösten Ausbildung sichergestellt [7]. Im Bereich der Spundwand werden überschnittene Bohrungen hergestellt und mit Kies verfüllt. In diese hindernisfreie Trasse wird die Spundwand eingerammt. Die Spundwand wird mittels revisionierbaren, hydraulisch filterstabilen Öffnungen (sogenannten Filterpatronen) Richtung Kanal entwässert.

Der Betriebsweg wird zwischen der unteren Bohrpfahlwand und der Spundwand angeordnet. Im Falle einer Beschädigung der gepanzerten Spundwand dient er auch als Ufer-Verteidigungsweg.

3.3 Baugrund

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) hat 2013 die Erkenntnisse aus umfassenden direkten und indirekten Aufschlüssen sowie aus Altaufschlüssen in einem geotechnischen Bericht zusammengefasst [6]. Die Schichtung wurde dabei in insgesamt sechs Querschnitten (je drei am nördlichen und drei am südlichen Kanalufer) aufgezeigt. Aus diesen Querschnitten wurde ein gemittelt Längsschnitt-Profil für die Brückenmittellachse erstellt, welches in **Bild 6** gezeigt ist. **Bild 7** zeigt dessen Idealisierung im numerischen Modell. In **Tabelle 1** ist weiterhin die Zuordnung der Farben zu den einzelnen Homogenbereichen angegeben.

Der Bodenaufbau im Bereich des südlichen Kanalufer ist ausgeprägt heterogen, wenngleich aufgrund der eiszeitlichen Vorbelastung die bodenmechanischen Eigenschaften insgesamt als günstig einzustufen sind. Über weite Bereiche steht dicht bis sehr dicht gelagerter Sandboden mit hohen Reibungswinkeln an. Oberhalb der Sande sind Beckensedimente anzutreffen, welche sich nach [6] aus nichtbindigem Beckensand sowie bindigem Be-

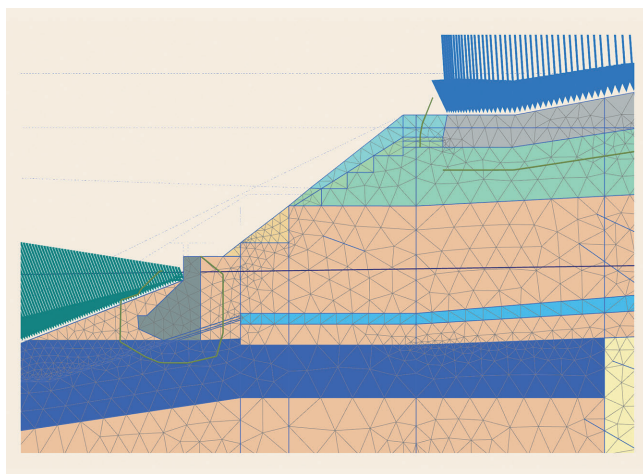


Bild 7. Idealisierung der Bodenschichtung für die FE-Berechnungen mit der Software PLAXIS 2D (aktuell noch bestehender Geländeverlauf) Grafik: WKC
 Fig. 7. Idealized soil stratification for the FE analysis with PLAXIS 2D (Terrain before Reconstruction) Source: WKC

ckenton und -schluff zusammensetzen, wobei insgesamt der Beckensand überwiegt. Der Baugrund wird von drei teils mehrere Meter mächtigen Geschiebemergellagen durchzogen. Die oberste dieser Lagen befindet sich etwa in Höhe des Kopfbereiches der oberen Bohrpfahlwand, die mittlere Lage wenige Meter unterhalb des Kanalwasserspiegels und die untere, welche die mächtigste der drei Lagen ist, durchzieht zwischen circa - 8 m und - 15 m NHN den Baugrund. Die beiden oberen Geschiebemergellagen weisen nach [6] überwiegend eine weiche bis steife Konsistenz auf, die untere hingegen eine steife bis feste. Es handelt sich bei den Geschiebemergel-Böden nach [6] um schwach tonige bis tonige, örtlich schwach kiesige Sand-Schluff-Gemische. In größerer Tiefe unterhalb von circa - 25 m NHN wird schließlich ein Tonhorizont angetroffen, welcher jedoch aufgrund der großen Tiefe für die geotechnischen Planungen nicht von Bedeutung ist. Aufgrund der eiszeitlichen Vorbelastung liegen in allen Homogenbereichen vergleichsweise relativ hohe Werte für die Scherparameter vor.

Für die bodenmechanischen Finite-Elemente-Berechnungen wurde das Materialmodell Hardening Soil Small Strain (HSS, [8]) eingesetzt. Für jeden Homogenbereich lagen jeweils drei

Triaxial- und Ödometerversuche als Datengrundlage vor. Die HSS-Parameter wurden in einem separaten Gutachten durch die IGB Ingenieurgesellschaft mbH (2015) [9] aus der Nachrechnung der Versuchskurven abgeleitet und von der BAW validiert.

Hierbei wurde eine Unterteilung in einen Worst-Case- („MIN“) und einen Best-Case- („MAX“) Parametersatz vorgenommen. Für die Neuauslegung der südlichen Uferereinfassung wurde der MIN-Parametersatz wurde als Grundlage für die Nachweise der Tragfähigkeit verwendet. Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit hingegen, das heißt für die Abschätzung von Verformungen, wurde eine Mittelung der Ergebnisse aus den Rechnungen mit charakteristischen MIN- und MAX-Parametersätzen vorgenommen. Tabelle 1 fasst die wesentlichen bodenmechanischen Kennwerte sowie die grundlegenden HSS-Parameter nach [9] für den für die Tragfähigkeitsnachweise maßgebenden MIN-Parametersatz zusammen.

4 Statische Analyse der Wände

4.1 Analytische Berechnungsverfahren

Die geotechnischen Tragfähigkeitsnachweise von Stützwänden werden in der Praxis zumeist nach Blum [10] und/oder dem Bettungsmodulverfahren (BMV) geführt. Das Verfahren nach Blum basiert auf dem Kräftegleichgewicht eines Biegestabs. Das Erdauflager ergibt sich aus dem passiven Erddruck und der erdseitigen Fußauflagerkraft. Im Gegensatz dazu ergibt sich das Erdauflager beim Bettungsmodulverfahren aus den je nach Verformung aktivierten Bettungsspannungen, deren Größe den passiven Erddruck nicht überschreiten dürfen (vgl. [8, 11]).

Für die ersten Vordimensionierungen wurden die drei Verbauwände mit den genannten Verfahren untersucht. Das Erdwiderlager der oberen Bohrpfahlwand liegt im aktiven Erddruckbereich der unteren Bohrpfahlwand. Um zumindest die Zusatzdrücke der oberen Bohrpfahlwand auf die untere Bohrpfahlwand näherungsweise zu berücksichtigen, wurde eine Analogie zur Richtlinie [12] angewandt. Diese eigentlich für Kaianlagen entwickelte Richtlinie beschreibt die Lastausstrahlung einer rückliegenden Stützwand auf die eigentliche Uferwand. Es wird dabei die für die rückliegende Stützwand berechnete Ersatzkraft B nach Blum [10] als zusätzlicher Erddruck auf die Uferwand angesetzt. Die Erd-druckfigur hängt insbesondere vom horizontalen Abstand der beiden Wände zueinander ab.

Tabelle 1. Charakteristische Werte der bodenmechanischen Kenngrößen und grundlegende Hardening Soil Parameter nach [9]
 Table 1. Characteristic values of the soil mechanical parameters and Hardening Soil parameters acc. to [9]

Homogenbereiche (Farben in der Baugrunderkarte und im numerischen Modell von Bild 6)	γ/γ' [kN/m ³] E _{50,ref} [MN/m ²]	ϕ' [°] E _{oed,ref} [MN/m ²]	c' [kN/m ²] E _{ur,ref} [MN/m ²]	ψ [°] m [-]
Beckensedimente (grün)	21/11	30,5	0	10
	20	20	60	0,5
Feinsande/Sand + Kies/Mittelsande (orange u. gelb)	19/11	38	0	0
	33	33	100	0,5
Mittel- und Grobsand (heles gelb)	19/11	40	0	0
	53	53	150	0,5
Oberer Geschiebemergel (türkis)	20/11	32	3	4
	10	5	50	0,8
Mittlerer Geschiebemergel (hellblau)	22/12	32	3	4
	10	5	50	0,8
Unterer Geschiebemergel (dunkelblau)	22/12	32,5	5	10
	10	8	50	0,9

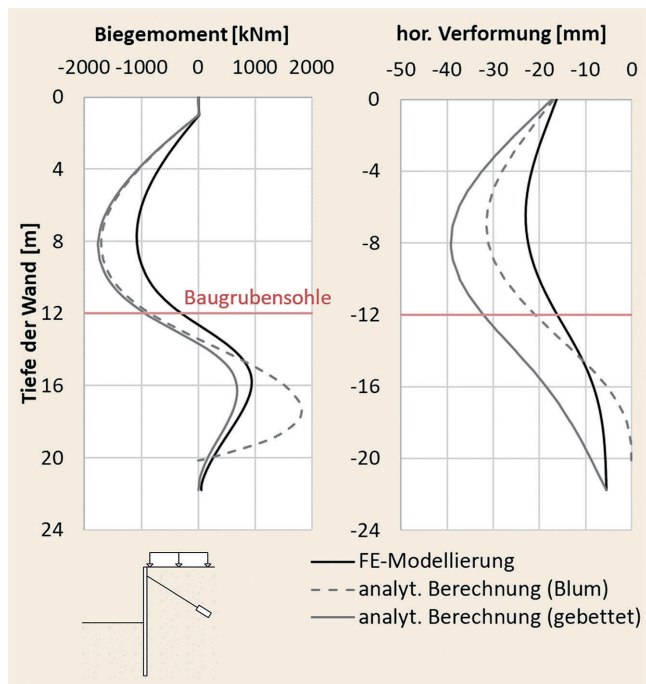


Bild 8. Momenten- und Verformungsverläufe für eine einfach rückverankerte Stützwand mit Ankervorspannung, Vergleich der Berechnungsverfahren
 Grafik: WKC
 Fig. 8. Momentum and deformation diagrams for an anchored retaining wall with prestressed anchor, comparison of different design methods
 Source: WKC

Es zeigte sich, dass für die untere Bohrpfehlwand nur das Bettungsmodulverfahren plausible Ergebnisse liefert. Beim Verfahren nach Blum wird am Wandfußpunkt ein horizontal unverschiebliches Auflager vorgegeben. Dies führt in Kombination mit den hohen Zusatzdrücken aus der oberen Bohrpfehlwand zu unrealistisch großen Biegemomenten in der unteren Bohrpfehlwand.

Zusammenfassend wurde festgestellt, dass die analytischen Verfahren nur für den Nachweis der grundsätzlichen Machbarkeit in der Vorplanung ausreichen. Die Interaktion der drei Verbauwände und die Veränderung der Bodensteifigkeiten infolge mehrerer Be- und Entlastungszyklen kann realitätsnah und zuverlässig nur mit numerischen Modellen vorhergesagt werden. Darüber hinaus wurde eine realitätsnahe Setzungsprognose für das verformungssensible Bestandwiderlager (Gewölbe) benötigt, wofür in diesem Fall auch nur numerische Modelle geeignet sind.

4.2 Voruntersuchungen, Vergleich zwischen analytischen und numerischen Modellen

Ein wesentlicher Vorteil der Anwendung der FEM in der Geotechnik ist, dass im Gegensatz zu herkömmlichen Berechnungsverfahren der Versagensmechanismus nicht vorgegeben wird. Die Versagensform ist in der Praxis oft nicht eindeutig, auch Überlagerungen unterschiedlicher Versagenszustände sind möglich, wodurch die Gesamtstandsicherheit reduziert werden kann. Unter Anwendung der FEM ist es möglich, diese Überlagerungen abzubilden und die ungünstigsten Einflussfaktoren und Zustände zu erfassen. Weitere Vorteile sind unter anderem, dass Lastabtragsinteraktionen unterschiedlicher Bauteile realitätsnah berücksichtigt werden können und dass (bei Wahl eines adäquaten Stoffgesetzes) Verformungen unter Berücksichtigung sich verändernder

Bodensteifigkeiten durch Be- und Entlastungszyklen realitätsnäher abgebildet werden können.

Der FE-Modellierung des Kanalufers gingen Voruntersuchungen zum Zwecke des Vergleichs analytischer und numerischer Modelle voraus, welche im Wesentlichen im Rahmen der Masterarbeit von Grote [13] am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig entstanden. In dieser Arbeit wurden zunächst isoliert stehende, in nichtbindigen Böden einbindende Verbauwände betrachtet; zum einen eine eingespannte Wand, zum anderen eine einfach rückverankerte Wand, sowohl ohne als auch mit Vorspannung der Anker. Die Wände wurden jeweils mit dem erläuterten analytischen Verfahren nach Blum und mit dem Bettungsmodulverfahren sowie mit der FE-Software PLAXIS unter Anwendung des höherwertigen Stoffmodells Hardening Soil Small Strain bemessen. Es wurden die in Tabelle 1 angegebenen Bodenkennwerte für den Homogenbereich der dicht gelagerten Sande (zweite Zeile) angesetzt. Für das Bettungsmodulverfahren wurde der Bettungsmodul in Anlehnung an EAB, EB 102 zu 10 MN/m³ konstant über die Tiefe festgelegt. Die resultierenden Verformungen und Schnittgrößen wurden jeweils miteinander verglichen. Nachfolgend sind die Verläufe der horizontalen Verformungen und der Biegemomente beispielhaft für die einfach rückverankerte Wand mit Ankervorspannung auf 80 % der charakteristischen Ankerzugkraft nach den drei Berechnungsverfahren einander gegenübergestellt.

Die in **Bild 8** gezeigten Kurven sind in ihrer Form prinzipiell ähnlich für alle drei Verfahren. Auffällig ist jedoch der Ausschlag des Maximalwertes des Biegemomentes beim analytischen Verfahren nach Blum. Dieser wird erklärbar bei Betrachtung der horizontalen Verformungen im Fußbereich, welche sich aus den in Abschnitt 4.1 erläuterten Kraftansätzen ableiten: Die auf der Erdseite angesetzte Ersatzkraft C_h erzeugt im Zusammenspiel mit dem baugrubenseitigen Erdwiderstand eine starre Einspannung. Eine starre Einspannung ist jedoch keine Bedingung für die anderen beiden Verfahren. Daher ist hier auch im Fußbereich eine Verschiebung und Wandneigung zur Baugrube hin mit geringerer Profilkrümmung und folglich geringerem Biegemoment erkennbar.

Die gute Übereinstimmung der Verformungen im Kopfbereich ist maßgeblich durch die Vorspannung des Ankers auf 80 % der charakteristischen Zuglast bedingt. Ohne Ansatz von Vorspannkraften zeigen sich größere Differenzen im Kopfbereich zwischen der numerischen und analytischen Modellierung, da in analytischen Modellen die Verformung des Verpresskörpers unter Zugbelastung nicht abgebildet werden kann. Die Horizontalverschiebung der Wand in Höhe des Ankerkopfes wird nur durch die Dehnung des Stahltraggliebes über die freie Ankerlänge hervorgerufen und zeigt somit geringere Werte als im numerischen Modell, wo die Kopfverformung ohne Vorspannung von circa 20 mm (Bild 8) auf über 100 mm ansteigt. Wird der Anker vorgespannt, so wird in der Realität (und im numerischen Modell) eine Reduktion der Wandkopfverschiebung erreicht, da die Verformung des Verpresskörpers und damit die Herstellung von dessen Kraftschlüssigkeit vorweggenommen wird und bereits vor dem weiteren Baugrubenaushub stattfindet. Im Fall der vorgespannten Anker ähneln sich die Verformungen im Kopfbereich in dem analytischen und dem numerischen Modell.

Die Voruntersuchungen haben einige Vorteile der numerischen Modellierung aufgezeigt. Gleichzeitig ist anhand der Ergebnisse aber auch erkennbar, dass eine Bemessung auf analytischem

Wege für isoliert stehende Wände durchaus angemessen ist: So hat der überhöhte Wert des maximalen Momentes nach Blum im Fußbereich eine Bemessung „auf der sicheren Seite“ zur Folge. Das Bettungsmodulverfahren zeigt gleichzeitig für diesen Fall durchaus passable Übereinstimmungen mit der Numerik. Bei der Anordnung von vorgespannten Verpressankern stehen die Verläufe der Verformungen und Feldmomente zwischen Analytik und Numerik ebenfalls in guter Übereinstimmung, wobei für das hier gezeigte Beispiel die Ergebnisse der analytischen Modelle ein weiteres Mal auf der sicheren Seite liegen.

Die auf analytischen Modellen beruhende Bemessung des südlichen Geländesprungs an der 1. Hochbrücke Levensau erschien aufgrund folgender Gründe verhältnismäßig unsicher:

Zum einen erfuhrt beziehungsweise erfährt der Baugrund durch die verschiedenen in der Vergangenheit liegenden und noch vorzunehmenden Bauphasen stark unterschiedliche Belastungen und damit Steifigkeitsveränderungen. Dies ist mit Blick auf die möglichst realitätsnah abzuschätzenden Verformungen des zu erhaltenden Bestandwiderlagers von großer Bedeutung.

Zum anderen interagieren die drei Wände in ihrem Lastabtrag: Die untere Bohrpfahlwand liegt im Erdwiderstandsbereich der oberen Bohrpfahlwand und erfährt gleichzeitig eine Abschirmung des auf sie wirkenden aktiven Erddruckes durch diese obere Wand. Derselbe Sachverhalt gilt auch für die Interaktion zwischen der unteren Bohrpfahlwand und der Uferspundwand. Hier ist aufgrund des geringen Abstandes beider Wände auch ein analytisch kaum abzubildender sogenannter Siloeffekt nicht auszuschließen, also ein Aufhängen des eingeschlossenen Bodens durch vertikal gerichtete Reibungskräfte an beiden Wänden. Schließlich ist noch die Aufnahme der Kraft aus der Rückverankerung der Spundwand durch die untere Bohrpfahlwand als weitere Interaktion zu nennen.

Durch Erstellung eines numerischen Modells unter Verwendung des höherwertigen Stoffmodells Hardening Soil Small Strain hingegen können sowohl zyklisch sich verändernde Baugrundsteifigkeiten als auch die erläuterten Interaktionen der Bauteile wesentlich realitätsnäher abgebildet werden. Nachfolgend wird auf die Modellbildung eingegangen und die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden ausgewertet.

4.3 Modellerstellung für die Ufereinfassung

Ein beträchtlicher Teil der Vorarbeiten für die FE-gestützten Bemessungen geht auf [13] zurück. Die Idealisierung der Baugrundsichtung im Bereich des südlichen Bestandwiderlagers für das 2D-Plaxis-Modell ist in Bild 7 dargestellt. In diesem Modellausschnitt ist das Gelände im aktuell noch bestehenden Zustand gezeigt, um eine gute Vergleichbarkeit zu dem ebenfalls gezeigten Geländeausschnitt des geotechnischen Berichtes in Bild 6 zu erhalten. Die Bauteile der neu geplanten Ufersicherung sind in diesem Ausschnitt ebenfalls erkennbar, jedoch sind sie für die gezeigten Berechnungsphasen deaktiviert und daher nur schwach in grau angedeutet.

Eine erste Vordimensionierung der Verbauelemente fand auf analytischem Weg statt. Unter Berücksichtigung dieser Vordimensionierungen wurde die Anordnung der Wände sowie deren Längen und die Art der internen Kopplungen und Rückverankerungen vorläufig festgelegt. Auch ein Spundwandprofil sowie der Durchmesser für die Großbohrpfähle wurden als Ergebnisse der

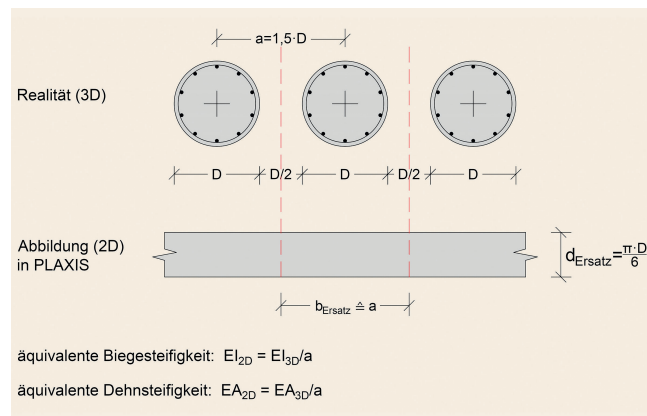


Bild 9. Umrechnung der Querschnittswerte einer aufgelösten Bohrpfahlwand in statisch äquivalente Werte für die Abbildung in 2D *Grafik: WKC*
 Fig. 9. Transformation of the cross-section properties of a contiguous pile wall into statically equivalent values for a 2D-model *Source: WKC*

Vordimensionierungen bestimmt. Die endgültigen Festlegungen der Bauteilcharakteristika ergaben sich jedoch erst in einem iterativen Prozess im Zuge der Durchführung und Auswertung der numerischen Berechnungen.

Die Wände wurden als Linienelemente abgebildet, denen Werte für die Biege- und die Dehnsteifigkeit zugewiesen wurden. Für die Spundwand konnten die katalogisierten Querschnittswerte direkt in die Software übernommen werden. Für die Bohrpfahlwände wurde der Ansatz gewählt, dass die realen 3D-Querschnittswerte über Division durch den Pfahlachsabstand in äquivalente 2D-Werte umgerechnet wurden (**Bild 9**). Bei der Ergebnisauswertung fand entsprechend eine Rückrechnung der realen Bohrpfahlschnittgrößen durch Multiplikation der Berechnungsergebnisse mit dem Achsabstand statt.

Am Fuß werden die Wände mit einem quer verlaufenden Linienelement der Breite d_{Ersatz} verbunden, um eine äquivalente Fußaufstandsfläche und damit ein Last-Setzungsverhalten zu simulieren. Die Interaktion zwischen den Wänden und dem umgebenden Boden wird über Schnittstellenelemente gesteuert, welche die Intensität der Wandreibung definieren.

Eine weitere Herausforderung lag in der Einbeziehung von Teilsicherheitsbeiwerten für Baugrund, Lasten und Schnittgrößen. Die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit beziehungsweise der Gesamtstandsicherheit wurden nach dem Verfahren GEO-3 nach EC-7 [14] geführt. Für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Systembauteile und der Anker wurde sowohl das Verfahren GEO-2 als auch das Verfahren GEO-3 berücksichtigt. Nach GEO-3 werden nur veränderliche Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt, und die Scherparameter des Bodens werden mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert. Daher eignet sich dieses Verfahren für die Analyse von Versagenszuständen des Baugrunds beziehungsweise für Nachweise der Gesamtstandsicherheit von Boden-Bauteil-Systemen. Im vorliegenden Fall wurden die in Tabelle 1 aufgeführten Scherparameter mit $\gamma_{\phi} = \gamma_c = 1,15$ für die Bauzustände (BS-T) beziehungsweise 1,25 für den Endzustand (BS-P) abgemindert. Nach dem Verfahren GEO-2 hingegen wird die numerische Berechnung mit charakteristischen Werten durchgeführt. Teilsicherheitsbeiwerte werden anschließend bei der Ergebnisauswertung zur Umrechnung der charakteristischen Schnittgrößen in Bemessungsschnittgrößen an-

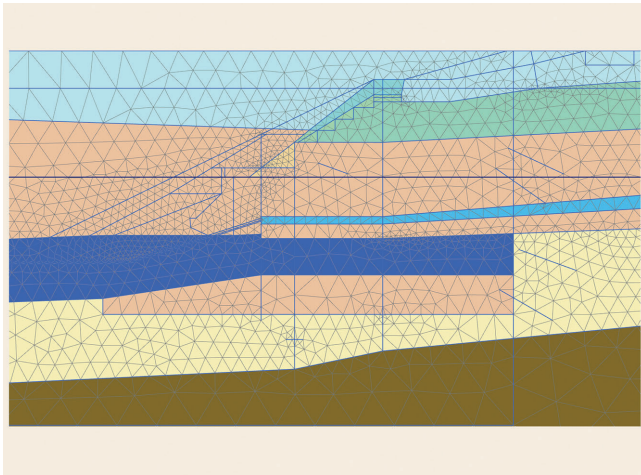
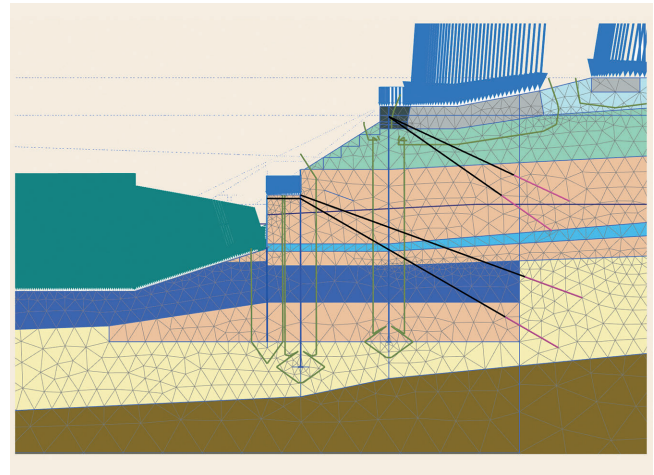


Bild 10. Numerisches Modell, Ausschnitt des südlichen Kanalufers in unterschiedlichen Bauphasen *Grafik: WKC*
 Fig. 10. Numerical model, section detail of the canal southern bank in different construction phases *Source: WKC*

gewendet. Daher eignet sich dieses Verfahren für die Analyse von Versagenszuständen von Bauteilen. Die Auswertung der verschiedenen Bauzustände fand dabei mit Beiwerten gemäß der Bemessungssituation BS-T (temporärer Zustand) statt, die Auswertung des Endzustandes mit Beiwerten gemäß der Bemessungssituation BS-P (permanenten Zustand).

Der Modellaufbau erfolgte in insgesamt 18 Bauphasen zur Berücksichtigung aller relevanten Bauzustände sowie der Steifigkeitsveränderungen des Bodens durch teils mehrfache Ent- und Wiederbelastungen (ausschnittsweise Darstellungen in **Bild 10**). Durch die eiszeitliche Vorbelastung und die Aushubentlastung im Zuge des Kanalbaus war der Baugrund im Urzustand in vielen Bereichen deutlich stärker belastet als im aktuellen Zustand und ist somit überkonsolidiert. Durch die nun anstehende Kanalverbreiterung kommt es zu weiteren Aushubentlastungen und damit bereichsweise auch zu leichten Hebungen der Kanalsohle.

Die Modellierung beginnt bei der Abbildung des Geländes im Urzustand, berücksichtigt dann den Kanalaushub im Jahr 1893, die erste Kanalverbreiterung im Jahr 1911 und geht danach in die für den Ersatzneubau vorzunehmenden Arbeitsschritte über: Zunächst wird die obere Bohrpfehlwand hergestellt, rückverankert und mit einem Pfahlkopfbalken versehen. Anschließend erfolgt unter Einsatz von Baubehelfen, die ebenfalls in der Modellierung berücksichtigt werden und in Abschnitt 5 näher erläutert sind, die Herstellung und Rückverankerung der unteren Bohrpfehlwand sowie der Spundwand, die Abflachung der Uferböschung, der Kanalaushub bis an die Spundwand heran und schließlich der Rückbau des bestehenden Überbaus. Im letzten Schritt werden die Bemessungswasserstände für die zu berücksichtigenden Bemessungssituationen im Modell abgebildet. Der Rückbau des bestehenden Überbaus wird im Modell durch eine Anpassung der Größe und der Neigung der auf das Bestandswiderlager wirkenden Belastung berücksichtigt. In Bild 10 sind beispielhaft zwei Modellausschnitte gezeigt. Der Erste stellt die initiale Phase 1 des Urzustandes dar, der zweite den Endzustand in Phase 18 nach Fertigstellung der Ufereinfassung mit sämtlichen Verbauelementen und nach Anpassung der auf das Bestandswiderlager wirkenden Lasten infolge des Rückbaus des Brückenbogens. Die Modellierung des aktuellen Zustandes, als Ausgangssituation für die Herstellung der geplanten Verbauelemente, entspricht der Phase 8 und ist in Bild 7 dargestellt.



4.4 Tragfähigkeitsnachweise

4.4.1 Standsicherheit des Gesamtsystems

Zur Beurteilung der Standsicherheit des Gesamtsystems wurde die gemäß dem Verfahren GEO-3 mit dem MIN-Parametersatz für die Baugrundkennwerte durchgeführte Berechnung hinsichtlich mehrerer Kriterien ausgewertet. Zunächst wurde für die maßgeblichen Bauzustände und für den Endzustand geprüft, ob inkrementelle Scherdehnungen in nennenswerter Größenordnung im System auftreten. Diese würden auf in Bewegung geratene Systembestandteile (z. B. Böschungsbrüche) und damit auf ein lokales oder globales Systemversagen hindeuten. Es konnten jedoch keine kritischen Bereiche festgestellt werden. Weiterhin wurde das System auf lokale Plastizierungspunkte ausgewertet. In **Bild 11** ist eine entsprechende grafische Darstellung für den Endzustand gezeigt, aus welcher eine lokale Anhäufung solcher (in rot dargestellter) Punkte im Oberflächenbereich der Böschung zwischen den beiden Bohrpfehlwänden erkennbar ist. Dieser Böschungsbereich wurde zusätzlich in einer separaten analytischen Untersuchung auf ein mögliches Böschungsbruchversagen untersucht, in welcher die Standsicherheit nachgewiesen werden konnte. In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass weder im numerischen Modell noch in der separaten analytischen Untersuchung stützend wirkende Begleiterscheinungen wie die Durchwurzelung des Bodens durch geplanten Bewuchs und oberflächennahe Scheinkohäsion berücksichtigt wurden, welche sich in der Realität begünstigend auf die Standsicherheit auswirken.

Um den globalen Sicherheitsbeiwert des Gesamtsystems im Endzustand zu überprüfen, wurde ergänzend die mithilfe der FE-Software automatisiert durchführbare ϕ - c -Reduktion vorgenommen. Dabei wird, ausgehend von den bereits gemäß GEO-3 abgeminderten MIN-Scherparametern, eine weitere kontinuierliche Abminderung dieser Parameter vorgenommen, bis für das System oder einzelne Systembereiche kein Gleichgewicht mehr gefunden werden kann und somit die Standsicherheit nicht mehr gewährleistet ist. Die Berechnung bricht in diesem Zustand ab. Um lokale Versagenszustände ohne Bedeutung für die Standsicherheit des Gesamtsystems auszuschließen, wurde der oberflächennahe Bereich zwischen beiden Bohrpfehlwänden durch künstlich erhöhte Scherfestigkeiten stabilisiert. Es zeigte sich, dass ausgehend von den bereits um den Teilsicherheitsbeiwert γ_ϕ beziehungsweise

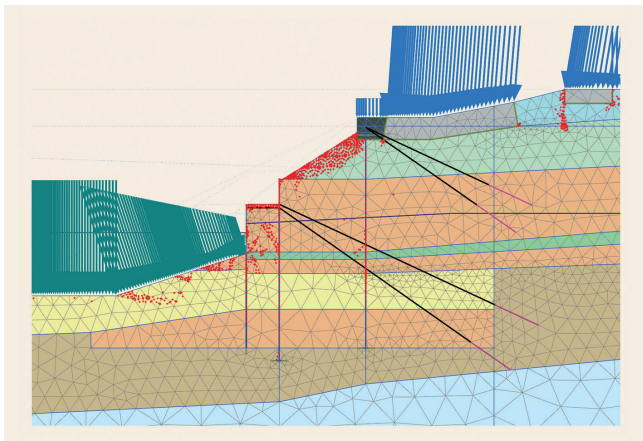


Bild 11. Lokale Plastizierungspunkte (in rot dargestellt) als Ergebnis der numerischen Berechnung des Kanalufers im Endzustand *Grafik: WKC*
 Fig. 11. Local plasticization points (marked in red) as a result of the numerical calculation of the canal bank in the construction final state *Source: WKC*

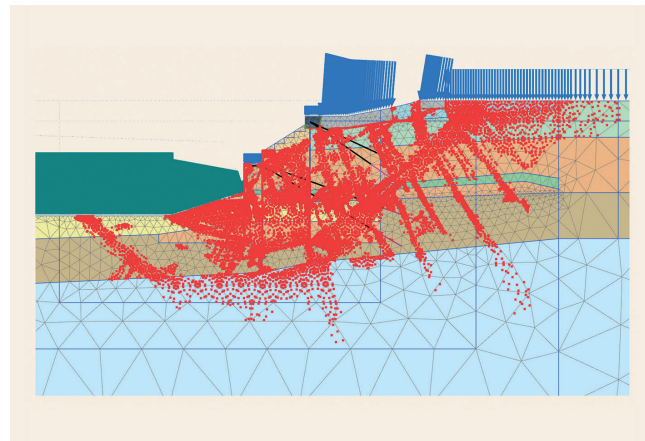


Bild 12. Numerisches Modell, Versagensmechanismus bei Reduktion der Scherparameter des MIN-Parametersatzes um den Faktor 1,46 *Grafik: WKC*
 Fig. 12. Numerical model, Failure mechanism when reducing the MIN friction parameters by the factor 1,46 *Source: WKC*

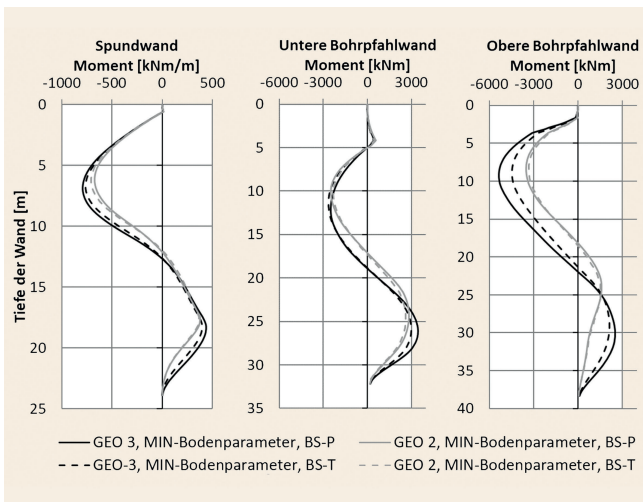


Bild 13. Momentenverläufe der drei Wände als Ergebnis der num. Berechnungen *Grafik: WKC*
 Fig. 13. Moment diagrams of the three walls as a result of the num. analysis *Source: WKC*

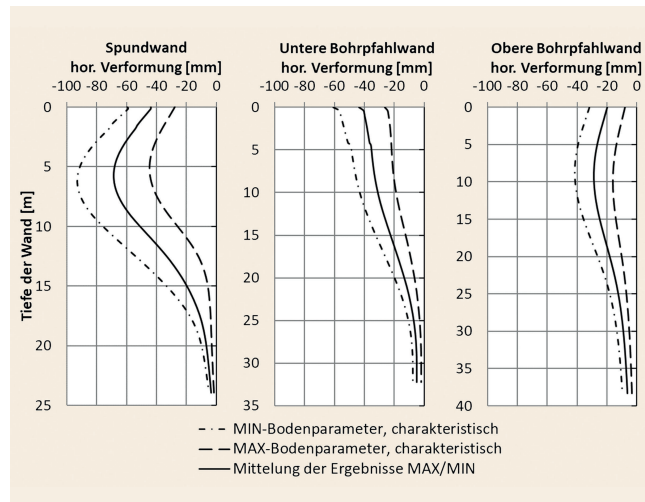


Bild 14. Verläufe der Horizontalverformung der drei Wände als Ergebnis der num. Berechnungen *Grafik: WKC*
 Fig. 14. Horizontal displacement diagrams of the three walls as a result of the num. analysis *Source: WKC*

$\gamma_c = 1,25$ abgeminderten Scherparametern eine weitere Reduktion um den Faktor 1,17 möglich ist, bis ein lokales Versagen im Bereich der Kanalsole links neben der Spundwand eintritt. Wird auch hier eine künstliche Bodenstabilisierung vorgenommen, so stellt sich schließlich ein globales Versagen ein. Es kommt zu einer Überlagerung aus einem Versagen der verankerten Bohrpfahlwände in der tiefen Gleitfuge und einem Geländebruch, welcher alle drei Wände in voller Länge einschließt (**Bild 12**). Der Gesamtsicherheitsfaktor, um den die charakteristischen Scherparameter des MIN-Parametersatzes zum Erreichen dieses Zustandes abzumindern sind, liegt folglich bei etwa $1,25 \cdot 1,17 = 1,46$, womit eine ausreichende globale Standsicherheit belegt ist.

4.4.2 Nachweise der Bauteile gegen Strukturversagen

Für die Wände mit den in Abschnitt 3.2 erläuterten Charakteristika wurden die Schnittgrößenverläufe aus dem FE-Modell abgelesen. Auf dieser Grundlage wurde die Wahl des Spund-

wandprofils durch einen Spannungsnachweis abschließend bestätigt. Für die Großbohrpfähle wurde ausgehend von den Schnittgrößenverläufen die notwendige Längs- und Querbewehrung ermittelt. Neben den regulären Spannungsnachweisen wurden auch Nachweise der Rissbreitenbeschränkung geführt, deren Ergebnisse sich als maßgebend für die Wahl der Bewehrung herausstellten.

Bild 13 zeigt die Verläufe der Bemessungsmomente der drei Wände. Im folgenden Abschnitt sind die zugehörigen Verformungsverläufe der Berechnungen mit charakteristischen Kennwerten dargestellt. Für alle drei Wände ergaben sich ähnliche Verläufe mit maximalen Feldmomenten im Bereich unterhalb der nahe am Wandkopf angeordneten Verankerungen und mit Vorzeichenwechseln knapp unterhalb der halben Wandlängen, welche aus der Einspannungswirkung in den Fußbereichen resultieren. Der auf die obere Bohrpfahlwand wirkende aktive Erddruck wird durch die hohen Vertikallasten des Bestandswiderlagers stark beeinflusst. Gleichzeitig wird im Vergleich zu den anderen beiden Wänden nur eine geringe Verformung der Rückverankerungen

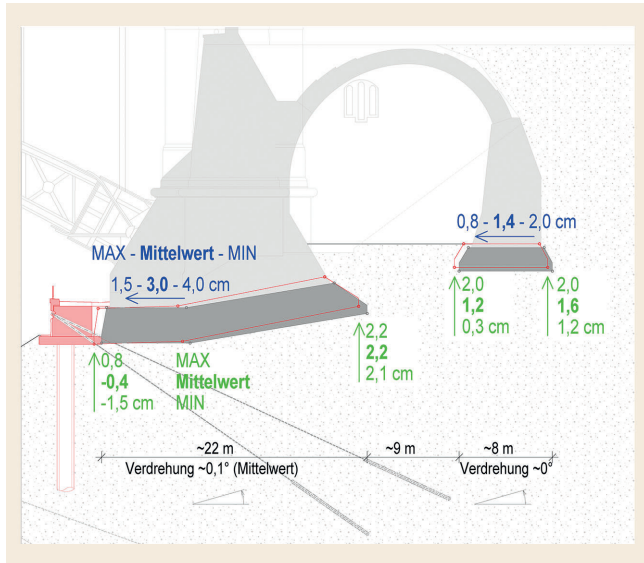


Bild 15. Verformungen des erd- und wasserseitigen Pfeilers des Bestandswiderlagers (in überhöhter Darstellung; Setzungen haben negatives VZ)
 Grafik: WKC
 Fig. 15. Displacements of the existing abutment earth and water-side pillars (exaggerated representation; settlement with negative sign)
 Source: WKC

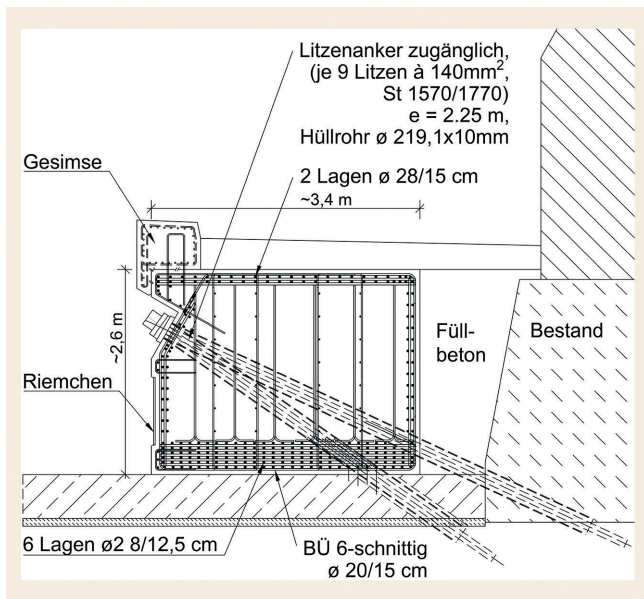


Bild 16. Konstruktionsskizze des Pfahlkopfbalkens der oberen Bohrpfahlwand Grafik: WKC
 Fig. 16. Construction detail of the upper pile wall capping beam
 Source: WKC

zugelassen. Daher erfährt diese Wand höhere Biegemomente als die unteren beiden Wände. Auffällig ist bei der oberen Bohrpfahlwand weiterhin die relativ große Differenz der Maxima der Feldmomente zwischen den Verfahren GEO-2 und GEO-3. Diese Differenz hängt ebenfalls mit dem für die Wand vergleichsweise hohen Erddruck zusammen, da der Erddruck nach GEO-3 generell höhere Werte annimmt als nach GEO-2.

Weiterhin wurde anhand der aus dem FE-Modell auslesbaren Ankerkräfte die Wahl der Verankerungselemente überprüft. Die zweilagig gefächerten Rückverankerungen der Bohrpfahlwände

werden mittels Litzankern realisiert. Für die Verbindung der Spundwand mit der unteren Bohrpfahlwand werden horizontale Einstabanker vorgesehen. Diese werden am landseitigen Ende mit einer Ankerplatte aus Stahl versehen und geben ihre Lasten über Druckstreben im Beton in die Rückverankerung der unteren Bohrpfahlwand weiter.

4.5 Abschätzung von Verformungen

Als repräsentative Werte zur Abschätzung der Verformungen wurde eine Mittelung der Berechnungsergebnisse mit charakteristischen MIN- und MAX-Bodenparametern vorgenommen. Es wurden die Verformungen des Bestandswiderlagers sowie die Verformungen der drei Wände analysiert.

Bild 14 zeigt die Verläufe der Horizontalverschiebungen der drei Wände. Der Pfahlkopfbalken der oberen Bohrpfahlwand stützt die kanalseitige Kante des Bestandswiderlagers, folglich die Anforderungen an die Verformungsbegrenzung für diese Wand besonders hoch sind. Eine Begrenzung der Verformungen auf wenige Zentimeter wird durch eine entsprechende Dimensionierung der Wand und der Rückverankerungen sichergestellt.

Für die untere Bohrpfahlwand und die Spundwand sind die Anforderungen an die Begrenzung der Verformungen weniger streng. Die rechnerisch ermittelten Horizontalverschiebungen sind hier größer als bei der oberen Bohrpfahlwand. Durch die Koppelung der beiden unteren Wände mittels des Horizontalankers erfahren beide Wände im Kopfbereich Verformungen in ähnlicher Größe.

Bezüglich der Verformungen des Bestandswiderlagers ist insbesondere eine größere Differenzverschiebung oder Verdrehung der beiden Fundamenteile zu vermeiden, um Schäden im Mauerwerksverband zu verhindern. **Bild 15** zeigt die numerisch ermittelten Ergebnisse. Es zeigen sich für die gemittelten Werte Verschiebungen im Bereich von maximal 3 cm und Verdrehungen von maximal 0,1°. Durch die Entlastung des Widerlagers im Zuge des Rückbaus des bestehenden Überbaus ergeben sich leichte Hebungen des erdseitigen Pfeilers. Resultierend ist aus diesen Ergebnissen keine Beeinträchtigung der Integrität des Bestandswiderlagers zu erwarten.

5 Konstruktive Details

Die Außenabmessungen von rund 2,6 m Höhe und 3,4 m Breite für den Pfahlkopfbalken der oberen Bohrpfahlwand erscheinen auf den ersten Blick massiv. **Bild 16** zeigt die konstruktive Ausbildung dieses Biegebalkens. Aufgrund der großen Lasten aus den Gerüsttürmen ist eine kräftige Biege-, Schub- und Torsionsbewehrung erforderlich. Weiterhin zu berücksichtigen ist der Platzbedarf für die Anschlussbewehrung der Pfähle sowie der freizuhaltenen Raum für die Hüllrohre der gefächerten Rückverankerungen.

Gemeinsam mit der ausführenden Baufirma BeMo Tunneling GmbH wurde die Schal- und Bewehrungsplanung hinsichtlich einer wirtschaftlichen und toleranzgerechten Bauausführung optimiert.

Bild 17 zeigt die Konstruktion im Bereich der unteren Bohrpfahlwand und der Spundwand. Die gefächerten Rückverankerungen wurden aufgrund statischer Vorteile auf Höhe des Betriebswegs und nicht im Bereich des Pfahlkopfes angeordnet. Damit werden die Lasten aus den Horizontalankern auf kürzestem

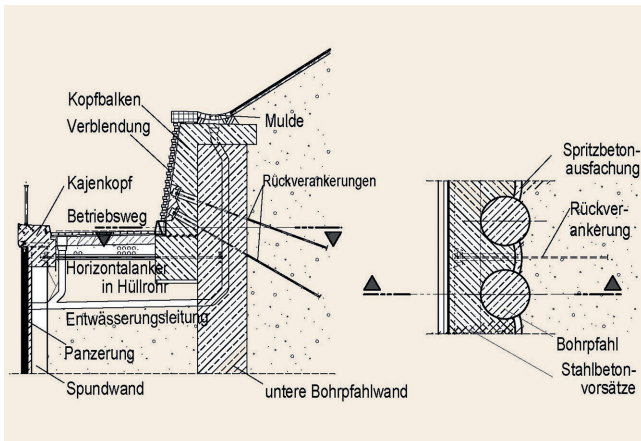


Bild 17. Details der Kopfausbildung der Spundwand und der unteren Bohrpfahlwand im Schnitt (links) und in der Draufsicht (rechts) *Grafik: WKC*
 Fig. 17. Details of the capping of the sheet pile wall and bored pile wall, vertical section (left) and top view (right) *Source: WKC*

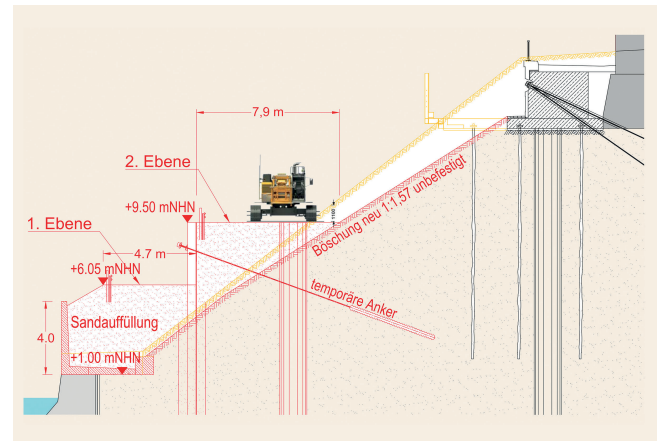


Bild 19. Bauzustand für die Herstellung der Bohrpfahlreihe am südlichen Ufer *Grafik: WKC*
 Fig. 19. Stage of construction for the bored pile wall at southern channel bank *Source: WKC*

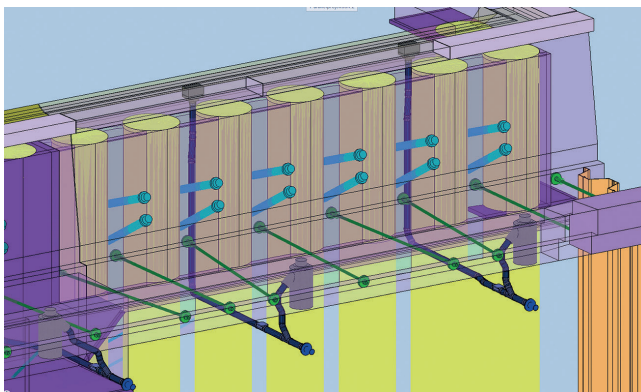


Bild 18. Ausschnitt aus dem 3D-Planungsmodell, hier: Kollisionsprüfung Horizontalanker und Entwässerung *Grafik: WKC*
 Fig. 18. Detail of the 3D model: Collision check for horizontal anchors and drainage lines *Source: WKC*



Bild 20. Visualisierung der geplanten südlichen Ufersicherung *Grafik: Blunck + Morgen Architekten, Hamburg*
 Fig. 20. Rendering of the new embankment of the canal south bank *Source: Blunck + Morgen Architekten, Hamburg*

Weg in den Baugrund geleitet. Die Vertikalkomponenten der Rückverankerungskräfte werden über Bewehrung in die Pfähle „hochgehängt“.

Weiterhin sollte aus wirtschaftlichen Gründen die Breite des Pfahlkopfbalkens zwischen dem Betriebsweg und der Bohrpfahlwand so gering wie möglich gehalten werden. Die Rückverankerungen wurden zwischen den Pfählen angeordnet und stützen sich über schräge Druckstreben direkt gegen die Bohrpfähle ab.

Die Spundwand wird wasserseitig mit Stahlbetonfertigteilen gepanzert. Diese werden im Bauzustand mittels Stahlprofilen an der Spundwand befestigt. Anschließend wird der Zwischenraum zwischen den Fertigteilen und der Spundwand ausbetoniert. Die Horizontalanker werden in Kanalgrundrohren verlegt, um sie vor unplanmäßigen Vertikallasten abzuschirmen.

Das Achsraster der Bohrpfahlwand und jenes der Spundwand konnten nicht in Übereinstimmung gebracht werden. Dies liegt an den geometrischen Vorgaben zum Zwecke der hydraulischen Durchlässigkeit der Bohrpfahlwände und den Standardmaßen von Spundwänden. Dennoch müssen die Horizontalanker in den Lücken zwischen je zwei Bohrpfählen an einer im Pfahlkopfbalken einbetonierten Ankerplatte verankert werden. Wasserseitig sind diese Anker immer mit den Spundwandtätern gekoppelt. Da-

raus ergab sich, dass die Horizontalanker im Grundriss individuell geneigt geplant werden mussten (**Bild 18**).

Der Betriebsweg zwischen beiden Wänden wird gepflastert und mit Quergefälle ausgeführt, um Niederschlagswasser in ein Entwässerungssystem einzuleiten. Oberflächliches Niederschlagswasser aus der Böschung wird in einer Entwässerungsrinne gesammelt, welche hinter dem Kopfbaaken der Bohrpfahlwand angeordnet ist und das Wasser in dasselbe Entwässerungssystem einleitet. In regelmäßigen Abständen sind Einläufe und Entwässerungsrohre vorgesehen. Das 3D-Planungsmodell vereinfachte die Kollisionsprüfung (Bild 18).

Die Herstellung der Spundwand in der vorgebohrten Trasse und die Herstellung der Bohrpfähle erfordern schwere Baugeräte. Damit diese baueitlich in der rechnerisch nicht standsicheren Böschung tätig werden können, sind zwei Arbeitsebenen erforderlich (**Bild 19**). Die 1. Arbeitsebene wird mittels temporärer Winkelstützwände ermöglicht. Für die 2. Arbeitsebene wird die Spundwand baueitlich höher ausgeführt, rückverankert und verfüllt.

Bild 20 zeigt die geplante südliche Uferneuerung nach der vollständigen Fertigstellung. Die beiden Bohrpfahlwände befinden sich jeweils hinter den verklümmerten Stahlbetonbauteilen unmittel-

telbar unterhalb beziehungsweise oberhalb der Böschung. Die Böschung selbst wird oberflächlich mit einer Erosionsschutzmatte versehen und begrünt. An den Bewegungsfugen des unteren Pfahlkopfbalkens werden aus gestalterischen Gründen Sitznischen angeordnet. Als Größenvergleich sind in der zweiten Sitznische von rechts zwei Menschen abgebildet.

Nach der Fertigstellung des Bauwerkes sind mehrere Maßnahmen zur Überwachung geplant. So ist geplant, die Uferspundwand mit Inklinometerrohren auszustatten, um die Verformungen in regelmäßigen zeitlichen Abständen zu messen und auszuwerten. Weitere Bauteile sollen in vergleichbarer Weise überwacht werden.

6 Resümee

Der rund 19 m hohe Geländesprung zwischen dem Bestandswiderlager und dem NOK stellte aufgrund der zahlreichen Zielsetzungen und der Vorgabe des neuerlichen Kanalausbaus eine besondere Herausforderung in der Planung dar. Die Verformungen des Bestandswiderlagers mussten zum Erhalt dieses Bauwerks als dauerhaftes Winterquartier für die Fledermäuse so gering wie möglich gehalten werden.

Aufgrund der großen Neigung der Böschung, welche an ihrer Oberkante der großen Auflast aus dem Bestandswiderlager ausgesetzt ist, war die Anordnung konstruktiver Verbaulemente unumgänglich. Weiterhin waren bei der Planung gestalterische Aspekte zu beachten, um die südliche Ufereinfassung mit dem zu erhaltenden Widerlager harmonisch in das Gesamtkonzept des Brückenneubaus zu integrieren. Es ist ein innovatives Konzept entwickelt worden, bei dem drei miteinander gekoppelte Wände hintereinandergeschaltet werden.

Infolge der Komplexität der gegenseitigen Interaktionen der Wände im Lastabtrag war die Bemessung fachlich anspruchsvoll. Eine herausgelöste Betrachtung der einzelnen Verbaulemente mit Bemessung auf analytischem Wege erschien kaum möglich. Auf diese Weise wäre zudem die Analyse von Verformungen nicht realitätsnah durchführbar gewesen. Stattdessen wurde das Gesamtsystem in einem umfangreichen 2D-FE-Modell unter Anwendung der Software PLAXIS abgebildet, um die Gesamtstandssicherheit nachzuweisen, die Nachweise der Tragfähigkeit der verschiedenen Elemente zu führen und die Verformungen möglichst genau abschätzen zu können.

Die äußere Standsicherheit wurde nach dem Verfahren GEO-3 nach EC-7 ausgewertet. Dabei wurden ergänzend eine sogenannte γ -c-Reduktion zur Abschätzung der verbleibenden Tragfähigkeitsreserven sowie analytische Zusatzuntersuchungen durchgeführt. Für die Nachweise der inneren Standsicherheit wurde das System sowohl nach dem Verfahren GEO-2 als auch GEO-3 ausgewertet, wobei die einzelnen Systembauteile auf Basis der Berechnungsergebnisse in einem iterativen Prozess auf analytischem Wege abschließend bemessen wurden. Zur Sicherstellung der Integrität des Bestandswiderlagers war weiterhin eine möglichst realitätsnahe Vorhersage der Verformungen erforderlich. Hierzu wurden unter Anwendung des höherwertigen Stoffmodells Hardening Soil Small Strain alle relevanten Bauzustände und die damit verbundenen Steifigkeitsveränderungen des Bodens einbezogen.

Die vielfältigen Aspekte der numerischen Modellierung einer grundbaulichen Konstruktion im Zusammenspiel mit analytischen Vor- und Begleituntersuchungen sowie Auswertungen und

konstruktiven Ergänzungen wurden am Beispiel dieser komplexen Konstruktion aufgezeigt. Im Zuge der Bearbeitung des Projektes wurden die umfangreichen Möglichkeiten deutlich, welche die FE-Methodik für derartige Projekte heute bietet. Voraussetzung für die erfolgreiche Anwendung der FE-Methodik sind zuverlässig ermittelte und möglichst unabhängig validierte Bodenparameter auf Basis umfangreicher bodenmechanischer Versuchsreihen. Eine Validierung konnte in diesem Fall in gewisser Weise durch die in Abschnitt 4.2 angedeuteten Voruntersuchungen erreicht werden. Der Aufwand für die hier vorgestellten FE-Berechnungen, welcher über die bloße Anwendung der Software weit hinausgeht, liegt im Bereich mehrerer Monate.

Die Sicherung des Bestandswiderlagers (obere Bohrpfahlwand) ist derzeit in der Bauausführung. Die Bauarbeiten für die Uferwand (untere Bohrpfahlwand, Spundwand etc.) haben 2022 begonnen. Es ist beabsichtigt, alle Bauarbeiten 2024 fertig zu stellen. Die Ingenieurgesellschaft ging im Jahr 2019 von Baukosten in Höhe von rund 17 Millionen Euro netto für die gesamte Sicherung des südlichen Geländesprungs (mit rund 90 m Uferlänge) aus.

Literatur

- [1] Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes: Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Nord-Ostsee-Kanal: www.wsa-nord-ostsee-kanal.wsv.de/Webs/WSA/WSA-Nord-Ostsee-Kanal/DE/0_Startseite/startseite_node.html [Zugriff am: 01.03.2022].
- [2] Wasserstrassenneubauamt Kiel, 2008. Entwurf-HU: Nr. 1 für den Neubau der Bahn- und Straßenbrückenanlage Levensau. Erläuterungsbericht/ Ausgabenberechnung, 11.07.2008.
- [3] Stiegeleier, N.: Standsicherheit des zu erhaltenden Widerlagers der Levensauer Hochbrücke. Technische Universität Braunschweig, Diplomarbeit, 2011.
- [4] Erlinghagen, O.: Zur Geschichte des Werkstoffes für eiserne Brücken und zu den neueren Bestrebungen nach Verwendung eines hochwertigen Baustahls. In: Kruppsche Monatshefte, 6 (1925).
- [5] Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes: Der Nord-Ostsee-Kanal; 2019, www.gdws.wsv.bund.de/SharedDocs/Downloads/DE/Publikationen/_GDWS/Wasserstrassen/NOK.pdf [Zugriff am: 22.11.2021].
- [6] Bundesanstalt für Wasserbau: Ersatzneubau der Hochbrücke Levensau: Geotechnischer Bericht NOK. Geotechnischer Bericht, 2013.
- [7] Bundesanstalt für Wasserbau: Ersatzneubau der Hochbrücke Levensau: Angaben zu den charakteristischen GW-Ständen (südliches Ufer) für die einzelnen Bemessungssituationen. Internes Dokument, 2015.
- [8] Benz, T.: Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Universität Stuttgart, Dissertation, 2006.
- [9] Igb Ingenieurgesellschaft mbH: Nord-Ostsee-Kanal, Ersatzbauwerk Hochbrücke „Levensau“: Ermittlung von Parametern zur FEM-Berechnung. Internes Dokument, 2015.
- [10] Blum, H.: Einspannverhältnisse bei Bohlwerken. Ernst & Sohn, Berlin, 1931.
- [11] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB), Ernst & Sohn, Berlin, 5. Auflage, 2017.
- [12] Hamburg Port Authority AöR (HPA): Zusätzliche technische Vertragsbedingungen – Technische Bearbeitung (ZTV-TB (HPA)), Ausgabe Januar 2020.
- [13] Grote, W.: Modellbildung und Bemessung von interagierenden Bohrpfahlwänden. Technische Universität Braunschweig, Masterarbeit, 2015.
- [14] DIN EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Deutsche Fassung, Ausgabe März 2014.



Dr. techn. Andreas Meisel

andreas.meisel@wk-consult.com

Foto: A. Meisel

Dr.-Ing. Johannes Albiker

johannes.albiker@wk-consult.com

Dr.-Ing. Olaf Drude

olaf.drude@wk-consult.com

WKC Hamburg GmbH
Veritaskai 8, 21079 Hamburg

Dipl.-Ing. Andreas Rasmus

andreas.rasmus@wsv.bund.de

**Dipl.-Ing. (FH)
Malte Seppmann**

malte.seppmann@wsv.bund.de

Wasserstraßen-Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal
Schleuseninsel 2, 24159 Kiel