



Dokumentation 576

Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung



Stahl-Informations-Zentrum

Das Stahl-Informations-Zentrum ist eine Gemeinschaftsorganisation der deutschen Stahlindustrie. Markt- und anwendungsorientiert werden firmenneutrale Informationen über Verarbeitung und Einsatz des Werkstoffs Stahl bereitgestellt.

Verschiedene Schriftenreihen bieten ein breites Spektrum praxisnaher Hinweise für Planer, Konstrukteure und Verarbeiter von Stahl. Sie finden auch Anwendung in Ausbildung und Lehre:

Merkbblätter sind mit Fotos und technischen Zeichnungen illustrierte Schriften, die einen konzentrierten Überblick über die Anwendungsvielfalt sowie die Bandbreite der Be- und Verarbeitungsverfahren von Stahl vermitteln.

Charakteristische Merkmale berichten über Produkteigenschaften und technische Lieferbedingungen von oberflächenveredeltem Stahlblech und geben Hinweise auf Regelwerke.

Stahl und Form zeigt ästhetisch, gestalterisch und funktionell vorbildliche Beispiele von Stahlanwendungen in der Architektur. Es werden Bauwerke mit Fotos, Zeichnungen und Skizzen signifikanter Details ausführlich dargestellt.

Dokumentationen beschreiben die Leistungsfähigkeit von Stahl aus technischer, ökologischer und ökonomischer Sicht in verschiedenen Anwendungsfeldern.

Vortragsveranstaltungen bieten ein Forum für Erfahrungsberichte aus der Praxis. Die Themen reichen von Konstruktion über Anwendung und Verarbeitung bis hin zur Ökologie.

Messen und Ausstellungen dienen der Präsentation spezifischer Leistungsmerkmale von Stahl. Neue Werkstoffentwicklungen sowie innovative, zukunftsweisende Stahlanwendungen werden exemplarisch dargestellt.

Bei **Anfragen** vermitteln wir auch als individuellen Service Kontakte zu Instituten, Fachverbänden und Spezialisten aus Forschung und Industrie.

Die **Pressearbeit** richtet sich an Fach-, Tages- und Wirtschaftsmedien und informiert kontinuierlich über neue Werkstoffentwicklungen und -anwendungen.

Marketing-Aktivitäten dienen der Förderung des Stahleinsatzes in verschiedenen Märkten, beispielsweise im Automobilbau sowie im Wohnungs- und Wirtschaftsbau. Im Abstand von drei Jahren wird der **Stahl-Innovationspreis** verliehen.

Die **Internet-Präsentation** unter der Adresse www.stahl-info.de informiert u. a. über aktuelle Themen und Veranstaltungen und bietet einen Überblick über die Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrums. Zahlreiche neue Publikationen sind bereits als pdf-Files abrufbar. Schriftenbestellungen sowie Kommunikation sind online möglich.

Impressum

Dokumentation 576
„Stahlpundwände (4) –
Planung und Anwendung“
1. Auflage 2002
ISSN 0175-2006

Herausgeber:
Stahl-Informations-Zentrum
Postfach 10 48 42, 40039 Düsseldorf

Redaktion:
Stahl-Informations-Zentrum

Ein Nachdruck dieser Veröffentlichung – auch auszugsweise – ist nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers und bei deutlicher Quellenangabe gestattet.

Die zugrunde liegenden Informationen wurden mit größter Sorgfalt recherchiert und redaktionell bearbeitet. Eine Haftung ist jedoch ausgeschlossen.

Seit 1993 veranstaltet das Stahl-Informations-Zentrum Fachseminare unter dem Titel „Stahlpundwände – Planung und Anwendung“. Die auf diesen Veranstaltungen vorgetragenen Referate werden in Dokumentationen zusammengefasst. Die vorliegende vierte Ausgabe dieser Reihe beinhaltet 13 Beiträge aus den Jahren 2000/2001. Die bisher erschienenen drei „Spundwanddokumentationen“ sind beim Stahl-Informations-Zentrum zu beziehen. Nähere Auskünfte über die Inhalte erhalten Sie im Anhang.

Inhalt

	Seite		Seite
Bemessungsansätze		Bauvorhaben Containerterminal Altenwerder	68
Zum Sicherheitsnachweis für Spundwandbauwerke nach dem Gelbdruck der DIN 1054-100	5	Dipl.-Ing. Rudolf Meyer-Auhage	
Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Gerd Gudehus		Neubau des Stever-Durchlasses im Zuge des Ausbaus der Dortmund-Ems-Kanal-Südstrecke	76
Belastung und Bemessung vorgerammter Spundwand- bauwerke	13	Dr.-Ing. Ulrich Rode	
Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien		Einsatz von Stahlpundwänden beim Bauvorhaben Tunnel Troisdorf	81
Praktische Ergebnisse aus dem Spundwandgroßversuch in Rotterdam	18	Dipl.-Ing. Martin Schlegel	
Prof.-Ing. A. F. van Tol, Dipl.-Ing. D. A. Kort		Neubau des Weserauentunnels im Zuge der B 61 n zwischen Porta Westfalica und Minden	86
		Dipl.-Ing. Rudolf Schleich, Dipl.-Ing. Frank Stuke	
Baumaschinen		Stahlpundwände im Rüttel- spülverfahren an der Rheinquerung Ilverich	99
Entwicklung in der Einpresstechnik von Spundbohlen	33	Dipl.-Ing. Thomas Wörns	
Dipl.-Ing. Axel auf der Heiden		Wirtschaftlicher Einsatz von Stahlpundwänden beim Bau der Deponie Neuhöfer Straße in Hamburg	108
Hochwasserschutzmaßnahmen		Dipl.-Ing. Henning Holst	
Einsatz von Spundwänden in Kombination mit mobilen Hochwasserschutzsystemen	45	Anschriften der Autoren	112
Prof. Dr.-Ing. Ernesto Ruiz Rodriguez		Anhang	113
Stahlpundwände bei der Deichsanierung am Rhein	53	Inhaltsverzeichnisse der vorangegangenen Spundwand- Dokumentationen	
Dipl.-Ing. Hans-Bernd Schulze			
Ausgeführte Baumaßnahmen – Wasserbau, Tunnelbau, Deponiebau			
Kværner Warnow Werft – „Grundinstandsetzung Liegeplatz 1 – 3 einschließlich einer Bogenrammung mit Kastenspundbohlen“	64		
Dipl.-Ing. Roland Goldenbogen			

Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung



Zum Sicherheitsnachweis für Spundwandbauwerke nach dem Gelbdruck der DIN 1054-100

Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Gerd Gudehus

1 Einleitung

Nach fast 20-jähriger Bearbeitung erschien im Herbst 2000 der Gelbdruck der DIN 1054-100 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“. Er ist mit den etwa gleichzeitig erschienenen Normen für Tragwerke und Lastannahmen kompatibel, so dass der Anwender im Bereich des Grundbaus nicht umdenken muss. Es gibt auch keine Widersprüche zwischen ihm und dem Entwurf des EC 7 (Geotechnical Design), dieser ist aber weniger bestimmt als unsere Normen. Es lässt sich nicht absehen, wann die Eurocodes verbindlich vorliegen werden; deshalb gibt es keinen Vermerk in den jetzt erschienenen Normen, der deren Ersatz durch die Eurocodes festlegt.

Die DIN 1054 soll die Mehrzahl der praktisch vorkommenden Fälle abdecken und ist unvermeidlicherweise wenig anschaulich. Lernen kann man die Nachweisverfahren allein damit nicht, dies geht wie immer nur mit Beispielen. In diesem Beitrag wird die Anwendung der DIN 1054 anhand dreier Spundwandbauwerke – einer Ufereinfassung, einer Baugrubensicherung in nichtbindigem und einer in teilweise weichem bindigem Boden – gezeigt und kommentiert. Ausgangssituationen (Baugrund, Wasser, schon vorhandene Bauwerke), Bauweisen und technische Randbedingungen sind praxistypisch.

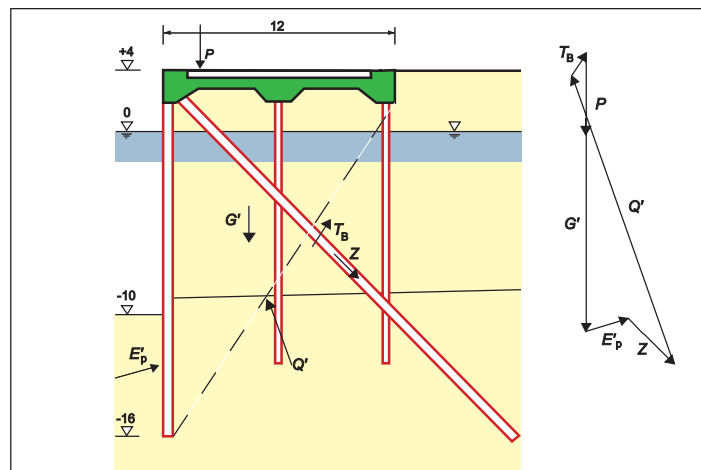
Ich zeige zunächst, wie sich die Abmessungen aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Grenzzustände der Tragfähigkeit vom Typ GZ 1B ergeben. Soweit erforderlich, schließen sich Nachweise vom Typ GZ 1C und A an. Dann zeige ich, inwieweit die in der DIN 1054 geforderte Duktilität des Tragsystems gegeben ist. Es folgen einige Hinweise zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) und zu dynamischen Beanspruchungen. Am Schluss werden die Gemeinsamkeiten der drei Beispiele kurz zusammengefasst. Daraus folgt eine Bemerkung zum geotechnischen Risiko.

2 Beispiel: Ufereinfassung

Das in **Bild 1** gezeigte Beispiel lehnt sich an ein ähnliches von Rizkallah (2000) an. Eine Stahlwand aus Rohren und Spundbohlen und eine Reihe schräger Zugpfähle werden vom Wasser aus eingerammt und am Kopf miteinander verbunden. Weicher bindiger Boden dahinter wird entfernt, Sand wird bis oben hinterfüllt und verdichtet. Dann werden zwei Pfahlreihen parallel zur Wand eingerammt, eine Betonplatte wird auf diese und die Wand gebaut, schließlich wird die Gewässersohle auf das für die Schifffahrt erforderliche Niveau vertieft.

Zur Vorbemessung habe ich eigene Diagramme und Formeln benutzt, weil es so am schnellsten ging (Gudehus et al. 1987). Für den Bodensatz setze ich $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, rechts der Wand den charakteristischen Wert $\varphi_k = 32^\circ$ (gewichteter Mittelwert) und links $\varphi_k = 35^\circ$ an, als Wandreibungswinkel $\delta = \varphi/2$. Damit ergeben sich $K_{ah} = 0,25$ und $K_{ph} = 5,2$ (nach Grundbautaschenbuch für Rotation). K_{ah} wird für die Bemessung nach *Tabelle 2* der DIN 1054 mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,35 erhöht, K_{ph} nach *Tabelle 3* durch 1,4 dividiert. Damit ergeben sich die Einbindetiefe $d = 5,4 \text{ m}$, das Maximalmoment $\max M_d = 840 \text{ kNm/m}$ und die horizontale Auflagerkraft $A_{hd} = 206 \text{ kN/m}$ (Index d für design). Mit der Stahlfestigkeit 350 N/mm^2 und dem zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert 1,3 erweist sich das Wandprofil Hoesch V als ausreichend.

Bild 1: Beispiel einer Ufereinfassung



Mit Zugpfählen IPB 400 in 2,4 m Abstand ergibt sich aus der Mantelreibung $\tau_m = 30 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle E.1) mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,4 die Verankerungslänge 12 m im gewachsenen Boden. Für die beiden Pfahlreihen erweisen sich Beton-Fertigpfähle mit 0,3 m x 0,3 m Querschnitt, 4 m Einbindelänge im gewachsenen Boden und 0,75 m Abstand auf Grund EAU gemäßer Eigen- und Nutzlasten nach Abschnitt 8 in Tabelle E.1 als ausreichend.

Zum Nachweis der Tragfähigkeit sind zunächst die der Vorbemessung entsprechenden Mechanismen genauer zu untersuchen. Dazu ist der angreifende, in diesem Falle aktive Erddruck in den beiden Bodenschichten mit Grundwasser sowohl für den Bauzustand ohne Platte mit Baufahrzeugen als auch für den Betriebszustand mit Platte und voller Verkehrslast nach EAU und DIN 1054 zu ermitteln. Mit der durch die Teilsicherheitsbeiwerte von Tabelle 3 erhöhten unteren erforderlichen Auflagerkraft in der geschätzten Tiefe 13 m unter NN ist gemäß Abschnitt 10.6.3 das Versagen des Erdwiderlagers als genügend unwahrscheinlich erwiesen, wenn der mit dem Beiwert 1,4 verminderte wirksame Erdwiderstand mindestens ebenso groß ist. Das um die Teilsicherheit erhöhte $\max M_d$ darf das dem Wandstahlquerschnitt entsprechende widerstehende, nach DIN 18800 abgeminderte Moment nicht übersteigen. Die auf den Zugpfahl umgerechnete und mit Teilsicherheitsbeiwert erhöhte obere Auflagerkraft darf den aus Probelastungen bestimmten, mit Teilsicherheitsbeiwert abgeminderten Herauszieh Widerstand nicht übersteigen. Das Gleiche gilt sinngemäß für die beiden Pfahlreihen. (Ich hoffe, dass meine vorläufigen Abmessungen sich durch diese Nachweise kaum ändern.)

Das Versinken der Wand ist nach Abschnitt 10.6.6 dadurch ausgeschlossen, dass die angreifende Vertikalkraft infolge Auflast, Eigengewicht und vertikaler Erddruckkomponente kleiner als die Resultierende aus der Wandreibungskraft infolge der statisch erforderlichen Erdauflegerkraft und des Fußwiderstands der Stahlrohre gemäß Tabelle E.1 ist (ein offenes Profil würde nicht reichen).

Nun zum Abrutschen auf einer vom Wandfuß zur Plattenhinterkante reichenden Gleitenebene (gestrichelt im Bild). Am Gleitkeil wirken die Kräfte $G' + P$ (abzüglich Auftrieb, ohne die von den hinteren Pfahlreihen aufgenommenen Vertikalkräfte), E_p' , Q' (Resultierende aus Korngerüstdruck und Reibungswiderstand) sowie an den Pfählen Z und T_B (Längs- und Querkraft pro lfm). Ein vertikaler Fußwiderstand kann nicht gleichzeitig wirken. Nach Abschnitt 12.4 ist die

Gesamtstandsicherheit gegeben, wenn der Entwurfswert der resultierenden widerstehenden Kraft mindestens denjenigen der treibenden Kraft übersteigt. In Anlehnung an DIN 4084 wird in Bild 1 das Krafteck mit der statisch erforderlichen Kraft T_B geschlossen. Nach Tabelle 2 wird G' nicht und P mit 1,3 erhöht (mit 1,2 für den Bauzustand nach Hinterfüllen, aber noch ohne Pfahlreihen und Platte). E_p' wird mit $\tan^{\varphi}/1,3$ (Bauzustand 1,2) berechnet. Z ist zwar weder Einwirkung noch Widerstand, aber offenbar günstig und wird daher mit dem Faktor 1,2 abgemindert. Für den gewogenen Mittelwert des Reibungswinkels in der Gleitfläche wird $\tan^{\varphi}/1,3$ (Bauzustand 1,2) angesetzt. Die aufnehmbare Querkraft T_B ergibt sich aus der Dübelwirkung (Gudehus 1984 und 1995). Mit einem geschätzten Bettungsmodul und dem Fließmoment des Stahlträgers ergibt sich ein größerer Entwurfswert des Schubwiderstands als der statisch erforderliche. Für den Bauzustand (Lastfall 2) wird diese Forderung ebenfalls erfüllt.

Da die Gleitflächenneigung derjenigen nach Coulomb nahe kommt und die beiden Auflager der Wand sicher bemessen sind, könnte man im vorliegenden Fall auf die Untersuchung des Abrutschens beinahe verzichten. Der Coulomb-Erddruck wird durch die Wand auf Anker und Erdwiderlager übertragen, Umlagerungen sind unbedenklich (Duktilität vorausgesetzt). Unterschiede der Sicherheitsdefinition und -beiwerte zwischen GZ 1B und C können und sollen sich kaum auswirken. Betonen möchte ich aber die Anforderung der DIN 1054 (4.1[2]), dass die ungünstigsten Mechanismen zu untersuchen sind. Da unsere Stützkonstruktion insgesamt nachgeben kann, kommt der resultierende Erddruck auch mit Verdrehung und Verbiegung demjenigen nach Coulomb nahe genug. Dessen Aufteilung auf das obere und untere Wandaufleger ist mit einem Gleitkeil unbestimmt und wird daher empirisch geschätzt. Näher kommt man der Wirklichkeit mit zusammengesetzten Mechanismen und Zonenbrüchen (Goldscheider 2000). Damit ist die Geländebruchsicherheit nachgewiesen, Gleitkreise brauchen nicht untersucht zu werden (auch nicht mit weicher Schicht unter dem Wandfuß, dann ist aber mit c_u oder mit φ und Porenüberdruck zu rechnen).

Nach Abschnitt 4.3.1 und 5.3.2 muss eine ausreichende Duktilität des aus Baugrund und Bauwerk bestehenden Gesamtsystems gegeben sein. Zur Prüfung muss man sich eine Fortsetzung der Bewegung im jeweiligen Versagensmechanismus vorstellen und die Änderung

der Kräfte dabei verfolgen. Problemlos ist das gedachte Versinken der Wand, da die Vertikal-komponente des aktiven Erddrucks eher abnimmt und der Fußwiderstand gegenüber demjenigen nach *Tabelle E.1* noch zunimmt. Auch ein katastrophaler Biegebruch ist sicher ausgeschlossen, da sich bei Ausbildung eines Fließgelenks in der Wand das Biegemoment wegen der Erddruckverminderung durch Wandausweichen vermindert, während eine Verringerung des widerstehenden Moments infolge Profilverquetschung erst bei viel größeren Deformationen auftreten kann. Ein denkbare Ausweichen des Erdwiderlagers infolge Kopfpunktdrehung der Wand kann sich auch nicht beschleunigen, da dann die erforderliche untere Auflagerkraft infolge Erddruckumlagerung und -verminderung abnimmt, während der Erdwiderstand erst bei einer noch größeren Verschiebung seinen Höchstwert erreicht.

Eher kritisch werden kann das Abrutschen, deshalb muss man realistische Szenarios genauer untersuchen. Das Eigengewicht kann kaum zunehmen, Betriebslasten sind technisch begrenzt (Kran- und Stapelkapazität), möglich sind aber außergewöhnlich schwere Baufahrzeuge. E_p' kann durch Sohlerosion und Bodenverflüssigung infolge Schiffsschrauben kleiner werden, aber sicher nicht im Bauzustand. Bei weiterer Fußverschiebung könnte der Boden sich in Scherzonen bis zum kritischen Zustand auflockern, noch kleiner als dadurch kann aber E_p' nicht werden. Z kann nicht kleiner als die für den aktiven Erddruck bei größerer Verschiebung statisch erforderliche schräge obere Auflagerkraft werden. Der Reibungswinkel in der Gleitfläche kann bei fortgesetzter Scherung allenfalls bis zum kritischen Wert abnehmen. Die mit diesen ungünstigsten Kräften bestimmte statisch erforderliche Dübelkraft kann von den Pfählen gerade noch aufgenommen werden, eine Verminderung des Dübelwiderstands durch Profilverquetschung findet dann noch nicht statt. Daher ist ein beschleunigtes – d. h. kollapsartiges und damit katastrophales – Abrutschen ausgeschlossen.

Nun noch zu Verformungen und dynamischen Beanspruchungen. Beim Rammen der Wand und der Schrägpfähle kommt es zwangsläufig zu Bodenumlagerungen, es kommt aber nur auf die richtige Lage der Bauteile nach dem Rammen an. Beim Einfüllen und Verdichten des Sandes hinter der Wand entstehen leicht ausgleichende Sackungen, die Verformung der Wand und der Schrägpfähle bleibt elastisch. Die Erdauflager der Wand und der Schrägpfähle geben anelastisch nach, vor allem durch die

Erschütterungen beim Verdichten. Berechnen lässt sich dies einstweilen nicht, erfahrungsgemäß sind einige Zentimeter Lageänderung zu erwarten und zu berücksichtigen.

Im Normalbetrieb der Kaianlage kommt es durch veränderliche Verkehrslasten, Temperaturen und Wasserstände zu sich allmählich verlangsamen Lageänderungen des Bauwerks. Diese sind – vollständiger Bodenaustausch und gute Bodenverdichtung vorausgesetzt – erfahrungsgemäß unschädlich. Abschätzen lässt sich einstweilen allenfalls der Sackungsanteil infolge Nachverdichtung des Bodens. Wenn Schiffsschrauben die Gewässersohle aufwühlen, gibt der Wandfuß etwas nach. Ohne Sohlerosion ist das Nachgeben beim wiederholten Aufwühlen von Mal zu Mal geringer, die kumulative Lageänderung kann aber die Kranbahn beeinträchtigen.

Gegen einen Schiffstoß ist das Bauwerk noch robuster als Dalben: Die Sandhinterfüllung dämpft zusätzlich, es entsteht nur eine plastische Beule, aber kein Kollaps. Auch durch starke Erdbeben kann es nicht zum Zusammenbruch kommen: Nach jedem Erdstoß befindet sich zwar das Tragwerk etwas weiter außen und unten, aber es bleibt selbst bei Auflockerung des Bodens in Scherzonen in Ruhe. Von einer Berechnung der angreifenden und widerstehenden Erddrücke unter Einbeziehung von Beschleunigungskräften in Gleitkeilen möchte ich abraten, da derart quasistatisch angenommene Trägheitskräfte sich nicht einstellen können. Man kann aber die schrittweise Verschiebung der Konstruktion mit Gleitkeilen vor und hinter ihr infolge von Erdstößen abschätzen, indem man einen realistischen Beschleunigungsverlauf der Basis ansetzt. Damit wird den – zugegebenermaßen sehr knapp gehaltenen – Anforderungen in Abschnitt 6.1.4 entsprochen.

3 Beispiel: Baugrubenwand mit Steifen

Eine lang gestreckte Baugrube soll neben einem Hochhaus in mitteldichtem sandigem Boden mit einer Mergelschicht angelegt werden, ohne das Grundwasser abzusenken (**Bild 2**). Zum Abdichten ist eine Einmassen-Schlitzwand bis zu einer natürlichen Sperrschicht vorgesehen, zum Tragen eine eingestellte Spundwand mit Betonsteifen in zwei Höhenlagen und einem Erdwiderlager. Bis zur Baugrubensohle wird zuerst das Grundwasser und dann der Boden entfernt.

Das Erdwiderlager würde allmählich und in bisher nicht berechenbarem Ausmaß nachgeben, dadurch käme es zu weiteren Verformungen der Wand und des Nachbarbauwerks. Diese Probleme ließen sich durch eine Injektionssohle vermeiden, die durch Erdüberlagerung – bei genügender Festigkeit auch durch Gewölbebildung am Rand – auftriebsicher und hinreichend duktil ist.

4 Beispiel: Baugrubenwand mit Anker

In einem Baugrund mit unvorbelastetem Klei (feinsandig-toniger Schluff) über mitteldichtem Sand sei eine Baugrube neben Altbauten auf schwimmenden Pfählen vorgesehen (Bild 3). Eine Stahlwand aus Rohren und Wellprofilen wird einvibriert, eine Reihe geneigter Verpressanker wird eingebaut, mit dem Wandkopf verbunden und angespannt. Da das Grundwasser außen nicht abgesenkt werden darf, wird innen unter Wasser ausgehoben, eine Betonsohle hergestellt und verankert, danach wird die Grube gelenzt.

Zur Vorbemessung habe ich einen über beide Schichten gemittelten Erdrudruck und den halben passiven Erddruck angesetzt. Für die Wand ergibt sich eine Einbindetiefe von 7,2 m und eine Rohrreihe mit 1,5 mm Wandstärke und 1,5 m Durchmesser bei 0,7 m lichtem Abstand. Für die Anker ergibt sich mit dem Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 2 und der geschätzten charakteristischen Mantelreibung $\tau_m = 150 \text{ kN/m}^2$ eine Verpresskörperlänge von 20 m. Als Sohlplattendicke wird 0,5 m gewählt, für die Sohlanker mit 1,5 m Rasterabstand ergibt sich mit $\tau_m = 60 \text{ kN/m}^2$ die Länge 16,4 m.

Zum Nachweis der Tragfähigkeit werden erhöhte aktive und verminderte passive Erd- drücke sowie Wasserdrücke gemäß EAB und DIN 1054 angesetzt. Für Grenzzustände GZ 1B werden Schnitt- und Auflagerkräfte gemäß Abschnitt 6.4.1 erhöht, Bodenwiderstände gemäß 6.4.2 und Bauteilwiderstände gemäß den baustoffspezifischen Normen vermindert. Ausschlaggebend für E_p' und τ_m ist die Lagerungsdichte nach dem Einbau der Wand bzw. der Anker, für letztere sind Probelastungen unumgänglich. Das Durchstanzen der Anker an der Sohle und am Wandkopf ist nach DIN 1045 bzw. 18800 auszuschließen.

Ein Einsinken der Wand ist mit dem Spitzenwiderstand nach Tabelle E.1 sicher ausgeschlossen. Im Bauzustand mit vollem Aushub und noch

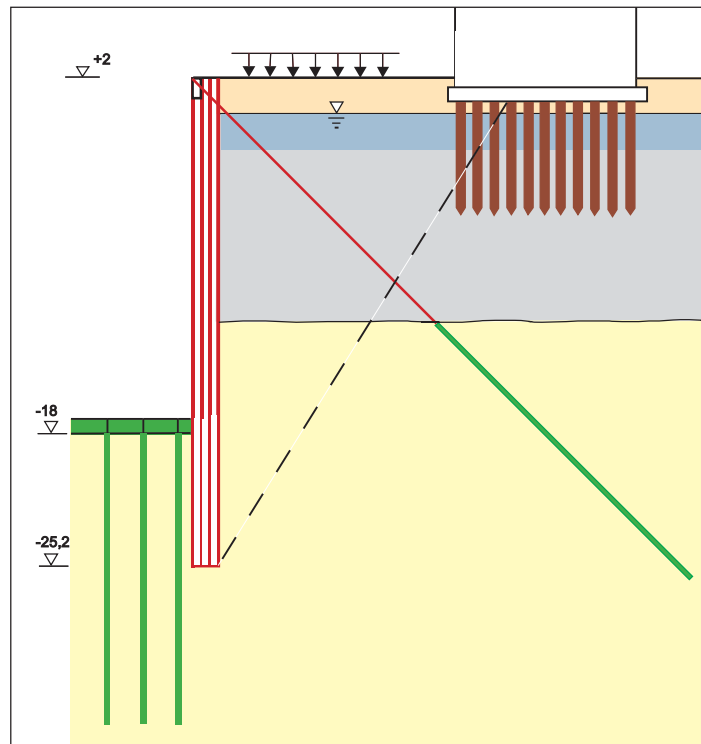


Bild 3:
Beispiel einer
Baugrube mit
Stahlpundwand

ohne verankerte Sohlplatte ist das Abrutschen eines Gleitkeils denkbar (gestrichelt im Bild). Im Zustand GZ 1C müssen folgende Kräfte am Gleitkörper im Gleichgewicht sein: Eigengewicht und Auflast (nicht erhöht bzw. erhöht nach Tabelle 2), Erdwiderstand (mit $\tan \varphi'/1,2$), Ankerkraft mit Festlegewert aus statischer Berechnung, Resultierende ΔP_w des Porenüberdrucks in der Kleischicht (geschätzt zu 40 % des resultierenden Korndrucks), statisch erforderliche Resultierende Q' aus Druck und Reibung in der Gleitfläche. Erforderlich ist demnach ein über die Gleitfläche gemittelter Reibungswinkel $\varphi'_g = 32^\circ$, der mittlere charakteristische Reibungswinkel muss daher nach Tabelle 3 mindestens $\arctan(1,2 \tan 32^\circ) = 37^\circ$ sein. Dies ist bei mitteldichter Lagerung des Sandes und hohem Feinsandanteil des Kleis knapp zu erreichen, bedarf also des genauen Beweises.

Wie beim ersten Beispiel könnte man hier auf den Nachweis des Abrutschens scheinbar verzichten, sollte aber dennoch verschiedene Mechanismen untersuchen. Riskanter ist dieser Fall durch die Neigung der Kleischicht zur Poren-druckentwicklung. Diese ist nur mit Versuchen an Sonderproben genau zu quantifizieren. Mit der so genannten undrained Scherfestigkeit c_u versucht man, den gleichen Sachverhalt nur anders zu beschreiben. Ich bevorzuge eine vorsichtige Schätzung des Porenüberdrucks und möchte vor der Verwendung von c' warnen.

Nach dem Lenzen der Baugrube kommt der Wasserdruck auf die Wand und die Sohle hinzu. Wegen der höher liegenden Wandstützung durch die Sohlplatte nehmen Maximalmoment und Ankerkraft kaum zu, die Nachweise mit GZ 1B sind aber selbstverständlich erneut zu erbringen. Ein Abrutschen ist wegen der Sohlplatte ausgeschlossen. Das Aufschwimmen des Sohlbereichs mit Ankern ist nach 11.4.2 zu untersuchen; nach meiner Berechnung ergibt sich daraus keine größere Ankerlänge.

Eine ausreichende Duktilität des Gesamtsystems ist ebenfalls gegeben. Die Anker aus hochfester und damit spröder Litze könnten zwar infolge örtlicher Überlastung (z. B. durch ein überschweres Fahrzeug) nacheinander reißen. Dies ist aber dadurch sicher auszuschließen, dass der Herauszieh Widerstand im Bemessungsfall gerade ausreicht, die Anker also bei Überlastung herauskommen und nicht reißen.

Der Widerstand des Kleis nimmt bei bis zu ca. 2 – 4 ‰ Verformung zu, dann – infolge Porendruckzunahme, da geringe Durchlässigkeit und geringer Gasanteil eine Dichtezunahme praktisch ausschließen – ab (diese Entfestigung kann bei anderen weichen Böden als Klei dramatisch sein). Die durch Anspannen nach Statik eingestellte Ankerkraft nimmt durch Abrutschen des Gleitkeils gemäß Verschiebung und Federkonstante ab, aber nicht mehr als bis zum statisch für die Wand mindestens erforderlichen Wert. Nur wenn der Erdwiderstand infolge dichter Lagerung des Bodens unter der Sohle noch so weit gegenüber dem zunächst angesetzten Wert zunehmen kann, dass er eine ungünstige Veränderung von P , A und ΔP_w kompensiert, ist ein Abrutschen mit Beschleunigung sicher ausgeschlossen. Offenbar bedarf es dazu einer guten Untersuchung und Beurteilung des Bodens.

Ein katastrophaler Biegebruch der Wand nach dem Lenzen der Baugrube ist nicht zu befürchten: Bei Ausbildung von Fließgelenken nehmen die Biegemomente mit den Erdrücken schon bei kleinen Wandverschiebungen ab, während der Biege Widerstand erst bei viel größerer Wandverformung infolge Profilverbeulung abnimmt.

Schwieriger ist die Berücksichtigung von *Verformungen und dynamischen Beanspruchungen*. Beim Einrammen der Wand und beim Einbringen der Anker geschieht der vorhandenen Bausubstanz nichts, wenn die Erschütterungen an ihr unter ca. 3 mm/s bleiben. Bei weniger als mitteldichtem Sand und/oder besonders empfindlichem weichen Boden (Seeton kann nach unserer Erfahrung dazugehören) muss die Schwelle auf ca. 0,5 mm/s herabgesetzt werden. (Auch beim Herstellen einer Bohrpfehlwand

lassen sich derartige Erschütterungen schwer vermeiden, hinzu kommt eine Nachverdichtung durch Hin-und-her-Drehen der Stützrohre. Beim Herstellen einer Schlitzwand sind die Erschütterungen kleiner, durch den Aushub und den Übergang auf den Suspensions-Stützdruck treten aber nennenswerte Verformungen auf.)

Durch den Erdaushub unter Wasser verbiegt sich die Wand elastisch um ca. 4 cm, und die Anker dehnen sich um ca. 2,5 cm. Zum Schutz des Gebäudes vor den damit verbundenen Bodenverformungen kann man die Anker auf die zu diesem Zustand gehörende Kraft vorspannen und die Wand damit vorverbiegen. Das Erdwiderlager gibt nur sehr wenig nach, da in mittlerer Höhe der vertikale Korndruck von etwa 200 auf 90 kN/m² ab- und der horizontale von etwa 40 auf 120 kN/m² zunimmt. Aus dem hypoplastischen Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung (Gudehus 2000) ergibt sich eine Horizontalstauchung von nur ca. 1 ‰, damit eine Wandfußverschiebung von unter 1 cm. Weiter kann das Erdwiderlager durch Einrütteln der Anker in der Grubensohle nachgeben. Dies lässt sich dadurch verhindern, dass man erst das Erhärten der Sohlplatte abwartet.

Durch das Lenzen der Baugrube, also durch das Verschwinden des Wasserdrucks in ihr, nimmt die Sohlplattenbreite um ca. 1 mm ab und die Wanddurchbiegung um ca. 3 cm zu, die schrägen Anker dehnen sich um ca. 3 cm. Die Wandkopfverschiebung lässt sich durch Nachspannen der Anker während des Lenzens kompensieren, wohingegen ein Anspannen vorweg zu einer Hin-und-her-Verformung und so zu größeren bleibenden Lageänderungen führt. Das Heben der Sohle ließe sich durch Vorspannen der Sohlanker nur vermindern, aber nicht verhindern, da der Verankerungsboden allemal nachgibt.

Die Verformungen sind für alle Teile der Stützkonstruktion selbst unkritisch (auch für den Anschluss der Sohlplatte an die Wand wegen des Auflagerdrucks). Wenn die alten, im Klei gegründeten Bauwerke bei Konsolidierung so standsicher wie nach DIN 1054 gefordert sind, macht ihnen die Störung durch die benachbarte Baugrube wenig aus (altes Mauerwerk ist oft bemerkenswert duktil). Wenn die Verformungstoleranzen allerdings geringer sind, etwa wegen lange vorher entstandener Risse, wird eine gute Prognose der durch die Baugrube entstehenden weiteren Verformungen notwendig. Unsere Methode (Mayer et al. 2000) ist dazu geeignet, auch das Kriechen infolge Zähigkeit des Korngerüsts und die mit Volumenänderungen verbundene Porenwasserströmung lassen sich be-

rücksichtigen. Es geht nicht ohne eine genaue Kenntnis der anfänglichen Porenzahlen und Wasserdrücke, die größer als bei Normalkonsolidierung sein können. Durchlässigere band- oder linsenförmige Sandeinschlüsse darf man nicht weglassen, da sie einen rascheren Porendruckausgleich bewirken. Allerdings ist eine zuverlässige Berechnung von Form- und Druckänderungen infolge erheblicher Erschütterungen bis heute praktisch nicht durchführbar.

5 Schlussfolgerung

Ich habe mit den drei Beispielen hoffentlich zeigen können, dass der Nachweis der Tragfähigkeit von Spundwandbauwerken nach der neuen 1054 sich einheitlich und klar durchführen lässt. Dies gilt auch für andere Stützkonstruktionen und für Gründungen aller Art. Man muss sich alle in Frage kommenden Versagensmechanismen als kinematische Ketten vorstellen und zeigen, dass die zur sicheren Seite angemessen veränderten Kräfte ein Gleichgewicht finden können. Die äußeren Abmessungen von Bauteilen an und im Boden werden mit denselben Kräften und Teilsicherheitsbeiwerten nachgewiesen wie die Bauteilquerschnitte, bei denen die baustoffspezifischen Normen hinzukommen. Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit mit abgeminderter Scherfestigkeit (GZ 1C), insbesondere beim Abrutschen einer Stützkonstruktion mit einem Teil des Bodens, sind die Schnittkräfte von der Gleitfläche durchdringenden Bauteilen mit anzusetzen. Beim Abrutschen dürfen nicht gleichzeitig Erdwiderstand und Wandfußwiderstand eingesetzt werden, da der Gleitmechanismus die Wand einschließt. Bei feinstkörnigen gesättigten und damit während der Bauzeit oft praktisch unentwässerten Böden halte ich es für besser, den scherbedingten Porenwasserüberdruck und den damit verminderten Reibungswiderstand an Stelle einer so genannten undrainierten Kohäsion anzusetzen (heikel ist beides).

Eine ausreichende Duktilität des Gesamtsystems ist zumindest in grober Näherung nachzuweisen. Dazu hat man sich eine Fortsetzung der Bewegung im jeweiligen Versagensmechanismus vorzustellen – von Verzweigungen einmal abgesehen – und zu prüfen, ob die Kräfte dann noch im Gleichgewicht bleiben. Ein kollapsartiges beschleunigtes Abrutschen ist ausgeschlossen, wenn ein Grenzgleichgewicht mit den Bodenwiderständen im kritischen Zustand noch möglich ist. Ein progressiver Bruch von Bauteilen ist ausgeschlossen, wenn diese aus-

reichend duktil sind und ihre Schnittkräfte bei fortgesetzter Verformung durch Druckumverteilung im Boden abnehmen. Ankerzugglieder aus hochfestem Stahl sind dadurch gegen Reißen zu schützen, dass der Verpresskörper eher herauskommt.

Anders als in meinen drei Beispielen kann die Duktilität des Bodens durch auf Scherzonen lokalisierte dilatanzbedingte Auflockerung oder durch eine ebenfalls lokalisierte Zunahme des Porenwasserdrucks erheblich bzw. dramatisch abnehmen.

Mit dem Nachweis der Standsicherheit wird über Verformungen direkt nichts ausgesagt, sie bleiben dann aber erfahrungsgemäß für viele Zwecke klein genug. Die herkömmliche Berechnung elastischer Verformungen der Stützkonstruktion sagt – ebenso wie diejenige fiktiver elastischer Bodenverformungen – wenig über die Verformungen diesbezüglich empfindlicher Bauwerke aus, da die anelastischen Verformungsanteile tatsächlich überwiegen. Eine zuverlässige Berechnung mit finiten Elementen ist inzwischen grundsätzlich durchführbar, aber noch nicht einschließlich erheblicher Erschütterungen.

Zweck all dieser Untersuchungen ist die Begrenzung des geotechnisch bedingten Risikos auf ein akzeptables Ausmaß. Das technische Risiko ist als Summe der Produkte von Schadenssummen und Versagenswahrscheinlichkeiten mit Hilfe realistischer Szenarios abschätzbar, der geotechnische Anteil lässt sich differenzieren. In den skandinavischen Tragwerks- und Grundbaunormen ist das technische Risiko ausdrücklich genannt, in Deutschland scheut man davor wegen möglicher Personenschäden aus politischen Gründen zurück. Die geotechnischen Kategorien sind in der DIN 4020 – ebenso wie im EC-7-Entwurf – mit dem Ausmaß des geotechnisch bedingten Risikos verknüpft. Gegen meine Absicht hat der für die DIN 1054 zuständige Lenkungsausschuss FNA 5.0 diesen Begriff durch „Schwierigkeitsgrad“ ersetzt. Das wird uns bei weiteren Bemühungen um die Eingrenzung des geotechnisch bedingten Risikos Schwierigkeiten machen, auch und gerade in der Zusammenarbeit mit Tragwerksplanern und Ingenieurgeologen.

6 Danksagung

Herrn Prof. Weissenbach danke ich für die kritische Prüfung des Manuskripts und für Verbesserungsvorschläge.

7 Schrifttum

Goldscheider, M. (2000): Zum Nachweis der Geländebruchsicherheit und der erforderlichen Ankerlänge verankerter Stützwände. Die Bautechnik, 9, S. 641-656.

Gudehus, G. (1984): Seitendruck auf Pfähle in tonigen Böden. Geotechnik, 2, S. 73-83.

Gudehus, G. et al. (1987): Diagramme und Formeln zur Vorbemessung von Stützwänden. Der Bauingenieur, 62, S. 1-18.

Gudehus, G. (1995): Abschn. 6.2.2 des Beitrags „Bodenmechanik“; Der Ingenieurbau (Hrsg. Mehlhorn), Band Hydrotechnik und Geotechnik, Ernst u. Sohn.

Mayer, P. M. et al. (2000): Bodenverformungen infolge Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub. Vorträge Baugrundtagung, DGGT.

Rizkallah, V. (2000): Exemplarische Darstellung von Spundwandkonstruktionen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste. Dokumentation 549 „Stahlpundwände (3) - Planung und Anwendung“, S. 5-10.

Belastung und Bemessung vorgerammter Spundwandbauwerke

Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien

1 Einleitung

Die Umnutzung von Hafenanlagen erfordert immer häufiger, dass vor vorhandene Spundwände neue, tiefer einbindende Wände gerammt werden. Diese werden verankert, und der Zwischenraum zwischen neuer und alter Wand wird verfüllt. Die neue Wand erfährt aus der Hinterfüllung einen Erddruck, gleichzeitig bewirkt die Hinterfüllung eine zusätzliche lotrechte Belastung auf darunter liegende Bodenschichten. Sofern der anstehende Boden unter der Hinterfüllung ein weicher bindiger Boden ist, bewirkt die Auflast der Hinterfüllung zunächst unkonsolidierte Erddrücke, d. h. die Auflast aus der Hinterfüllung wirkt in voller Größe als Erddruck in der darunter liegenden Schicht auf die Wand. Mit der Konsolidierung des Bodens unter der Hinterfüllung wird der unkonsolidierte Erddruck dann abgebaut.

Für die Entwurfs- und Bemessungspraxis ergibt sich in diesen Fällen die Aufgabe, durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen, dass die unkonsolidierten Erddrücke aus einer Hinterfüllungsauflast nicht bemessungswirksam werden. Dies ist in Fällen, in denen mit der späteren Hafennutzung hohe Verkehrslasten zu berücksichtigen sind, meist relativ problemlos sicherzustellen. Durch geeigneten Bauablauf wird dafür Sorge getragen, dass die Böden unter der Hinterfüllung zumindest teilweise konsolidiert sind, bevor die Verkehrslasten wirken. In Fällen jedoch, in denen die Hafennutzlast klein ist, lässt sich die Bemessungsrelevanz der unkonsolidierten Erddrücke aus Hinterfüllungsauflast nicht immer vermeiden. Hier lohnt es sich dann, bei der Erddruckermittlung die Randbedingungen so genau wie möglich zu erfassen, manchmal können auch konstruktive Maßnahmen wirtschaftlich sein.

2 Zwei Beispiele

Anhand zweier Beispiele soll nachfolgend die Problematik grundsätzlich aufgezeigt werden. Beim ersten Beispiel handelt es sich um die kürzlich abgeschlossene Umgestaltung des Borkumkais in Emden. Der neue Borkumkai ist eine rückverankerte kombinierte Spundwand, die

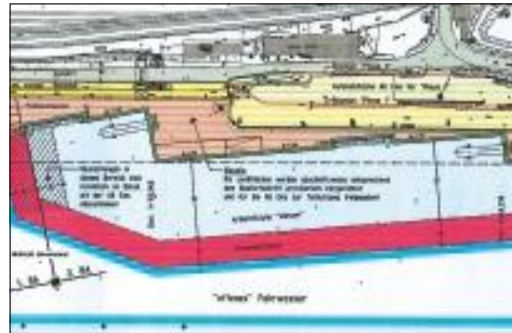


Bild 1: Borkumkai in Emden, Lageplan (IBP – Ingenieur-Gesellschaft für Bauplanung, Oldenburg)

mit Abstand vor das Spundwandbauwerk aus den 30er Jahren gerammt wurde. Gleichzeitig wurde die Hafensohle vertieft (Bild 1).

An der Hafensohle stand zunächst von NN rd. -6,0 m bis NN rd. -8,0 m Schlick und darunter bis NN rd. -14,50 m Klei an (Bild 2). Der Schlick an der Hafensohle wurde zunächst entfernt, bevor der Zwischenraum zwischen alter und neuer Wand hinterfüllt wurde. Die Hinterfüllung erfolgte durch das Einspülen von Sand, und zwar in zwei Abschnitten, so dass der

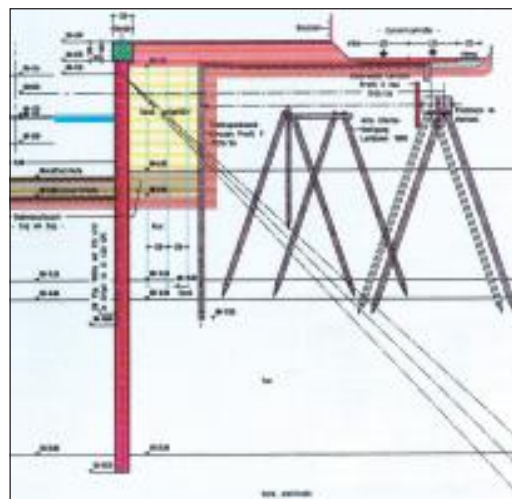


Bild 2: Querschnitt durch neues Spundwandbauwerk vor vorhandener Ufermauer (IBP – Ingenieur-Gesellschaft für Bauplanung, Oldenburg)

unkonsolidierte Erddruck aus der Kleischicht von der für den Endzustand bemessenen neuen Wand problemlos aufgenommen werden kann. Die Konsolidierung des Kleis wurde durch lotrechte Drainagen im Rastermaß von 1,50 m x 1,50 m beschleunigt und unterstützt. Die unkonsolidierten Erddrücke im Klei aus der Auflast der Hinterfüllung wurden hier deshalb nicht

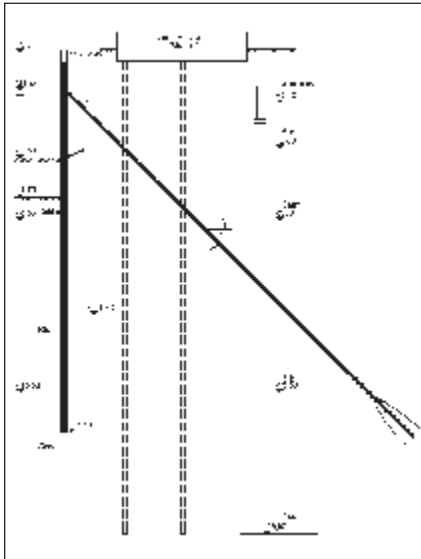


Bild 3:
Querschnitt
durch vorge-
rammte Spund-
wand, Wetter-
kaje, Cuxhaven

bemessungswirksam,
weil die spätere Hafennutzlast ihrerseits hervorruft und diese Beanspruchung erst dann wirkt, wenn die Konsolidierung, unterstützt durch die Tiefendrainage, abgeschlossen ist.

Beim zweiten Beispiel handelt es sich um die ehemalige Wetterkaje am Ritzebütteler Schleusenpril in Cuxhaven (Bild 3). Hinter diesem Bauwerk von 1939 ist in den 70er Jahren im Zuge der Hafenumnutzung eine hochwertige Wohnbebauung entstanden, auf Pfählen in den gut tragfähigen Sanden gegründet.

Schäden an der vorhandenen Spundwand machen eine neue Uferwand erforderlich, die im Abstand von 1,50 m vor der alten Wand gerammt werden soll und gleichzeitig auch eine Vertiefung der Hafensohle ermöglicht. Die Hafennutzung erfordert hier nur eine Verkehrslast von 5 kN/m².

Der resultierende Erddruck auf die vordere Wand wird vor allem durch den im Baugrund verbleibenden Schlick und die auf diesen wirkende Last aus der Hinterfüllung und dann schließlich auch durch den Wasserüberdruck geprägt, der sich beim Nasseinbau dieser Hinterfüllung aus der Wasserspiegeldifferenz zwischen Bauwerksoberkante (NN +3,30 m) und $MS_{p,T_{nw}}$ (NN -1,73 m) ergibt. Wir werden uns hier zunächst auf den Erddruck beschränken (Bild 4).

Bevor die Hinterfüllung eingebracht ist, wirkt zwischen alter und neuer Wand zunächst nur der Erddruck $e_{ah(0)}$. Der Boden unter der

Bild 4:
Erddruckansätze auf die vorge-rammte Spundwand, Wetterkaje, Cuxhaven

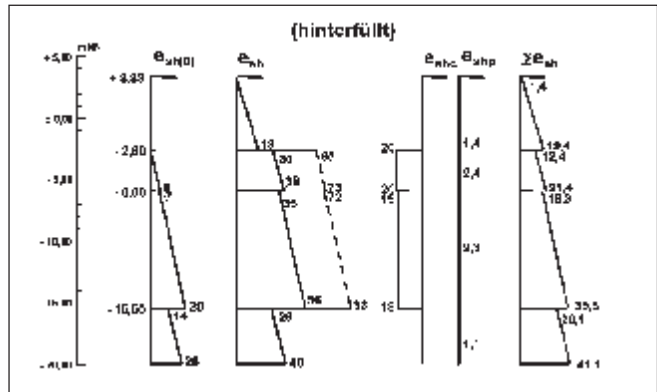
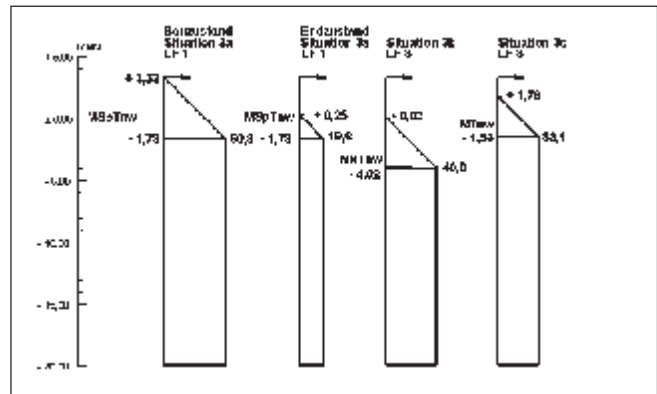


Bild 5:
Wasser-
überdruck-
ansätze auf die vorge-
rammte
Spundwand,
Wetterkaje,
Cuxhaven



Hinterfüllung ist nur für sein Eigengewicht konsolidiert, die Auflast bewirkt in den bindigen Bodenarten Schlick und Klei somit zunächst unkonsolidierte Erddrücke. Mit der Konsolidierung wird der Porenwasserdruck abgebaut, und der Erddruck aus diesen Bodenschichten wird entsprechend reduziert.

Mit dem Erddruck aus Kohäsion und Verkehrslast (5 kN/m²) ergibt sich schließlich der für den Endzustand wirksame Bemessungserddruck $\sum e_{ah}$. Dieser ist aber deutlich erkennbar kleiner als der allerdings nur vorübergehend wirksame Erddruck unmittelbar nach der Hinterfüllung. Die Möglichkeit, erst die Konsolidierung abzuwarten, bevor die Hafennutzlast wirksam wird, führt hier wegen der geringen Nutzlast von nur 5 kN/m² nicht zum Erfolg.

Ähnliche Überlegungen gelten auch für den anzusetzenden Wasserüberdruck (Bild 5). Wird in einem Zuge hinterfüllt (etwa durch Einspülen von Sand), ist der Wasserstand hinter der Wand bei Spundwandoberkante = GOK = NN +3,30 m anzusetzen. Im Hafen gilt gemäß Situation 3 a nach E 19 der EAU $MS_{p,T_{nw}} = NN -1,73$ m. Daraus ergibt sich ein Wasserüberdruck von 50,3 kN/m².

Für den Endzustand ergeben sich in allen Situationen nach E 19 der EAU und für alle Lastfälle geringere Wasserüberdrücke.

2.1 Reduzierung des bemessungswirksamen Erddrucks und Wasserüberdrucks

Bereits erwähnt wurde die Möglichkeit, durch eine sinnvolle Planung des Bauablaufs dafür Sorge zu tragen, dass die für den Endzustand bemessene Spundwand auch allen Bauzuständen angemessen ist. Dies gelingt aber nur dann, wenn mit dem späteren Hafenbetrieb nennenswerte Verkehrslasten verbunden sind und diese letztendlich bemessungswirksam werden. Oft müssen Hinterfüllungen dennoch in mehreren Arbeitsschritten erfolgen, so dass unkonsolidierte Erddrücke nicht in der vollen Größenordnung aufzunehmen sind. Die Konsolidierung kann durch Tiefendrainagen beschleunigt werden.

Im Falle des Beispiels Cuxhaven fällt diese Möglichkeit aus, weil, wie schon erwähnt, mit der späteren Nutzung als Promenade nur sehr geringe Verkehrslasten verbunden sind.

Grundsätzlich denkbar wäre auch der Verzicht auf die Hinterfüllung (trivial), dann müsste aber die alte Wand weiterhin zumindest funktional erhalten bleiben.

Ebenfalls möglich wäre ein zumindest teilweiser Bodenaustausch der bindigen Bodenarten im Hinterfüllbereich.

Und schließlich wäre zu überprüfen, ob die Lasten der Hinterfüllung mit Verfahren der Baugrundverbesserung statt in die weichen bindigen Böden unmittelbar in die darunter liegenden Sande abgetragen werden können. Denkbar wären zu diesem Zweck etwa eingerüttelte Sandsäulen, die die Weichschichten durchteufen und zusätzlich deren Konsolidierung beschleunigen. In diesem Fall ist aber der Verdrängungsdruck bei der Herstellung der Sandsäulen zu beachten. Dennoch kann eine solche Maßnahme unter Abwägung aller Aspekte auch wirtschaftlich sinnvoll sein.

Neben diesen im Wesentlichen bekannten und auf Vermeidung und zeitliche Staffelung der unkonsolidierten Erddrücke setzenden Strategien wollen wir im Rahmen dieses Beitrags die Aufmerksamkeit auf die Ermittlung des Erddrucks an sich lenken. Wir werden zeigen, dass sich eine genauere Erfassung der Randbedingungen lohnen kann.

2.2 Reduzierter Erddruck wegen „Silowirkung“

Die Erddruckverteilung im Beispiel nach Bild 4 wurde auf der Grundlage der klassischen Erddrucktheorie ermittelt:

$$e_{ah} = \sigma_v \cdot K_{ah} = \gamma \cdot h \cdot K_{ah} \quad (1)$$

mit γ = Wichte (kN/m^3)
 h = Tiefe unter Gelände (m)
 e_{ah} = horizontale Erddruckordinate
 K_{ah} = Erddruckbeiwert nach klassischer Erddrucktheorie

Auf dieser Basis wird auch der Erddruck bei den üblichen PC-gestützten Programmen ermittelt.

Nun setzt Gl. 1 voraus, dass sich eine Gleitfläche mit dem maßgebenden Erddruckgleitwinkel $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$ ausbilden kann. Dies ist bei Wänden mit einem Abstand b vor einer bestehenden Wand bis in die Tiefe

$$h' = b \cdot \tan \vartheta_a \quad (2)$$

möglich (Bild 6). In Tiefen $h > h'$ können sich ebene Gleitflächen unter ϑ_a nicht mehr ausbilden, Gl. 1 liefert zu hohe Erddruckordinaten. Soweit es um den Erddruck geht, könnte hier die Erddruckermittlung für Gleitfugen unter dem Winkel ϑ nach CULMANN angewandt werden (vgl. z. B. E171, EAU).

Gegenüber dem Erddruck nach Gl. 1 sind mit den Gleitflächen unter $\vartheta > \vartheta_a$ zwei gegenläufige Effekte verbunden. Einerseits wächst für Gleitflächen $\vartheta > \vartheta_a$ der Erddruck nicht mehr quadratisch mit der Gleitkeilhöhe h , dies reduziert E_{ah} , andererseits ist die Wirkungslinie der Bodenreaktion Q für ϑ flacher als für ϑ_a , daraus folgt eine tendenzielle Vergrößerung von E_{ah} .

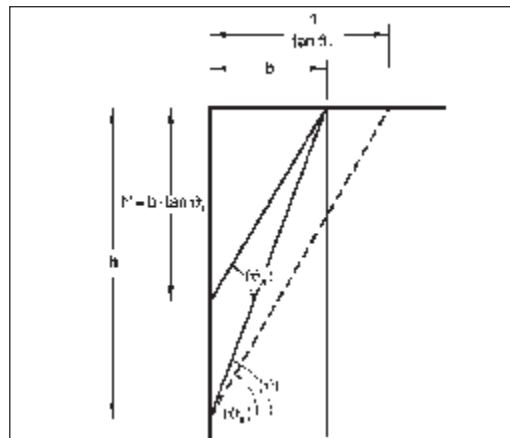


Bild 6: Ausbildung erzwingener Erddruckgleitfugen bei vorgerammten Spundwänden

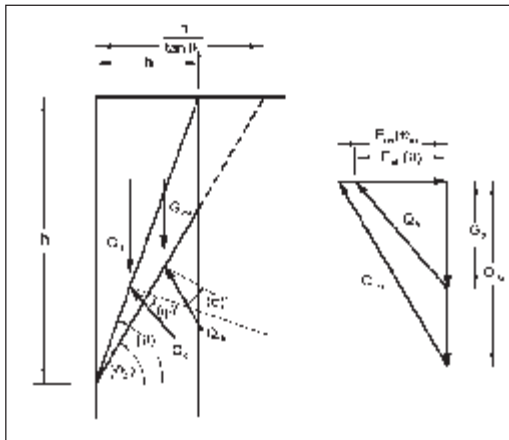


Bild 7: Erddruck aus erzwungener Gleitfuge

In der Summe überwiegt aber der verkleinernde Einfluss aus der kleineren Gleitkeilkraft (Bild 7). Erddruckwirksam ist also nicht mehr die lotrechte Spannung in der Tiefe h, sondern ein geringerer Wert.

Dieser Effekt wird in DIN 1055, Teil 6, für die Ermittlung der Lasten in Silozellen mit lotrechten Wänden behandelt. Wegen der Reibungskräfte an den Silowänden werden die auf den Siloboden wirkenden Vertikalspannungen $\sigma_v(h)$ bei der Füllung mit

$$\sigma_v(h) = \frac{\gamma \cdot A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} \cdot \Phi(h) \quad (3)$$

angegeben. Hier ist γ die Wichte des Füllgutes, A der Querschnitt der Silozellen, μ der Wandreibungskoeffizient, λ das Verhältnis zwischen horizontaler und vertikaler Spannung und u der innere Umfang der Silozellen. Der Quotient

$$\frac{\gamma \cdot A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} = \max \sigma_v \quad (4)$$

ist die lotrechte Spannung in unendlicher Tiefe und die Funktion

$$\Phi(h) = (1 - e^{-h/h_0}) \quad (5)$$

bezeichnet die Veränderung von σ_v über die Tiefe (Bild 8). Hier ist

$$h_0 = \frac{A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} \quad (6)$$

die Tiefe, von der ab der Zuwachs der lotrechten Spannung durch die Reibung kompensiert wird, die lotrechte Spannung also konstant bleibt.

Für die geometrischen Verhältnisse an einer hinterfüllten Wand sind die Gleichungen 4 und 6 mit $A = b \cdot 1,0$ und $u = 2 \cdot 1,0 = 2$ umzuformen:

$$\max \sigma_v = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot \lambda \cdot \tan \delta} \quad (4 a)$$

$$h_0 = \frac{b}{2 \cdot \lambda \cdot \tan \delta} \quad (6 a)$$

Für den Verhältniswert λ zwischen horizontalen und vertikalen Spannungen empfiehlt DIN 1055, Teil 6, bei Silozellen

$$\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1,2 \cdot k_0 = 1,2 \cdot (1 - \sin \alpha) \quad (7)$$

wobei der Faktor 1,2 für eine „völligere“ Lastkurve im oberen Silobereich sorgen soll, also einer empirischen Anpassung entstammt. Für die Hinterfüllung empfiehlt Simmer (1994) statt λ den Siloerddruckbeiwert K_{fh} :

$$K_{fh} = \lambda = K_{ah} \text{ bei nachgiebiger Wand} \\ = K_0 \text{ bei starrer Wand.} \quad (8)$$

Der Wandreibungskoeffizient kann hier aus dem Wandreibungswinkel δ abgeleitet werden:

$$\mu = \tan \delta \quad (9)$$

Mit den Rechenwerten für das Spundwandbauwerk nach Bild 3 ergeben sich dann folgende Ergebnisse:

$$\max \sigma_v = \frac{11 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,28 \cdot 0,364} = 81 \text{ kN/m}^2,$$

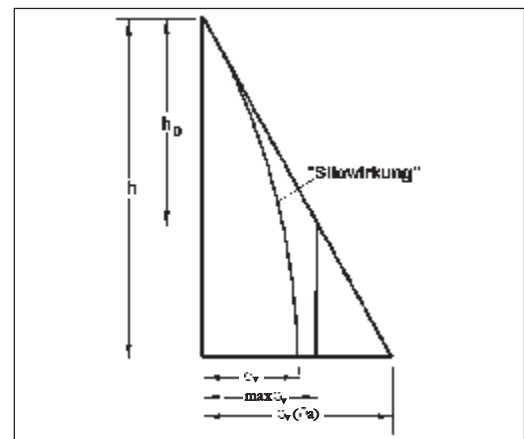


Bild 8: Lotrechte Spannung aus der Hinterfüllung bei „Silowirkung“, Prinzipskizze

$$h_0 = \frac{1,5}{2 \cdot 0,28 \cdot 0,364} = 7,36 \text{ m.}$$

Für die Höhenkote NN -2,60 m (Oberkante Schlick) ist $h = 2,60 + 3,30 = 5,90 \text{ m}$ und die Tiefenfunktion wird

$$\Phi(5,9) = 0,55.$$

Somit ist die in der Schichtgrenze zum Schlick wirkende lotrechte Spannung

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \max \sigma_v \cdot \Phi \\ &= 81 \cdot 0,55 = 44,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

statt $5,9 \cdot 11 = 64,9 \text{ kN/m}^2$ gemäß der klassischen Erddrucktheorie. Die Abminderung des unkonsolidierten Erddrucks von 65 kN/m^2 auf 45 kN/m^2 ist in vollem Umfang bemessungswirksam.

2.3 Kritische Anmerkungen

Aus Gleichung 4 a folgt, dass ein entlastender Einfluss der Reibung in den begrenzenden Wandflächen umso größer ist, je enger diese zueinander stehen. Bild 9 zeigt diesen Einfluss für das Beispiel in Bild 3. Bei dem hier vorliegenden Wandabstand von 1,50 m wird die Auflastspannung aus der Hinterfüllung von 65 kN/m^2 auf 45 kN/m^2 reduziert. Ist der Abstand der Wände noch enger, wäre die Reduzierung größer, Abstände von weniger als rd. 1,50 m zwischen vorhandener und neu gerammter Wand sind aber baupraktisch schwer zu realisieren. Wird der Abstand der Wände größer, nimmt die Entlastung durch Reibung ab. Mit dem Ansatz nach Gleichung 3 wird die volle Auflast $\gamma \cdot h$ erst für $b \rightarrow \infty$ erreicht, selbst für $b = h \cdot \tan \vartheta_a = 3,40 \text{ m}$ wird $\sigma_v = 55 \text{ kN/m}^2 < 65 \text{ kN/m}^2$, obwohl sich für diesen Abstand der Wände voneinander eine Gleitfuge in der Hinterfüllung unter ϑ_a ausbilden kann. Diese Anmerkung soll den Blick darauf lenken, dass der hier relevante Gesamtzusammenhang in seinen Details noch zu wenig bekannt ist. Die Anwendung der klassischen Erddrucktheorie liefert zweifellos auf der sicheren Seite liegende Belastungsansätze, ist dabei aber in vielen Fällen viel zu unwirtschaftlich. Die Übertragung der Verhältnisse analog zum Siloerddruck ist formal möglich, sollte aber nur vorsichtig angewandt werden, solange die Übertragbarkeit nicht auch physikalisch gesichert ist.

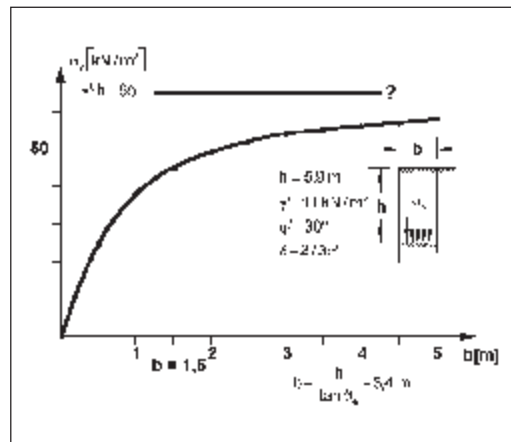


Bild 9: Lotrechte Spannung aus der Hinterfüllung in Abhängigkeit vom Abstand b der Wände für das Beispiel nach Bild 3

Wichtig wäre z. B. eine Klärung des Zusammenhangs zwischen Reibung in der Wandfläche und der Wandverformung, einerseits unmittelbar bei der Hinterfüllung, aber auch im Verlauf der sich daran anschließenden ersten Wochen und Monate.

Zu einem großen Teil kann die Belastung aus der Hinterfüllung sicherlich auf der Grundlage der physikalischen und geometrischen Zusammenhänge analysiert und bewertet werden, letztendlich können die dabei gewonnenen Einsichten aber erst nach Absicherung bzw. Verifikation durch Messungen an Bauwerken gerechtfertigt werden.

3 Schrifttum

DIN 1055: Lastannahme für Bauten, Teil 6, Mai 1987

EAU 1996: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn, 1997

Simmer, K.: Grundbau 1, Bodenmechanische und erdstatische Berechnungen, B. G. Teubner, Stuttgart, 1994

Praktische Ergebnisse aus dem Spundwandgroßversuch in Rotterdam

Prof.-Ing. A. F. van Tol, Dipl.-Ing. D. A. Kort

Die kürzliche Einführung von Eurocodes in der Bemessungspraxis von Stahlspundwänden gab den Anstoß zu einem umfassenden Feldversuch an zwei Stahlspundwänden in weichem Untergrund. Dieser Feldversuch fand zwischen April 1999 und Januar 2000 im Hafengebiet von Rotterdam statt. Das Hauptziel des Feldversuchs war die Untersuchung des Verhaltens zweier gegenüberstehender, gegenseitig abgesprießter Stahlspundwände von 19 m Länge. In einer Wand wurde ein plastisches Gelenk ausgebildet und die Umverteilung der Biegemomente untersucht. Die andere Wand bestand aus Doppel-U-Bohlen zur Untersuchung des Phänomens der „schiefen Biegung“.

Für den Feldversuch wurden 23 Voraussagen nach Typ A von internationalen geotechnischen Ingenieuren und Bauingenieuren eingeholt. Der Versuch sollte zu einem Erfahrungsgewinn sowohl für die Bemessung nach dem Traglastverfahren als auch für die Bemessung von Spundwänden aus Doppel-U-Bohlen beitragen und somit dazu führen, dass die Bemessung von Stahlspundwänden sicherer und wirtschaftlicher wird. Die vorliegende Abhandlung liefert einen

Überblick über den Feldversuch die eingeholten Voraussagen, die Versuchsergebnisse und erste Schlussfolgerungen.

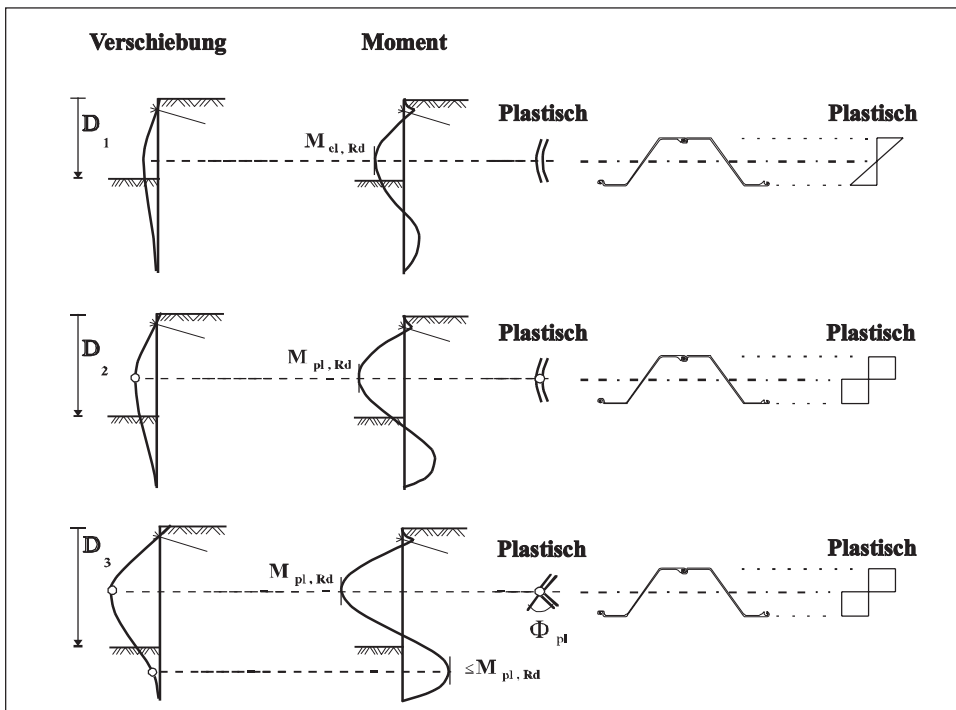
1 Einleitung

Die Einführung von Eurocodes in der Praxis der Bemessung von Stahlspundwänden könnte zu einer allmählichen Ersetzung nationaler Bauvorschriften durch eine Europäische Norm führen. ENV 1993-5 (CEN 1997) behandelt zusammen mit ENV 1997-1 (CEN 1994) die Bemessung von Stahlspundwänden. ENV 1993-5 erlaubt die Einführung plastischer Gelenke bei der Bemessung von Stahlspundwänden und gibt Empfehlungen anhand eines schrittweisen Verfahrens.

Bis vor wenigen Jahren war es allgemein üblich, die Traglast einer Stahlspundwand mit dem Erreichen der Fließgrenze in der Randfaser gleichzusetzen. Der Nachweis einer Spundwandbohle basierte auf der Streckgrenze des Stahls und dem elastischen Widerstandsmoment der Spundwandbohle. Erfolgt jedoch, nach Errei-

chen der Streckgrenze in dieser Faser, ein weiterer Aushub vor der Spundwand, so bildet sich ein plastisches Gelenk aus. Der Erddruck auf die Spundwand wird dann umverteilt, und es entsteht ein Einspannmoment (Bild 1).

Bild 1:
Spannungszustände in einer Stahlspundwand während einer Ausschachtung (Hartmann-Linden, 1997)



Die Rotation im ersten plastischen Gelenk nimmt bis zum Versagen durch das Ausbilden eines zweiten Fließgelenkes zu. Die Bemessung einer Spundwand nach dem Traglastverfahren bedient sich des vollplastischen Widerstandsmoments und der Momentenumverteilung. Der Nachweis des Querschnitts basiert dann auf dem vollplastischen Widerstandsmoment und der Rotationskapazität des plastischen Gelenks.

Bereits 1953 schlug Brinch Hansen eine Bemessungsmethode für Stahlspundwände mit plastischen Gelenken vor. Dieses Bemessungsverfahren berücksichtigt in erster Linie die Umlagerungskapazität des Erddrucks und weniger den Bauteilnachweis der Stahlspundwand. Hartmann-Linden (1997) und Hartmann-Linden et al. (1998) schlagen ein Bemessungsverfahren vor, das auf dem (elastischen und plastischen) Bauteilwiderstand des Spundwandprofils basiert. Dieses Bemessungsverfahren, wie auch ENV 1993-5, gründet sich darauf, dass das Bruchmoment und die Rotationskapazität einer Spundwandbohle von der Schlankheit des Druckflanschs abhängen, ausgedrückt durch ein b/t -Verhältnis. Die Möglichkeit für den Einsatz plastischer Gelenke bei der Bemessung von Stahlspundwänden könnte im Vergleich zur elastischen Berechnung eine beträchtliche Materialeinsparung von möglicherweise mehr als 30 % mit sich bringen (Steenfelt 1988, Hartmann-Linden 1997 und van Tol & Kort 1997).

ENV 1993-5 behandelt die Bemessung von Stahlspundwänden aus Einzel- und Doppel-U-Bohlen. Im Fall eines Reibungsmangels an den Fädelschlössern arbeiten die Spundbohlen bei der Biegung nicht einwandfrei zusammen, was für eine Wand aus Einzelbohlen klar ersichtlich sein mag. Auf Grund der schiefen Hauptachsen und der Spannungsnulllinie ist es jedoch möglich, dass die Wand aus Doppel-U-Bohlen sich nicht nur senkrecht zu sondern auch in der Wandebene durchbiegt (**Bild 2**).

Dieses Phänomen heißt schiefe Biegung und kann zu erheblichem Verlust an Biegezugwiderstand und Steifigkeit der Stahlspundwand führen. Lohmeyer (1937) untersuchte dieses Phänomen vor über 60 Jahren ausgiebig und folgerte, dass ein erheblicher Verlust an Widerstandsmoment und Steifigkeit der Stahlspundwand dann realistisch ist, wenn die Relativverschiebung in den freien Schlössern nur unzureichend behindert wird. Soweit es den Autoren bekannt ist, sind die Niederlande das einzige Land in dem umfassende, jedoch strenge Bemessungsvorschriften im Hinblick auf die schiefe Biegung von Stahlspundwänden bestehen. In den meisten anderen Ländern wird das Problem

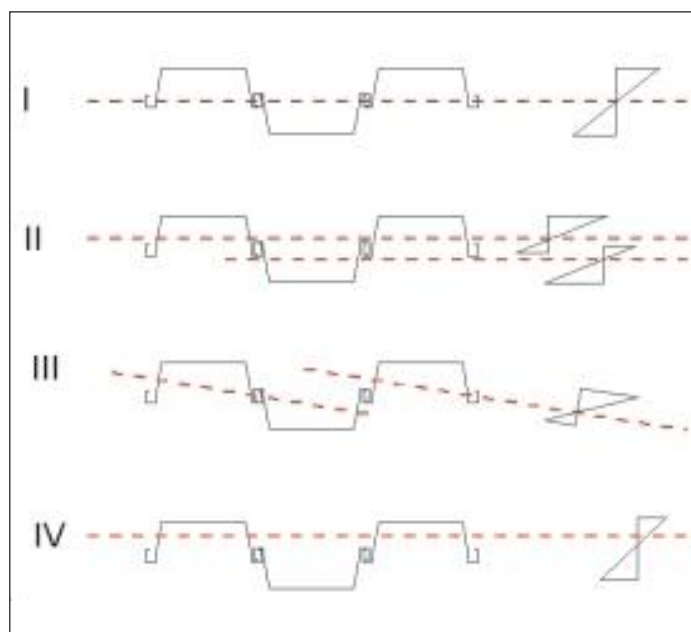
der fehlenden Schlossreibung für Doppel-U-Bohlen vernachlässigt, wahrscheinlich, weil die schiefe Biegung in der Praxis bisher kaum beobachtet wurde. In einigen Ländern werden sogar Einzel-U-Bohlen als einwandfrei zusammenwirkend erachtet. Zum gegebenen Zeitpunkt ist nicht klar, ob die Bemessung von Stahlspundwänden in den Niederlanden zu teuer oder in anderen Ländern nicht sicher genug ist.

Neueste Entwicklungen im Hinblick auf die Bemessung nach dem Traglastverfahren und die schiefe Biegung waren Anlass für das Geotechnische Labor der Technischen Universität Delft und das Niederländische Zentrum für Bauforschung und -vorschriften (Dutch Centre for Civil Engineering Research and Codes, CUR), einen umfassenden Feldversuch in niederländischem weichem Boden mit hohem Grundwasserspiegel durchzuführen. Dieser Versuch untersucht:

- das Verhalten eines Spundwandbauwerks mit einem plastischen Gelenk
- das Verhalten einer aus Doppel-U-Bohlen aufgebauten Stahlspundwand
- das kurzfristige sowie langfristige Verhalten beider Spundwandbauwerke in weichem Untergrund

Für den Feldversuch wird eine quadratische Baugrube von circa 12 m x 12 m ausgeschachtet, in die zwei Versuchswände eingetrieben werden. Um einen Ausgangspunkt für die Berechnungsmethoden zu erhalten, sind besondere Messungen des zweidimensionalen Verhaltens beider Versuchswände vorgesehen.

Bild 2:
Durchbiegung von Einzel- und Doppel-U-Profilen



Im Rahmen des Feldversuchs wurde ein Fragebogen für Prognosen erstellt. Angeregt wurde dies durch positive Ergebnisse, die von Wolfersdorff (1998) in einem ähnlichen groß angelegten Feldversuch in Karlsruhe erzielte. Für den Feldversuch in Rotterdam wurden 23 Voraussagen nach Typ A getroffen.

Der erste Teil des dreiteiligen Fragebogens enthält die Gegebenheiten des Versuchsgeländes, die Bauwerks- und Bodendaten, Einzelheiten zum Bau sowie den Versuchsablauf. Anhand dieser Informationen konnten Voraussagen für den Feldversuch erstellt werden (Absatz 2, 3 und 4). Im zweiten Teil werden die Ergebnisse der Voraussagen und das tatsächliche Verhalten der Versuchswände aufgezeigt (Absatz 5). Der dritte Teil beschreibt das letztendlich gewählte Verfahren zur Ausbildung des plastischen Gelenks sowie die jeweiligen Ergebnisse der einzelnen Versuchsphasen (Absatz 6).

2 Gegebenheiten des Versuchsgeländes

Bilder 3 und 4 zeigen Ansichten der Spundwandbauwerke von oben und von der Seite. Die vier Wände sind beinahe quadratisch angeordnet, die Seitenlänge beträgt ungefähr 12 m. Das obere Niveau der Spundbohlen liegt bei NAP +1,0 m (NAP ist der niederländische Referenzpegel), und das Rasenniveau liegt bei NAP -0,60 m. Die Nord- und Südwände sind die Versuchswände. Zur Minimierung der Ecken- effekte an den Versuchswänden wurden vier Bentonitsiebe installiert sowie vier spezielle Stützbohlen entwickelt und installiert.

Die Nordwand besteht aus zehn Doppelbohlen AZ13 von 19 m Länge. Von diesen bilden sechs die Versuchswand, zwei sind Stützbohlen AZ13S und zwei sind Eckbohlen. An die Versuchsbohlen A 2, A 4 und A 5 wurden Neigungsmesser geschweißt. Versuchsbohle A 3 wurde mit zwölf Bodendruckzellen ausgestattet, vier auf der Ausschachtungsseite und acht auf der Stützseite; Versuchsbohle A 4 wurde mit 40 schwingenden Dehnungsmessstreifen ausgestattet. Die Position der vier Messstreifen im Querschnitt ist in Bild 5 dargestellt.

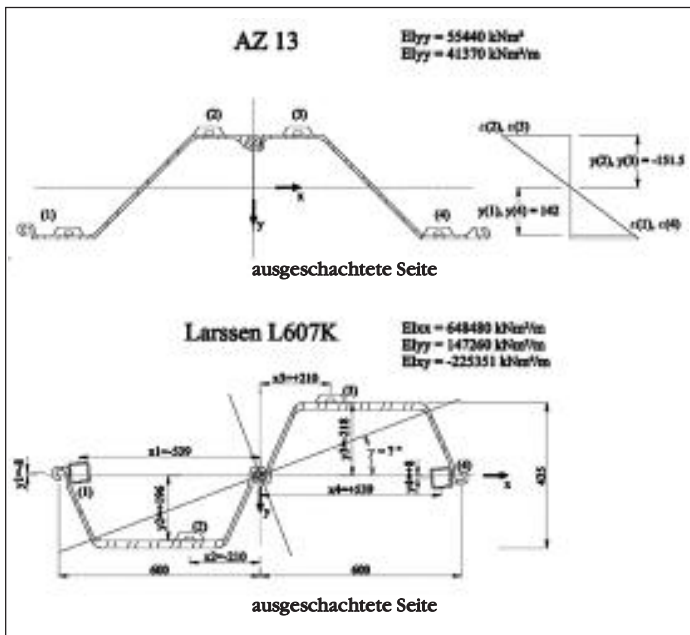


Bild 3: Ansicht der Stahlpundwände von oben

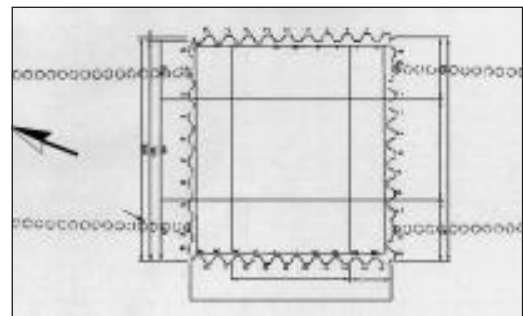


Bild 5: Verteilung von Dehnungsmessstreifen auf dem Querschnitt

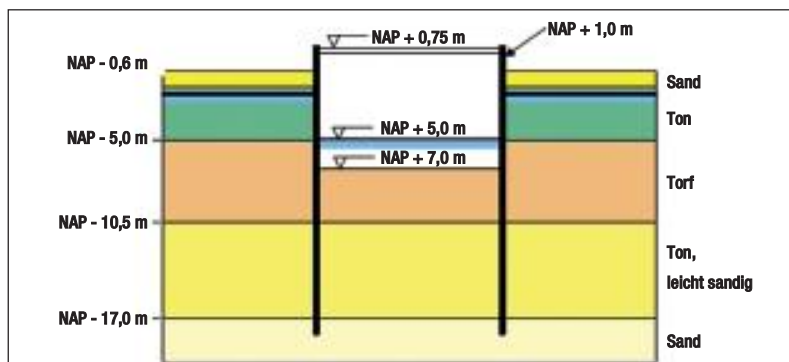


Bild 4: Seitenansicht der Stahlpundwände

Praktische Ergebnisse aus dem Spundwandgroßversuch in Rotterdam

Der untersuchte Teil der Südwand besteht aus sieben Doppel-U-Bohlen Larssen 607K, H 1 bis H 7, ebenfalls 19 m lang. Die mittleren Schlösser der Doppelbohlen wurden geschweißt, für die äußeren Schlösser wurden jedoch keine besonderen Maßnahmen getroffen. An die Versuchsbohlen H 2, H 4 und H 6 wurden Neigungsmesser geschweißt. Versuchsbohle H 3 wurde mit zwölf Bodendruckzellen ausgestattet, vier auf der Ausschachtungsseite und acht auf der Stützseite, und Versuchsbohle H 5 wurde mit 40 schwingenden Dehnungsmessstreifen ausgestattet. Zwei Stützbohlen AZ13S und zwei Eckbohlen H 8 und H 9 machen die Südwand komplett. Die Position der vier Messstreifen im Querschnitt ist in **Bild 5** dargestellt.

Die Ost- und Westwand wurden aus jeweils 20 Einzelbohlen LX32 von British Steel aufgebaut. Zur Störungsminimierung in den passiven Bereichen beider Versuchswände wurden diese Bohlen auf NAP -20,0 m installiert. Vier Bohlen wurden mit Neigungsmessern ausgestattet.

Bohlen in einem Bentonitpfeiler platziert, der bis auf NAP -15,50 m reicht. Nach dem Eintreiben wurde die Bohle auch am Kopf aufgeschnitten.

Hinter jeder Versuchswand wurden zwei Bentonitsiebe installiert. Die Bentonitsiebe bestehen aus Bentonit-Erde-Pfeilern, \varnothing 500-700, die vor Ort gemischt werden. Die Säulenfüße befinden sich zwischen NAP -13,50 m, nahe an der Versuchswand, bis hin zu NAP -3,50 m, 13,0 m hinter den Testwänden. Innerhalb der

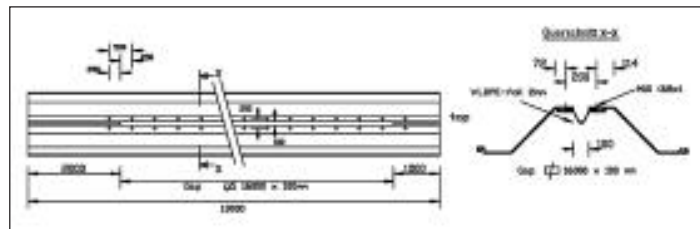


Bild 6:
Spezielle Stützbohlen

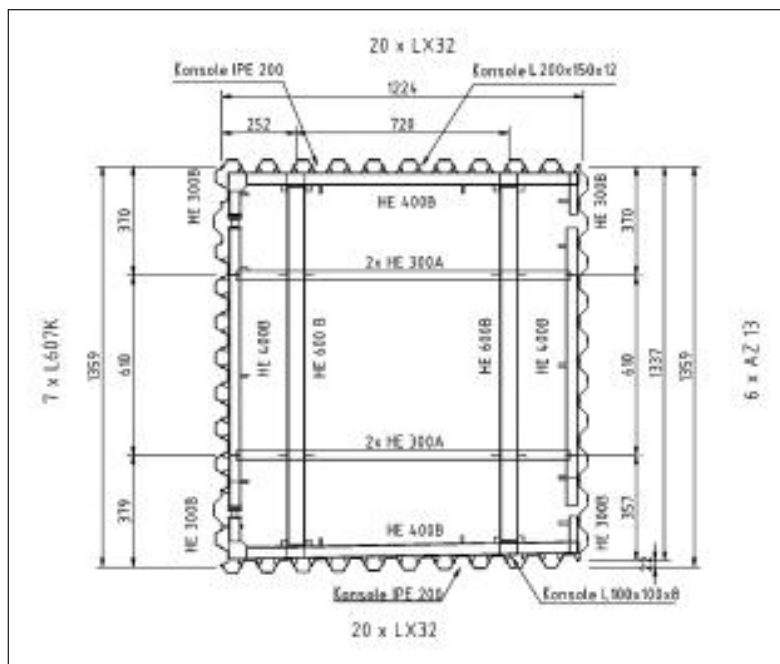


Bild 7:
Zeichnung der Streben

Da die Ecken der Baugrube großen Einfluss auf das Versuchsergebnis hätten, wurden vier spezielle Stützbohlen entwickelt, siehe **Bild 6**.

Diese aus AZ13-Profilen bestehenden Bohlen wurden über eine Länge von 16 m aufgeschnitten. Damit kein Wasser in die Baugrube eindringen konnte, wurde der Spalt mit einer 2 mm dicken VLDPE-Folie abgedeckt. Für besseres Abteufverhalten der Bohlen blieben 2 m am Bohlenfuß und blieb 1 m am Bohlenkopf intakt. Zum Schutz der Folie wurden diese besonderen

Baugrube wurden auf Grund möglicher Versickerung während der Ausschachtarbeiten keine Bentonitsiebe verwendet.

Die Streben für die Versuchswände Nord und Süd wurden so konstruiert, dass beide Versuchswände unabhängig voneinander waren und die gemessenen Strebenkräfte nicht durch die anderen Spundwandbohlen beeinflusst wurden. **Bild 7** zeigt die Zeichnung der Streben und Gurtungen.

Die Mittellinie des Fachwerks befindet sich auf NAP +0,75 m. Die unterschiedlichen Strebenkräfte sind zurückzuführen auf die steifen HE600B-Streben zwischen der Ost- und Westwand. Die Streben und Gurtungen wurden als gelenkiger Stabanschluss mit ausreichender Rotationskapazität zwischen den Stahlpundwänden und dem Fachwerk ausgeführt. Das Strebenfachwerk beinhaltet sechs Druckzellen, vier Zellen zur Messung der lateralen Strebenkräfte der nördlichen und südlichen Versuchswände und zwei zur Messung der axialen Kraft in den Gurtungen der Doppel-U-Versuchswand.

Eine vollständige Beschreibung der Versuchsbedingungen findet sich bei Kort et al. (1999).

3 Materialparameter

3.1 Bemessungsdaten

Die wichtigsten Eigenschaften der im Feldversuch verwendeten Spundwandbohlen, wie sie auch den befragten Ingenieuren genannt wurden, stammen aus Katalogen und sind in **Tabelle 1** aufgeführt.

Profil	A cm ² /m	I _x cm ⁴ /m	W _x cm ³ /m
AZ 13	137	19700	1300
I 607k	244	70030	3220

Plastische Eigenschaften:

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{pl} = 426 \text{ kNm/m}$$

Bezüglich der plastischen Eigenschaften wurde eine Streckgrenze von etwa $f_y = 280 \text{ N/mm}^2$ genannt, die für elastoplastische Bemessungsmodelle in $M_{pl} = 426 \text{ kNm/m}$ resultiert. Diesen Daten liegen Zugversuche und ein Vier-Punkt-Biegetest zugrunde, die an einem ähnlichen Profil durchgeführt wurden. Die Reste der Versuchsspundbohlen A 3 und A 4 wurden nach dem Feldversuch zwei Vier-Punkt-Biegetests und Zugversuchen unterzogen. Die Diagramme der gemessenen Momentkurven sind in **Bild 8** dargestellt. Die Versuche ergaben eine Streckgrenze von etwa $f_y = 315 \text{ N/mm}^2$ und $M_u = 475 \text{ kNm/m}$.

Die untersuchten Muster sind Grenzfälle zwischen einem Profil der Klasse 1 und einem Profil der Klasse 2, siehe ENV 1993-5. Dieser Querschnitt ist für das Ziel des Feldversuchs geeignet, da die Bemessung nach dem Traglastverfahren unter Verwendung von Querschnitten der Klasse 2 sowohl möglich als auch gestattet ist. Richtlinien für die Bemessung nach dem Traglastverfahren mit Querschnitten der Klasse 2 siehe ENV 1993-5 (CEN 1997).

Tabelle 1: Konstruktionsdaten der Spundwandbohlen

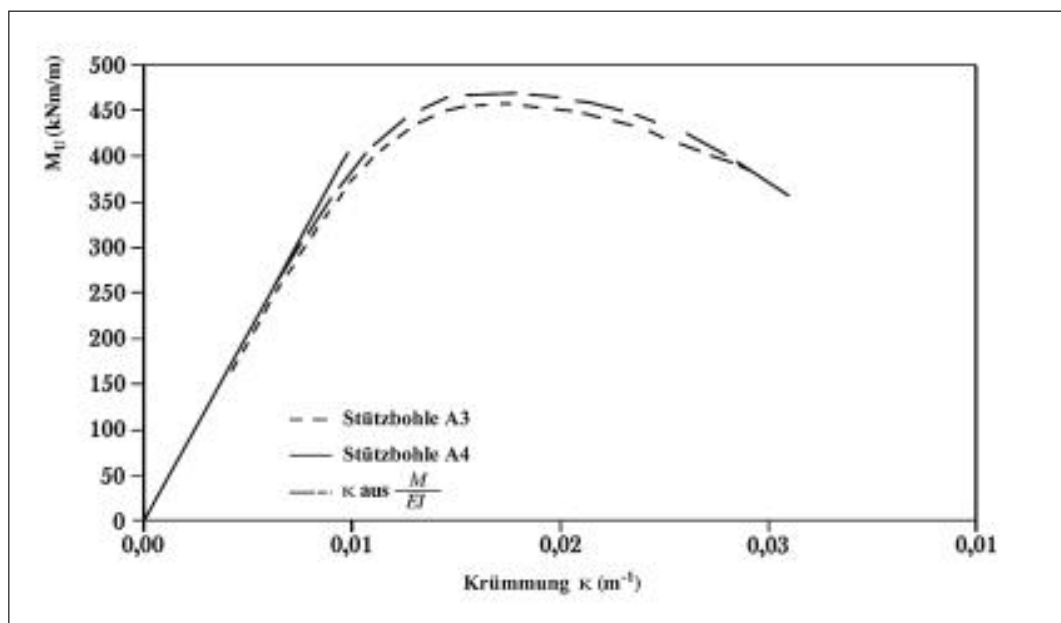


Bild 8: Ergebnisse des Biegeversuchs an A 3 und A 4

3.2 Bodendaten

Die Bodendaten stammen aus einem umfangreichen Programm zur Bodenuntersuchung, das zum einen herkömmliche Versuche vor Ort wie CPTs, Vane-Tests und Drucktests beinhaltet, zum anderen Laborversuche wie Ödometer-Untersuchungen, dreiaxiale Druckversuche und Ausdehnungsuntersuchungen (CUR 1998).

In Bild 9 ist ein typischer CPT zusammen mit der ursprünglichen Verteilung des Wasserdrucks dargestellt. Der Boden besteht aus einer 16,50 m dicken, normal konsolidierten weichen Lehm-Torf-Lehm-Schichtung. Darunter befindet sich die normal konsolidierte pleistozäne Sandschicht. Der etwa 2 km entfernte Fluss Maas dominiert den Porendruck in dieser Schicht. Der ursprüngliche Wasserdruck in den verschiedenen Bodenschichten wird mit neun Piezometern und drei offenen Steigrohren bestimmt. Eine Übersicht der wichtigsten Bodendaten liefert Tabelle 2.

obere Höhenkote (m-NAP)	Bodenart	γ_{avg} (kN/m ³)
0,50	Sand	18
1,50	Ton, leicht sandig	16
5,75	Torf	10
9,00	Sehr toniger Torf	10
10,50	Ton, Humus	13
12,50	Ton, leicht sandig	16
16,10	Ton, sehr schluffig	12
17,00	Ton, leicht sandig	16
17,50	Sand, Schluff, mittel bis grobkörnig	20
18,50	Sand, Schluff	20

Tabelle 2: Zusammenfassung der Bodenparameter CPT und Piezometerköpfe

4 Versuchsablauf

4.1 Einleitung

Das Verfahren des Feldversuchs beinhaltet folgende Phasen:

Vorarbeiten

Phase 1: kurzfristiger Feldversuch

Phase 2: Auffüllung mit Sand

Phase 3: langfristiger Feldversuch

Phase 4: zusätzliche Erhöhung der Belastung (1)

Phase 5: zusätzliche Erhöhung der Belastung (2)

Phase 6: Infiltration von Wasser

Vor Versuchsbeginn befand sich das Rasenniveau auf NAP -1,60 m. Um das Versuchsgelände für CPTs und Bohrausrüstung, Kräne und andere Baumaschinen zugänglich zu machen, wurde das Versuchsgelände mit 0,40 m trockenem Sand und später bis auf 1 m Sand insgesamt erhöht. Diese Vorarbeiten begannen im Mai 1998 und endeten am 12. April 1999. Phase 1 begann am 13. April 1999, und Phase 6 endete am 31. Januar 2000. Eine Zusammenfassung des Versuchsverfahrens einschließlich des Zeitrahmens liefert Tabelle 3.

Tabelle 3: Versuchsablauf

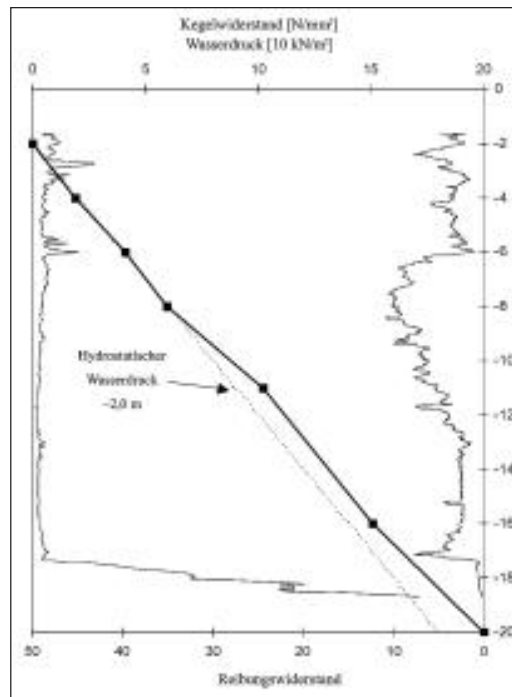
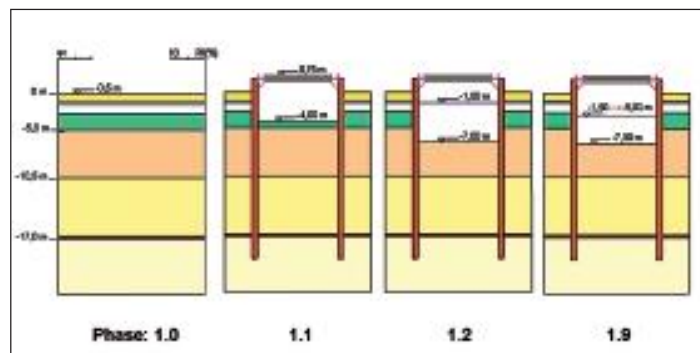


Bild 9: CPT und Piezometerköpfe



4.2 Die sechs Versuchsphasen

Phase 1:

kurzfristiger Feldversuch

Der kurzfristige Feldversuch wurde in drei größeren untergeordneten Phasen durchgeführt, siehe auch

Bilder 3 und 4.

- Nach Installation der Stahlpundwände, der Schlammsiebe und des Strebenfachwerks wurde eine Trockenlegung bis auf NAP $-4,0$ m durchgeführt: Erde und Wasser wurden bis zu diesem Niveau entfernt.
- Der Wasserspiegel in der Grube wurde auf NAP $-1,50$ m angehoben, und die Ausschachtung wurde nach und nach bis auf ein Niveau von NAP $-7,0$ m fortgeführt. Während der Ausschachtung wurde der Wasserspiegel konstant auf NAP $-1,50$ m gehalten.
- Senkung des Wasserspiegels auf NAP $-5,0$ m in 5 Schritten. Die Zwischenschritte sind NAP $-2,50$ m, NAP $-3,50$ m, NAP $-4,0$ m, NAP $-4,50$ m und NAP $-5,0$ m. Nach dem dritten Schritt auf NAP $-4,0$ m wurde ein Auswertungsschritt zur Einschätzung der kritischen Versagenslast der AZ13-Wand eingeführt.

Der Auswertungsschritt ergab, dass die Belastung der Stahlpundwände zur Ausbildung eines plastischen Gelenks in der AZ13-Versuchswand nicht ausreichend war und dass daher eine Änderung des Versuchsverfahrens notwendig war. Als Folge dieser Entscheidung wurde nach dem letzten Schritt von Phase 1 (Wasserspiegel NAP $-5,0$ m) der tatsächliche Feldversuch anders ausgeführt als zuvor den befragten Ingenieuren vorgelegt.

Phase 2:

Befüllung mit Sand

Da die vorläufigen Ergebnisse während des Versuchs zeigten, dass die Belastung auf der aktiven Seite der AZ13-Wand unzureichend war, wurde direkt hinter der AZ13-Wand ein Erdwall von $9\text{ m} \times 9\text{ m} \times 2\text{ m}$ errichtet.

Phase 3:

langfristiger Feldversuch

Die Situation, wie sie sich nach der Auffüllung mit Sand darstellte, wurde beibehalten und über einen Zeitraum von 80 Tagen beobachtet.

Phase 4 und 5:

zusätzliche Erhöhung der Belastung

Da die vorläufigen Versuchsergebnisse zeigten,

dass ein plastisches Gelenk innerhalb des gegebenen Zeitrahmens nicht ausgebildet werden konnte, wurden die folgenden zwei Schritte durchgeführt, um die Belastung der AZ13-Spundbohlen weiter zu erhöhen.

- Phase 4: Senkung des Wasserspiegels innerhalb der Baugrube auf NAP $-5,50$ m
- Phase 5: Senkung des Wasserspiegels innerhalb der Baugrube auf NAP $-6,0$ m

Diese Vorgehensweise führte zum Nachgeben der Materialfaser und der allmählichen Entstehung eines vollplastischen Querschnitts.

Phase 6:

Infiltration von Wasser

Einige Tage vor Versuchsende war beinahe ein vollplastischer Querschnitt herbeigeführt. Als sich jedoch über einen Zeitraum von zwei Wochen weder der Versatz der AZ13-Wand noch die Beanspruchungsverteilung entlang der Spundbohle änderten, wurde beschlossen, ein plastisches Gelenk wie folgt auszubilden:

Über einen Zeitraum von zwei Tagen fand eine Infiltration von Wasser statt. Am ersten Tag wurden insgesamt 2 m^3 Wasser bei einer Zuströmung von $0,4\text{ m}^3/\text{Stunde}$ infiltriert; am zweiten Tag insgesamt 6 m^3 bei einer Zuströmung von $2,2\text{ m}^3/\text{Stunde}$. Diese Vorgehensweise führte zu einer Rotation des plastischen Gelenks und somit zur Umverteilung der Biegemomente. Phase 6 betrifft die Situation der AZ13-Wand vor und nach der Entstehung der Rotation im plastischen Gelenk.

In allen Phasen wurden Messungen durchgeführt, anhand derer die Auswirkungen der Vorgehensweisen wie lateraler und diagonaler Wandversatz, Strebenkräfte, Biegemomente und Bodendruck abgeleitet werden können.

5 Prognosen und Ergebnisse

5.1 Prognosen von zwei Gruppen

Für den Spundwand-Feldversuch in Rotterdam wurden Prognosen von zwei Gruppen erstellt (CUR 1999). Ziel der Prognose ist es, nützliche Diskussionen in einer großen Gruppe von Ingenieuren zu bewirken, was dazu beitragen könnte, den Wissensstand Stahlpundwände in weichem Untergrund im Allgemeinen betreffend zu verbessern.

Bei der Prognose nach Typ 1 war es das Ziel der Organisatoren, geotechnische Ingenieure und Bauingenieure auf plastische Gelenke und

schiefe Biegung in Stahlspundwänden aufmerksam zu machen, insbesondere da diese Phänomene relativ unbekannt sind und Einfluss darauf nehmen können, dass die Bemessung und der Bau von Stahlspundwänden sicherer und wirtschaftlicher werden. Die befragten Ingenieure erhielten die Materialparameter gemäß Absatz 3. Die Voraussage nach Typ 2 richtete sich an geotechnische Experten, die in einem wissenschaftlicheren Umfeld arbeiten. Diese Befragten erhielten die Ergebnisse der Bodenuntersuchung, und der Fragebogen war ausführlicher, vor allem was das langfristige Verhalten der Wände betrifft.

Beide befragten Gruppen wurden gebeten, die Zwischenphasen NAP $-4,0/-4,0$ m, NAP $-7,50/-1,50$ m und NAP $-7,50/-5,0$ m aus Versuchsphase 1 gemäß Absatz 4 vorauszusagen. Außerdem wurde bei der Voraussage nach Typ 2 gefragt, wie sich die Situation einen Monat, drei und sechs Monate nach Belastungsschritt NAP $-7,50/-5,0$ m darstellen würde.

5.2 Prognosen und Ergebnisse

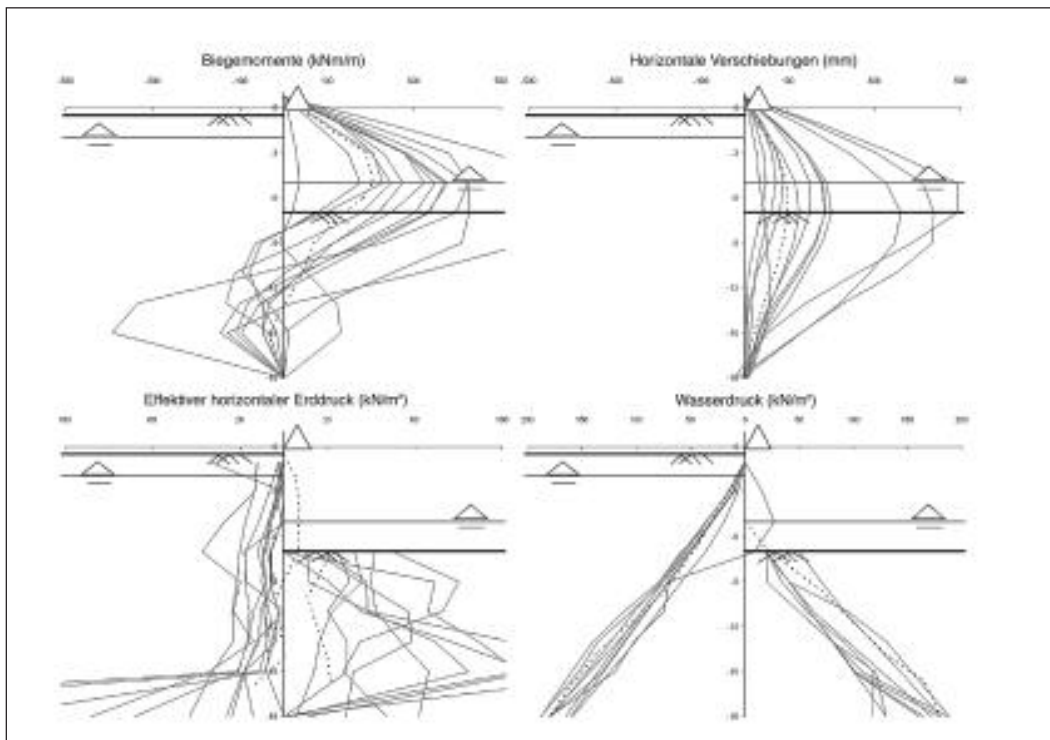
Insgesamt erhielten die Organisatoren 23 Voraussagen: zwölf nach Typ 1 und elf nach Typ 2. Die Mehrheit der nach Typ 1 befragten Ingenieure wendete ein Subgrade-Reaction-Modell an und beinahe alle nach Typ 2 befrag-

ten Ingenieure ein FEM-Modell. Zunächst werden einige Überlegungen im Hinblick auf die Gesamtergebnisse angestellt. Dann werden einige bestimmte Prognosen betrachtet.

Bild 10 zeigt die Ergebnisse aller Voraussagen nach Typ 1 für die AZ13 am Ende von Phase 1 (NAP $-7,50/-5,0$ m).

Die durchgezogenen Linien dienen zur Darstellung der Biegemomente, der horizontalen Verschiebungen, des effektiven horizontalen Drucks und des Wasserdrucks. Die Werte aus dem Feldversuch sind mit den gepunkteten Linien dargestellt. Im Durchschnitt wurden die Biegemomente und der Versatz überschätzt. Der Hauptgrund dafür ist die Überschätzung des aktiven Bodendrucks. Die wenigen der befragten Ingenieure, die ein FEM-Modell anwendeten, waren im Allgemeinen näher an den gemessenen Werten als diejenigen mit den Spring-Modellen.

Bild 10: Ergebnisse der Voraussagen nach Typ 1 für AZ13 am Ende von Phase 1 (NAP $-7,50/-5,0$ m)



Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung

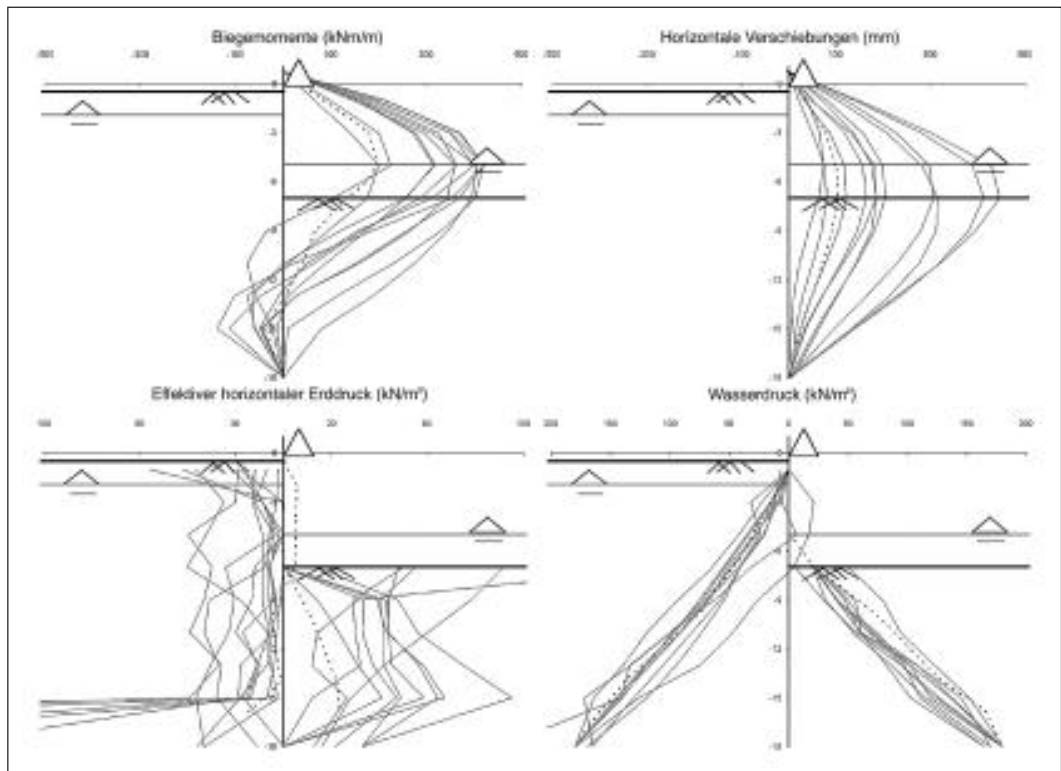
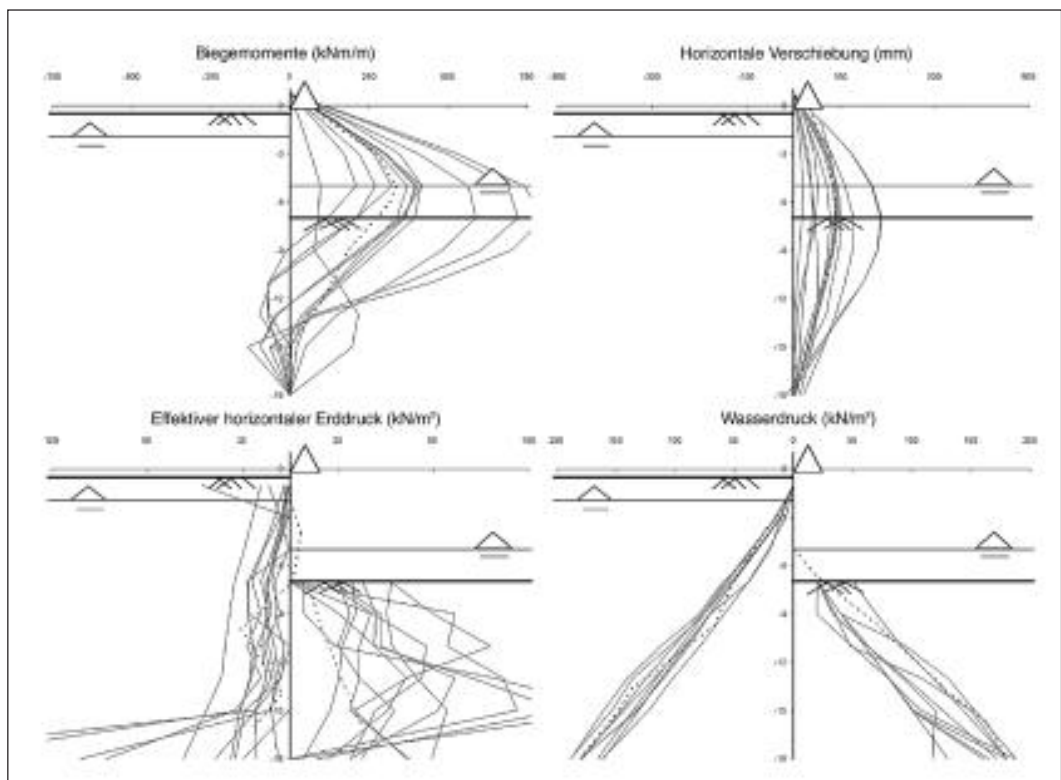


Bild 11: Ergebnisse der Voraussagen nach Typ 2 für AZ13 am Ende von Phase 1 (NAP -7,50/-5,0 m)

Bild 12: Ergebnisse der Voraussagen nach Typ 1 für L607K am Ende von Phase 1 (NAP -7,50/-5,0 m)



	Messungen	Typ 1, alle (12)	Typ 1, Spring (9)	Type 1, FEM (3)	Type 2, alle (11)
AZ13					
M_{\max} (kNm/m)	207	335 (61 %)	354 (71 %)	275 (32 %)	349 (68 %)
U_{\max} (mm)	109	200 (83 %)	228 (109 %)	116 (6 %)	227 (108 %)
L607K					
M_{\max} (kNm/m)	337	425 (26 %)	440 (30%)	369 (10 %)	485 (44 %)
U_{\max} (mm)	88	89 (1 %)	98,5 (10 %)	74 (-16 %)	113,6 (29 %)

Tabelle 4: Übersicht über die Voraussagen im Vergleich zu den gemessenen Werten

Tabelle 4 liefert eine Übersicht über den Durchschnitt der verschiedenen Prognosen in Bezug auf das Versuchsergebnis.

Andere wichtige Beobachtungen aus den Prognosen sind:

- Die meisten der befragten Ingenieure, die den FEM-Code PLAXIS anwendeten, berücksichtigten das plastische Verhalten der AZ13 unter Anwendung eines vollkommen elastoplastischen Trägerelements.
- Die meisten der befragten Ingenieure wendeten im Hinblick auf ein mögliches Rutschen der Schlösser einen Reduktionsfaktor für U-Profile an. Dies erklärt sich aus der Tatsache, dass die meisten der befragten Ingenieure aus den Niederlanden kommen, wo die Anwendung von Reduktionsfaktoren für die schiefe Biegung der gegenwärtigen Bemessungspraxis entspricht (CUR 1993).

5.3 Analyse vielversprechender Prognosen

Obwohl die **Bilder 10 bis 12** zeigen, dass mehrere Prognosen das gemessene Verhalten überschätzen, kamen einige Prognosen ziemlich nah an die gemessenen Ergebnisse heran. Die letzteren Prognosen sollen hier betrachtet werden.

Einige der nach Typ 1 befragten Ingenieure sowie einige der nach Typ 2 befragten erzielten befriedigende Prognosen. Es fällt auf, dass diese Voraussagen sowohl mit Spring-Modellen als auch mit FEM-Modellen getroffen wurden. Einer der Befragten wendete sowohl das Soft-Soil-Creep(SSC) - als auch das Hardening-Soil(HS)-Modell des FEM-Code PLAXIS mit jeweils denselben Parametern an. Das Ergebnis mit dem Hardening-Soil-Modell war weitaus besser. Eine Erklärung dafür ist, dass das HS-Modell den

Spannungspfad einer Ausschachtung besser beschreibt, da Bodenverformungen meist auf Grund von Scherkräften auftreten, während das SSC-Modell Verformungen anhand von Kompression beschreibt.

Außerdem scheinen alle Voraussagen mit Werten nahe den Höchstwerten für den Bodewiderstand getroffen worden zu sein und im Fall des Spring-Modells mit verhältnismäßig hohen Werten für die Spring-Konstanten der Kurzfristigkeit.

6 Ergebnisse des Feldversuchs

6.1 Versuchsergebnisse

In diesem Absatz sollen die Versuchsergebnisse der wichtigsten Phasen des Feldversuchs aufgezeigt werden. Für jede einzelne Phase werden Biegemoment, Versatz, Bodendruck, Wasserdruck und effektiver Bodendruck dargelegt, zunächst für die AZ13-Wand und dann für die L607K-Wand. Für die L607K-Wand werden auch das diagonale Moment und der diagonale Versatz dargelegt. Zur Bezeichnung der verschiedenen Versuchsphasen wird auf **Tabelle 3** verwiesen.

Die in den Grafiken dargestellten Versuchsergebnisse werden von lokalen Messergebnissen abgeleitet und durch gerade Linien verbunden. Es ist zu beachten, dass die geraden Linien in den Momentendiagrammen und in den Diagrammen zum Erd- und Wasserdruck keine physikalische Bedeutung haben. Kort (2000) liefert eine umfassende Übersicht der Messergebnisse und der durchgeführten Prüfung hinsichtlich der Ergebniskonsistenz.

6.2 Verhalten der AZ13-Wand

Die **Bilder 13 bis 17** zeigen Biegemomente, lateralen Versatz, Erd- und Vergleichsspannungen sowie Wasserdruck für die AZ13-Wand jeweils am:

Bild 13: 11. Mai
(Phase 1.9 war vorherzusagen)

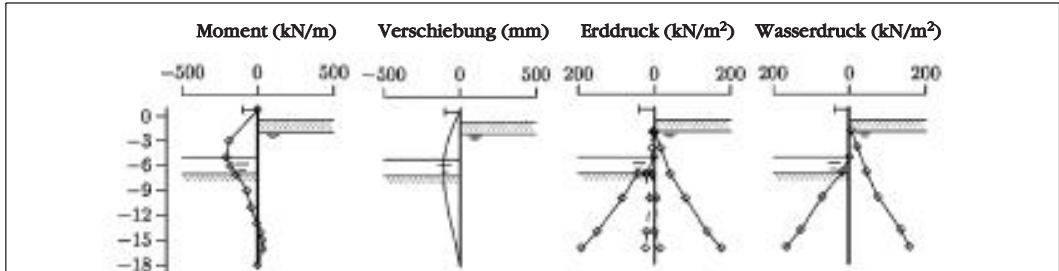


Bild 14: 11. August
(Phase 3, nach Befüllung mit Sand, nach 80 Tagen)

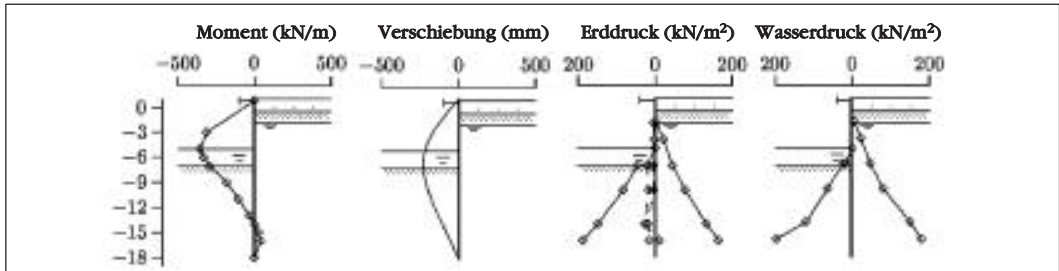


Bild 15: 4. Oktober
(Phase 4.2
Wasserspiegel
-5,5 m, nach
45 Tagen)

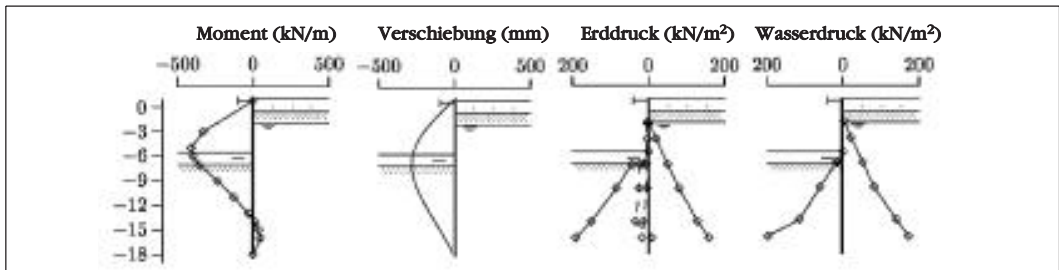


Bild 16: 18. Januar
(Phase 5.2,
Wasserspiegel
-6,0 m, nach 110
Tagen)

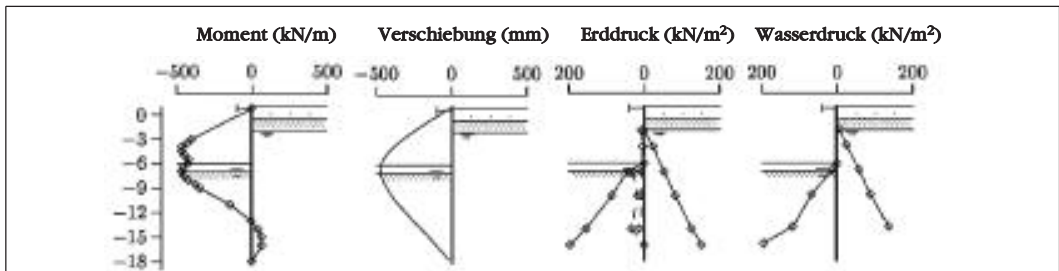
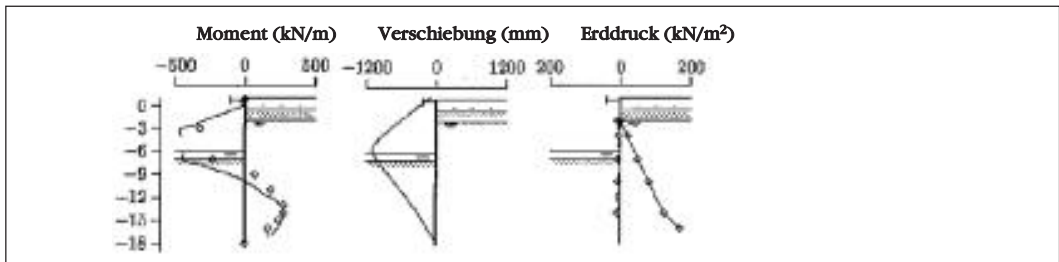


Bild 17:
28. und 31. Januar
(Phase 6, nach
Infiltration)



Praktische Ergebnisse aus dem Spundwandgroßversuch in Rotterdam

Die Momentenverteilung am 18. Januar sowie am 28. und 31. Januar zeigt eine „plötzliche“ Verschlechterung, die sich aus dem plastischen Verhalten der Spundwandbohle erklärt: das Biegemoment leitet sich aus den Messergebnissen der Dehnungsmessstreifen und der Neigungsmesser ab. Basierend sowohl auf den Dehnungsmessstreifen als auch auf dem Neigungsmesser konnte eine Kurvenverteilung bestimmt werden. Unter Verwendung des Diagramms der gemessenen Momentenkurve aus **Bild 8** konnte das Biegemoment abgeleitet werden. Die „plötzliche“ Verschlechterung stellt das Weichwerden der Spundwandbohle dar.

6.3 Verhalten der L607K

Die **Bilder 18** und **19** zeigen Biegemomente, lateralen Versatz, Erd- und Vergleichsspannungen, Wasserdruck und das diagonale Biegemoment sowie den diagonalen Versatz für die L607K-Wand am 11. Mai und 11. August 1999.

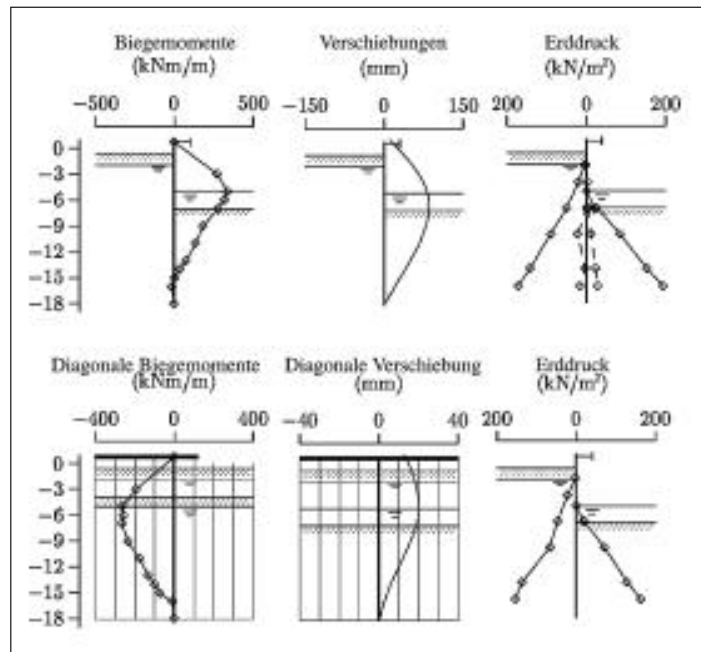


Bild 18: 11. Mai (Phase 1.9 war vorherzusagen)

6.4 Vorläufige Interpretation

Da der Feldversuch und die nachfolgenden Untersuchungen der Stahlprofile erst im Frühjahr 2000 beendet waren, dauert die Interpretation und Auswertung der Ergebnisse noch an. In der vorliegenden Abhandlung werden daher lediglich einige der Hauptpunkte zum Verhalten beider Versuchswände dargelegt.

Plastisches Verhalten

Aus den Ergebnissen ist zu schließen, dass in der AZ13 ein plastisches Gelenk ausgebildet wurde. Das maximale Moment wurde bereits am 18. Januar 2000 überschritten. Nach Belastungsschritt 6 stieg die Kurve auf maximal $0,18 \text{ m}^{-1}$ und die plastische Rotation erreichte $0,2$ Radiale in diesem Bereich (siehe **Bild 17**). Das Verhalten der AZ13 entspricht in der Tat der in **Bild 1** dargelegten Theorie. Wird die Belastung an der Stahlspundwand beibehalten, nachdem der Bruchmoment-Widerstand des Profils erreicht wurde, wird eine Rotation im plastischen Gelenk hervorgerufen und es findet eine Umverteilung der Biegemomente statt. Der Vergleich der Biegemomente am 18. mit denen am 28. und 31. Januar zeigt, dass das maximale freitragende Moment mit fortschreitender Rotation im plastischen Gelenk anstieg (**Bilder 16** und **17**).

Die Tatsache, dass die AZ13 sich am 18. Januar 2000 bereits auf dem absteigenden Ast

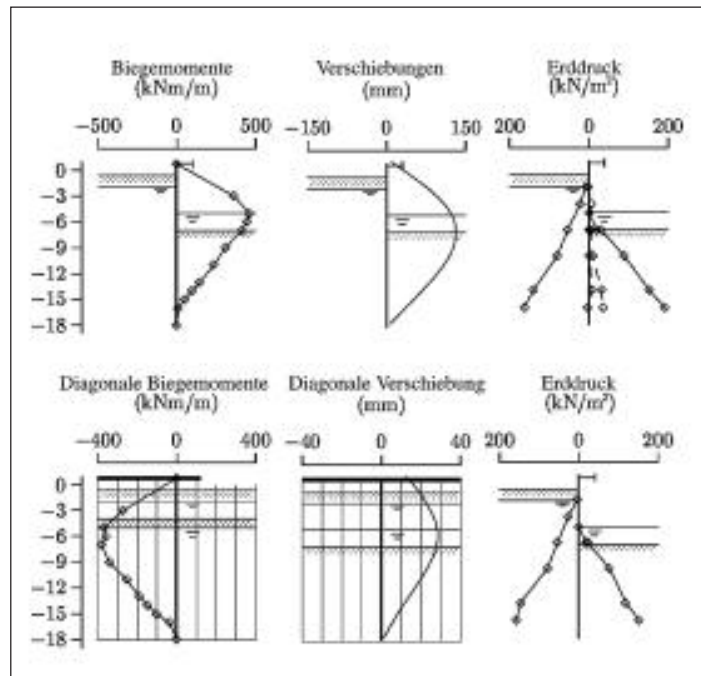


Bild 19: 11. August (Phase 3, nach 80 Tagen, war vorherzusagen)

befindet, beweist, dass eine Spundwandbohle mit einem plastischen Gelenk weiterhin stabil bleibt und keine Anzeichen allmählichen Versagens aufweist, das in einer Bruchgefahr resultiert. Der Feldversuch macht klar, dass die mögliche Befürchtung eines plötzlichen Zusammenbruchs einer Stahlspundwand mit einem plastischen Gelenk nicht gerechtfertigt ist. Die Messungen dokumentieren sogar das Gegenteil: Obwohl die Kurve beim maximalen Feldmoment zeigt, dass der absteigende Ast erreicht wurde, bleibt die Wand stabil, während das freitragende Moment ansteigt. Der Feldversuch scheint zu bestätigen, dass sogar nach einem horizontalen Versatz von mehr als 1 m noch zusätzlicher Bodenwiderstand mobilisiert wird. Daraus ist zu schließen, dass ein korrekt konstruiertes Spundwandbauwerk sogar mit ausgeprägten plastischen Gelenken weiterhin Erde und Wasser zurückhält. Obwohl der Versatz innerhalb von wenigen Stunden von 0,50 m bis auf 1,20 m anstieg, brach die Wand nicht zusammen.

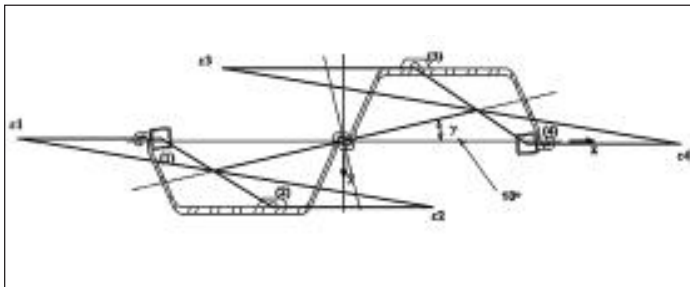


Bild 20: Gemessene Beanspruchungsverteilung über den Querschnitt der L607K

Schiefe Biegung

Die Messungen an der L607K zeigen eine beträchtliche Verformung in der gleichen Ebene. In Bild 18 beträgt der gemessene Versatz in der gleichen Ebene etwa 30 mm. Auch wenn das gesamte Kippen in der gleichen Ebene berücksichtigt wird, beträgt die maximale Ablenkung etwa 20 mm.

Bild 20 gibt ein Beispiel der gemessenen Beanspruchungsverteilung über den Querschnitt der L607K. Anhand dieser am 11. Mai in einer Tiefe von NAP -5,0 m aufgezeichneten Messungen wurde berechnet, dass die Rotation der Nullachsen auf diesem Niveau 13 Grad betrug. Dies ist weniger als die Rotation der Haupt-Trägheitsachse (21 Grad), die ebenfalls beobachtet worden wäre, wenn die schiefe Biegung überhaupt nicht aufgehalten worden wäre; jedoch mehr als 0 Grad, was beobachtet worden wäre, wenn die schiefe Biegung vollständig aufgehalten worden wäre.

In Bild 21 ist der Versatz der Schösser der L607K dargestellt. Der relative Versatz erreicht einen Höchstwert von 5 mm.

Aus all diesen Beobachtungen kann geschlossen werden, dass in diesem Fall ungenügende Scherkräfte auf die Schösser übertragen werden konnten und dass eine schiefe Biegung der L607K aufgetreten ist. Da jedoch die beobachtete Rotation der Nullachse lediglich 13 Grad betrug, kann ebenfalls geschlossen werden, dass die schiefe Biegung auch teilweise aufgehalten wurde. Erste Berechnungen scheinen darauf hinzuweisen, dass dem Reduktionsfaktor d dieselbe Bedeutung beizumessen ist wie gemäß der in CUR (1993) publizierten Vorschriften.

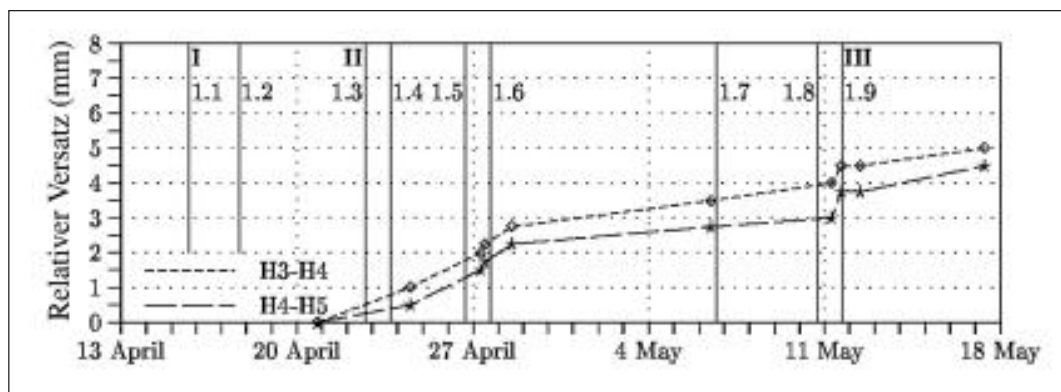


Bild 21: Versatz an den Schössern der L607K während Phase 1

7 Schlussfolgerung

Neue Entwicklungen bei den Eurocodes gaben Anlass zur Durchführung eines umfassenden Feldversuchs in weichem Untergrund mit hohem Grundwasserspiegel. Der Versuch betrachtet:

- die Leistung einer Stahlspundwand mit einem plastischen Gelenk
- die Leistung einer aus Doppel-U-Profilen aufgebauten Stahlspundwand
- das kurzfristige und langfristige Verhalten beider Stahlspundwände in weichem Untergrund

Für den Feldversuch wurde eine quadratische Baugrube von circa 12 m x 12 m ausgehoben, in die zwei Versuchswände eingetrieben wurden. Im Allgemeinen waren die Feldergebnisse zufrieden stellend. Nach mehreren zusätzlichen Belastungsschritten wurde ein plastisches Gelenk ausgebildet und das plastische Verhalten konnte gut beobachtet werden. In der aus U-Profilen aufgebauten Wand wurde auch die erwartete schiefe Biegung beobachtet.

Der Feldversuch bestätigt, dass mit fortschreitender Rotation in einem plastischen Gelenk zusätzliche Bodenkräfte mobilisiert werden können. Es kann auch gefolgert werden, dass ein korrekt konstruiertes Spundwandbauwerk mit plastischen Gelenken sogar nach einem horizontalen Versatz von mehr als 1 m nicht zusammenbricht. Das System bleibt stabil; allmähliches Versagen resultierend in Bruchgefahr trat nicht auf.

Anhand der Beobachtungen zum Verhalten der L607K wurde gefolgert, dass ungenügende Scherkräfte auf die Schlösser übertragen werden konnten. Aus ersten Berechnungen wurde abgeleitet, dass dem Reduktionsfaktor d dieselbe Bedeutung beizumessen ist wie in der derzeitigen niederländischen Praxis üblich.

Ein Fragebogen für Voraussagen wurde erstellt. Dieser diente einerseits dazu, die Bemessungspraktiker auf neue Entwicklungen bei Stahlspundwänden aufmerksam zu machen und andererseits zum Lernen aus den Beobachtungen. Im Durchschnitt wurden die Auswirkungen der Vorgehensweisen überschätzt, wahrscheinlich aufgrund einigen Zögerns, die spezifische Festigkeit des Bodens in die Berechnungen einzubeziehen. Trotzdem waren einige Voraussagen zufrieden stellend, sowohl mit Spring-Modellen als auch mit FEM-Modellen.

8 Danksagung

Diese Studie wurde in enger Zusammenarbeit mit dem Niederländischen Zentrum für Tiefbauforschung und -vorschriften (Dutch Centre for Civil Engineering Research and Codes, CUR) durchgeführt. Die Hilfe und Unterstützung von Herrn Fred Jonker vom CUR während des Projekts war von großem Wert. Die Studie wird finanziell unterstützt von der Technologiestiftung (Technology Foundation, STW) sowie mehr als 30 niederländischen und europäischen Unternehmen. Für diese Unterstützung sprechen wir hier unseren Dank aus. Auch die Bemühungen des internationalen beratenden Ausschusses, der die Ergebnisse nachprüft und publiziert, begrüßen wir sehr.

9 Schrifttum

Brinch Hansen, J. 1953. Earth Pressure Calculation. Copenhagen: Danish Geotechnical Press.
CEN 1994. European Committee for Standardisation. Eurocode 7, part 1. Geotechnical design. General rules. ENV 1997-1.

CEN 1997. European Committee for Standardisation. Eurocode 3, part 5. Design of steel structures. Piling. ENV 1993-5.

CUR 1993. Handboek Damwandconstructies, Gouda, The Netherlands (in Dutch).

CUR 1998. Sheet pile wall field test at Rotterdam Pernis. Site investigation and Laboratory testing. C119.

CUR 1999. Sheet pile wall field test Rotterdam: prediction document. C119.

Hartmann-Linden, R. 1997. Tragfähigkeit von Stahlpundwänden. Dissertation D82, RWTH Aachen.

Hartmann-Linden, R. et al. 1998. Neues Verfahren für die Bemessung von Stahlpundwänden. Bautechnik 75, Heft 5.

Kort, D. A. et al. 1999. The Rotterdam sheet pile wall field test: test setup. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. IS Tokyo '99. pp. 537-542.

Kort, D. A. 2000. Test results of the Rotterdam sheet pile wall field test. Delft University of Technology, Geotechnical Laboratory. Report number 483.

Lohmeyer, E. 1937. Die Spannungen in der Larssenwand. Bautechnik 15, Heft 53.

Steenfelt, J. S. 1988. Theoretical aspects of basement excavation support. Basement excavations, theory, design and litigation. Workshop notes, University of Queensland: 1.1-1.60.

Van Tol, A. F. und D. A. Kort. 1997. Limit state design for steel sheet pile walls. XIV ICSMFE, Hamburg. 2:1351-1354.

Von Wolffersdorff, P. A. 1997. Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. Heft 141.

Entwicklungen in der Einpresstechnik von Spundbohlen

Dipl.-Ing. Axel auf der Heiden

1 Pressen als alternatives Einbringverfahren

1.1 Der Weg zum Einpressen von Spundbohlen

In den letzten Jahrzehnten ist das Umweltbewusstsein in der Bevölkerung stets angestiegen. Somit sind im Zuge der städtischen Entwicklung im Laufe der Jahre Lärm und Erschütterung im Bauwesen zu Schlagwörtern des Umweltschutzes geworden. Als Folge davon sind die gesellschaftlichen Anforderungen an Tiefbauarbeiten, insbesondere im innerstädtischen Bereich, kontinuierlich gestiegen. Das Einbringen von Kanaldielen, Leichtprofilen und Spundwänden erlangte in der Baubranche zunehmend an Bedeutung. Sanierungsbedürftige Kanalnetze, geringe Platzverhältnisse in Stadtzentren und wasserdichte Baugruben machten Spundwände und Leichtprofile als Verbauelement unabdingbar.

Beim Einbringen von Stahlspundbohlen mit schlagenden Rammern gab es in puncto Schallimmissionen auf der Baustelle oft Schwierigkeiten. Durch die Einführung des Immissionschutzgesetzes und die damit verbundenen Vorschriften zur Lärmbekämpfung auf Baustellen entstanden für das Einrammen von Stahlspundbohlen fast unüberwindliche Probleme. Mit den herkömmlichen, auf dem Baumaschinenmarkt angebotenen Rammgeräten ließen sich die zulässigen Höchstwerte der Lärmentwicklung kaum einhalten.

Besonders in innerstädtischen Bereichen verlangte die dicht angrenzende Bebauung ein möglichst erschütterungsarmes Arbeiten, was die Alternative in der Rammtechnik wie z. B. das Einvibrieren von Spundbohlen immer häufiger stark einschränkte oder gar unmöglich machte. Um anstehende Bebauungen, insbesondere historische und denkmalgeschützte Bauten, sowie Bauwerke im Brücken- und Bahnbau vor Vibrationen zu schützen, wurde mit entsprechenden Umweltauflagen, wie z. B. der DIN 4150 für Erschütterungen im Bauwesen, das Einsatzfeld des Verbauelementes Spundwand eingeschränkt. Technische Fortschritte bei der Entwicklung der Vibrationsrüttler haben als Folge zu schwingungs- und lärmärmeren Arbeitsmethoden geführt. Trotzdem wurden bei unmittelbar angrenzender, womöglich zudem noch sensibler Bebauung andere Verfah-

ren unbedingt erforderlich. Das Verbauelement der Spundwand musste so anderen kostenintensiveren Verbauverfahren wie der Schlitzwand oder der Bohrpfehlwand in solchen Bereichen teilweise weichen.

Es kam ein immer größer werdender Bedarf für umweltfreundliche Einbringverfahren von Spundwänden im innerstädtischen Bereich auf, die den Einbau von Spundwandbohlen auch dort ermöglichen, wo deren Verwendung durch den entstehenden Lärm und die Erschütterung bei Einsatz konventioneller Ramm- oder Vibrationstechnik generell von vornherein ausgeschlossen wäre.

Diese umwelttechnischen Forderungen haben zur Entwicklung verschiedener Presssysteme geführt. Im Laufe der Jahre hat es Entwicklungen mehrerer Hersteller gegeben, die unterschiedliche Einpressverfahren hervorgebracht haben. Mit diesen Verfahren konnte zum einen der Lärmpegel gesenkt werden, zum anderen treten kaum Erschütterungen auf.

1.2 Das Prinzip der hydraulischen Pressen

Beim Pressverfahren wird im Gegensatz zum Rammen oder Vibrieren lediglich statischer Druck auf die Spundbohlen ausgeübt. Bei den ersten Versuchen, Spundbohlen in den Boden zu drücken, wurde mit Gewichten gearbeitet, die man auf eine Rahmenkonstruktion legte, die auf einer aufgestellten Spundwandtafel auflag. Mit entsprechend hohen Gewichten drangen die einzelnen Profile langsam in den Boden ein. Bei kurzen Längen oder Kanaldielen werden heute so noch mit Hilfe eines Baggers die Bohlen in die Erde gedrückt. Da die oben genannte Konstruktion jedoch generell weder eine wirtschaftliche noch praktikable Alternative bei größeren Längen oder schwereren Bodenverhältnissen darstellt, folgte dieser aufwendigen und langsamen Methode der Einsatz von Presszylindern und einem Hydrauliksystem, mit dem die Profile hubweise statisch in den Boden gepresst werden.

Dadurch arbeiten diese so angetriebenen Pressen geräuscharm und annähernd erschütterungsfrei. Der Schallemissionswert beim Einsatz von hydraulisch angetriebenen Pressen geht nur von den Antriebsaggregaten bzw. den Trägergeräten aus und liegt in der Regel zwi-

schen 60 und 75 dB (A).

Bei allen Pressverfahren wird über einen Hydraulikzylinder statischer Druck auf eine einzelne Spundbohle ausgeübt. Dabei wirken der Presskraft die Schloss- und Mantelreibung sowie der Spitzendruck am Bohlenfuß entgegen. Der um die Spundbohle in den Boden einzubringende notwendige Pressdruck muss größer sein als die Summe dieser Widerstände. Während sich beim Einrütteln die Mantelreibung durch die Auflösung des Korngerüstes um das Rammgut herum reduziert, steigt beim Einpressen mit zunehmender Einbringtiefe die Mantelreibung durch die größer werdende Reibungsfläche der Bohlenoberfläche an. Die Spundbohlen werden um je einen Hub der Presszylinder nach unten gedrückt. Um die beim fortwährenden Einpressen der Bohlen am Bohlenfuß entstehende Druckzwiesel des Spitzendrucks zu entlasten, wird zur Verringerung des Spitzendruckes die Spundbohle bei einigen Verfahren wieder kurz hochgezogen und erst dann weiter in den Boden gepresst.

Bild 1:
Erste freireitende
Spundwand-
presse Typ
Pilemaster aus
England



2 Übersicht über die Einpressverfahren

Die grundsätzlichen Schwierigkeiten beim Pressen liegen, anders als beim Rammen und Vibrieren, in der Bereitstellung der erforderlichen Reaktionskräfte. Diese müssen aufgebracht werden, um die je nach Widerständen aus dem Boden nötigen Presskräfte abzutragen. Nach dem Prinzip $Aktio = Reactio$ verlangen hohe Presskräfte dementsprechend hohe Reaktionskräfte. Zum Abtragen dieser Kräfte sind verschiedene Lösungen in der Gerätetechnik

umgesetzt worden. Die Reaktionskräfte werden entweder durch Festklammern auf bereits eingebrachten Spundbohlen und durch Ausnutzung der Mantel- und Schlossreibung, oder aber durch das Eigengewicht der Ausrüstung bzw. Maschine selbst aufgebracht.

Im Wesentlichen lassen sich die auf dem Markt hervorgebrachten Pressverfahren in drei Gruppen einteilen. Zum einen gibt es die freireitenden Pressen, die nach dem Aufstellverfahren arbeiten, die selbstschreitenden Pressen und die mäklergeführten Pressgeräte, die ein direktes Aufnehmen der Spundbohlen ermöglichen.

2.1 Freireitende Spundwandpressen

Bereits 1960 wurde die erste freireitende Spundwandpresse, der so genannte Pilemaster, von Taylor Woodrow in England entwickelt. Es wurden in den folgenden Jahren weitere Geräte hergestellt, wovon sich zwei in Deutschland, eins in Japan und weitere sieben in England befinden. Allerdings ist die Produktion mittlerweile eingestellt, und es ist heute kaum noch die Hälfte der entwickelten Geräte einsatzfähig. Basierend auf der Idee des Pilemasters, wurden in Deutschland im Laufe der Jahre ähnliche Geräte hervorgebracht, die auf diesem Verfahren der freireitenden Spundwandpressen basieren (Bild 1).

Bei dem System der freireitenden Pressen wird ein gesamtes Bohlenpaket, bestehend aus bis zu acht zur Tafel gefädelt Einzelprofilen, in einem Führungsrahmen aufgestellt. Danach wird mit einem Kran die Spundwandpresse aufgesetzt und mittels Spannvorrichtungen auf dem Bohlenpaket befestigt. Die bis zu acht Presszylinder werden mit jeder Einzelbohle verbolzt und drücken die Bohlen einzeln oder paarweise in den Baugrund. Als Widerlager dient zu Beginn des Vorganges das Eigengewicht der Presse und der Spundbohlen. Mit dem Eindringen der Spundbohlen steht zunehmend deren Mantelreibung als zusätzliche Reaktionskraft zur Verfügung. Es können je nach Ausrichtung der Presszylinder U- oder Z-Profile eingepresst werden. Das Verfahren kann umgekehrt auch zum Ziehen angewendet werden. Diese Geräte verfügen bei einem maximalen Kolbenhub von 800 mm und einem Eigengewicht von ca. 12 t über eine maximale Presskraft von 300 t pro Hydraulikzylinder (Bild 2).

Der Antrieb der Presseinheit wird über ein externes Hydraulikaggregat bereitgestellt. Die Steuerung des Gerätes erfolgt über eine Fern-

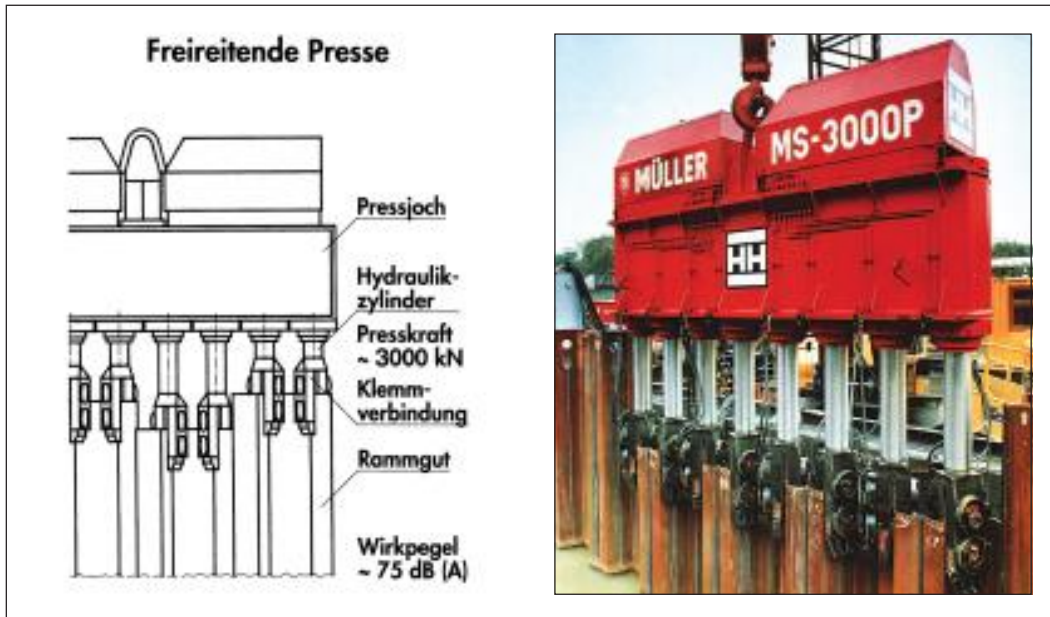
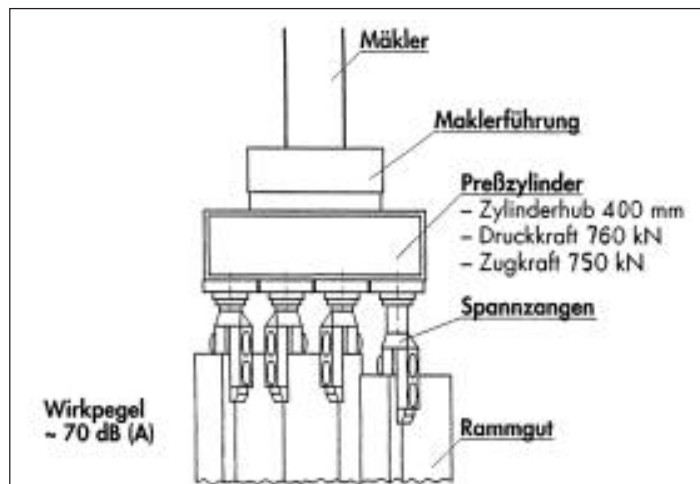


Bild 2:
Prinzip der freireitenden Pressen und Müller-Pressen MS 3000P

Bild 3:
mäklergeführte Anbaupresse Hydro-Press-System, Fa. ABI

bedienung, über die der Geräteführer den gesamten Pressvorgang sicher betätigen kann. Die Grenzen dieses Systems zeigen sich insbesondere beim Antreffen von Findlingen und bei festgelagerten Bodenformationen. In diesem Fall muss erst die gesamte Tafel wieder gezogen und die Presseinheit heruntergenommen werden. Erst dann kann das Hindernis geborgen, oder mittels Bohrhilfe so weit zerkleinert werden, dass eine Durchpressung möglich wird. Anwendung fanden diese Geräte vor allem bei Wasserbaustellen wie dem Ausbau von Kanälen, Uferbefestigungen und im Hafengebiet. Dabei wurden oft von einem Ponton aus, auf dem das Pressgut gelagert wurde und ein Gittermastkran steht, die Spundbohlen von dem Kran im Führungsrahmen aufgestellt, und die Presseinheit wurde auf die Spundbohlen gesetzt. Ebenso wurden diese Pressgeräte erfolgreich auf Landbaustellen eingesetzt, wo sie ein schonendes und umweltgerechtes Einbringen ermöglichten.



2.2 Mäklergeführte Pressen

Die freireitenden Pressen verlangen eine relativ aufwendige Handhabung mit separaten Antriebsaggregaten, Führungsrahmen und dem Kran zum Aufsetzen und Halten der Presse. Deshalb kam schnell der Wunsch auf, mit mäklergeführten Pressen zu arbeiten, die an einem Trägergerät auf der Baustelle beweglich sind und das Pressgut selbstständig heben und zuführen können. Dazu brauchte man nur zu der bereits bestehenden Mäklärtechnik einen entsprechen-

Bild 4:
Aufnahme der
Profiltafeln über
Knebelketten
an den Press-
zylindern mit
dem Mäklar



U-Profile. Das Hydro-Press-System wird wie ein Rüttler oder Bohrgerät an der Schnellwechsellinrichtung angebaut und über den Teleskopmäklar geführt. Die Länge der einzubringenden Spundbohlen ist somit abhängig von der Nutzlänge des verwendeten Teleskopmäklers und dessen Standsicherheit. Das Anbaugerät selbst besteht aus einem Gehäuse, in dem sich die je nach Gerätetyp auf Verbaubreite des Profils angeordneten Hydraulikzylinder befinden. An deren Unterseiten sind die mit Gleitleisten geführten Klemmzangen angebaut. Die Zylinder

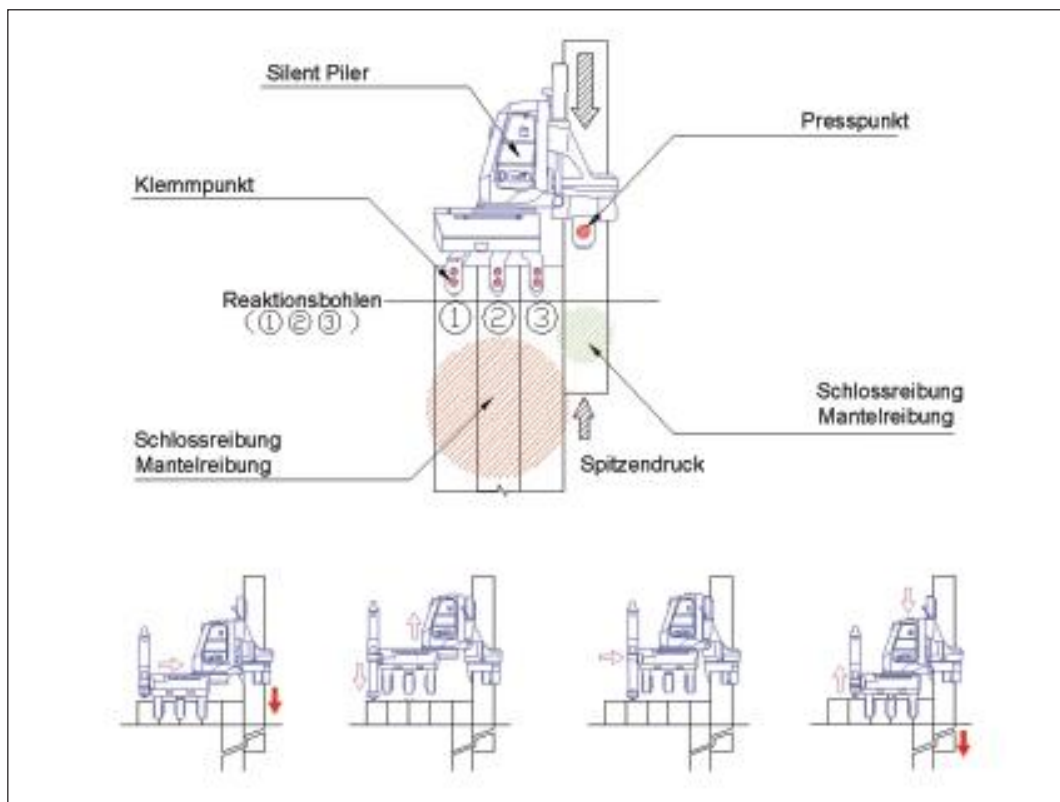


Bild 5: Prinzip der selbstschreitenden Pressen Typ Silent Piler und des Bewegungsvorganges

den Anbausatz entwickeln, der, basierend auf dem Prinzip der freireitenden Pressen, an einem Mäklar geführt wird.

Die einzige und weit bekannte mäklargeführte Presseinrichtung, die sich in diesem Bereich etabliert hat, ist das Hydro-Press-System der Firma ABI. Je nach Modell lassen sich Leichtprofile oder Spundwandprofile, als Tafel zusammengezogen, pressen oder ziehen. Die Anbaupressen unterscheiden sich in den Typen HPS für Leichtprofile, HPZ für warm- und kaltgewalzte Z-Profile und HPU für warmgewalzte

lassen sich einzeln oder gleichzeitig mit einem maximalen Press- oder Ziehhub von 450 mm bedienen. Jeder der Zylinder bringt eine maximale Einpresskraft von bis zu 600 kN bei der HPS bzw. 760 kN bei der HPZ und HPU auf. Die maximal 5 t schwere Pressausrüstung ist über den Mäklar zu beiden Seiten um 90° schwenkbar. Alle Bewegungen des Systems werden über ein Fernbedienungspult gesteuert (Bild 3).

Zu Beginn der Arbeiten oder aber werksseitig müssen die Bohlen zu einer Profiltafel zusammengezogen werden. Danach erfolgt das Aufnehmen und Hochziehen der gesamten Tafel über Knebelketten an den Zangen der Presszylinder. Nach dem Aufsetzen der Maschine auf die Profiltafel und nach dem Festklemmen

über die Spannanzgen wird die Profiltafel in die vorher bereits eingebrachte Spundwand eingefädelt. Die Profile werden dann wechselweise durch Ausfahren der Presszylinder in das Erdreich gedrückt. Als Reaktionskraft dient während des Pressens die Maschine selbst mit ihrem Eigengewicht, anteilig die Mäklerkonstruktion, verbunden mit der Vorspannkraft aus dem Teleskopzylinder im Mäklermast. Bei fortschreitender Einpresstiefe steht zunehmend die Mantelreibung der eingepressten Bohlen als Reaktionskraft zur Verfügung. Ist die Tafel auf Sollhöhe eingebracht, werden die Spannanzgen geöffnet, die Anbaupresse wird hochgefahren, und der Mäkler kann die nächste Tafel wieder aufnehmen (Bild 4).

2.3 Selbstschreitende Spundwandpressen

Angeregt durch den Einsatz des Pilemasters in Japan, entwickelte die Firma Giken Seisakusho Ltd. bereits 1973 in Japan die erste selbstschreitende Spundwandpresse, den so genannten Silent Piler. Die ersten europäischen Einsätze des Silent Pilers erfolgten allerdings ab 1983, nachdem die Maschine erstmals auf der Bauma vorgestellt wurde. Daraufhin gab es insbesondere auf dem deutschen Markt vereinzelte Entwicklungen anderer Firmen, die sich dieses Prinzip zum Vorbild nahmen und ähnliche, wenn auch gerätetechnisch nur begrenzt einsetzbare Pressen hervorbrachten.

Im Gegensatz zu den freireitenden Aufsatzpressen, bei denen immer erst eine Profilvercharge aufgestellt werden muss, arbeiten die selbstschreitenden Pressen nach einem anderen Prinzip. Es beruht auf der Ausnutzung der entstandenen Mantelreibung oder Adhäsion der zuvor eingepressten Spundbohlen. Durch das Festklemmen des Gerätes auf diesen im Boden steckenden Bohlen werden die Widerstandskräfte als Reaktionskräfte genutzt, um die nächste Spundbohle einzupressen. Die Einbringkraft und somit auch die Reaktionskraft müssen größer sein als die Summe der Widerstandskräfte aus den Komponenten der Schloss- und Mantelreibung sowie dem Spitzenwiderstand am Bohlenfuß der einzubringenden Spundbohle.

Einen großen Vorteil bietet das Verfahren durch das selbstständige Fortschreiten der Presse auf der Spundwand. Der Bewegungsvorgang des Selbstschreitens vollzieht sich folgendermaßen: Vor Beendigung eines jeden Einpressvorganges löst sich das Gerät von den bereits eingepressten Spundbohlen, indem die Klemmbacken der Füße geöffnet werden und



Bild 6: Silent Piler beim Kanalausbau und bei der Sanierung von Ufermauern

es sich nur an der einzupressenden Bohle im Presskopf festhält. Dabei wird der Hauptkörper der Maschine angehoben, und der Unterwagen mit den Klemmbacken schiebt sich vorwärts. Beim anschließenden Absenken der Maschine werden die Füße auf den nächsten Bohlenköpfen wieder aufgesetzt. Das Gerät kann jetzt das Einpressen der Bohle vollenden. Durch die Fähigkeit des Selbstschreitens ist die Unterstützung eines Kranes beim Vorlaufen des Gerätes und Einpressen selbst nicht erforderlich (Bild 5).

Begonnen werden kann das Einpressen bei diesem System allerdings nur mit Hilfe einer separaten Startvorrichtung. Da zu Beginn der Baumaßnahme meist noch keine Spundbohlen im Boden vorhanden sind, auf denen der Silent Piler aufsitzen kann, wird das Gerät auf einen separaten Startrahmen gesetzt. Um die in der Anfangsphase notwendige Reaktionskraft zu erzeugen, werden Gegengewichte verwendet, häufig in Form von Spundbohlenpaketen oder Krangewichten. Vom Startrahmen aus werden nun die ersten Bohlen eingebracht, und das Gerät bewegt sich auf den eingepressten Spundbohlen weiter, bis es nur noch auf der eingebrachten Wand aufsitzt und der Startrahmen entfernt werden kann.

Der Oberwagen sowie der Presskopf der Maschine sind drehbar, wodurch Bohlen im rechten Winkel zur Laufrichtung gepresst werden können. Durch diese Fähigkeit kann die Presse sowohl jegliche Ecken als auch Bögen mit engen Radien pressen. Die Geräte sind von den Abmessungen her recht kompakt. Sie sind leicht zu transportieren und wiegen je nach Modell zwischen 8,4 und 13,2 t. Der minimale Abstand zur anstehenden Bebauung beträgt auf Grund der nur maximal 1,30 m breiten Geräte

ca. 0,70 m von der Spundwandachse. Damit kann der Silent Piler Spundbohlen dicht an Bauwerken entlang pressen und findet besonders bei geringen Platzverhältnissen auf der Baustelle eine praktikable Anwendung. Um die Füße der Presse auf den Bohlenköpfen aufsetzen zu können, muss der Spundwandkopf mindestens 50 cm frei stehen. Soll die Spundwand mit der Geländeoberkante abschließen, ist es notwendig, einen Pressgraben von ca. 0,50 m x 1,0 m zu schaffen (Bild 6).

Nachteilig ist bei diesem Verfahren jedoch, dass neben dem Auf- und Abladen der Maschine auf der Baustelle ständig ein Hebegerät in Form eines Mobilkranes oder Baggers benötigt wird, das das Pressgut aufnimmt, anreicht und in den Presskopf einfädelt. Bei den selbstschreitenden Pressen können je nach Gerätetyp alle marktüblichen warmgewalzten U- oder Z-Profile verwendet werden. Der hydraulische Druck wird über ein separates Aggregat erzeugt, das allein als Lärmquelle mit einer Schallemission von ca. 60 dB (A) zum Tragen kommt. Verbunden ist das Aggregat mit der Presse über die Hydraulikschläuche und Elektroleitungen. Die Steuerung der Gesamteinheit erfolgt über eine Funkfernbedienung, über die sämtliche Arbeitsschritte einzeln steuerbar sind. Der Bediener kann sich dadurch frei bewegen und den Pressvorgang jederzeit sicher kontrollieren. Insbesondere stellt das Einfädeln und Ausrichten der Spundbohle durch das Fixieren des Pressgutes mit der Spannzange im Presskopf einen sehr sicheren und schnell auszuführenden Arbeitsgang dar (Bild 7).

3 Einpresshilfen

3.1 Grenzen der Einpresstechnik

Entscheidend für das erfolgreiche und sichere Einbringen von Spundbohlen ist vor allem die Beschaffenheit des Baugrundes sowie die Wahl des Profils. Wenn auf Grund der Bodenverhältnisse Mantelreibung, Spitzenwiderstand und Schlossreibung größer sind als die Presskräfte des Gerätes, ist die Grenze des Verfahrens erreicht. Dann müssen Einbringhilfen eingesetzt werden, um das Einbringen der Spundbohlen erst möglich zu machen.

Kriterien für die Wahl der geeigneten Einbringhilfen sind die Bodenverhältnisse, die Einbringtiefe, das Profil sowie die äußeren Bedingungen für den Geräteeinsatz.

Eine optimale und wirtschaftliche Anwendung findet das Pressverfahren in locker bis mitteldicht gelagerten Böden. Die Grenzen dieses Systems liegen im Wesentlichen sowohl beim Antreffen von groben Kiesen bis zu steinigen Böden als auch bei dicht gelagerten sandigen Böden. Ein sicheres Einbringen bedeutet generell, möglichst wenig Presskraft auf die einzubringende Spundbohle aufzubringen, um ein eventuelles Versagen des Materials bei zu hohen Pressdrücken zu vermeiden. Dieses könnte sonst zu Schlosssprüngen und somit Undichtigkeiten in der Spundwand führen. Zur Überprüfung und zum Nachweis des Wandverbundes können ggf. Schlosssprungdetektoren mit Abschersensoren eingesetzt werden. Außerdem hat das Aufbringen von zu hohen Drücken meist



Bild 7: Sicheres und schnelles Einfädeln der Spundbohlen bei selbstschreitenden Pressen

eine Vor- oder Rückverkeilung der Bohlen zur Folge und eine Stellung der Spundwand außerhalb der Vertikalität. Je mehr Druck auf eine Bohle gegeben wird, umso eher kann auch das Material versagen. Deshalb ging man in der modernen Presstechnik wieder dazu über, den Pressdruck auf maximal 100 t zu begrenzen. Auch wenn in der Bemessung der Spundwand eine Spundbohle mit einem geringeren Widerstandsmoment statisch erforderlich ist, ist immer das Einbringverfahren in der Wahl des Profils mit zu berücksichtigen.

Kommt ein System mit seiner zur Verfügung stehenden Presskraft nicht aus, müssen andere Maßnahmen ergriffen werden, um die Bohlen sicher in den Boden zu bekommen. Um mit möglichst geringer Presskraft zu arbeiten, kommen daher ausschließlich zur Reduzierung der Widerstandskräfte des Bodens Einbringhilfen zum Einsatz. Dazu finden vorwiegend das Spülen im Hochdruck- wie auch Niederdruckverfahren in der Praxis Anwendung sowie das Auflockern des Bodens mittels Lockerungsbohrungen.

3.2 Auflockerungsbohrungen

Lockerungsbohrungen werden hauptsächlich in dicht gelagerten, nicht bindigen Böden ausgeführt. Diese dienen der Auflockerung dicht gelagerter Schichten und dem Aufbrechen des festen Bodengefüges. Es gilt dabei vorwiegend, den Spitzenwiderstand beim Eindringen der Bohle zu reduzieren. Hierzu sind in der Gerätetechnik mehrere Möglichkeiten umgesetzt worden.

Zum einen können Lockerungsbohrungen von einem unabhängig vom Pressgerät arbeitenden Bohrer durchgeföhrt werden. Es werden dazu meist über ein mäklergeführtes Bohrergerät Endlosschnecken verwandt, wobei kein oder nur sehr wenig Bodenmaterial gefördert wird. Die Bohrungen werden in der Spundwandachse jeweils im Bereich der Schlösser pro Spundbohle abgeteuft. Sie müssen jedoch immer in einem Mindestabstand entsprechend der Bohrtiefe und dem Bohrdurchmesser ausgeführt werden und können unverrohrt nicht nebeneinander platziert werden, da sonst das Bohrgestänge das vorhergehende Bohrloch ansteuert. Bei größerem Bohrabstand bleibt dann wiederum trotz Auflockerungsbohrung ein Bereich zwischen den Bohrlöchern verfestigt, so dass beim Einbringen ein Teil des Profils in den noch ungestörten Boden eingepresst wird.

In der Praxis hat es sich gezeigt, dass Bohrungen, die von einem vorlaufend arbeitenden



Bild 8:
Auflockerungsbohrungen mit separat vorlaufendem Bohrergerät mit Endlosschnecke

Bohrergerät ausgeführt werden, nur unmittelbar vorausseilen sollten, da in Abhängigkeit vom Boden sich dieser wieder schnell verfestigen kann, womit der Effekt des Auflockerns dann hinfällig wird. Ebenfalls ist darauf zu achten, dass durch die Lockerungsbohrungen keine Setzungen an benachbarter Bebauung entstehen. Durch die Zerstörung des Bodengefüges kann sich eine Lastumverteilung gerade in sensiblem Baugrund in unmittelbarer Nähe von Gebäuden einstellen, und es nützt dann auch nichts mehr, wenn das Einbringverfahren selbst erschütterungsarm arbeitet und doch eigentlich vor Schäden schützen soll. Ein separat arbeitendes Bohrergerät bedeutet aber auch zusätzliche Kosten, die entsprechend im Presspreis mit einkalkuliert werden müssen (Bild 8).

Um die oben angemerkteten Nachteile eines separat arbeitenden Bohrergerätes zu vermeiden, kam der Gedanke auf, das Bohrergerät in das Pressgerät zu integrieren. Aufbauend auf dem System der freireitenden Pressen, wurde bereits 1974 das Bohrpessverfahren System KLAMMT entwickelt. Dem Verfahren liegt die Idee zugrunde, Spundbohlen bei gleichzeitiger Entspannung des Bodens durch mitlaufende Endlosschnecken einzupressen. Das Einpressen der Bohlen erfolgt durch das Zusammenwirken von Bohrpessgerät und Pressgerüst. Dabei sind in einem Bohrpessgerät vier hydraulische Presszylinder und zwei Bohrerwerke zu einer Einheit zusammengefügt. Die Bohrerwerke sind mit einer Vorschubeinrichtung ausgerüstet, die ein Ausfahren der Bohrschnecken gestattet. Durch die Anordnung einer Zweikreis-Hydraulik können die hydraulischen Presszylinder und die Schneckenbohrer während eines Pressvorgangs gleichzeitig arbeiten. Das



Bild 9: Integriertes Bohren beim Bohrpressverfahren System KLAMMT

selbstfahrende Pressgerüst dient als Führungsgerüst für das Aufstellen und das hydraulische Ausrichten der Stahlspundbohlen, als Träegergerät für die Arbeitsbühne und als Gerät zur Übertragung der Reaktionskraft für die einzupressende Stahlspundbohle. Die mitlaufenden Endlosschnecken dienen sowohl der Auflockerung des Bodens als auch als Anker- bzw. Reaktionskraft der Presskräfte. Durch das tafelförmige Einbringen der Spundbohlen mit der beidseitigen Schlossführung und dem an den Schlössern mitlaufenden Endlosschnecken werden die Profile

Bild 10: Auflockerungsbohrungen mit Endlosschnecke über seitliches Bohrgetriebe beim ABI Hydro-Press-Verfahren



hierbei besonders schonend eingebracht. Die Entwicklung in der Maschinentechnik wurde bei diesem Verfahren allerdings nicht fortgesetzt, so dass heute nur noch eine gebrauchsfähige Maschine existiert (Bild 9).

Bei dem oben bereits erwähnten mäklergeführten Hydro-Press-System der Firma ABI besteht dagegen die Möglichkeit, als Einbringhilfe seitlich an die Presse optional einen drehmomentstarken, hydraulischen Erdbohrer zu montieren, mit dem im Bedarfsfall, wenn auch nicht gleichzeitig, ebenfalls Entspannungsbohrungen durchgeführt werden können. Vorteilhaft ist bei dem ABI Mobilram-System, dass am gleichen Mäklergerät auf Grund einer Schnellwechseleinrichtung sowohl das Anbaupressgerät als auch eine Erdbohrertriebekombination mit Bohrschnecke angebaut werden kann, die im Bedarfsfall kurzfristig einsatzbereit ist. Damit wird ein separates Bohrgerät auf der Baustelle nicht erforderlich, wodurch diese Möglichkeit erheblich wirtschaftlicher wird (Bild 10).

Ein weiteres von dem japanischen Hersteller Giken entwickeltes Bohrpressverfahren basiert auf dem Einbringen der einzelnen Spundbohlen mit gleichzeitigem Abteufen eines verrohrten Bohrgestänges im Bohrental bei U-Profilen. Dabei dient der Bohrer sowohl zur Auflockerung des Bodens als auch als zusätzlicher Anker und damit als Reaktionskraft, um die nötigen Pressdrücke abzutragen. Der Bohrer dreht sich dabei jeweils um einen Hub tief ins Erdreich und zieht dann die Spundbohle nach. Diese Kombination hat sich in der Praxis in Asien bewährt, und laut Hersteller soll dieser Typ auch bald in Europa Einzug halten. Eine in Deutschland als Prototyp auf den Markt gebrachte Presse zum Einbringen von Z-Profilen konnte sich in der Praxis jedoch nicht bewähren, da im Gegensatz zum einzelnen U-Profil nicht im Tal der Bohle vorgebohrt werden kann, sondern auf Grund der Profilform nur in Pressrichtung vor dem Steg der einzubringenden Bohle (Bild 11).

Sollte es sich um einen sehr dicht gelagerten Boden handeln, bei dem ebenfalls Hindernisse zu erwarten sind, bleibt schließlich nur die Möglichkeit des Bodenaustausches mittels einer verrohrten Bohrung. Es werden überschnittene, verrohrte Bohrungen abgeteuft, bei der die Bohrlöcher mit einem pressfähigen Material wieder aufgefüllt werden. Die oben angesprochene Problematik der Lockerungsbohrung tritt beim verrohrten Bohren nicht auf. Erlaubt zwar ein Bodenaustausch auch bei schwierigen Bodenverhältnissen, Spundbohlen sicher und schonend einzubringen, so ist diese Maßnahme jedoch auch entsprechend kostenintensiv.

3.3 Anwendung von Spülhilfen

Eine andere Hilfe beim Einpressen von Spundbohlen ist das Spülen mit Wasser über Spüllanzen. Das durch eine Düse am Bohlenfuß austretende Wasser lockert den Boden auf, und das entlang der Bohle hochströmende Wasser reduziert die Mantelreibung. Insbesondere in bindigen Böden entsteht bei dem Spülvorgang durch den nach oben ausweichenden Spülstrom des Wassers eine Schmierschicht zwischen der Bohle und dem Boden. In kiesigen Böden erfolgt beim Spülen durch die Wassermengen eine Umlagerung, bei der sich Feinteile zwischen dem Kies lösen und die Struktur des Bodens sich am Bohlenfuß verändert. Die feinen Partikel verteilen sich mit dem Wasser, und durch die Umlagerung des Kieses entsteht der notwendige Raum zum Einbringen der Bohle.

Je nach Ausbildung der Düsen und dem auf gebrachten Wasserdruck unterscheidet man zwischen dem Hoch- und Niederdruckspülverfahren. Während beim Niederdruckspülen mit nur geringen Wasserdrücken von 10 bis 30 Bar gearbeitet wird, können beim Hochdruckspülen über entsprechende Pumpen in Abhängigkeit vom Durchmesser der Düsen Wasserdrücke bis zu 150 Bar erreicht werden.

Bei den Einpressverfahren hat sich in der Praxis der Einsatz einer Spülhilfe bei den selbstschreitenden Pressen bewährt. Da bei diesem Verfahren immer nur eine einzelne Bohle eingepresst wird, sind in der Anordnung der Spüllanzen zwei Möglichkeiten zu nennen. Entweder werden zwei dünne Rohre jeweils in den Ecken der Einzelbohle angebracht, oder eine Spüllanze wird in der Mitte des Steges befestigt. Die dünneren Lanzen werden meist direkt an die Spundbohle angeschweißt und bleiben nach dem Einbringen der Bohle im Boden und sind somit verloren. Beim Spülen mit nur einer Lanze wird diese durch an der Bohle angeschweißte Schellen gehalten und nur am Bohlenkopf fixiert. Nach erfolgreichem Einpressen der Bohle kann die Spüllanze dann wieder gezogen und bei den nächsten Bohlen erneut verwendet werden.

Da das Anschweißen und Vorbereiten der Bohlen einen erhöhten Zeit- und Arbeitsaufwand bedeutet und im Fall der verlorenen Lanzen auch zusätzliche Materialkosten entstehen, wurde hierzu ein Spülsystem mit einer wieder aufrollbaren Schlauchtrommel als Anbausatz für die selbstschreitenden Pressen entwickelt. Mit einer auf der Presse angebrachten Schlauchtrommel zum Auf- und Abwickeln des Spülschlauches sowie einem vereinfachten Befestigungssystem für Spülschlauch und Düse wird



Bild 11: Silent Piler Typ „Crush Piler“ mit integriertem Bohrergerät im Presskopf für U-Profile

das Spülverfahren somit wesentlich effizienter. Die Schlauchhalterung wird dazu am Bohlenfuß angeschweißt. Die Düse am Spülschlauch wird durch einen Bolzen an der Schlauchhalterung befestigt. Wasserdruck und -menge können über eine Fernbedienung kontrolliert werden. Nach Beendigung des Einpressvorganges wird der Spülschlauch wieder auf die Schlauchtrommel gewickelt. Beim Aufwickeln des Schlauches wird der Bolzen dabei wieder aus der Halterung abgeschert. Besonders in bindigen Böden wie Ton ist dieses Verfahren erfolgreich zur Anwendung gekommen (Bild 12).

3.4 Schlossvergussmasse

Als Hilfsmittel beim Einpressen von Spundbohlen ist zur Reduzierung der Schlossreibung das Ausfüllen der Schlösser mit Schlossvergussmasse zu nennen. Diese können bereits werkseitig mit bituminöser Heißvergussmasse gedichtet werden oder auf der Baustelle in die Schlösser eingebracht werden. Beim tafelformigen Einpressen mit freireitenden oder mäklergeführten Pressen tritt dieses Problem kaum auf. Da jedoch speziell bei den selbstschreitenden Pressen nur Einzelbohlen verwendet werden können, spielt die Schlossreibung besonders in feinen, sandigen Böden eine große Rolle. Während Schlossvergussmasse hauptsächlich als



Bild 12: Anbaubare Spülhilfe als Schlauchtrommel mit Spülschlauch zum Ab- und Aufwickeln

Dichtungsmittel zur Abdichtung der Spundwand-schlösser dient, ist sie hierbei besonders als Gleitmittel bzw. Schlossschutz in den Schlössern von Vorteil. So bedeutet das Ausfüllen des vorausgehenden Schlosses der letzten eingebrachten Bohle, dass dieses sich nicht mit feinem Sand zusetzen kann. Dieser kann sich sonst mit fortwährender Tiefe im Schloss verdichten, so dass die nächste darin eingeführte Bohle eine erhöhte Schlossreibung hat, was die Gefahr des Herauspringens aus dem Schloss zur Folge hätte. Auch wenn das Ausfüllen der Schlösser einen erhöhten Arbeits- und Kostenaufwand darstellt und auch keine Dichtwirkung von der Spundwand gefordert ist, so bedeutet es immer ein Verringern der Schlossreibung und somit ein sichereres Einbringen.

4 Entwicklung

4.1 Spundwandprofile

Zur Entwicklung der Einpresstechnik kam in den letzten Jahren noch ein weiteres Kriterium zum Tragen. Die Bemessung von Spund-

wänden wird in den nationalen Normen der einzelnen Länder unterschiedlich gehandhabt. Dabei wird die Problematik der Schubkraftübertragung in den Schlössern bei der Verwendung von Einzel- oder Doppel-U-Profilen verschieden berücksichtigt. In der Berechnung des Widerstandsmomentes und Flächenträgheitsmomentes werden die Schubkräfte bei einzelnen U-Profilen teilweise abgemindert. Dies geschieht vor dem Hintergrund, dass man davon ausgeht, dass im Bauzustand in den Schlössern bei einzelnen U-Profilen generell keine Schubkräfte übertragen werden. Mit der Abminderung des Widerstandsmomentes in der Bemessung werden somit einzelne U-Profile unwirtschaftlicher, da man, um das erforderliche Widerstandsmoment zu erreichen, ein viel stärkeres und somit schwereres Profil wählen muss.

Alle Einpressverfahren sind jedoch nur in der Lage, Einzelbohlen einzupressen. Dies liegt darin begründet, dass man noch größere und schwerere Maschinen entwickeln müsste, die die erforderlichen Pressdrücke aufbringen könnten, um eine Doppelbohle einzupressen. Vor diesem Hintergrund kommen in Deutschland vorwiegend Z-Profile oder kaltgeformte Leichtprofile beim Pressen zum Einsatz. Bei Stützwän-

den, permanenten Bauwerken sowie unverankerten, frei auskragenden Spundwänden ist der Einsatz der Z-Profile als wirtschaftliches Element auf dem deutschen Markt beim Einpressen zur sinnvollen Möglichkeit geworden. Dabei ist das AZ-Profil mit dem bewährten Larssen-Schloss und günstigen Profildbreiten am häufigsten zur Anwendung gekommen. Die Rolle des U-Profils als Einzelbohle wird zunehmend geringer, und im Hinblick auf eine Harmonisierung in der Bemessung auf europäischer Ebene bleibt abzuwarten, ob sich dieser Trend auch in ganz Europa fortsetzt. Durch das immer weiter zur Anwendung kommende Einpressen hat der Anteil der wirtschaftlicheren Z-Profile am Markt stark zugenommen.

4.2 Presstechnik

Bei den Einpressverfahren haben sich heute hauptsächlich zwei Systeme auf dem Markt durchsetzen können. Zum einen das mäklergeführte Hydro-Press-System der Firma ABI, das vorwiegend bei leichteren Böden und Bohlenlängen um die 10 m seinen Haupteinsatz findet. Durch das tafelförmige Einpressen können die Bohlen dank doppelter Schlossführung sicher eingebracht werden. Auf Grund der Möglichkeit des Aufnehmens der Spundbohlen über den Mäkler und auf Grund der Möglichkeit, Anbaugeräte am Mäkler auszuwechseln, sind weder ein zusätzliches Hebegerät noch ein separates Vorbohrgerät nötig.

Ebenfalls können dank der verschiedenen Anbaumodelle sowohl warmgewalzte U- und Z-Profile als auch kaltgeformte Spundbohlen verwendet werden. Damit hat sich dieses System in der Baupraxis als praktikables Mehrzwecktiefbaugerät beim Pressen bewährt (Bild 13).

Zum anderen haben sich im Laufe der Jahre die selbstschreitenden Pressen des Typs Silent Piler stets weiterentwickelt. Wegen der geringen Abmessungen der Pressgeräte und des geringen Gewichtes sind diese flexibel einsetzbar und können selbst bei geringen Platzverhältnissen und auf schwierigem Gelände zum Einsatz kommen. Mit dem Einpressen von immer nur einer Bohle sind in der Praxis bereits über 22 m lange Bohlen eingebracht worden. Speziell im Wasserbau wie dem Kanal- und Hafenaufbau sowie im Brücken- und Bahnaufbau kommt der Vorteil des Verfahrens, selbstschreitend auf der Spundwand zu laufen, besonders zum Tragen. Mit dem Silent Piler sind weder Rammzangen noch Arbeitsplattformen notwendig, und ein Arbeiten ist selbst bei unzugänglichen Baustellen wie auch Höhen-



Bild 13: Hydro-Press-System beim Einbringen von Leichtprofilen dicht am Gebäude

begrenzungen möglich. Dadurch kann das Verfahren als Alternative zum Einbringen von Spundbohlen eingesetzt werden, auch wenn Erschütterungen oder Lärmbelastung nur eine untergeordnete Rolle auf der Baustelle spielen (Bild 14).

Entscheidend für jedes Einbringungsverfahren ist allerdings auch die Produktivität und Wirtschaftlichkeit. Der Baufortschritt hängt, mehr als bei anderen Verfahren, sehr von den jeweiligen Bodenverhältnissen und der Einarbeitung von Seiten der Pressmannschaft ab. Die durchschnittliche Verbaugeschwindigkeit ist in der Regel jedoch langsamer als beim Einvibrieren und Rammen, und damit ist das Pressen zumeist auch teurer als konventionelle Methoden. Aber besonders im innerstädtischen Bereich gelten Pressverfahren heute oft als die einzig praktikable, weil umwelt- und gebäudeschonende Alternative, was zu einer weiter steigenden Zahl von Einsätzen führt. Ebenfalls bei Sanierung von Deichbauwerken oder beim Kanalaufbau konnten Spundwandpressen erfolgreich eingesetzt werden.



Bild 14: Erschütterungsfreies Einpressen bei Böschungssicherung entlang einer Bahntrasse

Während es früher oft dazu kam, dass die Pressverfahren erst nach eingetretenen Schadensfällen die Spundwandarbeiten der konventionellen Verfahren weiterführen mussten, wird heute zunehmend von vornherein auf das umweltschonendere Einbringverfahren zurückgegriffen und dies bereits in der Ausschreibung spezifiziert. Da die aktuellen Verfahren zum Ein-

pressen von Spundbohlen noch kaum in der gängigen Literatur vertreten sind, bedarf es seitens der Hersteller und Ingenieurbüros entsprechender Beratung, um das jeweils geeignete und bautechnisch sinnvolle Einbringverfahren in der Baumaßnahme einzusetzen.

Somit rückt das umweltfreundliche, weil leise und erschütterungsfreie Pressen in Leistungsbereiche vor, die bislang ausschließlich dem Vibrieren und Rammen vorbehalten waren. Obwohl das Pressen gegenüber dem Vibrieren und Rammen lange im Kanal- und Spezialtiefbau eine kleinere Rolle spielte, kann sicherlich nicht mehr nur von einem Trend beim Einpressen gesprochen werden. Das Einpressen von Spundbohlen nimmt mittlerweile einen festen Platz unter den Einbringverfahren ein und sollte als Ergänzung zu den konventionellen Methoden gesehen werden. Mit der Einpresstechnik wird vor allem das Anwendungsgebiet der Stahlpundwand erweitert. Stahlpundwände können dadurch in Gebieten zum Einsatz kommen, in denen sie mit konventionellen Methoden auf Grund von höherem Lärmpegel und stärkeren Erschütterungen nicht einsetzbar sind.

Einsatz von Spundwänden in Kombination mit mobilen Hochwasserschutzsystemen

Prof. Dr.-Ing. Ernesto Ruiz Rodriguez

1 Hochwasser/Hochwassergefahr

Hochwasser sind Naturereignisse, die in gewissen Zeitabständen immer wieder eingetreten sind und immer wieder eintreten werden. Die Ursache für extreme Hochwasser sind oftmals Niederschläge in Verbindung mit Schneeschmelze. Dabei sind Hochwasser ein wichtiger Teil der natürlichen Abflussdynamik, und sie erhalten wichtige Lebensräume für Flora und Fauna.

Die Hochwassergefahr für Sach- und Personenschäden ergibt sich durch die intensive Nutzung der Talauen als Siedlungs- und Gewerbeflächen. Die dabei entstehenden Schäden an Bauten und Einrichtungen, an gelagertem Gut sowie die Folgeschäden durch die Unterbrechung von Produktionsabläufen erreichen erhebliche Größenordnungen.

2 Technischer Hochwasserschutz und weiter gehende Hochwasservorsorge

Zur Vermeidung oder Verminderung von Hochwasserschäden ist neben dem

- technischen Hochwasserschutz auch
- weiter gehende Hochwasservorsorge nötig.

In Anlehnung an die Leitlinien der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser LAWA (1995) umfasst die weiter gehende Hochwasservorsorge:

- Flächenvorsorge mit dem Ziel, möglichst kein Bauland in hochwassergefährdeten Gebieten auszuweisen
- Bauvorsorge, die durch angepasste Bauweisen und Nutzungen mögliche Hochwasserüberflutungen schadlos überstehen lässt
- Verhaltensvorsorge, die vor einem drohenden Hochwasser warnt und diese Warnung vor Ort in konkretes Handeln umsetzt
- Risikovorsorge, die finanzielle Vorsorge trifft für den Fall, dass trotz aller vorgenannten Strategien ein Hochwasserschaden eintritt

3 Partner im Hochwasserschutz

Die wichtigsten Partner zur Bewältigung der Aufgaben im Umgang mit hochwassergefährdeten Flächen sind neben den betroffenen Gewässeranliegern selbst (Privatpersonen, Industrie, Gewerbe und Handel) die Kommunen, die Raumplanung, der Katastrophenschutz, die Wasserwirtschaft und die Versicherungswirtschaft (**Bild 1**). Nur im Rahmen eines regen Informationsaustausches und einer interdisziplinären Zusammenarbeit lassen sich die Aufgaben bewältigen.



Bild 1: Hochwasservorsorge als interdisziplinäre Aufgabe

4 Gefährdungspotenzial am Beispiel des Rheins

Derzeit leben in den überflutungsgefährdeten Gebieten am Rhein zwischen Bodensee und der Mündung in die Nordsee (nahezu 8 Tsd. km²) ca. 5 Mio. Menschen. Bei einem Extremhochwasser im Rheingebiet mit gleichzeitigem Extremwasserstand in der Nordsee steigt die Zahl der bedrohten Personen auf insgesamt über 10 Mio. bei einer gefährdeten Fläche von mehr als 10 Tsd. km².

Neben der „Lebens“-Gefahr für die in diesen Gebieten wohnenden und arbeitenden Menschen besteht ein hohes wirtschaftliches Schadensrisiko. Die Größenordnung der Vermögensschäden und des Wertschöpfungsentganges liegt derzeit bei mehreren 100 Mrd. Euro. **Tabelle 1** gibt einen groben Überblick über die potenziellen Schäden am Beispiel des Rheins.

Tabelle 1:
Hochwasser-
schadens
potenzial am
Beispiel des
Rheins

Abschnitt	Schaden in Mio. Euro
Hochrhein bis Basel	39,3
Staugeregelter Oberrhein (oberhalb von Iffezheim)	1.513
Deichgeschützter Oberrhein (unterhalb von Iffezheim)	10.467
Mittelrhein	1.688
Niederrhein	20.303
Rheindelta	130.411
Gesamtsumme	164.420
Quelle: Rheinatlas, 2001 der IKSR	

An dieser Stelle sei daraufhingewiesen, dass die Gesamtbetrachtung aller von Hochwasser betroffenen Flächen nur als hypothetischer Fall betrachtet werden kann, da nicht davon auszugehen ist, dass alle Flächen gleichzeitig von einem entsprechenden Extremereignis betroffen wären. Die Betrachtung eines bestimmten Ereignisses würde auf Grund der entstehenden Retentionswirkungen zu anderen Ergebnissen führen.

Das Gleiche gilt für die Betrachtung der möglichen Vermögensschäden auf diesen Flächen. Hinzu kommt, dass das Schadensgeschehen von weiteren Faktoren abhängt, die entscheidenden Einfluss auf die Schadenssummen haben können. Hier sei das Hochwasserereignis 1995 genannt, bei dem sich die Schäden im Gebiet der Stadt Köln trotz gleichem Wasserstand wie beim Hochwasserereignis 1993/94 halbiert haben. (Tabelle 2 und Bild 2) Es kann also nur eine Größenordnung der möglichen Vermögensschäden angegeben werden, aber erstmals vergleichbar für alle Rheinanliegerstaaten.

Tabelle 2:
Hochwasser-
schadens
potenzial in der
Stadt Köln

Vergleich	Untersuchung des Hochwasserschadenspotenzials in der Stadt Köln 1998	Rheinatlas 2001 der IKSR für das Stadtgebiet Köln
Betroffene Fläche	104,25 km ²	105,13 km ²
Betroffene Vermögenswerte	20,66 Mrd. Euro	21,74 Mrd. Euro
Vermögensschäden bei 12,5 m KP/HW500	3,59 Mrd. Euro	3,52 Mrd. Euro



Bild 2: hochwassergefährdete Flächen in der Stadt Köln,
Rheinatlas 2001 der IKSR

Untersuchungen mit ähnlicher Aussagekraft liegen für eine Vielzahl von anderen Gewässern wie z. B. Mosel, Donau und Neckar vor.

5 Mobile Hochwasserschutzsysteme

In den letzten zehn Jahren ist eine Vielzahl von mobilen Hochwasserschutzsystemen entwickelt worden. Wie in anderen Marktsegmenten schwankt dabei die Qualität der Produkte von sehr guten, ausgereiften Produkten bis hin zu lebensgefährlichen Artefakten. Da es zurzeit keine technischen Vorschriften für den Bau und Betrieb von mobilen Hochwasserschutzsystemen gibt, hat es der Planer außerordentlich schwer bei der Systemwahl und der Systemdimensionierung. Zurzeit werden im Rahmen der Ausschussarbeit des Bundes der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e. V. (BWK) Empfehlungen für den Betrieb

Einsatz von Spundwänden in Kombination mit mobilen Hochwasserschutzsystemen

und die Unterhaltung von mobilen Systemen erarbeitet. Ob diese Arbeit den Charakter einer technischen Empfehlung hat, bleibt abzuwar-

ten. Einen kurzen Überblick über die Konstruktionsweisen üblicher mobiler Systeme liefern die **Bilder 3 bis 7**.

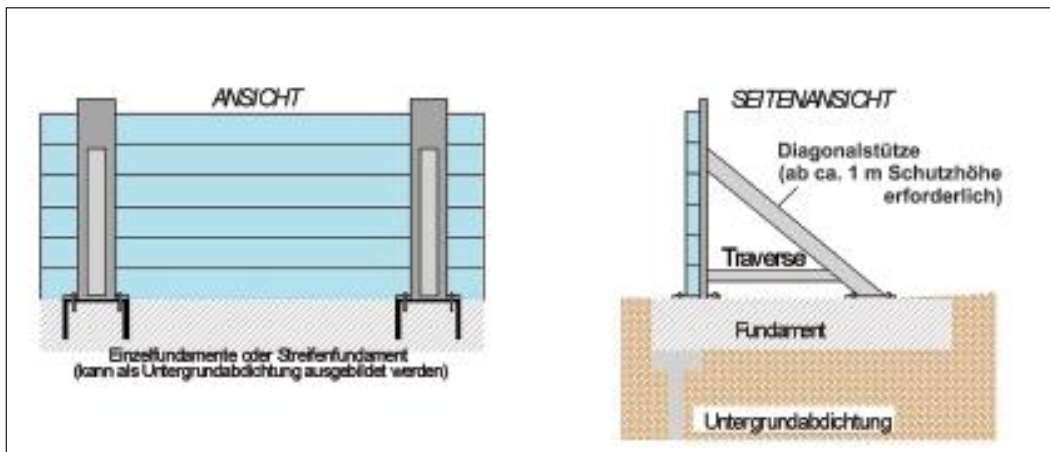


Bild 3:
Dammbalkensystem mit Rückabstützung

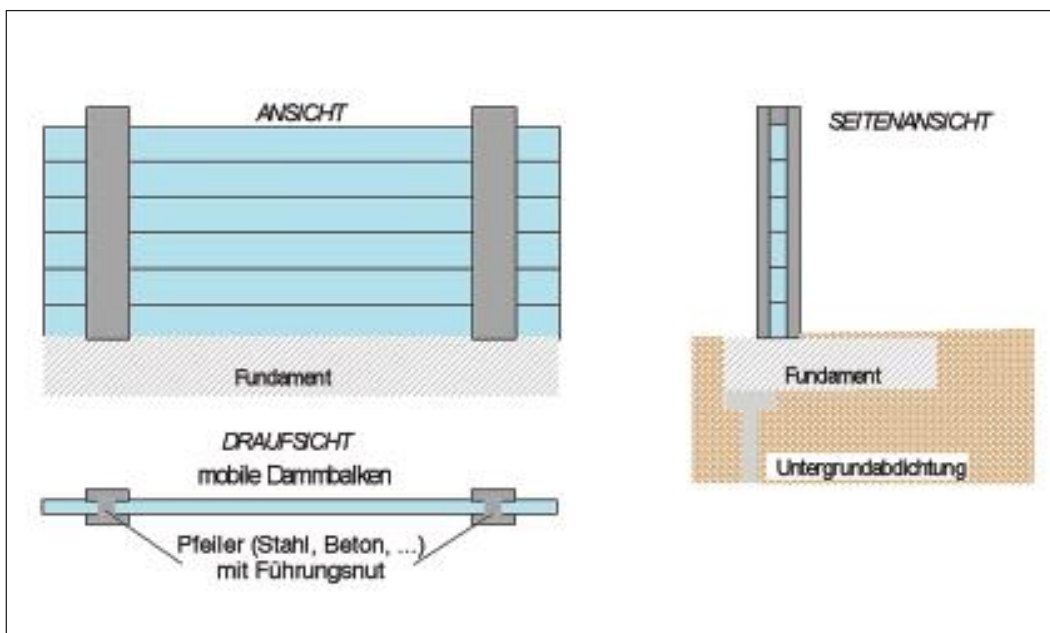


Bild 4:
Dammbalkensystem ohne Rückabstützung

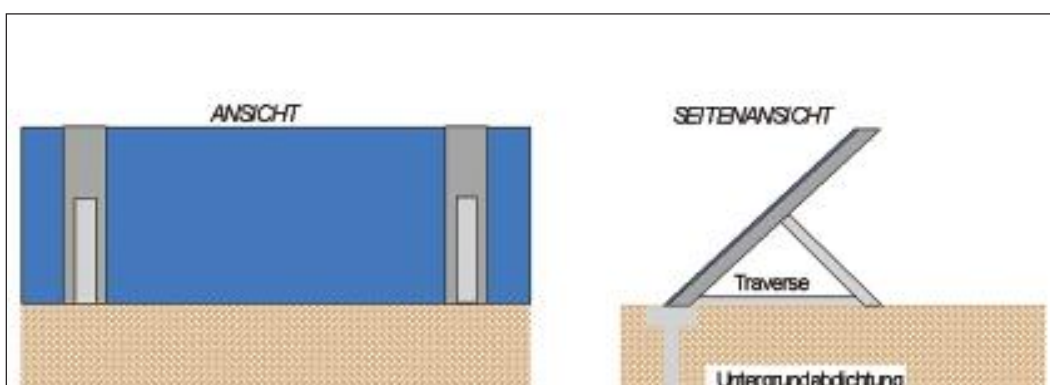


Bild 5:
Klappsysteme als Sandsackersatz

Bild 6:
Teilmobile HW-Schutz-Systeme mit fester Grundmauer

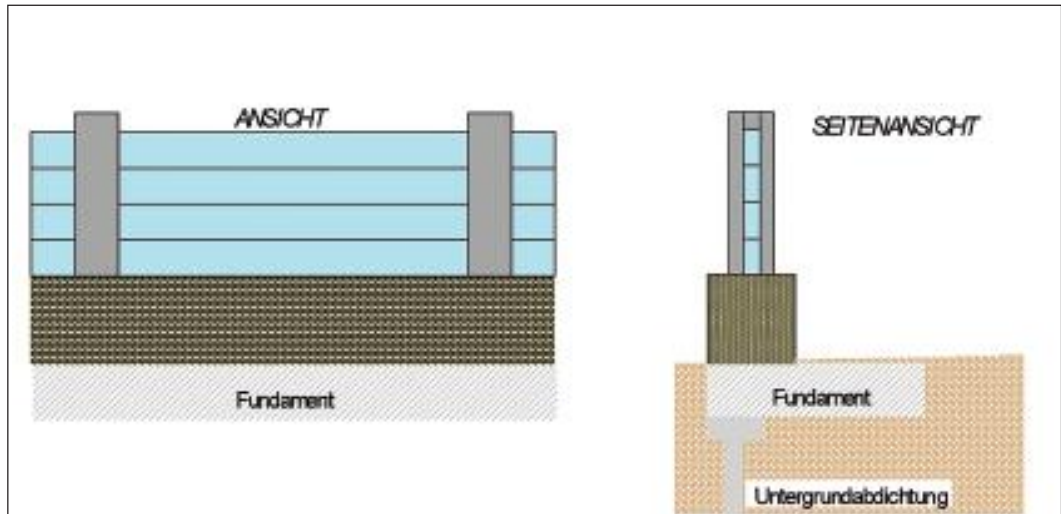
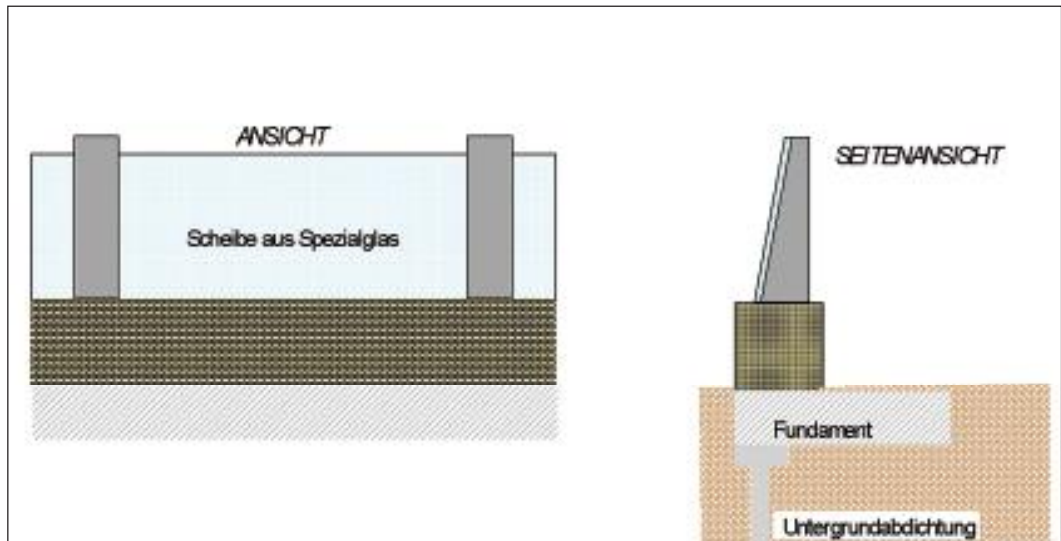


Bild 7:
Feste HW-Schutz-Systeme aus Glas mit fester Grundmauer



Alle diese Systeme haben unabhängig von ihrem Konstruktionsprinzip eins gemeinsam: Sie erfüllen ohne funktionierendes Untergrundabdichtungssystem ihre Aufgabe nicht.

Ohne funktionierendes Untergrundabdichtungssystem wird das mobile System unterströmt, und das dahinter liegende zu schützende Gebiet wird überflutet. Hier kann die Spundwand als kombiniertes System sowohl die Aufgaben des Fundamentes als auch die Aufgabe der Minderung der Unterströmung übernehmen (Bilder 8 bis 10).

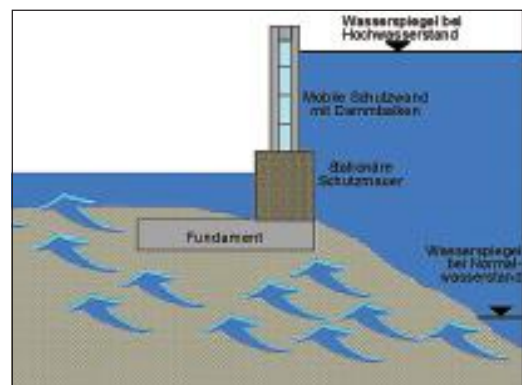


Bild 8: Unterströmung einer mobilen Wand ohne Untergrundabdichtungssystem

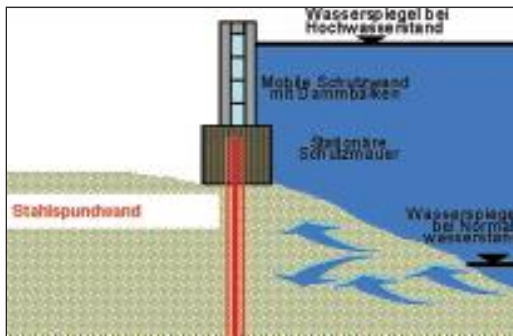


Bild 9: Verminderung der Unterströmung der mobilen HW-Schutz-Systeme, Untergrundabdichtung

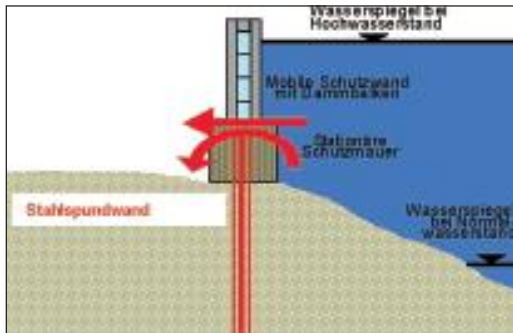


Bild 10: Kräfteinleitung in den Untergrund mittels einer Stahlspundwand

Bilder 11 und 12 zeigen eine mögliche konstruktive Lösung für eine Verbindung zwischen mobilem Hochwasserschutzsystem und Spundwand als Fundament und Untergrundabdichtung.

Dieser Konstruktionsvorschlag erlaubt die kraftschlüssige Verbindung zwischen mobilem System und einer Spundwand. Die Kopfplattenhalterung unter jeder Stütze überträgt die Kräfte aus dem mobilen System in die Spundwand. Die Kopfplatte mit der Kopfplattendichtung sorgt für eine wasserdichte Verbindung zwischen den Systemen.

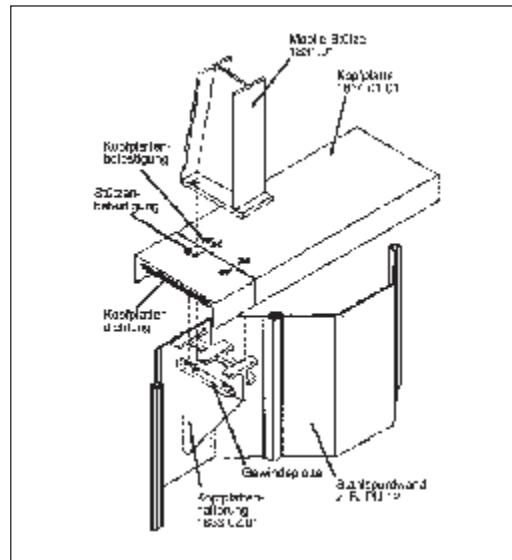


Bild 11: Anschluss einer mobilen Wand an eine Spundwand. Firma AQUA-STOP, Neuwied, Produktkatalog 2002.

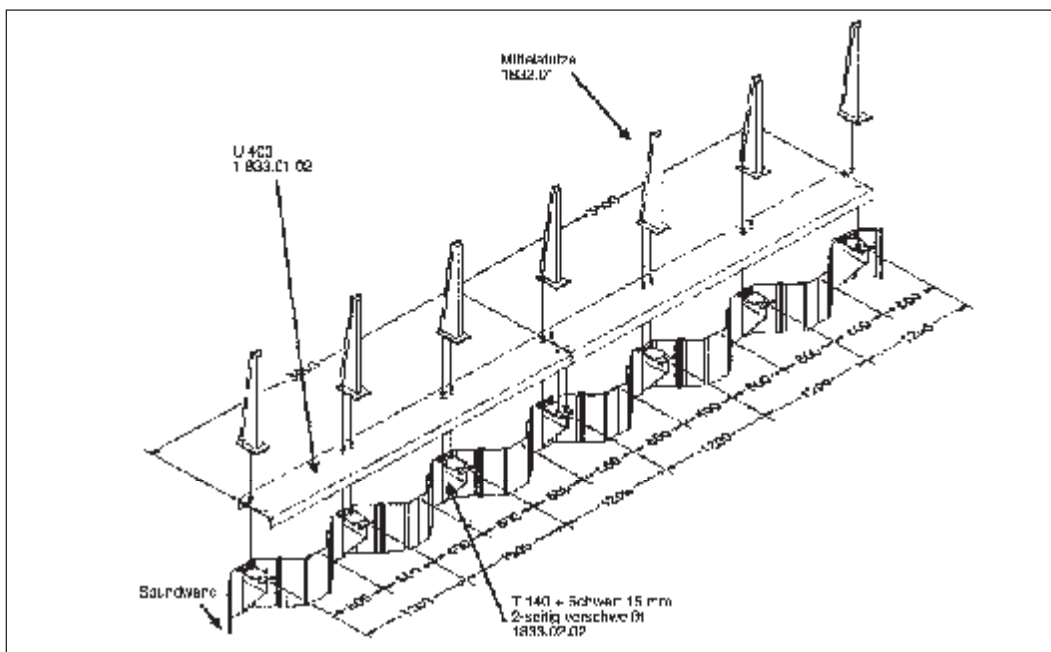


Bild 12: Anschluss einer mobilen Wand an eine Spundwand. Firma AQUA-STOP, Neuwied, Produktkatalog 2002.

6 Lastannahmen für mobile HW-Schutzwände

Da es zurzeit keine Norm oder keine technischen Vorschriften für die Dimensionierung, den Betrieb und die Unterhaltung von mobilen Hochwasserschutzsystemen gibt, ist man darauf angewiesen, sich an bereits ausgeführten/geprüften Systemen zu orientieren. Folgende Lastfälle können bei der Dimensionierung berücksichtigt werden:

Eigengewicht

(in der Regel nicht von großer Bedeutung)

Wasserdruckkräfte

Hydrostatische Wasserdruckkräfte

Fast alle Hersteller geben an, ihre Systeme für hydrostatische Kräfte dimensioniert zu haben.

Hydrodynamische Wasserdruckkräfte (Wellenbelastung)

Kaum ein Hersteller hat diesen Lastfall berücksichtigt. Bei Streichlängen von mehr als 500 m an großen Gewässern und der dabei entstehenden Wellenbelastung sollte dieser Lastfall stets berücksichtigt werden

Windkräfte

Kaum ein Hersteller hat diesen Lastfall berücksichtigt. Im eingestauten Fall kann hinter der mobilen Wand ein Windsog entstehen, der das System zusätzlich ungünstig belastet. Dieser Lastfall sollte stets berücksichtigt werden.

Anpralllasten

Einige Hersteller haben geringe Anpralllasten in ihr System eingerechnet. Diese Anpralllasten sind jedoch nicht vergleichbar mit den üblichen Anpralllasten im Hafens- und Schleusenbau. Würde man die mobilen Systeme für die im Hafens- und Schleusenbau üblichen Anpralllasten dimensionieren, würden die mobilen Systeme auf Grund des dann erforderlichen Konstruktionsaufwandes und der erforderlichen Materialdicken ihren Vorteil, ohne Hebewerkzeuge eingebaut werden zu können, verlieren.

Hier stellt sich die Frage, ob bei der Dimensionierung von mobilen Systemen auf den Lastfall Anpralllasten nicht grundsätzlich verzichtet werden sollte. Es gilt hier, das Restrisiko gegen die Vorteile beim Betrieb der Systeme abzuwägen.

Angelehnt an eine in Zusammenarbeit mit der Landesprüfstelle für Baustatik in Hessen aufgestellten Typenstatik für das mobile Hochwasserschutzsystem BIBER-BARRIERE der Fa. ART-TEC, Wiesbaden, wird empfohlen, mindestens die in **Tabelle 3** zusammengefassten Lastfälle zu berücksichtigen.

In der Typenstatik wurden folgende maßgebende Parameter zugrunde gelegt:

- Windgeschwindigkeit 30 m/s
(11 Beaufort, orkanartige Sturm)
- die Streichlänge des Windes 500 m
(Beispiel Rhein)
- Wellenperiode T = 3 s
- Wellenhöhe H = 0,50 m
- Schutzhöhe der Schutzeinrichtung

Lastfall		
1	Einzellastfall:	hydrostatischer Einstau 1,00 m
2	Einzellastfall:	hydrostatischer Einstau 1,25 m
3	Einzellastfall:	hydrostatischer Einstau 1,50 m
4	Einzellastfall:	Windsog
5	Kombinationslastfall:	LF 1 + LF 4 + Wellenbelastung
6	Kombinationslastfall:	LF 2 + LF 4 + Wellenbelastung
7	Kombinationslastfall:	LF 3 + LF 4 + Wellenbelastung

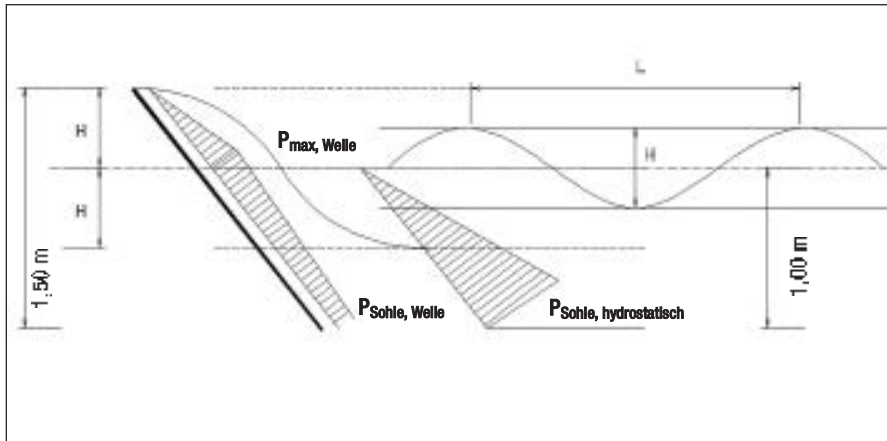
Tabelle 3: empfohlene Lastfälle für mobile HW-Schutzsysteme

Einsatz von Spundwänden in Kombination mit mobilen Hochwasserschutzsystemen

Daraus ergaben sich für das System folgende Wasserlasten:

Wellenlastfall 1:

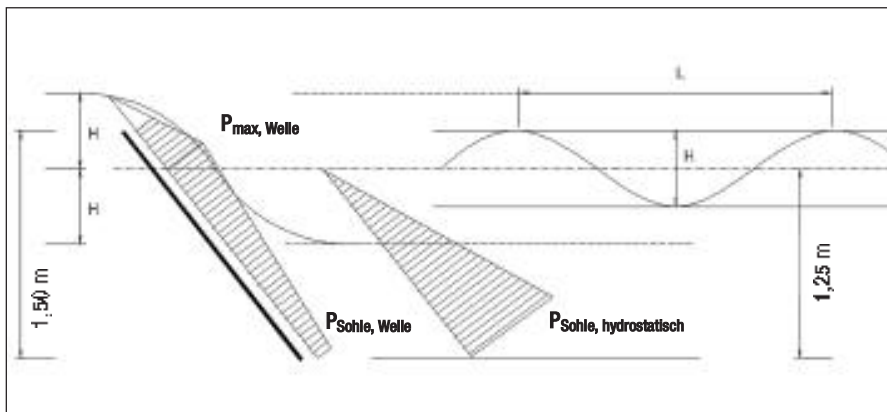
Wellenhöhe $H = 0,50$ m, Wellenfrequenz $T = 3$ s, Wassertiefe $y = 1,0$ m, Wellenlänge $L = 8,70$ m



$$\begin{aligned} P_{\max, \text{welle}} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, welle}} &= 3,93 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, hydrostatisch}} &= 10 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Wellenlastfall 2:

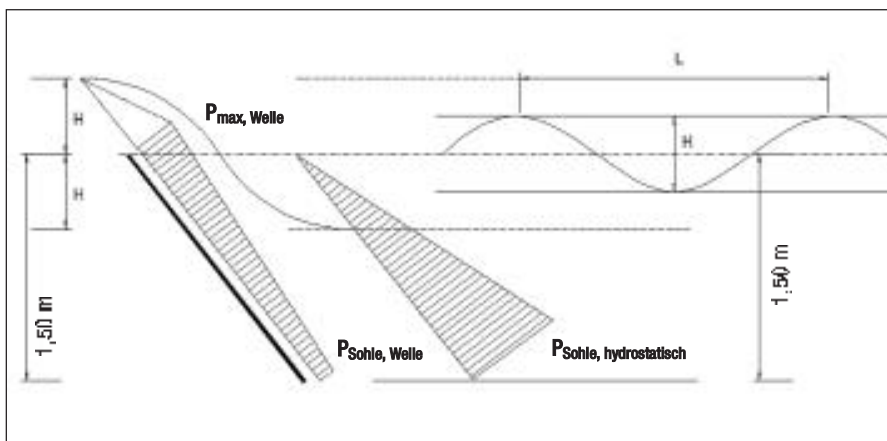
Wellenhöhe $H = 0,50$ m, Wellenfrequenz $T = 3$ s, Wassertiefe $y = 1,25$ m, Wellenlänge $L = 9,50$ m



$$\begin{aligned} P_{\max, \text{welle}} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, welle}} &= 3,6 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, hydrostatisch}} &= 12,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Wellenlastfall 3:

Wellenhöhe $H = 0,50$ m, Wellenfrequenz $T = 3$ s, Wassertiefe $y = 1,50$ m, Wellenlänge $L = 10,20$ m



$$\begin{aligned} P_{\max, \text{welle}} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, welle}} &= 3,4 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{Sohle, hydrostatisch}} &= 15 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Zur Dimensionierung des Systems wurden die in **Tabelle 4** zusammengefassten Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 18800 für das mobile Hochwasserschutzsystem vereinbart:

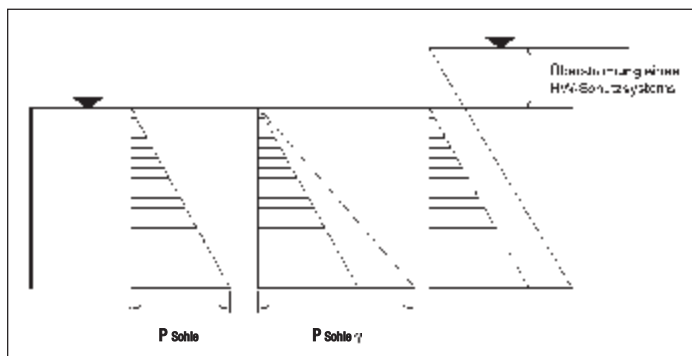
Tabelle 4:
Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 18800

Lastfall	Lastkollektiv						
	1	2	3	4	5	6	7
1 (hydrost. 1,0 m)	1,35				1,35		
2 (hydrost. 1,25 m)		1,35				1,35	
3 (hydrost. 1,50 m)			1,35				1,1
4 (Windsog)				1,5	1,5	1,35	1,1
5 (Welle 1)					1,5		
6 (Welle 2)						1,35	
7 (Welle 3)							1,1

Für die meisten Konstruktionsdetails waren die Lastkollektive 6 und 7 maßgebend.

Die physikalische Interpretation der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 18800 ist schwer. Sie kann, wie das **Bild 13** zeigt, entweder nach der Multiplikation der Wasserdrücke mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ als Erhöhung der Wasserdichte verstanden werden oder, was physikalisch Sinn macht, als ein Überstau der mobilen Wand interpretiert werden. Die zweite Möglichkeit scheint die wesentlich sinnvollere zu sein und sollte bei der Aufstellung technischer Vorschriften Anwendung finden.

Bild 13:
Interpretation der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 18800



7 Schlussfolgerung

Der Einsatz von Spundwänden in Kombination mit mobilen Hochwasserschutzsystemen kann als eine technisch ausgereifte Alternative zu den üblichen Hochwasserschutzmaßnahmen angesehen werden. Die gleichzeitige

- Übernahme der Krafteinleitung in den Boden und

- die Verminderung der Unterströmung durch die Spundwand unter den mobilen Systemen führt in der Regel zu einer kostengünstigen Lösung. In einer Vielzahl von bereits ausgeführten Anlagen wurde dies unter Beweis gestellt.

Angesichts der großen Schadenspotenziale an unseren Gewässern ist in nächster Zukunft mit einem interessanten Auftragsvolumen zu rechnen.

Die bislang fehlenden technischen Vorschriften für die Dimensionierung, den Betrieb und die Unterhaltung der mobilen Wände führten zu Unsicherheiten bei der Planung. Es ist zu hoffen, dass diese Lücke schnellstmöglich ausgefüllt wird.

8 Schrifttum

Atlas der Überschwemmungsgefährdung und möglichen Schäden bei Extremhochwasser am Rhein, IKSR, Koblenz, 2002

Modellversuche für die mobile Hochwasserschutzanlage BIBER-BARRIERE, Fachhochschule Wiesbaden, 1998

Typenstatik für die mobile Hochwasserschutzanlage BIBER-BARRIERE, Fachhochschule Wiesbaden, 2001

AQUA-STOP Hochwasserschutzprodukte, Katalog 2002/01, Neuwied, 2001

Hochwassergefahr und Strategie zur Schadensminderung in Baden-Württemberg (Entwurf 04/2002), Umwelt- und Verkehrsministerium Baden-Württemberg, 2002

Stahlpundwände bei der Deichsanierung am Rhein

Dipl.-Ing. Hans-Bernd Schulze

1 Einleitung

Wenn von Deichen und Hochwasserschutz gesprochen wird, denken die meisten Menschen an vom Sturm gepeitschte Wogen, die an die Küste und den dort vorhandenen Deich branden. Viele Leute, denen man erzählt, dass wir uns umfassend seit Jahren mit Hochwasserschutz beschäftigen, wundern sich, dass wir als Düsseldorfer, d. h. als binnenländisches Büro so weit entfernt von der Küste arbeiten.

Sie sind dann erstaunt, wenn sie erfahren, dass unsere Projekte hauptsächlich am Niederrhein liegen. Ihnen ist, wie vielen anderen auch, die in direkter Nähe zum Rhein wohnen, gar nicht bewusst, dass sich Hochwasserkatastrophen nicht nur an der Mosel und in Köln ereignen können, sondern fast direkt vor ihrer Haustür.

Am Niederrhein gibt es rd. 1.400 km² hochwassergefährdete Flächen, mit rd. 1,35 Mio. Einwohnern, 1 Mio. Arbeitsplätzen, einem Schadenspotenzial von 125 Mrd. Euro und einer Bruttowertschöpfung von 61,5 Mrd. Euro/a.

Hieraus wird deutlich, welche wichtige Aufgabe der Hochwasserschutz am Niederrhein besitzt. In der Bevölkerung wurden die notwendigen Hochwasserschutzmaßnahmen nach den Ereignissen 1993 und 1995 heiß diskutiert und Forderungen nach Verbesserung der Deiche an die Politik gestellt. Seitens der verantwortlichen Behörden war aber schon Ende der 80er Jahre der erforderliche Sanierungsbedarf durch Deichuntersuchungen ermittelt worden. Im Zusammenhang mit dem BHW (Bemessungshochwasser), das 1977 neu ermittelt worden war, waren auch die Sanierungsnotwendigkeiten für über 150 km Rheindeiche am Niederrhein festgeschrieben worden.

Weiterhin sind im Rahmen der IKSR (Internationale Kommission zum Schutz des Rheins)-Verabredungen auf Grund von zwei Gutachten schon Anfang der 90er Jahre Poldergebiete ausgewiesen worden, bei denen im Wesentlichen durch Rückverlegung der Deiche Retentionsraum in einer Größenordnung von insgesamt 4.685 ha und 165 Mio. m³ gewonnen werden soll. Davon sind mittlerweile rund 60 Mio. m³ realisiert (Bild 1).

Unter dem Eindruck der beiden HW-Ereignisse 1993 und 1995 ließen sich viele Projekte –

so auch Deichrückverlegungen – in der Öffentlichkeit besser umsetzen. Da der Mensch jedoch vergesslich ist, wünschen sich mittlerweile manche Verantwortliche mal wieder ein Hochwasser, um das in der Zwischenzeit wieder vielfach eingetretene Phlegma zu beseitigen und wichtige Projekte voranzubringen (Bild 2).



Bild 1: Deiche und Retentionsräume am Niederrhein

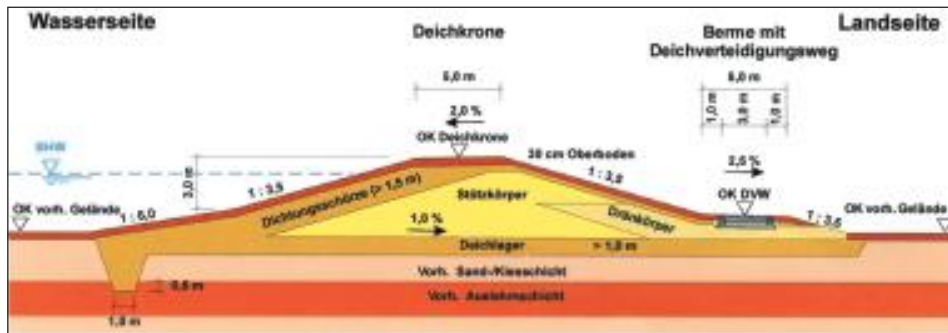


Bild 2: Monheimer Rheinbogen bei Hochwasser

1.1 Zustand der Deiche

Neben der allgemein geringen Lagerungsdichte, die zum einen in den geringeren technischen Möglichkeiten während der Errichtung der Deiche begründet ist, altern Deiche auch durch jedes Hochwasser, dem sie standhalten müssen. Zusätzlich ergibt sich die Sanierungsnotwendigkeit aus der Festlegung des Bemessungshochwassers von 1977.

Bild 3: Regelquerprofil Dreizonendeich



Die Wasserspiegellhöhen liegen hier bis zu 1,20 m höher als für das bisherige gültige Maß, das dem HW 1926 entsprach. Auf Grund dieser Tatsache sind viele Deiche zu niedrig. Darüber hinaus besaßen viele Deiche keine Deichverteidigungswegen, so dass dadurch bei den Hochwässern von 1988, 1993 und 1995 eine effektive Deichverteidigung sehr erschwert war.

Neben der Sanierung der vorhandenen Deiche ergibt sich aus den Vorgaben des WHG (Wasserhaushaltsgesetz) und dem Programm der Landesregierung NRW zur Schaffung neuer Retentionsräume die Notwendigkeit, auch Deiche auf neuer Trasse vollständig neu zu errichten.

1.2 Deichauslegung nach aktuellem Stand der Technik

Die Auslegung und Bemessung eines Deiches bzw. eines Hochwasserschutzbauwerkes hängen von einer Vielzahl von Parametern ab. Sie erfolgen in der Regel gemäß DVWK (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall) - Merkblatt 210/1986 Flussdeiche bzw. DIN 19712 Flussdeiche. Abweichungen von diesen allgemein gültigen Richtlinien können regional erforderlich werden bzw. sich aus der jeweiligen örtlichen Situation ergeben. Die Bemessung der Deiche ist grundsätzlich im Einvernehmen mit den Genehmigungsbehörden durchzuführen. Wesentliche Parameter für die Bemessung sind:

- Dauer und Höhe der Hochwasserereignisse
- Gefährdungspotenzial im Deichhinterland
- vorhandene bzw. verwendete Deichbaumaterialien
- Einfluss von Wind, Wellen und Eis
- topographische Verhältnisse
- geologische und hydrogeologische Verhältnisse
- ökologische Verhältnisse
- Erfordernisse der Schifffahrt
- Möglichkeiten der Pflege und Unterhaltung durch den Deichpflichtigen

Für den Niederrhein im Bereich des Regierungsbezirks Düsseldorf wurde ein Regelprofil definiert, nach dem ein moderner Deich folgenden geometrischen Anforderungen genügen sollte (Bild 3):

- wasserseitige Böschungsneigung 1 : 3,5, zum Fuß auslaufend auf 1 : 6, wenn die Deichhöhe 3,0 m übersteigt
- Kronenbreite 5,0 m
- landseitige Böschungsneigung 1 : 3,5
- Deichverteidigungsweg auf landseitiger Berme, mind. ca. 1,0 m über Gebäudeoberkante, Breite der Berme mind. 5,0 m, Breite des Weges mind. 3,0 m, ausgelegt für SLW (Schwerlastverkehr)
- Sicherheitsmaß/Freibord des Deiches 1,0 m über Höhe des BHW

Diese Geometrie berücksichtigt zum einen die Angriffe aus dem Hochwasser, die sich aus Höhe und Verlauf der Hochwasserwelle ergeben, und zum anderen die Anforderungen an die Deichverteidigung und die Sicherheit vor schädlichen Einflüssen auf den Deichkörper.

Nicht zuletzt werden die Ansprüche an die Pflege und Unterhaltung des Deiches durch flache Böschungsneigungen berücksichtigt. Dieses Regelprofil ist Ausgangspunkt für die ersten Planungen. Die genauen Abmessungen ergeben sich aus den detaillierten geologischen und hydrologischen Untersuchungen.

Es wird hier darauf hingewiesen, dass oben genannte Werte für das Regelprofil für den Bereich der Bezirksregierung Düsseldorf gelten, weil in anderen Hochwasserbereichen durchaus andere Werte gültig sind. Dies liegt u. a. an den örtlichen Gegebenheiten. So liegt der Niederrhein schon in einem flacheren Gebiet als der Oberrhein. Hieraus resultierend dauert auch die Hochwasserwelle länger als am Oberrhein, so dass der Einstau und damit die Belastung auf die Deiche entsprechend anders zu bewerten sind. Dem wird durch die oben genannten Bemessungsparameter Rechnung getragen.

2 Systemwahl für den Hochwasserschutz

2.1 Allgemeines

Hochwasserschutzsysteme können in vielfältiger Form erstellt werden. Wir unterscheiden zwischen ständigem und zeitweisem Schutz. Ständigen Schutz bieten Erddeiche, Hochwasserschutzmauern und Spundwandssysteme. Zeitweisen Schutz bieten alle mobilen Einrichtungen, wie Dammbalkensysteme, Sandwälle o. Ä.

Alle Formen des Hochwasserschutzes können in unterschiedlichster Weise auch kombiniert werden.

Die Konstruktion und der Aufbau von Hochwasserschutzanlagen müssen so gestaltet sein, dass die Standsicherheit bei den auftretenden Lastfällen gewährleistet ist. Insbesondere sind Durchströmungen und Wasseraustritt auf der Luftseite sicher zu vermeiden. Die Berücksichtigung von Auftriebssicherheit und Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch sowie die Standsicherheit bei schnellem Absinken des Wasserspiegels spielen bei Planung und Ausführung eine ebenso bedeutsame Rolle wie die Vermeidung schädlicher äußerer Einflüsse wie Erosionen an der Oberfläche und im Inneren der Anlagen oder die Wirkungen von Alterungsprozessen.

2.2 Erddeiche

Die am meisten verbreitete Form des Hochwasserschutzes ist der Erddeich, da Erdmaterial grundsätzlich überall vorkommt und ein solches Bauwerk auch mit verhältnismäßig einfachen Mitteln erstellt werden kann. Somit ist er als Regelbauwerk zu betrachten, zumal sich sein begrünter Erdkörper meist am besten in das Landschaftsbild einfügen lässt.

Unterschieden werden die Erddeiche u. a. nach ihrer Abdichtung – außen liegende oder



Bild 4: Einsatz von Spundwänden bei beengten Verhältnissen durch dichte Bebauung unmittelbar hinter dem Deich.

innen liegende Dichtung. Zur Herstellung der Dichtung werden unterschiedlichste Materialien eingesetzt. Das gebräuchlichste ist auch hier der Lehm bzw. Ton. Weiterhin können Folien, Bentonitmatten, Schmalwände oder Spundwände eingesetzt werden.

Unter Berücksichtigung aller oben genannten Gesichtspunkte hat der moderne Erddeich in der Regel weite Abmessungen. Dennoch ist seine Bauweise in den meisten Fällen vergleichsweise preisgünstig, da das erforderliche Material eben einfach zu beschaffen ist.

2.3 Hochwasserschutzmauer

In Ballungsgebieten fehlt jedoch oft der Platz, oder es sprechen andere Gesichtspunkte gegen die Errichtung eines Erdkörpers. Aus diesem Grund müssen dann andere Hochwasserschutzmaßnahmen bzw. Kombinationen aus den verschiedenen Möglichkeiten realisiert werden.

2.4 Mobile Systeme

Mobile Systeme bieten sich ebenfalls in Ballungsgebieten an, insbesondere dann, wenn nur geringe Einstauhöhen zu erwarten sind.

2.5 Kombinationen

Grundsätzlich können alle dauerhaften Systeme auch mit mobilen Systemen kombiniert werden. Dabei drängt sich eine Kombination von Spundwand plus mobiler Dammbalkenwand als gute Kombination auf, weil über die Spundwand eine sichere Gründung für die mobile Wand gewährleistet werden kann.

3 Spundwand im Hochwasserschutz

3.1 Einsatzbereiche

Wo Platzprobleme auftreten oder besondere Anforderungen an die Dichtheit gestellt werden, bietet es sich an, Spundwände einzusetzen. Platzprobleme oder besondere Anforderungen an die Dichtheit ergeben sich z. B. durch:

- Verbote, die Deichvorländer im Rahmen einer Deicherhöhung in Anspruch zu nehmen
- beengte Verhältnisse durch dichte Bebauung unmittelbar hinter dem Deich (Bild 4)

- Notwendigkeit, den Deichverteidigungsweg auf die Deichkrone zu legen
- Naturschutz- oder Denkmalschutzbelange
- ästhetische Gesichtspunkte in Ortslagen
- Schutz von Industrieanlagen

Insgesamt sind bei allen Entscheidungen für die Ausführung einer Spundwand die Fragen des Betriebes und der Wartung immer zu beachten, d. h., dass auch die Zugänglichkeit nach der Erstellung der Anlage immer gewährleistet sein muss.

Da die Folgekosten einer Baumaßnahme zum einen größere Ausmaße annehmen können und zum anderen normalerweise nicht bezuschusst werden, sind sie vom Bauherrn in jedem Fall selbst zu tragen und haben somit durchaus einen erheblichen Einfluss auf die Wahl des Hochwasserschutzverfahrens.

Auch bei Einsatz einer Spundwand gilt der Grundsatz, dass der Hochwasserschutz vor der fließenden Welle und nicht vor dem ansteigenden Grund- bzw. Qualmwasser schützt. Allen Beteiligten, d. h. auch der geschützten Bevölkerung, sollte immer klar sein, dass Wasser auch unter der Spundwand und somit unter dem Deich hindurch ins Hinterland eintreten kann und durch Fehlstellen in der Auelehmschicht als so genanntes Qualmwasser hinter dem Deich austreten kann.

Spundwand als Kerndichtung

Ein weiterer Einsatzbereich für Spundwände ergibt sich aus der Forderung nach einer möglichst geringen Durchfeuchtung der Erddeiche. Erddeiche entlang von Flüssen sind in der Regel nicht dafür ausgelegt, lange Einstauzeiten zu überstehen. Tritt nach einer langen Einstaudauer erneut ein Hochwasserereignis auf, sind die inneren Strukturen des Deiches durch die noch nicht abgeklungene Durchfeuchtung oftmals so gestört, dass eine ausreichende Standsicherheit

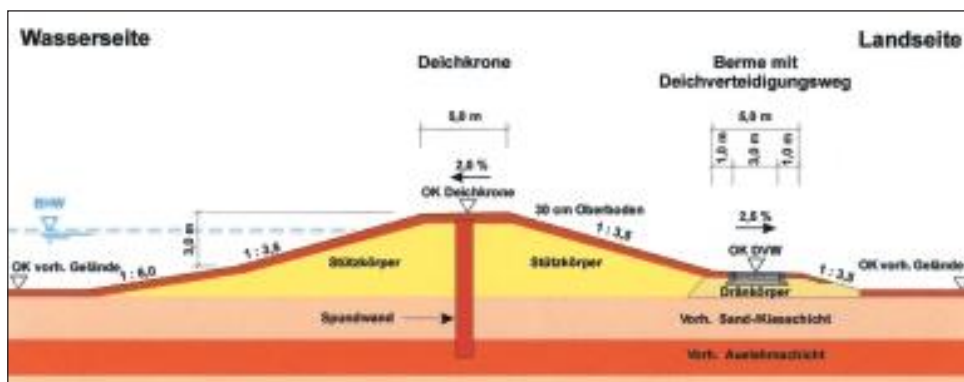
bei einem kurz darauf folgenden Ereignis nicht mehr gewährleistet werden kann. Aus diesem Grunde erhalten Erddeiche in der Regel Dichtungszonen, die diese Durchfeuchtung verzögern oder verhindern sollen. Neben Tonen und Lehmen können hier auch gänzlich undurchlässige Materialien eingesetzt werden.

Hier stellt sich die Spundwand in zweifacher Hinsicht als technische Alternative dar. Im ersten Fall kann die Spundwand lediglich als innen liegende Dichtung ausgelegt werden. In diesem Fall übernimmt sie allein Dichtungsfunktionen und wird allein unter konstruktiven Gesichtspunkten bemessen, da keine Kräfte übertragen werden müssen. Die gewählten Profile können dadurch sehr dünn sein. Die Einbindung in eine dichte Auelehmschicht ist jedoch Voraussetzung für die Anwendung (Bild 5).

Mit einer solchen Spundwand-Kerndichtung eröffnen sich für den Erddeich zusätzliche Gestaltungsmöglichkeiten, da die von Wühltieren ausgehenden Gefahren – Sickerwege durch Wühlgänge – durch eine Stahlpundwand unerheblich werden. Auch die von starken Wurzeln hervorgerufene Schädigung der Deiche – Durchstoßen der Dichtungsschichten und Öffnen von Sickerwegen – kann mit einer Stahlwand verhindert werden.

Im zweiten Fall kann die Spundwand-Kerndichtung als statisch tragendes Element ausgebildet werden. Dabei muss sie so berechnet werden, dass die auftretenden Belastungen vollständig von ihr aufgenommen werden. Hierdurch ist es möglich, die Erdschüttungen mit relativ steilen Böschungen vorzunehmen, da diese im Wesentlichen nur noch gestalterische Funktionen haben. Da hier in der Regel eine Abweichung vom vorgeschriebenen Regelprofil vorliegt, muss das Einverständnis der Genehmigungsbehörde vorliegen. Ein Wegspülen einer Böschung hätte jedoch keinen Deichbruch zur Folge, da die Spundwand bei entsprechender Auslegung alle auftretenden Kräfte übernimmt.

Bild 5: Regelquerprofil Deich mit innen liegender Dichtungswand



3.2 Erosionsschutz

Während die übliche Anordnung der Spundwand in der Deichachse verläuft, können jedoch auch andere Anordnungen von Spundwänden erforderlich werden. Bei der Ausbildung einer Deichöffnung im Zuge einer Rückverlegung treten an den Deichköpfen teilweise erhebliche Strömungen auf. Diese werden auf der Böschung in der Regel durch entsprechende Befestigungen abgefangen. Da jedoch nicht ausgeschlossen werden kann, dass diese beschädigt werden können und somit Erosionen auftreten, empfiehlt es sich, den Deichkopf durch eine quer zur Achse angeordnete Spundwand vor Erosionen zu sichern (**Bild 6**).

Rückschreitende Erosion kann bei beengten Verhältnissen ebenfalls durch eine Spundwand verhindert werden, die am landseitigen Böschungsfuß angeordnet wird.

4 Konstruktive Ausbildung

Konstruktive Details ergeben sich einerseits aus der Statik und andererseits aus der optischen Gestaltung der Wand.

Bei der Statik der Spundwand sind die Belastungsfälle genau zu definieren. Es müssen wesentliche Aussagen getroffen werden über:

Belastungen hinter der Wand

- Schwerlastverkehr
- Dynamische Belastungen
- Aktivierter Erddruck
- Auftrieb
- Bebauung

Belastungen vor der Wand

- Einstauhöhe
 - Überspülung
 - Freibordhöhen (Sicherheitszuschlag)
 - Wellenschlag
 - Ausspülungen
 - Grundbruch
 - Schnell sinkendes Hochwasser bei landseitig wassergesättigtem Boden
- vertikale Belastungen
- Kopfbalken
 - Mauerwerk der sichtbaren Flächen

Die statische Bemessung ergibt sich aus der maximal zulässigen Wandauslenkung und der Gegebenheit, ob eine Rückverankerung möglich ist oder nicht. Hiervon hängen die Profilwahl sowie die Wahl von Art und Maß der Verankerung ab.



Bild 6:
Spundwand am
Deichkopf zur
Sicherung vor
Erosionen

5 Böschungsausbildung

Anböschungen der Spundwand werden in der Regel gewählt, um die frei sichtbare Länge der Wand zu verringern. Als statisch tragendes Element sind diese Böschungen in der Regel nicht geeignet, da sie in ungünstigen Fällen abgeschwemmt werden können.

Die Böschung ist zu sichern. Bei geringen Schleppspannungen und geringen Böschungsneigungen kann die Böschung eingesät werden. In anderen Fällen sind andere Verfahren zu wählen. Bis Böschungsneigungen von 1 : 3 können Wasserbausteine gewählt werden.



Bild 7:
Böschungsaus-
bildung mit
Fixtone auf
filterstabilem
Geotextil

Bei steileren Neigungen wird auch dies problematisch. In Zons wurde zum ersten Mal in größerem Maße ein hohlraumreicher Asphalt, Fixtone, eingesetzt (**Bild 7**).

Die Böschung ist hier dadurch gekennzeichnet, dass neben der steilen Neigung von 1 : 2 auch eine starke Belastung durch Schwall und Sunk auftritt. Die Böschung wurde daher mit einer Auflage von 13 cm Fixtone auf einer Unterlage von filterstabilem Geotextil erstellt. Nach Abdeckung mit einer dünnen Lage Mutterboden wurde die Böschung eingesät.



Bild 8: Verklankerte Spundwand – Wasserseite

Mittlerweile hat sich wie vorgesehen eine ziemlich dichte Grasnarbe gebildet. Die bisherigen kleineren Hochwasser hat die Böschungsfläche ohne Schäden überstanden.

Eine ähnliche Sicherung kann mit Enkamat A erfolgen. Diese ca. 2 cm starke Matte ist mit bituminiertem Granulat gefüllt und bietet daher eine größere Auflast als eine normale Krallmatte. Die Böschungsflächen werden vor dem Verlegen der Matte eingesät, so dass das Gras durch die Matte wachsen kann und somit die Verankerung der Matte mit dem Untergrund bewirkt. Die Einsatzart ist mit dem Hersteller abzusprechen. Bis Böschungsneigungen 1 : 3 ist die Matte jedoch problemlos einzusetzen.

6 Optische Gestaltung

6.1 Allgemeines

Die sichtbare Fläche einer Spundwand wird in der Regel nicht als unverkleidete Stahlwand in der Landschaft stehen können. Lediglich in Industriebereichen (Hafen- oder Kaianlagen) könnte solch eine Lösung zur Ausführung kommen. Auch die Beschichtung der Spundwand mit Kunststoff dürfte kaum als gestalterisches Element in Frage kommen, da die Uferzonen unserer Flüsse oft in besonderem Maße der Naherholung dienen und der ästhetische Anspruch entsprechend hoch anzusetzen ist.

Auch unter ökologischen Gesichtspunkten wird in vielen Fällen eine spezielle Verkleidung der Stahlpundwände erforderlich werden.

Neben der Anschüttung von Erd- oder Steinmaterial in unterschiedlichen Böschungsneigungen bietet sich gerade in städtischen Bereichen die Verklankerung mit Mauerwerk oder Natursteinen an, die in vielen Fällen durch Begrünnungsmaßnahmen ergänzt wird. In vielen Fällen reicht auch eine geschickt ausgewählte Bepflanzung aus, um die Stahlpundwand zu kaschieren. Durch Kombination der verschiedenen Maßnahmen lässt sich auch über längere Strecken ein ansprechendes, aufgelockertes Bild erzielen.

6.2 Verklankerung

Bei einer baulichen Verkleidung einer Spundwand sind neben den technisch-konstruktiven Fragen auch die gestalterischen sowie die der betrieblichen Unterhaltung zu klären (Bild 8). Nachfolgend sind für das Beispiel einer Verklankerung einige der zu lösenden Problemstellungen aufgeführt.

a) Konstruktiv

- Ausbildung des Fußbalkens zur Aufnahme des Mauerwerks: Stahlträger als Fußbalken oder Betonfundament
- Einschätzung der in Betracht kommenden Anpralllasten sowohl auf der Wasser- als auch auf der Landseite
- Ausfüllen der Sickenhohlräume hinter der Mauerschale: zum Übertragen von Anprallstößen auf die Spundwand, zur Vermeidung von eindringendem Wasser, d. h. Vermeidung von Frostschäden, Ausblühungen und Korrosion
- Verhinderung von Kontaktkorrosion durch unsachgemäßes Befestigen von metallischen Anbauteilen (z. B. Edelstahl-Mauerwerksankern) an der Spundwand

b) Gestalterisch

- Auswahl des Steinmaterials, möglichst nach ortstypischen Gegebenheiten
- Wahl des Mauerverbandes
- Vertikale Gliederung des Mauerwerks, z. B. durch Lisenen, Rücksprünge oder Materialwechsel
- Konstruktive Ausbildung der Maueroberkante mit Naturstein, Betonwerkstein, Klinkerrollschicht o. dgl.

Die von uns bisher installierten Wände wurden aus städtebaulichen Gründen verklankert. Dazu wurden die Sicken mit Beton vergossen, also wurde erst eine Ortbetonmauer erstellt und danach die Verklankerung vorgemauert. Der Zwischenraum zwischen Beton und Mauerwerk

wurde vollständig mit Mörtel verfüllt, um zu verhindern, dass sich hier bei einem Einstau Wasser sammeln kann, das dann in einer Frostperiode die Verklinkerung von der Wand sprengt.

Mit einem anderen Verfahren haben wir in der Herstellung keine besonders guten Erfahrungen gemacht. Allerdings muss man sagen, dass die Baubedingungen zum größten Teil miserabel waren, da die Arbeiten über den Winter ausgeführt wurden. Bei diesem System wurde die Verklinkerung zuerst gesetzt und als Schalung für das Betonieren benutzt. Dies erforderte jedoch, dass das Mauerwerk lediglich ca. 60 cm gemauert werden konnte. Durch Regen, teilweise zu hohes Anfüllen des Betons und nicht überall vollfugiges Mauern kam es zu umfangreichen Verschmutzungen des Mauerwerks, so dass dieses nach Fertigstellung vollständig gesandstrahlt werden musste.



Bild 9: Mobile Wand, aufgesetzt auf Spundwand

6.3 Spundwand plus mobile Elemente

Bei der Entscheidung, wie der Hochwasserschutz, insbesondere bei der Wahl einer Spundwand, ausgebildet werden soll, treten immer zwei widerstreitende Standpunkte auf.

Im einen Fall wird die Hochwassersicherheit als oberste Prämisse gesehen. Das bedeutet Errichtung einer Wand bis zur Bemessungswasserhöhe zuzüglich des notwendigen Freibordes. Der Vorteil liegt für den Betreiber auf der Hand: Der Hochwasserschutz ist zu jeder Zeit vollständig gegeben. Außer zur Schließung von ev. vorhandenen Deichscharten oder Deichtoren sind keine Vorkehrungen beim Herannahen eines Hochwassers zu treffen. Der Deichpflichtige kann sich voll auf seine anderen Problembereiche konzentrieren.

Demgegenüber steht der Standpunkt, dass aus verschiedenen Gründen der Hochwasserschutz mit der stationären Mauer **nicht** bis zum BHW ausgeführt werden kann. Die Gründe sind vielfältig, sie reichen von denkmalpflegerischen oder städtebaulichen Gesichtspunkten bis zur Betroffenheit einer einzelnen Person, die den Blick aufs Wasser erhalten möchte. In diesem Fall kann auf die Spundwand eine mobile Wand aufgesetzt werden (Bild 9).

Mit dieser Lösung handelt sich der Betreiber jedoch einige Nachteile ein, die bis zur Entscheidung für eine solche Lösung ausdiskutiert werden müssen. Einige Fragen seien hier angesprochen:

- Welches Risiko gehe ich mit dieser Lösung ein?
- Welches Schadenspotenzial ergibt sich bei Versagen eines mobilen Elementes?
- Wie gewährleiste ich die Standsicherheit gegenüber Vandalismus?
- Wo und wie wird gelagert?
- Wer baut wann auf?
- Wer reinigt und wartet?
- Wer kontrolliert auf Vollständigkeit?
- Wie ist die Zugänglichkeit zu den Einbaustellen sicherzustellen?

Nachdem in Zons zum ersten Mal über eine längere Strecke eine Glaswand auf eine Spundwand aufgesetzt wurde, ist auch diese Lösung immer wieder im Gespräch. Obwohl diese Lösung ziemlich bestechend aussieht, gibt es auch hier einige Probleme, die die Entscheidung für eine solche Wand nicht einfach machen. Das Wesentliche liegt bei dieser Form des Hochwasserschutzes in der Anfälligkeit für Vandalismus, weiterhin sind auch die Fragen der Lastannahmen zu klären (Anpralllasten, Eisgang).

6.4 Besondere Bauformen

Normalerweise geht man davon aus, dass Spundwände relativ gestreckte Bauwerke sind. Je nach verwendeten Profilen sind jedoch auch Radien möglich, die allein durch Abwinklungen in den Schlössern erzielt werden können.

Bild 10: Enger Radius mit PAU-Profilen für die Ausbildung eines gepflanzten Kunstwerks in Monheim



Sehr enge Radien lassen sich mit den PAU-Profilen erzielen. Bei der Ausformung für ein Kunstwerk, das am Deichende in Monheim erstellt wird, wurde ein Radius von 4,90 m realisiert (Bild 10).

7 Planerische Vorarbeiten

7.1 Bodenerkundung

Wesentliche Vorbedingungen für die Bemessung der Spundwände sind ausreichende Bodenerkundungen mindestens bis zur Bohrlentiefe. Der Abstand der Aufschlüsse sollte kleiner als 100 m sein, um möglichst gute Grundlagen für die Wahl des Einbringverfahrens sowie zur Abschätzung von Zusatzmaßnahmen zu haben.

Die genaue Kenntnis der Lage von Ver- und Entsorgungsleitungen hat ebenfalls erheblichen Einfluss auf die Planungsüberlegungen. Hiervon hängt beispielsweise die Planung von Sonderkonstruktionen für querende Leitungen ab, ggf. ergeben sich auch spezielle Anforderungen für das Einbringen der Spundwand durch Parallelage von Leitungen. Besonders problematisch sind dabei Gas- und Produktenleitungen wie Wasserstoffleitungen, aber auch fast 100 Jahre alte Wasserleitungen, die beispielsweise noch mit Stopfbuchsichtungen ausgestattet sind.

Bei Vorhandensein von Kanälen im Arbeitsbereich ist zu empfehlen, zur Beweissicherung vor und nach den Arbeiten eine Kamerabefahrung durchzuführen. Sollten ohne eine entsprechende Beweissicherung nach den Bauarbeiten vom Leitungsbetreiber entsprechende Schäden in den Rohrleitungen entdeckt werden, ist es immer schwierig, nachzuweisen, dass diese nicht durch die Spundwandarbeiten verursacht wurden.

Bei querenden Leitungen hat es sich als vorteilhaft erwiesen, großräumige Suchschlitze durchzuführen, insbesondere wenn die Kartenbasis älter ist. Bei unseren Baumaßnahmen konnten wir feststellen, dass Leitungen über 3 m entfernt von der planmäßig erfassten Stelle gefunden wurden. In einem anderen Fall war ein Kabelpaket statt 3 m insgesamt ca. 10 m breit, oder Telefonkabel wurden statt in ca. 1 m Tiefe in über 3 m Tiefe gefunden. Manchmal findet man allerdings auch Kabel und Leitungen, die in keinem Plan eingetragen sind. Neben funktionstüchtigen (wie z. B. NATO-Leitungen) gibt es auch ungenutzte Leitungen, für die niemand zuständig ist, was in der Regel Zeitverzug bedeutet, da geklärt werden muss, was mit der Leitung geschehen soll.

Ein weiterer Punkt, der besonders an der Rheinschiene Aufmerksamkeit verdient, ist die Frage der **Kampfmittelräumung**. Da in Rheinnähe oft Fabriken lagen, die als kriegswichtig galten, sind entsprechende Bombardierungen durchgeführt worden. Der Kampfmittelräumdienst der Bezirksregierung ist für jede frühzeitige Anfrage dankbar und hat in der Regel Luftbilder, auf denen Verdachtsflächen zu erkennen sind. Sollten Verdachtsflächen vorliegen, müssen Erkundungen in der Rammachse durchgeführt werden. In Zons erfolgte dies mit Spühlbohrungen, die im Abstand von 1 m bis zur vorgesehenen Rammtiefe niedergebracht wurden. Von Zeit zu Zeit wurde der Räumdienst informiert, und die Bohrungen wurden mit Metalldetektoren sondiert. Bei Metallfunden musste vorsichtig aufgegraben werden, bis eindeutig geklärt war, dass es keine Blindgänger waren.

7.2 Statik

Aus den geologischen Bedingungen ergeben sich die wesentlichen Parameter für die Berechnung der Spundwand. Ausschlaggebend für die Wahl der Profile sind jedoch die Lastfälle. Diese können je nach Anforderungen erheblich schwanken. Nachfolgend werden die wesentlichen aufgeführt.

Wasserdruck

Hier sollte die Bemessung so erfolgen, dass auch das Überströmen der Wand berücksichtigt wird. Dies gilt auch, wenn die Wand mit einem Freibord ausgestattet ist, weil die Sicherheitshöhe des Freibordes bei extremen Wetterlagen z. B. durch Wellenschlag und Windstau vollständig aufgebraucht werden kann. Weiterhin ergeben sich hierdurch auch Bemessungs-

reserven für den Fall einer später notwendigen Systemerweiterung.

Aktivierter Erddruck

Als Ansatz wird der vollständig aktivierte Erddruck bei schnell abfallendem Wasser gemäß DVWK-Arbeitsblatt 200/1986 gewählt. Bei entsprechend langer Hochwasserdauer kann der Deichkörper vor der Spundwand vollständig mit Wasser gesättigt werden, so dass die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung nicht mehr gegeben sein kann.

Anpralllasten

Die Frage der Berücksichtigung von Anpralllasten wird immer wieder kontrovers diskutiert. Hier ist neben den örtlichen Verhältnissen wie Innen- oder Außenkurve vor allem die freie Spundwandhöhe ein wesentliches Kriterium, ob überhaupt relevante Anprallvorgänge stattfinden können. Weiterhin ist dann noch abzuschätzen, welche dynamischen Lasten berücksichtigt werden sollen.

Eisdruck

Ebenfalls kontrovers diskutiert wird hier am Rhein immer wieder die Frage, ob Eisdruck als in der Berechnung zu berücksichtigende Lastfall anzusehen ist oder nicht. Generell kann man sich derzeit kaum vorstellen, dass der Rhein zufrieren könnte, weil durch die Erwärmung durch Kühlwasser und durch die Salzbelastung seit Jahrzehnten kein Eis mehr aufgetreten ist. Allerdings ist festzustellen, dass die Salzbelastung zurückgeht und auch die Wärmefrachten tendenziell sinken.

Sonstige Lasten

Zu den sonstigen Lasten gehören die Verkleidungen, die je nach freier Länge und Ausbildung des Spundwandkopfes einen erheblichen Anteil der Lasten ausmachen können, oder Lasten aus Verkehrswegen unmittelbar hinter der Spundwand.

7.3 Einbringverfahren

Die Wahl für das Einbringverfahren der Spundwände hängt hauptsächlich von folgenden Faktoren ab:

- geologische Untergrundverhältnisse
- Platzverhältnisse
- Lärmemissionen
- Vorhandensein von erschütterungsempfindlichen Anlagen

Spundwände werden standardmäßig eingerammt. Daneben ergibt sich gerade unter den oben genannte Gesichtspunkten bei beengten Verhältnissen die Notwendigkeit, Verfahren einzusetzen, die weniger Erschütterungsenergie in den Boden übertragen. Zum Schutz der anliegenden Bebauung bietet es sich dann an, geregelte Hochfrequenzvibratoren einzusetzen oder aber auf die noch aufwendigeren hydraulischen Pressverfahren umzusteigen.

Je nach Anforderungen und Gefährdungspotenzial in den angrenzenden Bereichen der Baustelle sind begleitende Maßnahmen erforderlich.

Hierzu können eingesetzt werden:

- Vorbohrungen
- Vorbohrungen mit Bentonitzusatz
- Spülrüttelverfahren oder ähnliche Verfahren

8 Besonderheiten bei der Ausschreibung von Spundwandarbeiten

Die Ausschreibung legt die wesentlichen Leistungen des Unternehmers fest. Es ist daher sehr wichtig, umfassende Unterlagen bereitzustellen. Es ist dringend notwendig, alle wesentlichen Baumstände und Schwierigkeiten, die ggf. auftreten können, zu beschreiben.

Zur standardmäßigen bauwerksbezogenen Planung gehört heutzutage neben einer detaillierten Vermessung eine sichere aussagefähige Baugrunduntersuchung, die den Ausschreibungsunterlagen beigelegt werden sollte.

Dabei sollte auch nicht vergessen werden, dass alle Bodenerkundungen jeweils nur für den untersuchten Punkt gültig sind und wenige Zentimeter weiter Rammhindernisse vorhanden sein können. Entsprechende Alternativen bzw. Positionen sollten daher in angemessenem Umfang berücksichtigt werden.

Die Erstellung einer Vorstatik ist für die Auswahl und Bemessung der Profile erforderlich. Ebenso sollten Anforderungen an die notwendigen Abdichtungen, den Korrosionsschutz sowie die vorgesehene Kopfausbildung nicht fehlen.

Vorgaben zur Maßgenauigkeit und zu den einzuhaltenden Toleranzen führen zur entsprechenden Wahl von (Überprüfungs-) Geräten etc.

Bei der Beschreibung der Leistungen für die Ausführung von Spundwandarbeiten ist neben den bauwerksbezogenen Leistungen weit mehr als beim normalen Hoch- und Tiefbau die Umgebung bzw. die Umwelt in die Überlegungen mit einzubeziehen. Benachbarte Gebäude und Anlagen, Kanalisation und Entwässerungstech-

nische Einrichtungen wie Pumpwerke, unterirdische Becken oder Kläranlagen sind hinsichtlich Zustand und Empfindlichkeit auf äußere Einflüsse zu untersuchen und bei der Wahl der Methode, wie Spunddielen in den Boden eingebracht werden sollen, zu berücksichtigen. Auch die Nutzung benachbarter Gebäude (Altenheim, Krankenhaus, etc.) ist für die zulässige Lärmemission relevant.

Es empfiehlt sich, in jedem Fall eine umfangreiche Beweissicherung für die Gebäude, Straßen und Wege durchzuführen. Nach der Baumaßnahme sind Kontrollen und Abnahmen der Gebäude und Straßen sinnvoll. Weiterhin ist zu klären, ob baubegleitende Messungen (Schwingungen oder Lärm) notwendig sind und ob Lärmschutzmaßnahmen erfolgen müssen.

Klare und eindeutige Angaben in den vom Planer erarbeiteten Unterlagen, auch der Abschluss bestimmter Verfahren, führen zu realistisch kalkulierten Angebotspreisen und beugen Nachtragsforderungen vor. Unter Umständen ist die Wahl einer teureren Einbringmethode wirtschaftlicher als billigere Methoden mit hohen Risiken für Kosten aus oben genannten Maßnahmen und eventueller Schadensregulierung. Außerdem sind die Vorteile einer kontinuierlichen Ausführung gegenüber Arbeitsunterbrechungen mit oft hohen Stillstandskosten bei Schäden zu berücksichtigen.

Die Art des Spundwandeinbringens sollte vom Planer vorgegeben werden. Die Spundbohle sollte eindeutig beschrieben sein. Insbesondere beim Pressen ist klar darzustellen, welche Profile ausgeführt werden sollen. Eine Angabe lediglich des erforderlichen Widerstandsmomentes führt in der Regel zu unliebsamen Diskussionen, wenn der Anbieter Doppelbohlen zum Pressen angeboten hat.

Ein Punkt, der gerade bei Hochwasserschutzanlagen große Probleme bereiten kann, ist die Zugänglichkeit der Baustelle. Die Baustraße muss für große Geräte mit entsprechenden Lasten ausgelegt sein. Gleiches gilt für Arbeits- und Lagerplätze, die so dimensioniert sein müssen, dass Langgutfahrzeuge nicht nur dorthin kommen, sondern auch problemlos wieder zurückfahren können. Ggf. ist vorher zu klären, dass Böschungen, Straßen, Brücken etc. gesichert werden. Verstärkungsmaßnahmen sind mit auszuschreiben.

Die Verkehrslenkung, die Klärung der Fragen der Energie- und Wasserversorgung, das Herstellen einer Vorflut, sofern erforderlich, die Abfuhr von Bohrgut bzw. die Bentonitentsorgung sollten ebenfalls nicht vergessen werden. Zum Schluss noch eine Kleinigkeit, die aber auf

der Baustelle auch zu unliebsamen Verzögerungen führen kann:

Werden Schweißarbeiten erforderlich, z. B. zum Anschweißen von Bewehrungsstahl an die Spundwände, ist darauf hinzuweisen, dass die Firmen entsprechende Schweißnachweise vorweisen müssen. Dabei muss darauf geachtet werden, dass auch die erforderlichen Zusatznachweise für verschiedene Stähle oder Stahldicken etc. vorhanden sein müssen.

Eine ausführliche Leistungsbeschreibung, ein realistischer Terminplan und ein Qualitätssicherungsplan, der die Vorgaben der Ausschreibung sicher wiedergibt, sollten die Aufgaben der Bauleitung auf ein reines Controlling-Management beschränken.

9 Probleme bei der Bauausführung

Auch bei sorgfältigster Planung und Ausschreibung sind Überraschungen auf der Baustelle nicht vermeidbar. Dies liegt neben den schon angesprochenen Leitungen vor allem daran, dass der Boden mit erträglichem Aufwand nur punktuell aufgeschlossen werden kann. Daher ist also immer mit Rammhindernissen zu rechnen.

Diese können sich in vielfältiger Form darstellen. Zum einen können es Findlinge sein, die durch Meißeln zertrümmert werden können. Unangenehm wird es jedoch, wenn plötzlich ganze Ortbetonschächte oder gar gemauerte Sielbauwerke gefunden werden. Diese sind grundsätzlich freizugraben und vollständig zu entfernen.

Insbesondere bei Einsatz von Rüttelverfahren oder beim Pressen machen sich plötzlich auftretende dichtere Lagerungsdichten unangenehm bemerkbar. Bei unseren bisherigen Projekten haben sich Lockerungsbohrungen in der Sicke bewährt.

Wenn eine einfache Lockerungsbohrung nicht ausreicht, kann ein Einmischen von Bentonit-Zementsuspension schon den gewünschten Erfolg bringen. Gerade bei Spundwandarbeiten an vorhandenen Böschungsfüßen sollte die Lockerungsbohrung immer innerhalb einer Sicke einer schon eingebrachten Bohle erfolgen, damit diese Bohle schon Stützfunktionen gegenüber dem Boden übernehmen kann.

Bohrungen, die vor dem Einbringen der Bohle erfolgen, können eine Entspannung des Bodens bewirken, so dass die Böschung ins Rutschen kommen kann, was insbesondere unangenehm wird, wenn an der Oberkante der Böschungen Gebäude stehen. Alle Verfahren,

die einen erhöhten Energieeintrag in den Boden zur Folge haben, haben gleichzeitig das Risiko, dass Schäden an Bauwerken oder in Häusern auftreten können und Schadensersatzansprüche geltend gemacht werden. Eine möglichst rasche Klärung und Regelung der Schadensansprüche ist oftmals billiger als langwierige Diskussionen über die mögliche Schadensursache zur Abwehr der Forderungen. Hier ist besonderes Finger-spitzengefühl bei der örtlichen Bauleitung gefragt.

Besonderen Wert bei der Ausführung sollte auf eine möglichst fluchtgerechte Spundwand gelegt werden. Dies insbesondere dann, wenn die Abdeckung einer verklinkerten Wand mit Fertigbetonteilen erfolgen soll, da ansonsten auf der Baustelle Betonfertigteile mit unterschiedlichen Breiten eingebaut werden müssten. Aus diesem Grunde sollte eine mäklergeführte Ramm-, Rüttel- oder Presseinheit ausgeschrieben werden.

Bei der Verklinkerung der Mauer ist vor allem auf die Ausbildung von vollfugigen Fugen zu achten, dies gilt sowohl für die Lager als auch für die Stoßfugen. Da gerade Maurer meist als Subunternehmer im Akkord arbeiten, muss hier eine penible Kontrolle der Bauüberwachung erfolgen, damit alle Fugen plangerecht ausgeführt werden.

10 Schlussfolgerung

Für die Ertüchtigung vorhandener Deiche sowie in besonderen Bereichen der Ortslagen können Spundwandkonstruktionen eine wertvolle Ergänzung zu den sonst üblichen Erdbaumaßnahmen sein. Sie zeichnen sich durch geringen Platzbedarf und schnelle Bauzeit aus. Durch eine gut gestaltete Spundwand in einer Ortslage kann eine Verbesserung des Ortsbildes erreicht oder aber auch ein städtebaulicher Gestaltungswunsch erst kostengünstig umgesetzt werden.

Wie wir in unseren Projekten feststellen konnten, werden Spundwandkonstruktionen sowohl bei der Bevölkerung und den Deichpflichtigen als auch bei den Genehmigungsbehörden akzeptiert, wenn die notwendigen Randbedingungen und jeweiligen Forderungen eingehalten werden.

11 Technische Daten zum Projekt

Deichrückverlegung Monheim

880 m Wandlänge
in leicht gebogener Trasse

Sonderbauwerk

mit 4,90 m Radius

Zwei Wandanschlüsse

an vorhandenes Schachtbauwerk

Bohlenlängen:

9 bis 12 m

1 bis 2 m Fußeinbindung

in festgelagertem Rheinkies

Bis 1,50 m freie Höhe

über der Rammschablone

Profil:

PAU 2780

Gewicht der Einzelbohle:

80,3 kg/m = 99,8 kg/m² Wand

Trägergerät:

Sennebogen SR35 mit

Raupenfahrwerk

Mäkler:

ABI TM 1215 mit 12 bis 15 m

variabler Höhe

Presse:

ABI HPS vollhydraulisch,

fernsteuerbar,

drei Hydraulikzylinder mit je 60 t Druck,

Profilrahmen einstellbar für 60 bis 80 cm

Profilbreite

Seitlich angebautes Bohrgetriebe

Dienstgewicht der kompletten Anlage: 54 t

Kværner Warnow Werft – „Grundinstandsetzung Liegeplatz 1 – 3 einschließlich einer Bogenrammung mit Kastenspundbohlen“

Dipl.-Ing. Roland Goldenbogen

1 Allgemeines

In den Jahren 1992 bis 1995 erfolgte der grundlegende Umbau der Warnowwerft in eine Kompaktwerft durch den norwegischen Kværner-Konzern zur Kværner Warnow Werft (Bild 1). Wesentliche Bestandteile dieser Investition waren u. a. ein auf 80 m überdachtes Trockendock von 320 m Länge und 54 m Breite und eine Strahl- und Konservierungshalle. Seitdem kann die Werft Schiffe bis zu einem maximalen Ausdocktiefgang von 8,50 m bauen.

Auf Grund der Quotierung durch die Europäische Union darf die Kværner Warnow Werft ihre Kapazität nicht mit Schiffsneubauten auslasten. Deshalb sollen auch Offshore-Plattformen gebaut werden; diese unterliegen nicht der Quotierung.

Die Anlagen am Ausrüstungskai waren also so auszulegen, dass auch der Bau von Offshore-Plattformen ermöglicht wird. Insbesondere wurde eine Vertiefung der Sohle vor dem Kai von -9,15 m HN auf -10,65 m HN erforderlich. Deshalb musste die vorhandene Kaikonstruktion, ein hoher Pfahlrost mit hinterer Spundwand, durch das Vorrammen einer Spundwand gesichert werden. Da die Vorverlegung der Kaikante vom Wasser- und Schiffsfahrtsamt Stralsund nicht genehmigt wurde, war der Rand der Kaiplatte vor der Rammung abzubrechen.



Bild 1: Kværner Warnow Werft, Warnemünde
Grundinstandsetzung Liegeplatz 1 – 3

Die Grundinstandsetzung des Ausrüstungskais fand 1999 bis 2000 während der laufenden Produktion statt und war deswegen in zwei Bauabschnitte unterteilt. Die Grundinstandsetzung schloss die Sanierung von Zufahrtsstraßen und Flächenbefestigungen sowie die Neuerrichtung der Versorgungseinrichtungen für Elektroenergie, technische Gase, Druckluft und Wasser mit ein.

Die Fertigstellungstermine für die einzelnen Bauabschnitte waren auf die Zeiträume der Kainutzung für die Schiffsausrüstung abgestimmt und wurden trotz zwischenzeitlichen Verzugs letztendlich gehalten.

2 Baugrundverhältnisse

Der Warnemünder Baugrund besteht aus halbfestem Mergel (vergleichbar mit Unterbeton), insbesondere die Steineinschlüsse sorgen für Überraschungen.

Im geotechnischen Bericht wurde insbesondere auf die bei etwa -8,0 m HN vorhandene Steinlage hingewiesen. Der Geschiebemergel wurde als sehr schwer rammbar eingeschätzt, folglich waren Rammhilfen erforderlich. Im Leistungsverzeichnis waren deshalb Rammhilfen nach Wahl des Bieters vorgesehen. Es wurde empfohlen, die Rammtrasse vorzubohren bzw. zu schlitzen und zu verfüllen.

3 Technische Lösung Kaianlage

3.1 Vorhandene Kaikonstruktion

Der als hoch liegender Pfahlrost errichtete Ausrüstungskai der Kværner Warnow Werft, Baujahr 1951/52, ist seinerzeit unter Rücksichtnahme auf die speziellen Baugrundverhältnisse mit Bohrpfehlen für eine perspektivische Wassertiefe von -8,22 m HN hergestellt worden. Schwachpunkt dieser Konstruktion war die undichte hintere Stahlbetonspundwand, die zu Ausspülungen und großflächigen Setzungen hinter der Kaiplatte führte (Bild 2).

3.2 Ausgeschriebene Kaikonstruktion

Gemäß Ausführungsplanung sollte die Sicherung der Gründung der Kaiplatte für die geforderte Wassertiefe von -10,65 m HN (Berechnungssohle -10,95 m HN) durch das Vorrammen einer Wellenwand (L 607K in S 355 GP o. glw.) erfolgen, die mit zehn Verpresspfählen (Neigung 1 : 1) pro Kaiblock (30 m) einfach verankert wird. Der Anschluss an die lotrechte Spundwand des Dockhauptes, Eckzelle Nord (L 605K), sollte im freien Schloss mit einer L 25-Einzelbohle erfolgen. Die darauf folgenden 15 Doppelbohlen (L 607K in S 430 GP o. glw.) sollten jeweils am Fuß um etwa 10 cm verschwenkt werden, um den Übergang von der vorhandenen vertikalen zur 10 : 1 geneigten Spundwand zu erreichen. Der Kaiholm sollte monolithisch ausgeführt werden.

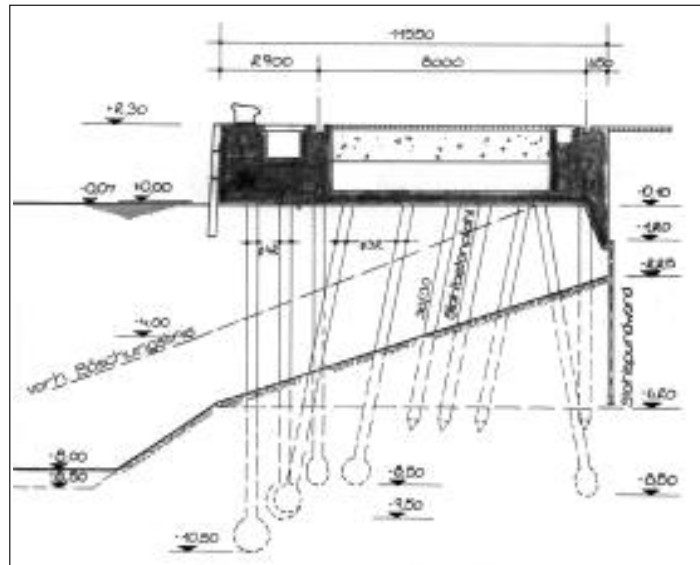


Bild 2: Vorhandene Kaikonstruktion: Hoch liegender Pfahlrost, Baujahr 1951/52

3.3 Ausgeführte Kaikonstruktion

Infolge eines Sondervorschlags erfolgte die Ausführung der Spundwand durch das Vorrammen einer kombinierten Wand (Psp 500/PZi 612 in S 355 GP), die mit zehn Verpresspfählen pro Kaiblock (Neigung 35°) einfach verankert wurde (Bild 3).

Der Anschluss an die lotrechte Spundwand des Dockhauptes, Eckzelle Nord (L 605K) erfolgte im freien Schloss mit einem auf dem Steg der Tragbohle aufgeschweißten Larssen-Schloss. Die darauf folgenden zwölf Tragbohlen wurden jeweils am Fuß verschwenkt, um den Übergang von der vorhandenen vertikalen Spundwand zur 8 : 1 geneigten Spundwand zu erreichen. Die Vertikalfläche des Kaiholms wurde mit Fertigteilen ausgeführt.

Der Vorteil dieses Sondervorschlags bestand in der besseren Rammpbarkeit der Kastenbohlen PSp 500 gegenüber der geplanten Wellenwand im steinigen Boden. Der etwas höhere Materialeinsatz wurde dadurch kompensiert, dass statt des Vorbohrens nur eine Schlitzbaggerung bis unter die im geotechnischen Bericht angegebene Steinlage ausgeführt wurde.

3.4 Dockhaupt als Kastenspundwand im Bogen

Das Trockendock der Kværner Warnow Werft wurde 1995 fertig gestellt. Auf Grund des maximalen Ausdocktiefgangs von 8,50 m wurde seinerzeit für die Bemessung der Eckzellen des Dockhauptes nur eine Berechnungssohle von

-9,0 m HN am Docktor bzw. bis -8,0 m HN im Anschluss an den Ausrüstungskai, Block 3, festgelegt. Da jetzt für den Anschlussbereich der Eckzelle Nord an den Ausrüstungskai die Berechnungssohle mit -10,95 m HN festgelegt worden war, musste dieser Teil der Eckzelle Nord durch das Vorrammen einer Spundwand für die genannte Berechnungstiefe ertüchtigt

Bild 3: Ausgeführte Kaikonstruktion: Kombinierte Wand in S 355 GP PSp 500/PZi 612

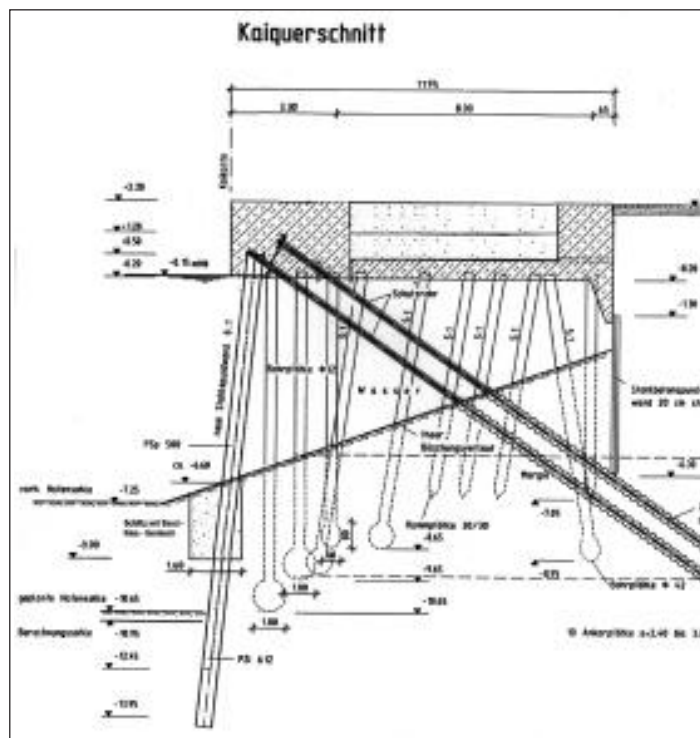
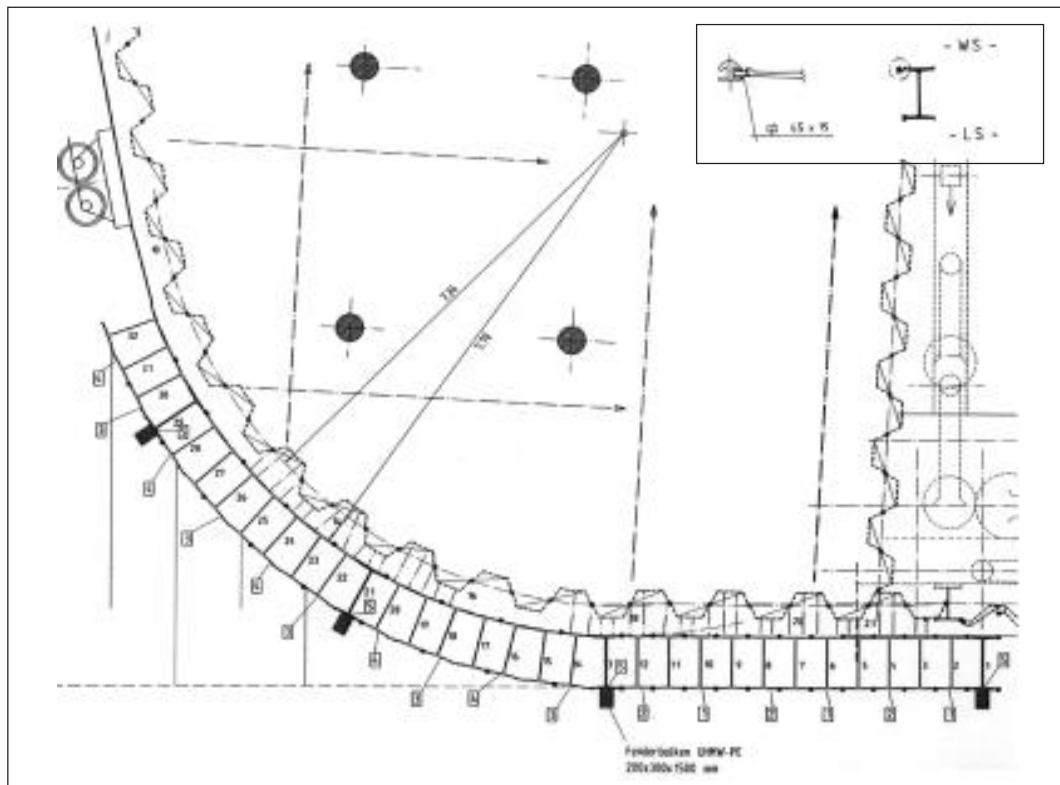


Bild 4:
Dockhaupt
Kastenspundwand:
Grundriss;
PSp 800-Einzel-
bohlen



werden. Hierfür wurde eine Vorrammung mit eingespannten Kastenspundbohlen (32 PSp 800-Einzelbohlen in S 355 GP, je 12 m lang) vorgesehen, die zum Teil einen kreisbogenförmigen Grundriss hat. Um die Rammung im Bogen (Radius 8,10 m) zu ermöglichen, wurde bei jeder Einzelbohle eine Keule entsprechend verlängert. Die Bohlen erhielten landseitig ein durchgängiges Schloss, das auf 0,50 m als kräftigeres Vorläuferschloss ausgeführt war. Seeseitig war nur ein 1 m langes Schloss als Führung vorgesehen, damit nicht unnötig viel Rammenergie zur Überwindung der Schlossreibung aufgebracht wird (Bild 4).

4 Bauausführung

4.1 Abbruch und Rammtrassenberäumung

Auf Grund der Forderung des Wasser- und Schifffahrtsamtes Stralsund, die Lage der Kaiante nicht zu verändern, musste der vordere Bereich des Kaiüberbaus abgebrochen werden, um die Rammtrasse frei zu machen. Der Abbruch musste so erfolgen, dass die restliche Kaiplatte unbeschädigt bleibt und sich keine Abbruchmassen auf der Hafensohle ablageren.

Die Rammtrasse wurde beräumt, und anschließend wurde ein ca. 1,60 m breiter Schlitz bis auf -9,0 m HN gebaggert und mit einem Sand-Kies-Gemisch verfüllt, um die Rammung zu erleichtern. Damit sollte die im geotechnischen Bericht besonders erwähnte Steinlage bei etwa -8,0 m HN entfernt werden. Somit hatte man sicherlich einen Großteil der Rammhindernisse entfernt, aber einige Steine waren doch weiter unten im Baugrund verblieben.

4.2 Rammung Ufersicherung

Bei der Rammung der Ufersicherung traten gleich am Anfang vermehrt Rammhindernisse auf. Viele dieser Hindernisse waren jedoch Stahlbetonpfähle der Kai Gründung bzw. ihre Fußverbreiterungen. Da die Lage dieser Stahlbetonpfähle nicht den Bestandsunterlagen entsprach, wurde umgehend ihr Aufmaß durch ein Taucherunternehmen vorgenommen. Es fanden sich aber auch besonders große Rammhindernisse. So wurden Steine mit mehr als 30 cm Kantenlänge angetroffen und geborgen, nachdem die entsprechenden Tragbohlen gezogen worden waren. Die Füße der Tragbohlen waren stark deformiert, bei manchen war sogar der

Steg aufgerissen. Die Hindernisse häuften sich in Block 3. Daraufhin wurde die Neigung der Spundwand mit 8 : 1 statt 10 : 1 neu festgelegt, und die restlichen Hindernisse wurden entfernt.

Die durch Rammhindernisse bedingten ungleichen Abstände zwischen einigen Tragbohlen ließen befürchten, dass es beim Rammen der zugehörigen Zwischenbohlen zu Rammproblemen kommen könnte. Bekanntlich können die planmäßig 1,20 m breiten Zwischenbohlen PZi 612 maximal bis 0,85 m gestaucht bzw. 1,50 m gezogen werden. Bei größeren Toleranzen empfiehlt sich der Einsatz von Passbohlen, ein entsprechender Vorschlag des Spundwandlieferanten wurde aber nicht angenommen.

Trotzdem kam es beim Rammen der Zwischenprofile auf insgesamt 350 m Kailänge nur noch zu vier kleinen und einer großen Schlossprengung an der kombinierten Wand. Die Schlossprengungen wurden schließlich mit Taucherhilfe aufwendig saniert.

4.3 Herstellung Verpresspfähle

Bei der Herstellung der Verpresspfähle kam es auf Grund der ungleichmäßigen Anordnung der Pfähle des Pfahlrostes des Öfteren zu geometrischen Problemen. Die Verpresspfähle mussten dann erneut angesetzt werden. Die wesentliche Behinderung war aber auch hier, dass die Steine sehr ungleichmäßig im Boden verteilt waren. Hier konnte die bei etwa -8,0 m HN vorhandene Steinlage zuvor nicht entfernt werden, und auch weiter unten waren noch Steine anzutreffen.

4.4 Rammung Dockhaupt

Um bei der Rammung vor dem Dockhaupt das Risiko des Antreffens von Hindernissen zu minimieren, wurde für jede Keule und jeden Steg der Kastenspundbohlen eine verrohrte Erkundungsbohrung (Ø16 cm) bis ca. -10,0 m HN abgeteuft, und die erkundeten Hindernisse wurden geborgen. Trotzdem kam es zu Ramm-schwierigkeiten; der Rammbar S 70 erreichte im Mergel teilweise nur Hitzten von weniger als 1 cm. Alle Einzelbohlen waren schon so tief gerammt, dass ein Ziehen kaum noch möglich war.

Daraufhin wurde die Rammtiefe weiter optimiert, aber es gelang nicht, die Bohlen auf die errechnete Tiefe niederzubringen. Schließlich wurden die Kastenspundbohlen nicht mehr

als eingespannte Wand gerechnet, sondern mit einer Betonplombe als Druckstab und Hammer-schrauben M 24 als Zugstab mit der vorhandenen Spundwand verbunden und somit als Verlängerung der bestehenden, einfach verankerten Larsen-Wand nachgewiesen.

4.5 Grundinstandsetzung der Kaiblöcke

Der Kaiholm und die Kranbahnbalken wurden ab +1,60 m HN bzw. im Bereich der vorderen Spundwand komplett erneuert. Die Vertikalfläche des Kaiholms wurde mit Fertigteilen ausgeführt, die an den bauzeitlichen Gurt der Spundwand angehängt wurden. Der Anschluss an die vorhandene Kaiplatte erfolgte über die freigelegte Anschlussbewehrung.

Die Kaiblöcke wurden jeweils mit einem 800 kN-Doppelpoller, einem Zylinder-Fender, Kranschienen, einem Kantenschutz, einer Steig-leiter und zwei Nischenpollern sowie mit diversen Gruben für Elektroversorgung und technische Gase ausgerüstet.

Bauvorhaben Containerterminal Altenwerder

Dipl.-Ing. Rudolf Meyer-Auhage

Als Stadtstaat steht Hamburg nicht unbegrenzt Fläche zur Erweiterung des Hafengebietes zur Verfügung. Schon Mitte der 70er Jahre musste deshalb das Fischerdorf Altenwerder einer geplanten Hafenerweiterung weichen.

Wegen der Rezession im Welthandel in den 80er Jahren stagnierte die Hafentwicklung, und die Hafenerweiterung in Altenwerder wurde zunächst nicht weiter betrieben.

Die rasante Entwicklung im Containerverkehr mit zweistelligen Zuwachsraten und die 1989/90 stattfindende Öffnung der östlichen Grenzen Deutschlands zeigte, dass dringend die Erschließung des ca. 250 ha großen Gebietes in Altenwerder für den Bau eines Containerterminals eingeleitet werden musste. 1992 wurde der Antrag auf Planfeststellung gestellt. Nach vierjähriger Laufzeit des ersten Planfeststellungsverfahrens konnte 1996 endlich mit den vorberei-

tenden Bauarbeiten begonnen werden.

Das Projekt Containerterminal Altenwerder wird von einer nur für diese Maßnahmen gegründeten Projektgruppe bestehend aus Mitarbeitern von Strom- und Hafenbau (der für den Hamburger Hafen zuständigen Fachbehörde) geführt. Die einzelnen beteiligten Fachbereiche des Hauses Strom- und Hafenbau wie Erdbau, Kaimauerbau, Straßenbau, Eisenbahnbau usw. arbeiten eigenverantwortlich ihre Teilprojekte im Rahmen der Gesamtbaumaßnahmen ab.

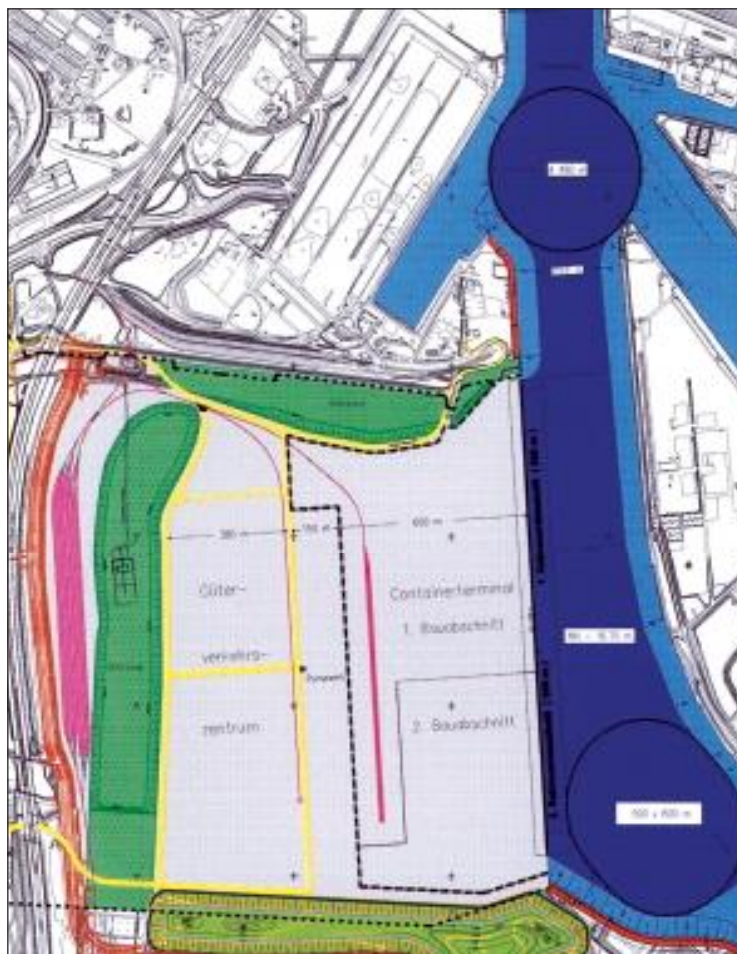
Die Beteiligten standen von Anfang an unter sehr großem Zeitdruck, da der Endtermin für die Inbetriebnahme schon sehr früh mit Herbst 2001 festgelegt wurde. Zum Zeitpunkt der Festlegung war ein Großteil der Rahmenbedingungen und nicht zuletzt der Problembereiche noch nicht endgültig geklärt. Nach dem zweiten Planfeststellungsbeschluss im Jahr 1998 standen ca.

drei Jahre zur Verfügung, um in Altenwerder den ersten Bauabschnitt des modernsten Containerterminals Europas mit ca. 800 m nutzbarer Länge einschließlich sämtlicher Umschlagseinrichtungen und Containerbrücken fertig zu stellen (Bild 1).

Ein zweiter Bauabschnitt mit ca. 600 m nutzbarer Kaistrecke wird unmittelbar im Anschluss begonnen und 2003 abgeschlossen sein. Die Baukosten für die Infrastruktur des Gesamtprojektes werden etwa bei 280 Mio. Euro liegen. Der Betreiber der Anlage, die Hamburger Hafen- und Lagerhaus AG, wird etwa 350 Mio. Euro in die Suprastruktur investieren.

Die Hauptproblemfelder des Projektes lagen zunächst im Bereich des Erdbaus. Das Gelände bestand aus einem tief liegenden Elbmarschgebiet mit einer Weichschichtmächtigkeit von bis zu

Bild 1: Hafenerweiterung Altenwerder – Gesamtübersicht



10 m und einer Oberkante bei ca. +2,0 m NN bis ca. +4,0 m NN mit Altbebauung und kontaminiertem Boden im Bereich der Kaimauertrasse (Bild 2). Zielvorgabe war, die Gesamtfläche hochwassersicher auf +7,50 m NN aufzuheben, nur mit Bodenmaterial aus der Gesamtmaßnahme, zu der auch die Vertiefung des Fahrwassers und die Herstellung zweier Wendekreise für die Containerschiffe gehören.

Um an die für die Aufhöhung geeigneten rolligen Böden heranzukommen, mussten umfangreiche Weichschichten gebaggert und für den Wiedereinbau bzw. die Abfuhr zum Trocknen zwischengelagert werden, was zu nennenswerten räumlichen und zeitlichen Problemen führte.

Vor Beginn der einzelnen Bauphasen bzw. baubegleitend wurde eine umfangreiche Blindgängerräumung auf der gesamten Fläche durchgeführt, die in der Regel zeitlich nicht abschätzbar ist und somit unbedingt terminbestimmend war. Das Ergebnis von ca. 60 Bombenfunden rechtfertigte allerdings den hohen Aufwand bzw. die daraus resultierenden Behinderungen.

1 Kaimauer

Im Fachbereich Kaimauerneubau sind als Vertreter des Auftraggebers Strom- und Hafenausbau in der Planungs- und Entwurfsphase drei Mitarbeiter, in der Ausführungsphase vier Mitarbeiter mit dem Projekt Altenwerder durchgängig beschäftigt. Davon sind drei Mitarbeiter vor Ort auf der Baustelle tätig, und ein Mitarbeiter arbeitet im Büro als fachverantwortlicher Teilprojektleiter und Ansprechpartner für die Projektgruppe.

1.1 Aspekte der Planung der Kaimauer

Kaianlagen, an der Schnittstelle Wasser/Land in der internationalen Transportkette, sollen nach ihrer Fertigstellung bei möglichst uneingeschränkter Verfügbarkeit den Umschlag gewährleisten. Das Interesse des Bauherrn und Eigentümers ist es, dieses Bauwerk wirtschaftlich zu errichten und zu unterhalten.



2 Anforderungen an den Containerterminal

Die wesentlichen Anforderungen des Nutzers an den Containerterminal in Altenwerder sind:

- Liegeplätze für die zurzeit absehbar größten Containerschiffe zu erstellen
- Möglichkeiten für einen Mobilkran- und Containerbrückeneinsatz zu schaffen
- den Aspekt Arbeitssicherheit für den Umschlagbetrieb einzuhalten
- geringstmögliche Ausfallzeiten bedingt durch die Unterhaltung zu erreichen

Bild 2: Luftbild Altenwerder (1970)

Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung

Daraus ergeben sich folgende generelle Randbedingungen für das Bauwerk:

- Standsicherheit und Konstruktion entsprechend dem Stand der Technik unter Einbeziehung von Hamburger Entwicklungen im Kaimauerbau
- mittel-/langfristige Verformungen so gering wie möglich zu halten
- Querschnittsgestaltung unter Berücksichtigung des späteren Terminalbetriebes und der Unterhaltung

Die Ingenieure haben die Aufgabe, aus den Anforderungen und Randbedingungen die technischen Themen herauszuarbeiten, die für einen qualifizierten Entwurf relevant sind.

Dies sind im Wesentlichen:

- Ein Geländesprung von hochwassersicherem Niveau +7,50 m NN bis zur Berechnungssohle von -20,80 m NN.
- Die Bemessung des Tragwerks entsprechend Erddruck, Wasserüberdruck und Verkehrslasten
- Eine Reduzierung der Kolkentiefe direkt vor der Spundwand wird durch Rückverlegung der Spundwand erreicht, in Verbindung mit mindestens 2 m unter die Hafensohle abgesenktem Berechnungshorizont (für Baggertoleranzen, Auskolkungen, Erosionen)

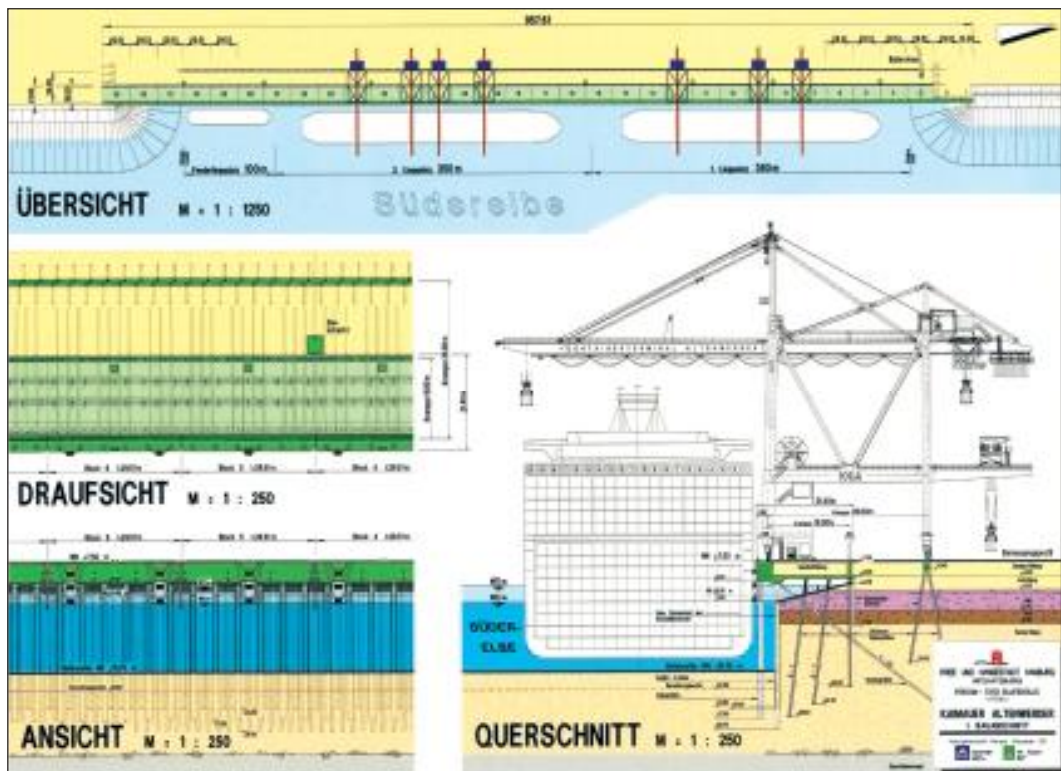
- Der Baugrund mit der Besonderheit, dass in der Achse der Spundwand ein starker Wechsel der Schichten erfolgt; insbesondere der Geschiebemergel mit darauf lagernden Gesteinen liegt teilweise auf einem hohen Horizont von ca. -15,0 m NN

3 Entwurf

Generell stellt der Hamburger Baugrund im Vergleich mit anderen Häfen in Europa durch die stark eiszeitlich bedingte Prägung höhere, aufwendigere Anforderungen an den Kaimauerbau und führt selbst innerhalb des Hafens zu unterschiedlichen Ausführungskonzepten. In Altenwerder werden stark wechselnde Bodenschichten angetroffen, die deshalb abschnittsweise zu unterschiedlichen Berechnungsvorgaben bzw. -profilen führten.

Der Entwurf hat sich deshalb in wirtschaftlicher, statischer und ausführungstechnischer Hinsicht wesentlich mit den bodenmechanischen Qualitäten zur Lastabtragung, den auftretenden Erddrücken und besonders den Wasserüberdrücken auseinander zu setzen. Die ausführungsorientierte, sichere Herstellung der Kaimauer in Bezug auf die stark wechselnde Lage der eiszeitlichen Gerölle (-15,0 m NN bis -35,0 m

Bild 3:
Kaimauer Altenwerder-Entwurf



NN) ist ein wesentliches Kriterium für die Ausführung, um die Qualität der fertig gestellten Wand zu sichern.

Aus diesem Grund entstand ein Ausführungsquerschnitt, der im Prinzip auch an anderen Stellen im Hafen gebaut wurde und auch hier den höheren Anforderungen gerecht wird, mit folgenden Merkmalen (Bild 3):

- tief liegende Überbauplatte mit Pfahlgründung (Erddruckreduzierung)
- zurückverlegte Spundwand (Kolkminimierung)
- offener Querschnitt (Wasserüberdruckreduzierung)
- Anker als Schrägpfahl (stabile Verankerung, Minimierung der Verformung)
- Bodenaustausch (eiszeitliche Gesteinsschichten)
- separat gegründeter Kranbahnbalken mit einer Spurweite von 35 m

4 Bau der Kaimauer

Im November 1998 hat die Wirtschaftsbehörde Strom- und Hafengebäude, der Arbeitsgemeinschaft HOCHTIEF/Fa. Holst den Auftrag zur Erstellung einer insgesamt 960 m langen Kaistrecke in Hamburg-Altenwerder erteilt. Dadurch entstehen im ersten Bauabschnitt zwei Liegeplätze von je 350 m und ein Feederliegeplatz von ca. 100 m Länge. Seitliche Flügelmauern begrenzen diese Liegeplätze an der Süderelbe.

Die Bauaufgabe ist besonders interessant, da hier bei unterschiedlichsten Baugrundverhältnissen Gründungselemente von 33 m bis 46 m Länge eingebaut werden. Logistisch stellt dies an die Baudurchführung große Anforderungen. Zudem wird hier erstmals eine Spundwand im offenen, suspensionsgestützten Schlitz gerammt.

4.1 Beauftragter Kaimauerquerschnitt

Das beauftragte Nebenangebot der Arge übernimmt die Elemente des Ausschreibungsentwurfes und variiert sie in Ausbildung und Einbau. Dies betrifft die Bereiche der gemischten Spundwand, der Schrägpfähle, der Ortbetonrampfpfähle und des Kaimauerüberbaus. Wesentliches Vergabekriterium war neben vorrangig wirtschaftlichen Kriterien eine möglichst kurze Bauzeit. Die Bauarbeiten haben im April 1999 begonnen und werden Ende 2000 überwiegend abgeschlossen sein.

4.2 Anmerkungen zum Baugrund

Wie schon erläutert, steht nach den der Ausschreibung zugrunde liegenden Aufschlüssen eine stark wechselhafte Bodenschichtung mit eiszeitlich sehr dicht gelagerten Sanden und

Bild 5: Regelquerschnitt

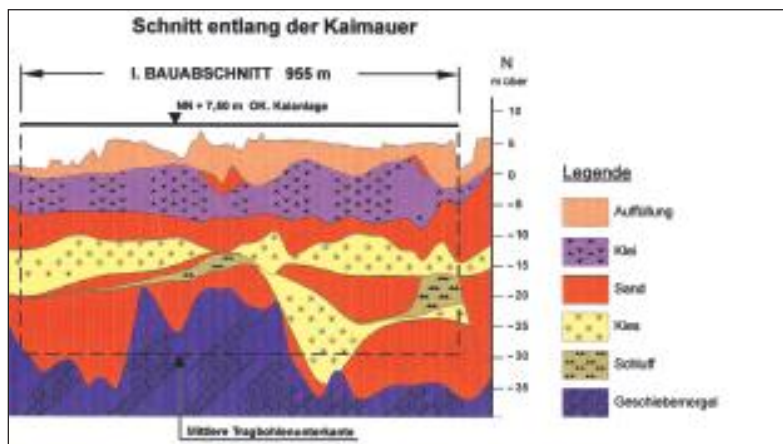
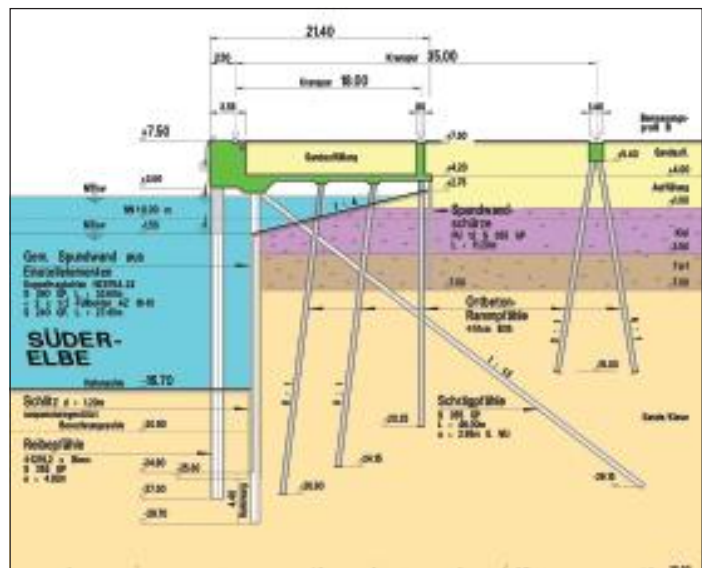


Bild 4: Hafenerweiterung Altenwerder – Digitales Geländemodell des Untergrundes

Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung

Kies mit Steinen sowie fest gelagertem Geschiebemergel und Glimmerschluff an (Bild 4). Das Baufeld von knapp 1.000 m Länge teilt sich in zwei Abschnitte auf. Im nördlichen Abschnitt bindet die Gründung durchgängig in dicht bzw. sehr dicht gelagerte Sande ein.

Im südlichen Bauabschnitt müssen sämtliche Gründungselemente in eiszeitlich geprägtem Geschiebemergel abgesetzt werden. Die ursprüngliche Bewertung aus dem Baugrundgutachten wies einen fest gelagerten Geschiebemergel mit den für Hamburg üblichen guten bis sehr guten Bodenkennwerten für diesen Bereich aus.

Bild 6:
Darstellung der
Bauphase 1

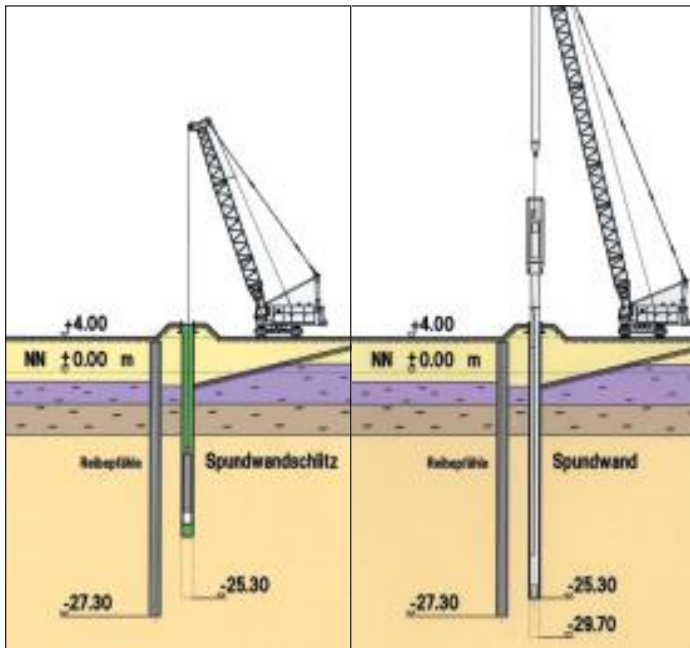
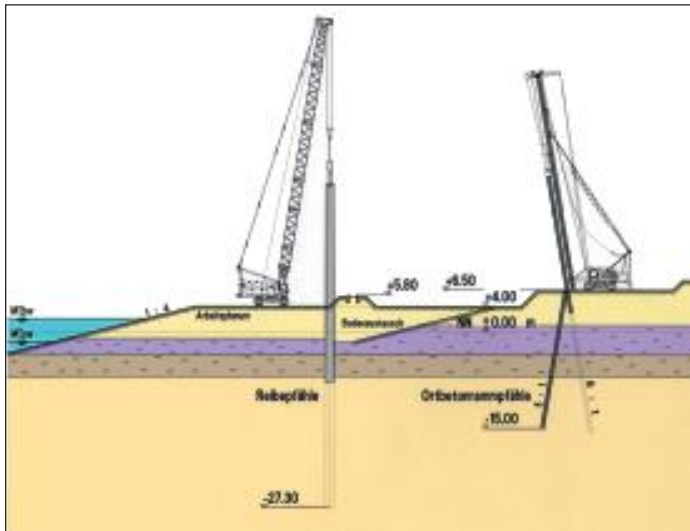


Bild 7: Darstellung der Bauphase 2 und 3

Schlechte Rammergebnisse und nachträglich angeordnete Bodenaufschlüsse zeigten, dass starke Verwerfungen im Untergrund zu Aufweichungen des Geschiebemergels geführt hatten und somit eine Reduzierung der Bodenkennwerte auf 60% der ursprünglichen Werte erforderlich wurde.

4.3 Baufeld

Das Baufeld befindet sich vollständig an Land. Bauseitig wurde vorlaufend für den später unter der Kaipalte entstehenden Hohlraum ein Bodenaustauschverfahren durchgeführt, um nicht ausspülfähige Weichschichten zu entfernen. Außerdem wurde im Vorwege durchgängig ein Arbeitsplanum auf +4,0 m NN bauseitig hergestellt.

5 Die wichtigsten Bauteile der Kaimauer

5.1 Reiberöhre

Mit einem Abstand von 3,59 m wasserseitig vor der Spundwand sind Reiberöhre mit einem Durchmesser von ca. 1,20 m mit einer Blechdicke von 16 mm unter dem Kaikopf angeordnet (Bild 5). Pro Block sind davon in Längsrichtung sechs Rohre mit einem Achsabstand von 4,92 m vorgesehen. Die 30,80 m langen Rohre mit einem Gewicht von 14,6 t wurden von einem Raupenkrane gestellt und mit schweren Rüttlern ca. 27 m tief einvibriert.

Anschließend waren 4 m Rammung bis zur Endtiefe auf -27,30 m NN vorgesehen. Die Rohre wurden mit einem Rammbar Menck MHF 10-15 im Freireitergestell eingebracht. Da dynamische Probelastungen in Teilbereichen keine ausreichenden Grenztragfähigkeiten ergaben, sind Rohraufstockungen mit Baustellenschweißstoß vorgenommen worden. Insgesamt wurden die Rohre bis zu 4 m verlängert (Bild 6).

5.2 Gemischte Spundwand

Kernstück des ausgeschriebenen Kaimauerquerschnitts ist eine gemischte Spundwand, die 4,40 m hinter der Kaivorderkante angeordnet ist. Sie sichert einen 28,30 m hohen Geländesprung, der nach Fertigstellung von einer hochwassersicheren Ebene auf +7,50 m NN bis zur Hafensohle auf -16,70 m NN (Berechnungssohle

-20,80 m NN) reicht. Bei der bauseitigen Lösung ist statt einer Rammung der 34 m langen Tragbohlen in die zum Teil sehr dicht gelagerten Sande, Kiese und Gerölle ein Bodenaustauschverfahren bis 2 m über Wandunterkante vorgesehen worden. Dazu werden die Spundwandelemente in einen 1,20 m breiten, flüssigkeitsgestützten Schlitz eingestellt. Die anschließende Rammung im frischen Schlitz bringt die Tragbohlen auf Endtiefe. Durch Zementzugabe in die Bentonitsuspension entsteht nach dem Erhärten ein tragfähiger Ersatzboden (Bild 7).

Das Nebenangebot berücksichtigt eine geringere Schlitztiefe. Sie reicht einen halben Meter unter die Zwischenbohlen, die bei -24,80 m NN enden. Unterhalb dieser Kote sind nach den vorliegenden Bodenaufschlüssen keine Steine und Gerölle zu erwarten. Die dann verbleibende 4,40 m lange Rammstrecke ermöglicht eine sichere Vertikalkraftabtragung.

Das Nebenangebot der Arge sieht Einstellelemente aus Doppelbohlen mit seitlich angeordneten halben Zwischenbohlen vor. Sie bestehen aus Doppelbohlen HZ 975 A in der Stahlgüte S 390 GP sowie zwei halben Zwischenbohlen AZ 18-10 in S 240 GP. Das Systemmaß beträgt 2,27 m. Bereits bei der Herstellung der Einstellelemente werden Spundwandfenster berücksichtigt, durch die der Sand unterhalb der Kaipatte zur Bildung eines Hohlraums nach bauseitiger Baggerung vor der Wand ausfließen kann.

5.3 Einbau der gemischten Spundwand

Der Einstellvorgang der Spundwandelemente mit einem Gesamtgewicht von ca. 22 t erfolgte mit einem 100-t-Hebezug auf Raupenfahrwerk. Die Elemente wurden dabei einseitig im Schloss geführt. In einem weiteren Arbeitsschritt wurde mit einem Rammbar, Menck MHF 5-12 im Freireitergestell, auf Tiefe gerammt. Das Bärgewicht betrug 12 t bei 28 t Gesamtgewicht. Da für die Standsicherheit des offenen Schlitzes eine Leitwandoberkante von +5,80 m NN erforderlich war, wurde die Tragbohle mit einer Jungfer auf die geplante Wandoberkante von +2,90 m NN gebracht.

Die Schlitzherstellung und das Einstellen und Rammen erfolgten blockweise abwechselnd. Die Arbeiten begannen mit einer Anfängerlamelle am jeweiligen Blockanfang und liefen in einer Arbeitsrichtung fort, bis die Spundwand blockweise geschlossen war. Auch die nachträglichen Rammungen im Schlitz liefen ohne nennenswerte Probleme.

Eine vorab durchgeführte Probelastung an einer separaten Tragbohle hatte eine ausreichende Tragfähigkeit von 6,3 MN Grenzlaster des Elementes auf Druck bestätigt.

5.4 Schrägpfahlverankerung

Nach dem Ausschreibungsentwurf war die Verankerung der Tragbohlen mit einem Stahlprofil unter einer Neigung von 1 : 1 vorgesehen.

Im Nebenangebot der Arge wurde in Hinblick auf die sehr dicht gelagerten Schichten mit Steinen, Geröll und Findlingen die Neigung mit 1 : 1,3 flacher ausgeführt. Dabei kam ein Pfahl HTM 600/136 mit der Stahlgüte S 355 GP zum Einsatz. Die angelieferten Teillängen wurden auf der Baustelle gestoßen (Bild 8).

Der 6,3 t schwere und 46 m lange Schrägpfahl wurde über einen Hängemäkler von 51 m Länge mit dem Hydrohammer IHC S 70 auf Tiefe gerammt. Die zulässige Tragfähigkeit des Pfahles beträgt 2.000 kN (Bild 9).

Bild 8: Darstellung der Bauphase 4

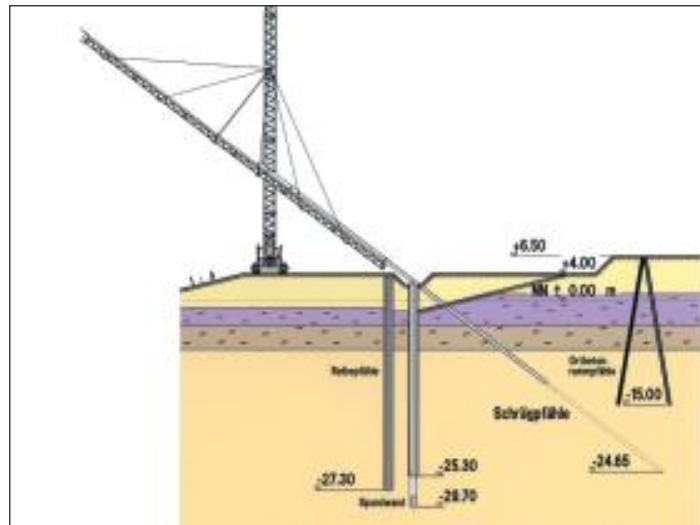


Bild 9: Schrägpfahlrammung

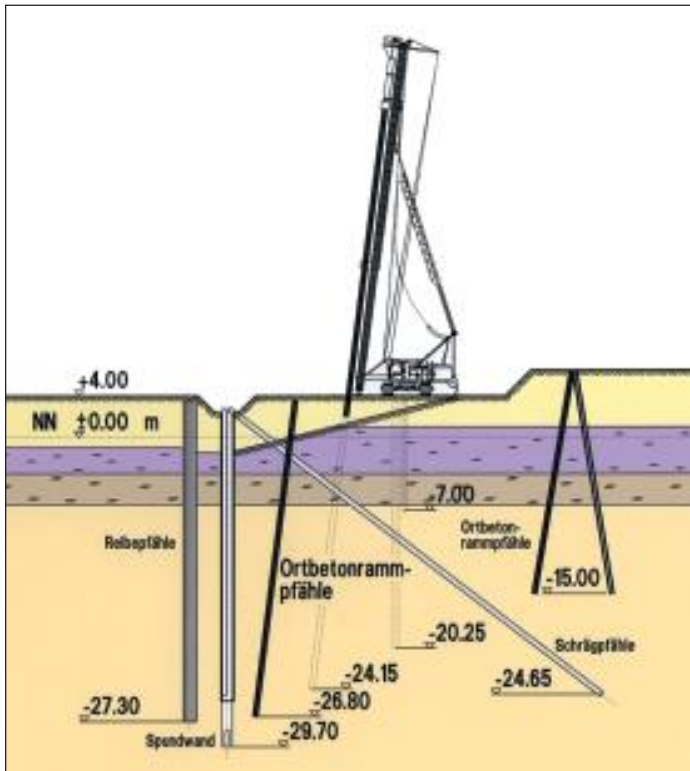


Bild 10:
Darstellung der
Bauphase 5

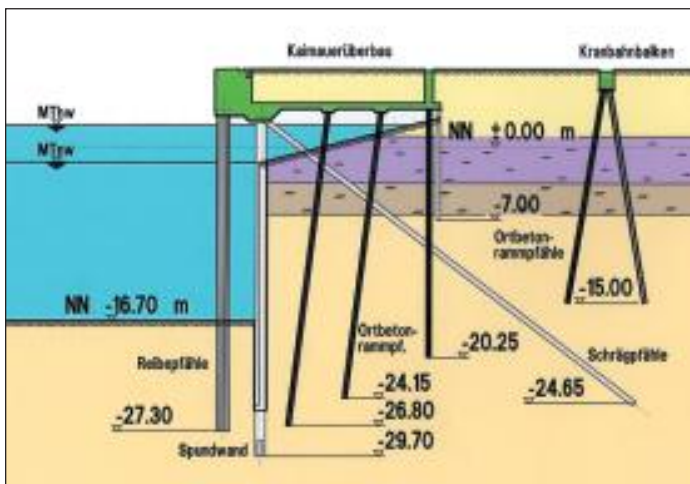


Bild 11:
Darstellung der
Bauphase 7

5.5 Ortbetonrammpfähle

Unter dem Kaimauerüberbau wurden lotrechte, bis 8 : 1 geneigte Ortbetonrammpfähle mit einem Durchmesser von 51 cm angeordnet. Die zulässige Tragfähigkeit beträgt 2.500 kN. Die Längen liegen zwischen 24 und 31 m. Zusammen mit der Gründung unter dem hinteren Kranbahnbalke wurden ca. 32 km Ortbetonpfähle eingebaut. Der Einbau – gerade der langen Pfähle – erwies sich wegen der stellenweise sehr dicht gelagerten Schichten als extrem schwere Rammung (Bild 10).

5.6 Rückwärtige Sickerschürze

Den hinteren Abschluss des Kaimauerüberbaus und der darunter befindlichen Böschung bildet eine Wellenspundwand PU 12 in der Stahlgüte S 355 GP. Sie ist 11,20 m lang und endet auf -7,0 m NN.

5.7 Kranbahn, 35-m-Spur

Wie ausgeschrieben, erfolgte die landseitige Gründung der Containerkrane mit einem separaten Kranbahnbalke auf geneigten Ortbetonrammpfählen. Der Balken hat Abmessungen von $b/d = 1,4/1,8$ m und wurde fugenlos hergestellt (Bild 11).

6 Baugrundproblematik beim südlichen Bauabschnitt

Wie bereits erwähnt, war nach den Bodenaufschlüssen des Baugrundgutachtens mit eiszeitlichem, fest gelagertem Geschiebemergel zu rechnen (Bild 4). Zusätzliche Sondierungen zeigten, dass sich der Geschiebemergel erheblich weicher darstellt. Weiterhin änderte sich das Profil der Bodenschichtung in diesem Bereich sehr stark. Diese völlig überraschenden neuen Erkenntnisse führten zunächst zu einem Teilbaustopp und nach einer gewissen Zeit zu einem Totalbaustopp. Zur Beurteilung der vertikalen Tragfähigkeit sind dann zahlreiche dynamische Probelastungen an sämtlichen Traglelementen durchgeführt worden. Konzepte für die Ertüchtigung der einzelnen Gründungselemente mussten nach den Ergebnissen der einzelnen Probelastungen erarbeitet und unter nennenswertem Zeitdruck umgesetzt werden. Dieses war ein außerordentlich schwieriger

Prozess, da wegen des großen Geländesprunges und der sehr hohen Vertikallasten die Kaimauerkonstruktion als solche nur noch sehr schwer zu ertüchtigen war, und auch die Gerätetechnik bei den großen Längen und Gewichten der Gründungselemente an ihre Grenze gestoßen war. Außerdem war das gesamte Stahlmaterial zu dem Zeitpunkt bereits fertig gewalzt. Dank des großen Engagements der Mitarbeiter der Arge, des Spundwandherstellers, der Prüfer und nicht zuletzt der Vertreter des Auftraggebers wurde dieses Problem in relativ kurzer Zeit bewältigt.

Die Baumaßnahme konnte weiterlaufen und ist ohne nennenswerte neue Probleme bis auf Restarbeiten erfolgreich abgeschlossen worden.

Die Baukosten für die ca. 950 m lange Kai-strecke werden insgesamt etwa bei ca. 40 Mio. Euro brutto liegen.



Bild 12: Hafenerweiterung Altenwerder – Modell der späteren Nutzung

7 Nutzung des Terminals

Wie schon erwähnt, entsteht hier der zurzeit modernste Containerterminal Europas mit dem derzeit größten Geländesprung einer Containerkaimauer in Europa von ca. 28 m. Mit Containerbrücken, die eine Hubhöhe von 41 m, eine Portalweite von 35 m und eine Auslegerlänge von 61 m haben, kann auch die kommende Generation von Super-Post-Panmax-Schiffen mit 22 Containerreihen an Deck mühelos abgefertigt werden. Die Verteilung der Container an Land wird mit automatisch fahrenden Fahrzeugen betrieben, die sich anhand von im Boden befindlichen Markierungen orientieren (Bild 12).

Obwohl der gesamte Umschlagsbetrieb annähernd vollautomatisch abläuft, werden hier ca. 450 neue Arbeitsplätze für hoch qualifizierte Mitarbeiter geschaffen.

8 Schlussbemerkung

Nach Abschluss der Gesamtmaßnahme steht Ende 2003 in Altenwerder ein Containerterminal mit vier Großschiffsliegeplätzen von insgesamt 1.400 m Länge und ca. 250 ha nutzbarer Fläche zur Verfügung. Die Gesamtkosten werden, wie schon erwähnt, bei ca. 630 Mio. Euro liegen. Erweiterungsmöglichkeiten nach Norden und nach Süden sind denkbar. Insofern ist Hamburg zurzeit gut gerüstet, was die zukünftige Entwicklung im Containerverkehr betrifft.

Neubau des Stever-Durchlasses im Zuge des Ausbaus der Dortmund-Ems-Kanal-Südstrecke

Dr.-Ing. Ulrich Rode

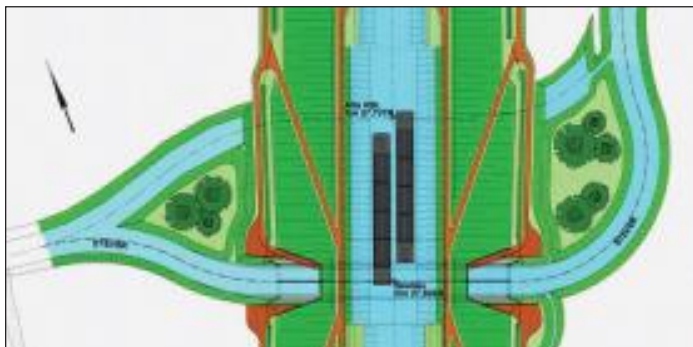
1 Vorbemerkungen

Der Dortmund-Ems-Kanal entstand in den Jahren 1882 bis 1889 als Schifffahrtsverbindung zwischen den Industriegebieten an Rhein und Ruhr und Norddeutschland. Heute kommt insbesondere der Südstrecke des Kanals zwischen Datteln und dem Abzweig zum Mittellandkanal eine besondere Bedeutung zu. Dieser Abschnitt verbindet das Rheingebiet mit den Gebieten von Elbe und Oder und ist damit zu einem wichtigen Bindeglied im europäischen Wasserstraßennetz geworden.

Zunächst war der Kanal für den Verkehr mit Schiffen bis 750 t Tragfähigkeit ausgelegt, wurde aber bereits in den frühen 30er Jahren für 1.000-t-Schiffe angepasst. Später wurden auf dem Dortmund-Ems-Kanal nach einem entsprechenden Ausbau Schiffe bis 1.350 t zugelassen. In der Zwischenzeit hat sich der Verkehr von den kleineren Schiffen zu Großmotorgüterschiffen und Schubverbänden mit Tragfähigkeiten bis zu 4.000 t entwickelt, so dass eine erneute Anpassung erforderlich ist. Da die Ruhrgebietskanäle und der Mittellandkanal bereits weitgehend ausgebaut sind, stellt die Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals derzeit einen Engpass dar. Der Ausbau wurde daher im Bundesverkehrswegeplan von 1992 als vordringlicher Bedarf eingestuft.

In der Dortmund-Ems-Kanal-Südstrecke befinden sich fünf Kanalbrücken, die den Kanal über Straßen und Gewässer führen und ausbaubedingt erneuert werden müssen. Nach dem Umbau der Kanalbrücke Klauke in Datteln ist jetzt mit dem zweiten Projekt, dem Neubau des Stever-Durchlasses in Olfen, begonnen worden.

Bild 1:
Lageplan



2 Neubau des Stever-Durchlasses

Die Kanalbrücke Stever führt den Dortmund-Ems-Kanal zurzeit in einem stählernen Überbau über die Stever. Nach umfangreichen Voruntersuchungen wurde entschieden, die alte Kanalbrücke durch ein neues Durchlassbauwerk in Stahlbeton zu ersetzen. Das neue Bauwerk entsteht rd. 100 m südlich der alten Kanalbrücke (Bild 1). Es besteht aus zwei jeweils 10,60 m breiten rechteckigen Zellen (Bild 2). Das rd. 70 m lange Mittelteil hat eine Höhe von 7 m. In den Endbereichen weitet sich der Querschnitt auf 10,70 m lichte Höhe aus. Mit den Ein- und Auslaufbauwerken ist der neue Durchlass rd. 150 m lang (Bild 3).

Das neue Bauwerk wird im Einschwimm- und Absenkverfahren hergestellt. Der Bauablauf gliedert sich dabei im Wesentlichen in fünf Phasen (Bild 4):

In der **ersten** Bauphase wird das Mittelteil in einem rechtwinklig neben dem Kanal angelegten Baudock hergestellt. Das Baudock wird als Damm aus Erdbaustoffen mit innen liegender Spundwand hergestellt. Auf der gegenüberliegenden Seite wird der Kanaldamm geringfügig verbreitert.

In der **zweiten** Bauphase wird das Mittelteil mit Stahlschotten an den Stirnseiten verschlossen und im Kanal im Nassbaggerbetrieb eine Baugrube innerhalb von Spundwänden ausgehoben.

In der **dritten** Bauphase wird das Baudock geflutet. Dabei schwimmt das 16.000 t schwere Mittelteil auf. Anschließend wird der Trenndamm zwischen Baudock und Kanal entfernt und das Mittelteil mit Winden in die Kanalmitte gezogen.

In der **vierten** Bauphase wird das Mittelteil durch eine Wasserfüllung ballastiert und mit Hilfe von vier Autokranen kontrolliert in die endgültige Position abgesenkt. Nach dem Anschluss des Mittelteils an die Längsdichtwände im Kanaldamm wird Unterwasserbeton in die Zwischenräume zwischen Mittelteil und Baugrubenspundwänden eingebracht. Anschließend wird das Kanalbett über dem Bauwerk aufgebaut und für den Endzustand profiliert und gedichtet.

In der **fünften** Bauphase können die Endbereiche des Durchlasses und Teile der Ein- und Auslaufbauwerke in trockenen Baugruben hergestellt werden. Die Baudurchführung wird dabei durch den geschlossenen Trockendockdamm auf der einen Seite und die Dammverbreiterung auf der anderen Seite gesichert. Nach der Fertigstellung der Ein- und Auslaufbauwerke, dem Rückbau der Sicherungsdämme und dem Anschluss der Stever an das neue Gewässerbett kann das Durchlassbauwerk in Betrieb genommen werden.

Dieses in Deutschland selten angewendete Bauverfahren ermöglicht die Durchführung der Bauarbeiten ohne langfristige Vollsperrungen des Kanals. Die Schifffahrt wird zunächst lediglich beim Einbringen von Baugrubenwänden und bei der Durchführung von Nassbaggerarbeiten behindert. Der eigentliche Einschwimm- und Absenkvorgang findet an einem verlängerten Wochenende statt. Nach dem Absenken und Fixieren des Mittelteils kann der Kanal für die Schifffahrt wieder freigegeben werden.

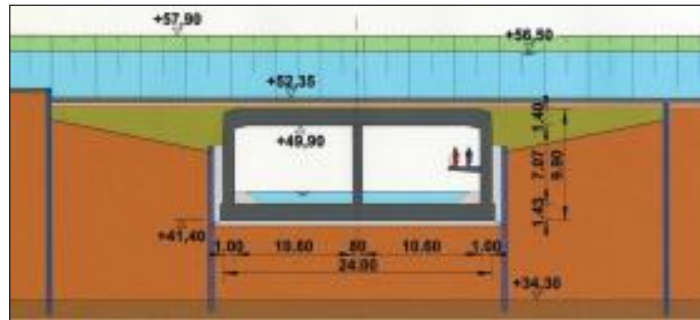


Bild 2:
Querschnitt in
Kanalmitte

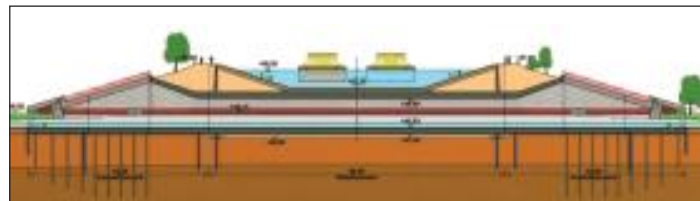


Bild 3:
Längsschnitt
durch das Durch-
lassbauwerk

3 Baugrunderkundung

Die im Baubereich vorhandenen künstlich geschütteten Dämme bestehen aus locker gelagerten Mittelsanden mit geringen Festigkeiten. Die Dämme sind rd. 12 m hoch. Unter den Dämmen befinden sich ebenfalls Mittelsande, jedoch mit unterschiedlichen Festigkeiten. Eine ausreichend wasserundurchlässige Schicht konnte erst in 12 m Tiefe in Form von Tonmergel erkundet werden.

Bei der Erkundung des Baugrundes wurden Sondierungen als schwere Rammsondierungen (DPH) ausgeführt. Unter den Dämmen wurden bereits in den Mittelsandschichten vor Erreichen des Tonmergels Schlagzahlen $N_{10} > 100$ erreicht. Es musste daher mit erheblichen Schwierigkeiten beim Einbringen von Spundwänden gerechnet werden. Außerhalb der Dammbereiche wurden deutlich geringere Festigkeiten festgestellt.

Vom Baugrundgutachter wurde prognostiziert, dass die beim Einbringen von Spundwänden in den Dammkörper eingeleitete Energie wegen der lockeren Lagerung des Dammkörpers zu großen Setzungen führen würde. Wegen der hohen Festigkeit im Untergrund wurde gleichzeitig der Einsatz von Spülhilfen dringend empfohlen. Beim Einsatz von Spülhilfen in Dammkörpern muss jedoch beachtet werden, dass dies zur Bildung von Hohlräumen führen kann. Die Spülhilfe sollte daher nicht im Dammkörper, sondern erst unterhalb der Dammaufstandsfläche

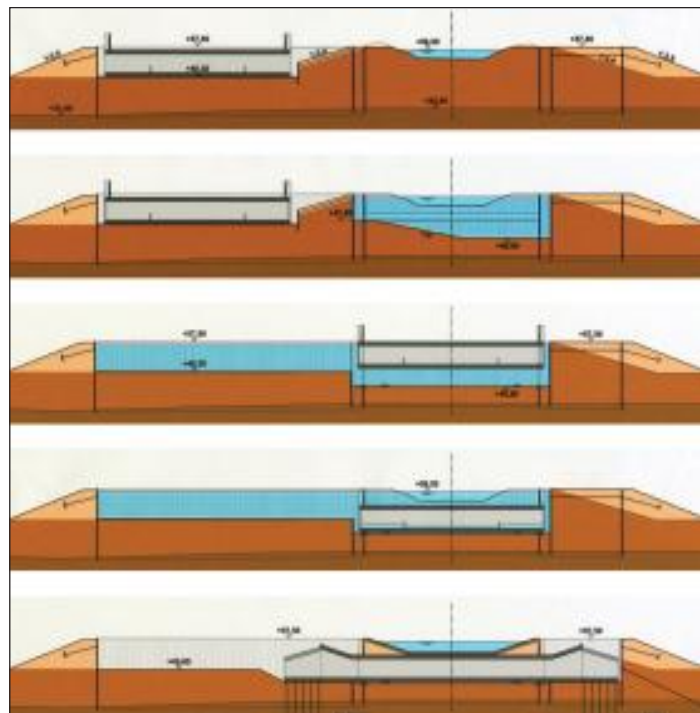


Bild 4:
Bauablauf

Bild 5:
Einbringversuche



eingesetzt werden. Hierbei bestand jedoch die Gefahr, dass die Düsen beim Durchfahren des 12 m hohen Dammkörpers verstopfen und die Spülhilfe im Untergrund nicht mehr funktionsfähig ist.

Um das Verstopfungsproblem zu vermeiden, wurde beschlossen, anstelle der sonst üblichen vertikalen Anordnung der Spüldüsen ein System mit Umlenkung des Düsenstrahls in horizontale Richtung zu verwenden.

4 Einbringversuche

Um die Wahl des Einbringverfahrens und der Einbringhilfe abzusichern, wurden Ende 1998 unmittelbar neben dem Kanaldamm Einbringversuche durchgeführt (Bild 5). Es wurden Versuche an den Spundwandprofilen Larsen 604, Larsen 606 und Larsen 24 unter Einsatz der Einbringverfahren Rammen und Vibrieren sowohl ohne als auch mit Einsatz der Einbringhilfen Hochdruckspülen und Niederdruckspülen durchgeführt. Zum Einvibrieren wurde ein Rüttler vom Typ PTC 34 HFV verwendet. Für den Fall, dass dieses Gerät zu schwach bemessen sein sollte, wurde ein Rüttler vom Typ PTC 60 HFV vorgehalten. Das Rammen erfolgte mit einem Menck Hydraulikbär der Leistungsgröße MHR 5-10. Darüber hinaus wurde baubegleitend das Setzungsverhalten des Kanaldammes durch Messungen erfasst.

Für das Hochdruckspülen wurden an jeder Doppelbohle zwei Spüllanzen angebracht. Am unteren Ende der Spüllanzen wurden Trägerköpfe mit jeweils zwei horizontalen Austrittsöffnungen angeschweißt. Die Trägerköpfe wurden so an der Spundbohle befestigt, dass der Spülstrahl unmittelbar unter der Bohle wirken konnte. Mit einer Hochdruckpumpe wurde ein Spüldruck von 500 Bar erzeugt. Jede Lanze wurde dabei mit 100 l/min Wasser versorgt.

Als Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die gewählten Geräte ausreichend dimensioniert waren. Die Bohlen konnten mit beiden Einbringverfahren sowohl mit als auch ohne den Einsatz von Spülhilfen bis zur hydraulisch erforderlichen Einbindetiefe eingestellt werden. Das Einbringen der Profile vom Typ Larsen 604 war jedoch mit hohen Deformationen am Spundwandkopf verbunden. Bei den beiden anderen Profiltypen ergaben sich keine schadhafte Verformungen.

Beim Einbringen mit dem Vibrator ergaben sich deutlich höhere Bodenverformungen als beim Einbringen mit der Ramme. Für die Ausführung der Spundwandarbeiten im Kanaldamm wurden vom eingeschalteten Gutachter Setzungen im Abstand von 1 m von der Spundwandachse bis zu 1,40 m beim Arbeiten mit dem Vibrator, beim Einbringen mit der langsam schlagenden Ramme lediglich bis zu 50 cm prognostiziert. Beim Rammen wurden jedoch deutlich höhere Lärmemissionen gemessen, die wegen der im Nahbereich der Baustelle vorhandenen Bebauung bei der Wahl des Einbringverfahrens ebenfalls zu bewerten waren. Die Hochdruckspülung mit horizontaler Umlenkung ließ sich auch in größerer Tiefe noch in Betrieb nehmen.

5 Spundwandarbeiten

Wegen der hohen Dammlage des Kanals im Baubereich ergibt sich bei der Ausführung der Baumaßnahme ein besonderes Gefährdungspotenzial. Zur Vermeidung von Wasserverlusten, die möglicherweise zu Durchsickerungen des Dammkörpers führen können, werden alle Baugrubenwände einschließlich der Wände für die Dockbaugrube unter Verwendung von schloss-

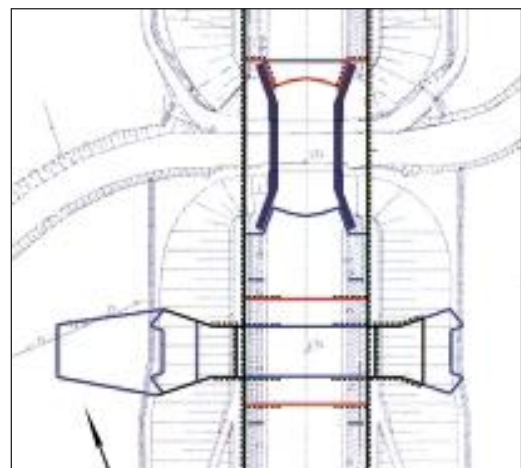


Bild 6: Spundwandtrassen

gedichteten Spundbohlen hergestellt. Die Bohlen binden dabei planmäßig in den ausreichend wasserundurchlässigen Tonmergel ein.

Für Bauzustände und als Sekundärdichtung in den Dämmen des ansonsten mit Ton gedichteten Kanals werden insgesamt bei der Baumaßnahme mehr als 30.000 m² Spundwände (Bild 6) vom Profil Larssen 606 der Stahlgüte S 355 GP eingebracht. Die bis zu 26,50 m langen Bohlen werden in Dortmund gefertigt und von dort auf dem Wasserweg direkt zur Baustelle gebracht. Die Spundwandarbeiten werden von zwei Kolonnen durchgeführt. Zum Einsatz kommen die Vibrationsbären vom Typ Müller MS 48 HFV und MS 32 HFV sowie ein Dieselbär vom Typ Delmag D 30.



Bild 7: Spundwandarbeiten auf dem Damm

Für das Einbringen der Bohlen in den Damm (Bild 7) wird als Einbringhilfe Hochdruckspülen mit 500 Bar eingesetzt, da bei diesem Verfahren deutlich weniger Wasser (pro Lanze 150 l/min) in den Boden eingebracht wird als beim Niederdruckspülen und damit die Gefahr von Sackungen im Damm verringert wird. Zur Vermeidung von Verstopfungen kommt die bei den Einbringversuchen mit Erfolg getestete Umlenkung des Spülstrahls in horizontale Richtung (Bilder 8 und 9) zur Anwendung. Zusätzlich werden die Spüllanzen bei Beginn des Einbringens mit einem geringen Vordruck von rd. 50 Bar betrieben. Damit ließ sich die Hochdruckspülung bei allen bisher eingebrachten Bohlen in 14 m Tiefe problemlos in Betrieb nehmen.

Das Einbringen der Bohlen in den Damm erfolgt zunächst mit einem Vibrator. Um die Bodenverformungen auf unschädliche Werte zu begrenzen, wird der Einbringvorgang bei Unterschreiten einer vorgegebenen Eindringgeschwindigkeit abgebrochen. Anschließend wird mit der langsam schlagenden Rammung weitergearbeitet.

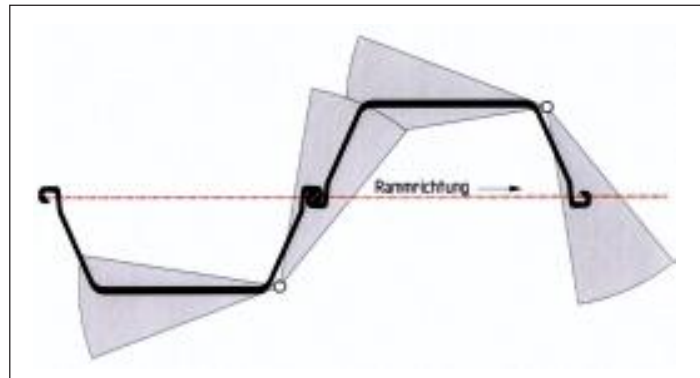


Bild 8: Anordnung der Hochdruckspülung



Bild 9: Trägerkopf mit Umlenkung des Spülstrahls

6 Rückbau der Kanalbrücke

Die alte Kanalbrücke bleibt so lange in Betrieb, bis das neue Bauwerk fertig gestellt ist und die Stever durch ihr neues Bett fließt. Anschließend werden die Dämme im Einschnittbereich der alten Kanalbrücke aufgebaut. Auch in diesem Kanalabschnitt werden in die neuen Dämme Spundwände als bauzeitliche Dichtung und als Sekundärdichtung für den Endzustand eingebaut, wobei die wiedergewonnenen Bohlen aus der Dockbaugrube verwendet werden.

Nach dem Einbringen zusätzlicher Querdichtwände kann die alte Brücke abgebrochen werden. Dies geschieht in mehreren Schritten mit Hilfe von einschwimmenden Verschlusskörpern, die jeweils kurzfristig zwischen die Flügelwände der alten Kanalbrücke eingebaut werden und somit die Demontage des Stahlüberbaus in trockenen Baugruben ermöglichen.

Bild 10:
Baustelle im
Oktober 2001



7 Stand der Bauarbeiten

Die **Bilder 10** und **11** zeigen die Baustelle im Oktober 2001 mit einseitig offener Dockbaugrube. Mittlerweile ist die Dockbaugrube bereits geschlossen. Zurzeit werden die letzten Spundwände für die Absenkbaugrube quer durch den Kanal eingebracht (**Bild 12**).

Die Nassbaggerarbeiten für die Herstellung der Baugrube im Kanal dauern an. Der Einschwimmvorgang wird nach einem Probeschwimmen des Mittelteils im Frühjahr 2002 erfolgen.



Bild 11: Bau des Mittelteils im offenen Baudock



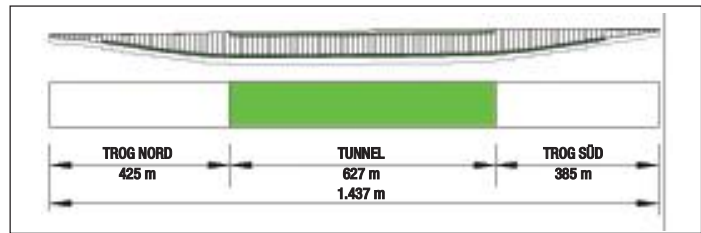
Bild 12: Spundwandaarbeiten im Kanal

Einsatz von Stahlspundwänden beim Bauvorhaben Tunnel Troisdorf

Dipl.-Ing. Martin Schlegel



Bild 1: Baustelle Tunnel Troisdorf



1 Einleitung

Die Baumaßnahme ist Bestandteil der ICE-Neubaustrecke Köln – Rhein/Main der Deutschen Bahn AG. Im so genannten Nordabschnitt zwischen Siegburg und Köln wurden mehrere Einzellose von ca. 6 km Länge vergeben. Hier wird die Neubaustrecke auf einer Trasse zwischen vorhandenen Personen- und Güterzuggleisen neu gebaut (Bild 1). In diesem Bereich befindet sich der Bauabschnitt 2.1/2.2, der den Tunnel Troisdorf enthält. Neben dem Tunnel gehören weiter zehn Brücken, acht Stützwände, 11 km Schallschutzwände und der gesamte Gleisbau zur Leistung dieses Abschnitts.

Der Tunnel wurde erforderlich, weil zwischen den Personenzuggleisen im Osten und den Güterzuggleisen im Westen der Bahnverkehr kreuzen muss. Die ICE-Gleise dürfen aber nur kreuzungsfrei durchgeführt werden.

Während der Bauausführung durfte der Zugverkehr auf der viel befahrenen Strecke nicht beeinträchtigt werden. Innerhalb von 16 Stunden fahren hier bis zu 420 Züge, d. h. im Durchschnitt erfolgt alle 2½ Minuten eine Zugbewegung. Das Bauvorhaben wurde daher als Inselbaustelle konzipiert.

2 Bauaufgabe

Das gesamte Tunnelbauwerk hat eine Länge von 1.437 m, die sich aufteilen in 425 m für die nördliche Rampe, 627 m für den Tunnel und 385 m für die südliche Rampe (Bild 2). Das

Lichtraumprofil für die beiden ICE-Gleise erfordert eine lichte Breite von 11,80 m. Als Baugrubenverbau wurden über die gesamte Länge Spundwände ausgeschrieben, die im Tunnelbereich in drei Lagen verankert werden sollten. Die Spundwände dienen als Baubehelf, sie sollten jedoch im Boden verbleiben.

In dieser offenen Baugrube sollte das endgültige Bauwerk als Stahlbetonrahmentragwerk mit 1,10 m starken Wänden hergestellt werden. Die Schwierigkeit beim Amtsentwurf war, dass sich der benötigte Raum für die Spundwandarbeiten mit dem Lichtraumprofil der Personenzuggleise überschneidet (Bild 3).

Auf der Seite zu den Personenzuggleisen wären daher Rammarbeiten nur in Zugpausen möglich gewesen. An den Werktagen hätten dafür nachts jeweils zwei Stunden zur Verfügung gestanden, in der Nacht von Sonntag auf Montag vier Stunden. In Verbindung mit der Inselanlage wäre hierbei für die Logistik und den Bauablauf mit erheblichen Erschwernissen und Behinderungen zu rechnen gewesen.

Bild 2: Längsschnitt

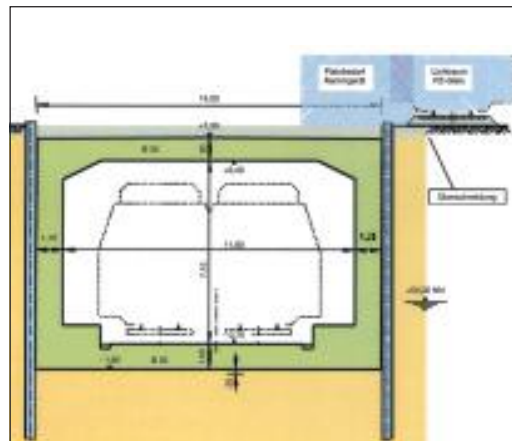
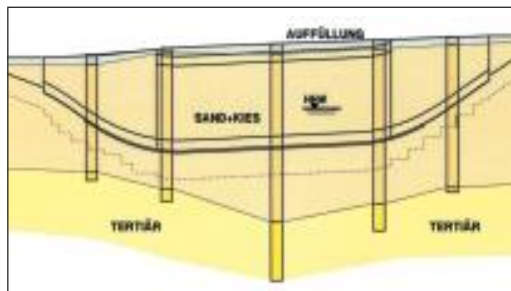


Bild 3: Querschnitt Amtsvorschlag

Bild 4:
Geologisches
Profil



2.2 Der Baugrund

Im Bauwerksbereich liegen Sande und Kies-sande, die durch die Flüsse Rhein, Sieg und Agger entstanden sind und einen hochdurchlässigen Grundwasserleiter darstellen. Tertiäre Bodenschichten stehen erst in größerer Tiefe an. Die Langzeitauswertung der Grundwasserstände ergibt, dass sich die Gründungssohle etwa 50 cm über dem während der Bauzeit zu erwartenden maximalen Grundwasserspiegel befindet, so dass während der Bauzeit keine Wasserhaltung erforderlich ist. Der Grundwasserstand kann aber um ein erhebliches Maß ansteigen, wenn starke Niederschläge fallen oder die nahen Flußläufe Hochwasser führen.

Der höchste bisher bekannte Grundwasserstand resultiert aus dem Rheinhochwasser von 1926. Auf dieser Grundlage wurde der Berechnungsgrundwasserstand auf +50,0 m NN festgelegt. Er liegt damit an der tiefsten Stelle des Tunnelbauwerkes ca. 1,70 m über der Oberkante der Bauwerkssohle (Bild 4).

Die entnommenen Grundwasserproben zeigten ein sehr saures Wasser mit einem pH-Wert von 3,5 bis 4,7. Nach DIN 4030 ergibt sich somit die Einstufung „sehr stark angreifend“.

Vom Einsatz von Spundwänden wurde im Bogengutachten für den Bereich des Tunnels abgeraten. Begründet wurde dies mit der hohen Lagerungsdichte der quartären Kiese, die zusätzlich noch Steineinlagerungen aufweisen, sowie mit der hohen Empfindlichkeit der Kies- und Sandschichten in Gleisnähe bei dynamischen Erschütterungen. Empfohlen wurden überschnittene Bohrpfähle mit einem Pfahldurchmesser von 1,20 m, ersatzweise Schlitzwände. Die Aussteifung sollte durch temporäre Anker erfolgen.

3 Sondervorschlag

Der Sondervorschlag sollte in erster Linie die baubetrieblichen Zwänge des Amtsentwurfes

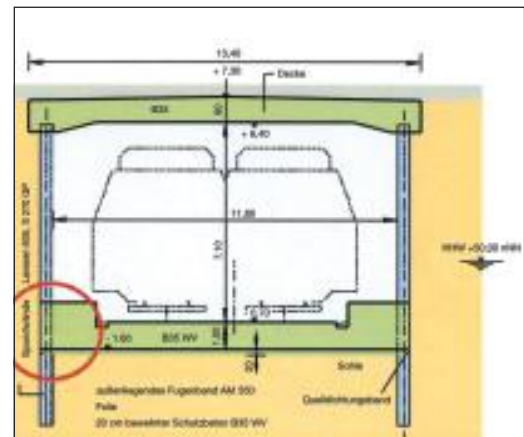


Bild 5: Querschnitt Sondervorschlag

beseitigen. Hierbei durften die für den Baufortschritt erforderlichen Arbeitsräume nicht mit dem Lichtraumprofil der Bahngleise kollidieren.

Die Erfüllung dieser Forderung wurde dadurch ermöglicht, dass der Baubehelf „Spundwand“ auch als Bestandteil des endgültigen Bauwerkes genutzt werden konnte (Bild 5).

Bei Nutzung der Spundwände als Tunnelaußenwände können die beiden je 1,10 m starken Stahlbetonwände entfallen. Das jetzt um 2,20 m schmalere Bauwerk ermöglicht es, die erforderlichen Arbeiten in Gleisnähe nunmehr außerhalb der bestehenden Lichtraumprofile der Gleisanlagen bei laufendem Bahnbetrieb auszuführen.

Bedingung für die Realisierung des Sonderentwurfes war die Lösung folgender Fragestellungen:

- Eignung der Spundwände als Dauerbauwerk
- Einbringung der Spundwände
- Zusammenwirken der Spundwände mit den Stahlbetontraggliedern
- Sicherstellung der Dichtigkeit gegen Grundwasser
- Standsicherheit im Brandfall
- Verbesserung des Bauablaufs und der Logistik

3.1 Eignung der Spundwände als Dauerbauwerk

Weil die hohen Grundwasserstände nur selten und dann auch nur kurzfristig auftreten, beschränkt sich der Korrosionsangriff auf Stahl und Beton nur auf kurze Zeiträume. Normalerweise liegt der Grundwasserspiegel unterhalb der Unterkante der Spundwände. Es bestehen

somit wesentlich günstigere Umstände als bei einem Bauwerk, das dauernd im Grundwasser steht und außerdem noch einem sehr stark angreifenden Medium ausgesetzt ist. Der Boden selbst besitzt keine außergewöhnlichen korrosionsfördernden Eigenschaften. Die Stahlspundwand kann daher auch als Dauerkonstruktion eingesetzt werden.

Mit den Angaben des Bodengutachtens in Bezug auf die Böden und die Aggressivität des Grundwassers ist eine Abschätzung des Abrostungsgrades der Spundwände auf der Grundlage der DIN 50529 möglich; sie ergab eine Abrostungsrate von 0,02 mm/Jahr. Für die übliche Standzeit der Spundwände von 100 Jahren erhält man damit eine Dickenschwächung von 2 mm. Mit dem gemäß Definition geschwächten Profil wurden alle Nachweise der Spundwände für den Endzustand geführt.

Die Spundwandbohlen erhalten auf den Tunnelinnenseiten einen Korrosionsschutzanstrich nach ZTV-KOR92 und den DB-Vorschriften TL 918300 Blatt 75 und 87. Die Grundbeschichtung wurde auf die walzfrischen Spundbohlen im Werk aufgebracht und besteht aus dem Beschichtungsstoffes Friazine-R mit einer Stärke von 70 µm. Nach dem Erdaushub wurden die Spundbohlen mit einem Hochdruck-Wasserstrahlgerät (bis 1.000 Bar) gereinigt und Schadstellen ausgebessert. Zwei Beschichtungen aus Epoxidharzbasis und eine Deckschicht auf Polyurethanbasis wurden auf der Baustelle aufgebracht.

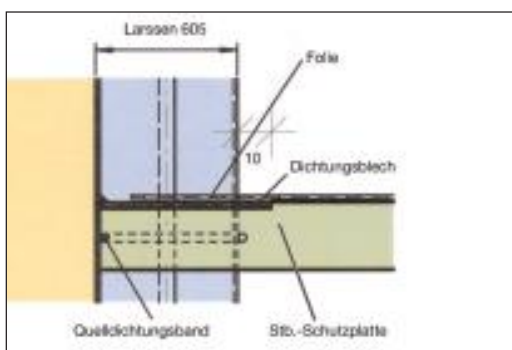


Bild 6: Dichtungsdetail Sohlplatte

Der sehr starke Angriff des sauren Grundwassers auf die Stahlbetonsohle wurde durch eine Folie zwischen der statischen Sohle und einer darunter angeordneten bewehrten Stahlbeton-Schutzplatte abgewehrt. Die durchgehende Stahlbeton-Schutzplatte ist über ein Quelldichtungsband an die seitlichen Spundwände angeschlossen (Bild 6).



Bild 7: Einbringung der Spundwände

3.2 Einbringung der Spundwände

Der Einsatz der Spundwände als Bestandteil des Baugrubenverbaues und als Dauerbauwerk kann nur dann verantwortet werden, wenn auch die einwandfreie Einbringung gewährleistet ist (Bild 7). Im Bodengutachten wurde vom Einsatz der Spundwände abgeraten. Durch das Abrücken der Spundwände von den befahrenen Gleisen um 1,10 m konnte die im Bodengutachten angeführte hohe Empfindlichkeit der Kies- und Sandschichten in Gleisnähe bei dynamischen Erschütterungen entschärft werden. Das angrenzende Personenzuggleis wurde während der Spundwandeinbringung laufend auf seine Lage kontrolliert. Eine Gleis-Stopfkolonne stand in ständiger Bereitschaft. Sie musste jedoch nur dreimal tätig werden. Das Problem der hohen Lagerungsdichte und möglicher Steineinlagerungen wurde gelöst durch den Einsatz modernster Rammtechnik mittels Vibrationsbär. Für den Fall, dass Hindernisse (Steineinlagerungen) beseitigt werden mussten, wurden eine verstärkte Spundbohle und - für eventuell erforderliche Entspannungsbohrungen - ein Bohrgetriebe mit Schnecke vorgehalten.

3.3 Zusammenwirken der Spundwand mit den Stahlbetontraggliedern Deckel und Sohlplatte

Für die Qualität des Bauwerks ist das monolithische Zusammenwirken der Spundwände mit den beiden Stahlbetontraggliedern von Bedeutung. Hierbei entsteht, wie beim Amtsentwurf, ein Rahmenstragwerk.

Der Stahlbetondeckel legt sich direkt auf die Spundwand auf (Bild 8). Grundlage ist die Zulassung, die eine rein stahlbe-

Bild 8: Zusammenwirken Spundwand/ Beton-Deckel

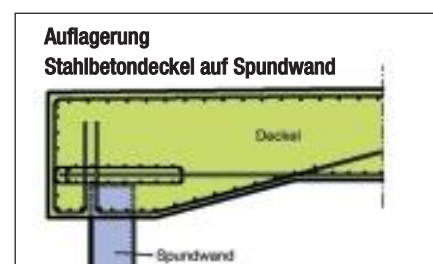
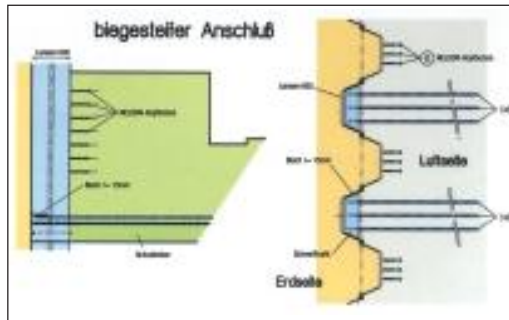


Bild 9:
Zusammenwirken
Spundwand/
Betonsohle



tonmäßige Ausbildung ohne zusätzliche Schlosserarbeiten ermöglicht. Die Schneidenlagerung kann alle auftretenden Vertikal- und Horizontalkräfte vom Deckel in die Spundwand einleiten. Statisch gesehen wirkt der Übergangsquerschnitt als Gelenk.

Die Stahlbeton-Sohlplatte stößt stumpf gegen die Spundwände. Durch Zusatzmaßnahmen wird ein kraftschlüssiges Rahmeneck ausgebildet. Im unteren Teil der Sohlplatte werden durch das Rahmenmoment Zugkräfte erzeugt. Die Einleitung dieser Kräfte erfolgt durch Elemente, die aus horizontalen Blechen und – im Regelfall – drei Bewehrungsstäben $\varnothing 25$ bestehen. Die Bleche werden an den Spundwändältern angeschweißt (Bild 9).

Die Vertikallasten werden im Bauzustand komplett über die Spundwand in den Baugrund eingeleitet. Für die Bemessung der Sohlplatte wird angenommen, dass die Hälfte der Vertikallasten des Endzustandes durch die Sohlplatte in den Boden übertragen wird. Der Lastanteil der Sohlplatte muss als Querkraft aus den Spundwänden übernommen werden. Im Regelfall geschieht dies durch 21 Kopfbolzendübel $\varnothing 16$ auf jedem Wellenberg.

3.4 Sicherstellung der Undurchlässigkeit gegen Grundwasser

Die Spundwände haben beim höchsten Grundwasserstand einen Wasserüberdruck von 1,0 m aufzunehmen. Für die Schlossdichtung wurde das System „Hoesch“ gewählt. Unterhalb der Sohlplatte ist eine 20 cm dicke Stahlbetonplatte als Schutzschicht angeordnet. Diese Schutzplatte aus B 35 wird so bewehrt, dass sie die Bedingung für wasserundurchlässigen Beton erfüllt. Gegen starken chemischen Angriff ist ein entsprechender Beton eingebaut worden.

Die Folie hat die Funktion, die Sohlplatte gegen den sehr starken chemischen Angriff durch das Grundwasser zu schützen. Als Was-

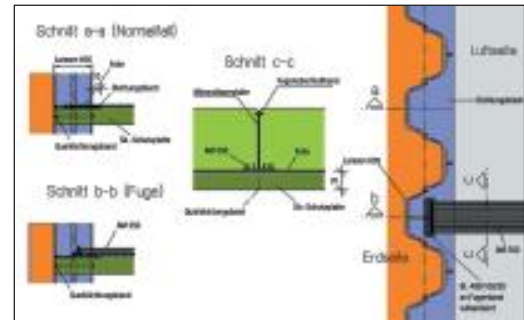


Bild 10: Details zur Abdichtung gegen Grundwasser

sersperre wird längs der Spundwände ein die Täler und Berge erfassendes durchgehendes angeschweißtes Blech eingebaut. Im Bereich der Spundwandberge beträgt der Übergriff mindestens 10 cm. Die Blockfugen des Bauwerks haben einen Abstand von 10,80 m. Unterhalb der Sohlplatte werden sie mit einem außen liegenden Elastomerefugenband AM 350 überbrückt, das über ein aufvulkanisiertes Stahlformteil mit den an der Spundwand angeschweißten Blechen wasserdicht verbunden wird (Bild 10).

3.5 Erzielung der Standsicherheit im Brandfall

Die Brandbeanspruchung von Bauwerken zur Ermittlung der Feuerwiderstandsklasse wird über die Einheitstemperaturkurven der DIN 4102 festgelegt. Im vorliegenden Fall forderte der Bauherr zusätzlich die Einhaltung der Richtlinie des EBA: „Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln“ (Bild 11). Dieser erhöhten Beanspruchung ist die Konstruktion ohne Verstärkung nicht mehr gewachsen.

Zur Erzielung der geforderten Standsicherheit im Brandfall wurden bei jedem Block acht gegenüberliegende Spundwändäler ausbeto-

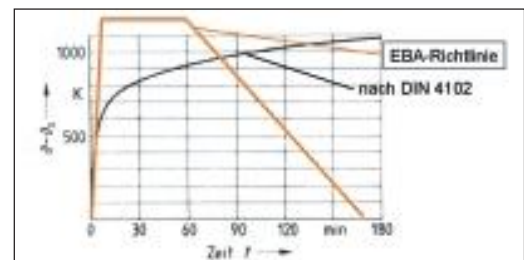


Bild 11: Temperaturkurve

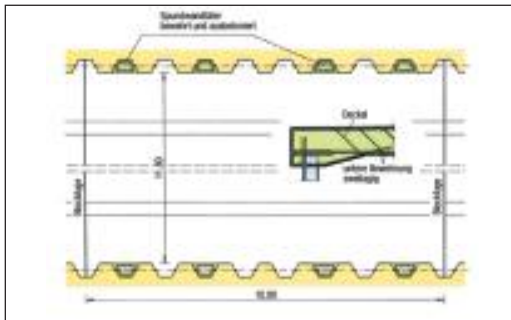


Bild 12: Standsicherheit im Brandfall

niert und bewehrt. Die Bewehrung wurde biegesteif an die Stahlbeton-Sohlplatte angeschlossen. Im Bereich dieser so entstandenen Stahlbetonstützen wurden für den Nachweis der Standsicherheit die Spundwandbereiche hinter dem Beton mit angesetzt, jedoch unter Abzug von jeweils 8 cm der am weitesten innen liegenden Stegteile, um deren Erwärmung im Brandfall Rechnung zu tragen (Bild 12).

3.6 Verbesserungen des Bauablaufs und der Logistik

Die Konstruktion des Sondervorschlages ermöglicht das uneingeschränkte ganztägige Arbeiten im Baubereich durch das Abrücken vom Gleiskörper. Diese verbesserten Bedingungen kommen aber nur dann voll zum Tragen, wenn es gleichzeitig gelingt, die Andienung der Baustelle so anzupassen, dass die Versorgung ohne Einschränkung ganztägig ermöglicht wird.

Daher musste auch die Logistik gegenüber den bauseitigen Vorgaben deutlich verbessert werden. Es kam darauf an, die Zwangspunkte der Inselbaustelle spürbar zu entschärfen.

Dies wurde möglich durch Änderungen des Bauablaufes von zwei mitausgeschriebenen Überführungsbauwerken am nördlichen und südlichen Ende der Baustelle. Bei diesen Bau-

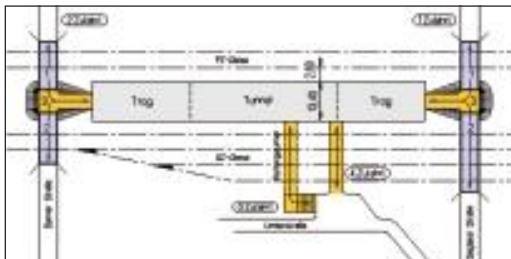


Bild 13: Logistik der Baustelle

werken wurden zunächst nur die Bauteile Ost und West hergestellt, die Mittelteile jedoch liegen gelassen. Von diesen Mittelteilen aus konnte unter den Zuggleisen hindurch die Baustelle ganztägig, ohne jegliche Einschränkung durch den laufenden Zugverkehr bedient werden (Bild 13).

Bei der zum Sondervorschlag gehörenden Deckelbauweise dient der Deckel beim Erdaushub gleichzeitig als obere Aussteifung. Hierbei reichte eine einzige Ankerlage aus. Der Aushub unterhalb des Deckels konnte deshalb in zwei Arbeitsgängen hindernisfrei ausgeführt werden (Bilder 14 und 15).

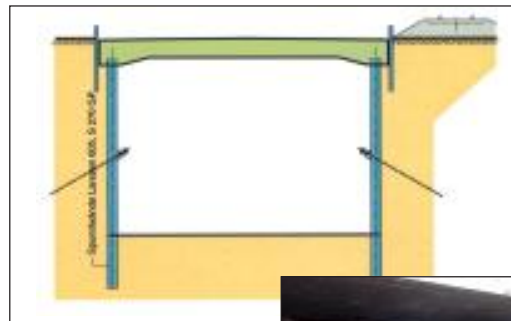


Bild 14: Bauzustand mit Deckel



Bild 15: Erdaushub unter dem Deckel

4 Schlussfolgerung

Die durch den Amtsentwurf vorgegebenen baubetrieblichen Zwänge konnten durch den angebotenen Sondervorschlag entscheidend verbessert werden. Durch die Verkleinerung der Bauwerksbreite wurde die Unabhängigkeit vom Bahnverkehr erreicht und damit ein ganztägiges Arbeiten ermöglicht. Die Verwendung des Baubehelfs Spundwand auch für den Endzustand trug wesentlich zur Wirtschaftlichkeit der Baumaßnahme bei.

Die Herstellung eines dauerhaften Bauwerkes aus den zusammengesetzten Tragelementen Spundwand und Stahlbetontragglieder für Deckel und Sohle ist beim Bauvorhaben Tunnel Troisdorf gelungen. Es wurde eine Konstruktion entworfen, die durch den Einsatz von bewährten Regeldetails, aber auch durch Sonderdetails, insbesondere für den Lastfall Brandbeanspruchung und für den starken chemischen Angriff, überzeugt.

Neubau des Weserauentunnels im Zuge der B 61 n zwischen Porta Westfalica und Minden

Dipl.-Ing. Rudolf Schleich, Dipl.-Ing. Frank Stuke

1 Allgemeines

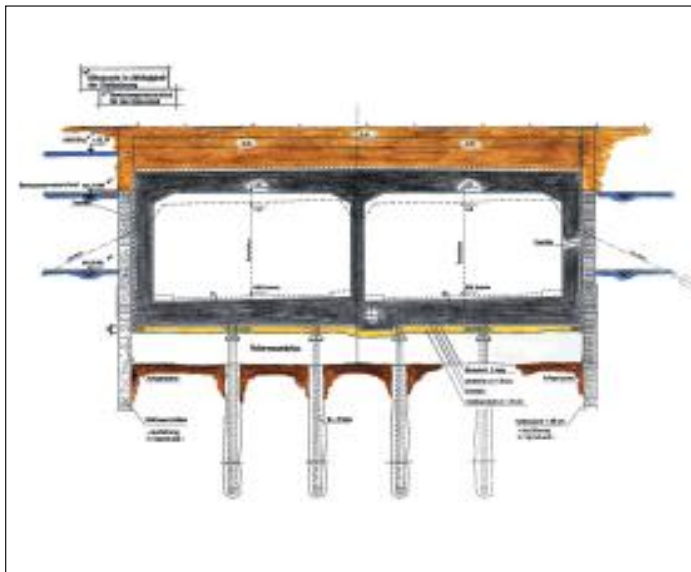
Die B 61 ist in Ostwestfalen ein wichtiger in Nord-Süd-Richtung verlaufender Straßenzug und führt von Lünen (Kreis Unna) in Nordrhein-Westfalen bis Bassum (südlich von Bremen) in Niedersachsen.

In Porta Westfalica verläuft die B 61 durch eine schenswerte, in ihrer Art unverkennbare Landschaft Deutschlands. Hier durchstößt die Weser an einer Engstelle die wie eine Barriere wirkenden Höhenzüge des Wiehengebirges im Westen und des Wesergebirges im Osten. Auf dem östlichen Abfall des Wittekindsberges steht das von 1892 bis 1896 erbaute Kaiser-Wilhelm-Denkmal (Bild 1).

Bild 1:
Die „Porta Westfalica“ in Barkhausen



Bild 2:
Regelquerschnitt des Weserauentunnels



Die derzeitigen Verkehrsverhältnisse in diesem Raum sind für die Verkehrsteilnehmer und Anlieger untragbar. So befinden sich gegenwärtig ca. 25.000 Fahrzeuge pro Tag auf der zweispurigen B 61 im Ortsteil Barkhausen inmitten eines dicht besiedelten Wohngebietes.

Ziel des Neubaus der B 61 n ist:

- die Verkehrsentlastung der Ortsdurchfahrt Barkhausen
- die Entflechtung des Verkehrs an mehreren Knotenpunkten
- die Verbesserung der Verbindung zwischen den Städten Porta Westfalica und Minden
- eine umweltverträgliche Verkehrsführung in der Porta Westfalica

2 Planungsgrundlagen

Der Weserauentunnel selbst besteht aus drei Teilen:

- der südlichen, trogförmigen Rampe von 310 m Länge,
- dem 1.730 m langen Tunnel, der tief in das Grundwasser eintaucht und
- der nördlichen, trogförmigen Rampe von 520 m Länge.

Die Gesamtbauwerkslänge beträgt 2.560 m.

Im Bereich des Tunnels hat die B 61 n eine gekrümmte Linienführung im Grundriss mit einer Klotoide von $A = 516.628$ und Kreisbögen mit $R = 900, 6.000, 3.000$ und 5.000 m.

Der Längsschnitt sieht Gefälle und Steigungen zwischen $0,03$ und $1,32$ % vor.

2.1 Geologie

Der Weserauentunnel befindet sich in der Terrassenablagerung der Weser, an der Mittelgebirgsschwelle des Weser- und Wiehengebirges. Unter dem Oberboden steht eine $0,30$ m bis $4,0$ m starke Auelehmschicht an, der weit gestufte Sand- und Kiesgemische mit eingelagerten Schotterbänken folgen. Die Basis bildet ein Grundgebirge aus Porta-Sandstein, das von Süd nach Nord von 10 m auf 60 m Tiefe einfällt.

2.2 Hydrologie

Die Grundwasserstände im Bereich der Porta Westfalica werden von den Weserwasserständen bestimmt. Durch die hohe Wasserdurchlässigkeit des Bodens sind die Grundwasserspiegel zeitnah korrespondierend zum Weserwasserstand.

2.3 Konstruktion

Der Tunnel wurde als dreistieliger Rahmen in offener Baugrube errichtet. Die Baubehelfe (seitliche Spundwand, Baugrubenanker, Rüttelinjektionspfähle und Unterwasserbetonsohle) sind mit dem konstruktiven Bauteil nicht verbunden (Bild 2).

Für den Bauzustand waren die Baubehelfe auf das durchschnittlich alle 10 Jahre auftretende Hochwasser bemessen worden, so dass nach Überschreiten dieser Hochwassermarken das Risiko auf den Bauherrn übergegangen wäre. Für diesen Fall war in einem „Havariekonzept“ das kontrollierte Fluten der Baugruben vorgesehen.

Glücklicherweise ist dies den Baubeteiligten erspart geblieben, obwohl sich die Weser während der Bauzeit schon auf wenige Zentimeter der kritischen Hochwassermarken näherte.

2.4 Statik und Rechenannahmen

Der Weserauentunnel ist nach dem Prinzip der „weißen Wanne“ als wasserundurchlässiges Bauwerk konstruiert und bemessen. Dazu wurden die Anforderungen an die Dichtigkeit nach der ZTV-Tunnel, Teil 1, Tabelle 2, definiert und mit der Dichtigkeitsklasse 2 vorgegeben.

Die Blocklänge der einzelnen Bauwerksabschnitte beträgt 15 m, und das Mindestmaß der Betondeckung beträgt 5 cm, wobei für die Unterseite der Tunneldecke die Betondeckung aus Brandschutzgründen auf 6 cm erhöht wurde.

Die Baubehelfe sind vom konstruktiven Betonquerschnitt getrennt und werden zur Auftriebssicherheit im Betriebszustand nicht mit herangezogen.

Für den Endzustand ist die Auftriebssicherheit mit $\eta \geq 1,1$ vorhanden, wobei die Berechnungsgrundlage hierfür die Weserganglinien mit dem HHW (höchstes jemals gemessene Hochwasser) von 1946 waren.

Der Tunnelquerschnitt ist als dreistieliger Rahmen auf elastischer Bettung berechnet, und die Bettungsziffer wurde mit $C = 50.000 \text{ kN/m}^3$ aus dem Bodengutachten vorgegeben.

Die Querschnittsdicken im Bereich der Rahmenecken wurden von der Anschrittsdicke bis zur Systemlinie gemäß DIN 1075, Punkt 5.1.2, mit einer Neigung von 1 : 3 vergrößert.

2.5 Regeln für die statische Bewehrung

Der Rechenwert für die Rissbreite war gemäß Heft 400 des DAfStb, Seite 158 ff, Gleichung 9, vorgegeben worden, so dass für die Tunneldecke und die Tunnelaußenwände eine Rissbreite von $W_{\text{cal}} \leq 0,15 \text{ mm}$ einzuhalten und für die Tunnelsohle und die Tunnelmittelwand die Rissbreite von $W_{\text{cal}} \leq 0,25 \text{ mm}$ nachzuweisen war.

Zur Verminderung von Hydratationsrissen wurde die Frischbetontemperatur auf $20 \text{ }^\circ\text{C}$ begrenzt, welche auf Grund der Wetterlagen im Sommer 1999 während der Bauausführung nur durch eine Stickstoffkühlung in den Transportbetonfahrzeugen zu erreichen war.

3 Hauptmassen des Weserauentunnels

Die nachfolgenden Zahlen spiegeln sicherlich wider, dass der Neubau des Weserauentunnels eine der größten Baumaßnahmen in Ostwestfalen ist:

60.000 m ³	Oberbodenabtrag
440.000 m ³	Gesamtbodenabtrag für den Neubau des Weserauentunnels davon
200.000 m ³	Auelehm (zur Tunnelabdeckung und Profilierung auf der Baustelle gelagert) und
240.000 m ³	Sand- und Kiesgemische (den örtlichen Baustellen-Betonwerken zugeführt)
60.000 m ²	Spundwand (zur dreifachen Wiederverwendung)
1.500 St.	Baugrubenanker (24 km Anker)
3.500 St.	Rüttelinjektionspfähle (42 km Pfähle)
50.000 m ³	Unterwasserbeton
140.000 m ³	Konstruktionsbeton
13.000 t	Betonstahl

4 Bauausführung

Mit den Rohbauarbeiten wurde die „Arbeitsgemeinschaft Weserauentunnel“ beauftragt, bestehend aus den Unternehmen

Bilfinger + Berger Bau AG, Niederlassung Hannover und
Köster Bau AG, Niederlassung Melle.

Dabei wurde von der ARGE für die Bauausführung eine Vielzahl von Nachunternehmern eingesetzt. So wurde die technische Ausführungsplanung für die ARGE durch das Tochterunternehmen der Firma Bilfinger + Berger Bau AG, dem SERVICE-CENTER-TECHNIK in Mannheim, ausgeführt.

Der Auftraggeber, die Bundesrepublik Deutschland, wurde durch die Niederlassung Minden des Landesbetriebes Straßenbau Nordrhein-Westfalen mit Unterstützung durch den Betriebssitz Münster vertreten.

Dabei wurde der Auftraggeber durch folgende Fachbüros und Institute unterstützt:

Erdbaulaboratorium Essen, Prof. Dr.-Ing. H. Nendza und Partner, für die Beratung in bodenmechanischen Fragen sowie aus grundbau- und tunnelbautechnischer Sicht

Ingenieurbüro Linus Peuckert, Paderborn, als Prüfstatiker

Materialprüfanstalt der Technischen Universität Braunschweig für die betontechnologische Beratung

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz an der Technischen Universität Braunschweig zur Beratung in konstruktiven Fragen des Brandschutzes

Büro Rahmstorf, Kunkel und Partner, Essen, für das bautechnische Beweissicherungsverfahren an Gebäuden

Ingenieurbüro GETEC für Geologie-Technologie, Büren, zur begleitenden Überwachung der Entsorgung einer durch den Bau angeschnittenen Altablagerung

Vermessungsbüro Schuhmann, Löhne, für sämtliche Kontrollmessungen des AG

Ingenieurbüro Diepolder & Partner, Frankfurt, für Ausführungsplanung und Beratung zur betriebstechnischen Ausrüstung des Weserauentunnels

5 Bauablauf

Der offizielle „erste Spatenstich“ der Baumaßnahme erfolgte am 25. August 1998. Im November 1998 begannen die Bauarbeiten, und der Rohbau des Weserauentunnels wurde in 700 Werktagen sukzessive fertig gestellt.

Das 2.560 m lange Bauvorhaben wurde als Linienbaustelle erstellt, und das Bauwerk wurde in 15 Baugruben (s. g. Trockendocks) gebaut. Diese Trockendocks hatten eine Länge von maximal 200 m.

In diesen offenen Baugruben wurde abschnittsweise das Gesamtbauwerk gebaut, das aus 162 Bauabschnitten besteht. Dabei ist anzumerken, dass von der südlichen Rampe bereits 150 m in einer vorhergehenden Baumaßnahme erstellt worden waren (Bild 3).



Bild 3: Luftbild der Gesamtbaumaßnahme (Stand: 07/2000)

Für diese komplexen Arbeiten war eine intensive Bauablaufplanung erforderlich. Auf Grund dessen wurde der Bauablauf in Bauphasen aufgeteilt, die Einzelgewerke präzise geplant und in Qualitätsmanagement-Plänen detailliert fixiert. So konnten Auftraggeber und Auftragnehmer gleichermaßen Personaleinsatz koordinieren, Qualitätssicherung kontrollieren und die Terminierung ständig abgleichen.

Die Darstellung der Bauarbeiten wird nachfolgend durch die Erläuterung der Bauphasen 1 bis 8 erfolgen.

6 Bauphase 1

- 1.1 Oberbodenabtrag auf Baufeldbreite
- 1.2 Herstellen der Baustraße auf der der Weser zugewandten Seite in mindestens 3,0 m Breite
- 1.3 Einbau der Spundwände und der Querschotte (Bild 4)

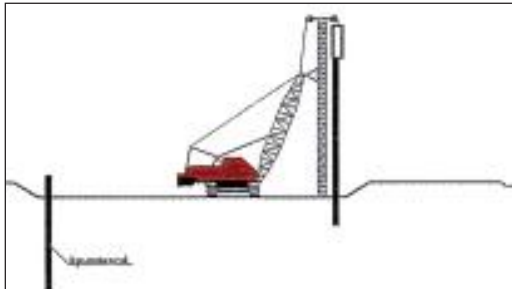


Bild 4: Darstellung der Bauphase 1

Nach Abtrag des Oberbodens wurde durch die Firmen Köster Bau AG – Abteilung Erdbau –, Bielefeld, und Hoogendijk aus den Niederlanden, die gemeinsam auch die weiteren Erdarbeiten ausführten, innerhalb des Baufeldes eine Baustraße angelegt. Diese Baustraße diente dazu, den Baustellenverkehr in die Baustelle zu verlagern, damit nicht ca. 120.000 LKW-Transportfahrten das angrenzende Wohngebiet belasteten.

Die anschließenden Spundwandarbeiten wurden durch die Firma Echthoff, Westerkapeln-Velpke, ausgeführt. Dabei wurden die Doppelbohlen durch Vibrationsrammen mit einer MS 24 HF VAR (Firma Müller) an einem Liebherrbagger KAB 19 bei kräftefreiem An- und Auslauf einvibriert. Als Spundwandprofil wurden Larsen-Profile 604 und 605 mit einer Spundbohlenlänge von 14 m bis 18 m verwandt (Bild 5).



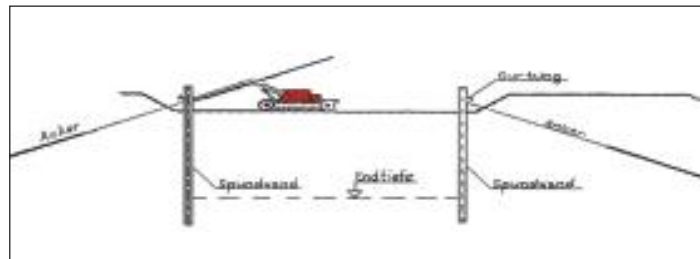
Bild 5: Spundwandherstellung

In Bereichen dicht heranreichender Bebauung wurde die Gebäudesubstanz einerseits durch ein Beweissicherungsgutachten dokumentiert, andererseits die Erschütterung unter Beachtung der DIN 4150, Teil 1 (Erschütterungen im Bauwesen), gemessen. Weiterhin wurde an signifikanten Stellen zusätzlich die Schwingungsausbreitung im Boden dokumentiert.

Anschließend wurde der anstehende Auelehm (Stärke 0,30 bis 4,0 m) separat abgetragen und auf der Baustelle zwischengelagert, da der Auelehm später zur Abdeckung des Tunnels und der Profilierung des Geländes verwendet wurde.

7 Bauphase 2

- 2.0 Herstellen der Spundwandverankerung
- 2.1 Einbau der außen liegenden Gurtung
- 2.2 Herstellung der Anker
- 2.3 Spannen und Prüfen der Anker
- 2.4 Erdaushub bis auf Endtiefe;
Kontrolle der Aushubtiefe (Bild 6)



Durch die Firma Springer Stahlbau, Springe, wurde die Gurtung, bestehend aus 2-U-Profilen 320, S 355, fortlaufend zur Spundwandaussteifung eingebaut.

Bild 6: Darstellung der Bauphase 2

Die Verpressanker wurden durch die Firma VIT, Hamburg, als Temporäranker hergestellt (Bild 7).

System: DYWIDAG, vierlitziger Bündelanker 0,62“, St 1570/1770 mit zwei Nachverpresseinrichtungen, nach DIN 4125



Bild 7: Ankerherstellung

Stahlpundwände (4) – Planung und Anwendung

Länge	12 m bis 18 m
Verpressstrecke	5,0 m
Verpressmenge	500 kg – 2.500 kg Zementsuspension, W/Z = 0,5
Gebrauchslast Prüflast	ca. 500 kN ca. 750 kN, wurde (in Erweiterung der Vorgaben der DIN 4125) jeder der 1.500 Anker mit der 1,5fachen Gebrauchslast geprüft
Abnahmeprüfung	Kriechmaß $\leq 0,2$ mm bei t zwischen 2 und 5 Minuten nach DIN 4125

Der Bodenaushub des anstehenden Kiesel/Sandes wurde innerhalb der Baustelle transportiert, aufbereitet und dem Baustellenbetonwerk verbracht. Dabei wurde die Aushubtiefe unter



Bild 8:
Bodenaushub

dem Grundwasserspiegel während des Bodenaushubes mit Rotationslaser kontrolliert (Bild 8).

Um der Gefahr von Verunreinigungen bzw. von Bodeneinschlüssen beim Einbau des Unterwasserbetons vorzubeugen, wurden die Spundwände durch Hochdruckwasserstrahlen gereinigt.

Das „Feinplanum“ des Bodenaushubes wurde mittels Saug-Fräskopfpumpen hergestellt, damit die vertragliche Forderung einer Ebenheit von ± 10 cm zum Soll eingehalten wurde.

Dieser Nachweis erfolgte über ein vorab festgelegtes Messverfahren, wobei ein speziell hergerichtetes Boot die Messstation war. An dem Bootsmast war eine satellitengestützte Funknavigationssystemantenne des Global-Positioning-Systems (GPS) fest installiert und am Schiffsboden war ein geeichtes Echolotsystem angebaut. Dadurch konnte positionsbezogen für jeden beliebigen Punkt die exakte Gründungstiefe nachgewiesen werden.

Vereinbart war mindestens ein Messpunkt je m^2 Grundfläche. Die ermittelten Werte wurden auf das Gauß-Krüger-System umgerechnet und ausgedruckt, so dass ein Lageplan mit ca. 5.000 Messpunkten und den farbig angelegten Soll- und Istwerten das Endergebnis für jede Baugrube dokumentierte.

Nach Beendigung dieser Bodenaushubarbeiten wurde die abgelagerte Schlamm- und Sedimentationsschicht abgesaugt (Bild 9).



Bild 9: Spundwände der Baugruben RN 01 und RN 02 mit Querschott

8 Bauphase 3

- 3.1 Herstellen der Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle)
-Rasterabstand zwischen 3,80 m und 4,20 m-
- 3.2 Kontrolle der Spundwände
- 3.3 Kontrolle der Rüttelinjektionspfähle (Bild 10)

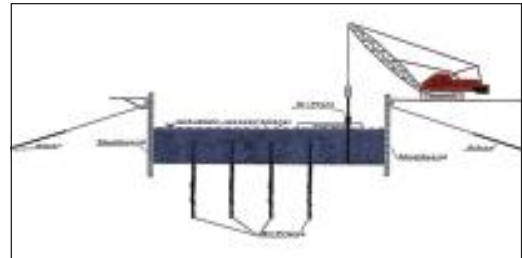


Bild 10: Darstellung der Bauphase 3

8.1 RI-Pfahlherstellung

Bei den verwendeten RI-Pfählen handelte es sich um eine spezielle Form von Rüttelinjektionspfählen (verpresste Stahlrampfpfähle), die der DIN 4026 zugeordnet wurden. Die Arbeiten für das Einbringen der RI-Pfähle wurden durch die Firma STRABAG, Niederlassung Rhein-Main-Neckar, Darmstadt, ausgeführt.

Am unteren Ende der RI-Pfähle war ein Kran in Form des HEB180-Trägerprofils aufgeschweißt, und der Pfahlkopf, über den die Verankerungskräfte in die Unterwasserbetonsole eingeleitet wurden, war mit einer 3 cm starken

Kopfplatte (Abmessung 0,50 m x 0,50 m) versehen. Weiterhin wurden an jedem Pfahl zwei Injektionslanzen mitgeführt, über die beim Rütteln der Mörtel eingepumpt wurde. Diese RI-Pfähle wirken in Verbindung mit der Unterwasserbetonsole dem Auftrieb entgegen.

Dabei mussten die RI-Pfähle folgende Kriterien erfüllen:

- die Zugfestigkeit des Stahlprofils musste eingehalten werden
- die Pfahllänge musste so groß sein, dass sich ein entsprechend großes Bodenpaket an die Pfähle anhängen konnte, damit die Auftriebslasten, die sich aus dem Wasserdruk und dem Pfahlraster ergaben, sicher über die Mantelreibung in den Boden eingeleitet werden konnten

Als Mantelreibung im Gebrauchszustand wurde $\tau_m = 100 \text{ kN/m}^2$ (mit $\tau_m = 200 \text{ kN/m}^2$ als Grenzmantelreibung) angesetzt, und der Ausfall eines Pfahles wurde gemäß DIN 1054, Punkt 2.2 (Lasten), als Lastfall III vereinbart.

Zur Überprüfung der Rechenansätze wurden, über die Baustelle verteilt, zehn Probestpfähle hergestellt. Die Prüfung dieser Probestpfähle bestätigte die Rechenannahmen und Vorgaben mit einer Sicherheit von:

$$\eta \geq 1,75 \text{ (gemäß DIN 1054, Kap. 5.4, Tabelle 8)}$$

einer Mantelreibung von:

$$\tau_m = 100 \text{ kN/m}^2 \text{ und}$$

einem Suspensionsverbrauch von:

$$\sim 100 \text{ l/m}$$

Gemäß den Anforderungen der DIN 1054 wurde damit nachgewiesen, dass die Gebrauchslast mit dem geplanten Pfahlssystem in den Untergrund eingeleitet werden konnte.

Dieser Nachweis und die Versuchsdurchführung der RI-Probestbelastung wurden von der FMFA (Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg), Stuttgart, geleitet und für den AG von dem Erdbaulaboratorium Essen überwacht.

Zur Ausführung gelangten:

Pfahllängen	10 m bis 14 m
Profil	HEB 180, S355
Freischnitt	18 l/m
Verpressmenge	80 bis 100 l/m beider Lanzen
Gebrauchslast	ca. 880 kN
Probestbelastung	ca. 1.800 kN

Die RI-Pfahlherstellung erfolgte von einem Ponton aus. Dafür wurde der Ponton für die

Pfahlreihe exakt positioniert und mit Seilzügen arretiert. Die Pfahlstellung wurde innerhalb der Pfahlreihe auf dem Ponton markiert. Über einen Längsschlitten wurde der Pfahl in die Position gebracht und einvibriert (Bild 11).



Bild 11:
RI-Pfahlherstellung

Die Abweichungen in der Horizontallage sollten $\pm 10 \text{ cm}$ nicht überschreiten, und in vertikaler Richtung waren Abweichungen von $\pm 3 \text{ cm}$ einzuhalten. Beide Vorgaben wurden durchweg eingehalten, was durch Kontrollmessungen dokumentiert wurde.

Zusätzlich wurden zur Qualitätssicherung für jeden der 3.500 RI-Pfähle in Abhängigkeit zur Einbautiefe die folgenden Einzelwerte in einem Protokoll dokumentiert:

- Eindringgeschwindigkeit
- Rüttlerfrequenz
- Verpressdruck für den Mörtel
- Zementleim-/Mörtelverbrauch je m pro Lanze

8.2 GEWI-Ankerherstellung

In der Baugrube 23 wurde während der Bauausführung ein unbekannter Felsendom im Untergrund angetroffen, in dem die RI-Pfähle nicht eingerüttelt werden konnten. Auf Grund dessen wurde hier das Bauverfahren umgestellt, und anstelle der RI-Pfähle wurden Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser gemäß DIN 4128 eingebracht.

Zur Ausführung gelangten GEWI-Anker als Einstabpfähle.

Stahldurchmesser	63,5 mm
Pfahllänge	12 m bis 17 m
Gebrauchslast	ca. 600 kN
Verpresskörperdiameter	15,5 cm
Sicherheit	$\eta \geq 1,75$ (gemäß DIN 1054, Kap. 5.4, Tabelle 8)
Mantelreibung	$\tau_m = 250 \text{ kN/m}^2$ für Kies
Mantelreibung	$\tau_m = 550 \text{ kN/m}^2$ für Fels

Diese Werte wurden mittels parallel durchgeführter Probelastungen ermittelt.

Zusatzmittel Verzögerer- und Betonverflüssigerzugabe im Werk, bei einer Fahrzeit von ca. fünf Minuten

Die Berechnung der Unterwasserbetonsohle erfolgte als Gewölbetragwerk, wobei der Lastfall 2 als Regelfall in die Rechnung eingestellt und der Ausfall eines Pfahles als Lastfall 3 angesetzt wurde. Die Lastübertragung zwischen Spundwand und Unterwasserbetonsohle wurde über Reibung (Reibungsbeiwert: $\mu = 0,6$ nach Wolff) berechnet. Auf dieser Basis wurde die Unterwasserbetonsohle in einer Stärke zwischen 0,90 m bis 1,0 m hergestellt.

9 Bauphase 4

- 4.1 Einbau des Unterwasserbetons
- 4.2 Lenzen der Baugrube
- 4.3 Säubern der Unterwasserbetonsohle und gegebenenfalls Leckagedichtung
- 4.4 Einbau der verlorenen Außenwand-schalung (Filigranplatten)
- 4.5 Einbau der Drainageschicht
- 4.6 Einbau der Sauberkeitsschicht (Bild 12)

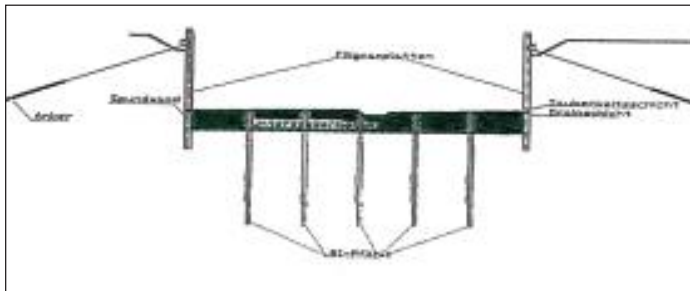


Bild 12: Darstellung der Bauphase 4

9.1 Rezeptur für den Unterwasserbeton

Für den Unterwasserbeton wurde folgende Rezeptur vereinbart :

Zement	250 kg, CEM III A, 32,5
Flugasche	110 kg, Preton H
Kies	1.837 kg (Kies 0-32, Sieblinie AB)
Wasser	170 kg
W/Z	$0,68$ [$W/Z = (z + 0,70 \cdot f) = 0,58$ (max. $\leq 0,60$)]
Ausbreitmaß	58 - 62 cm (angestrebt wurden 60 cm)

QM-Plan für den Unterwasserbeton

Die Qualitätssicherung erfolgte u. a. über den QM-Plan „Unterwasserbeton“, der die Forderungen der ZTV-K (Betonierablaufplan) und die Qualitätssicherung nach DIN ISO 9000 ff vereinigte.

In diesem QM-Plan „Unterwasserbeton“ wurden z. B. festgelegt:

Vorarbeiten vor Betonierbeginn

- Ausloten der Aushubtiefen
- Ermittlung der Betonmengen
- Festlegung der Stundenleistung
- Einbau der Fugenelemente
- Aufstellen der Betonpumpe
- Aufbau des Betonierpontons
- Kontrolle der Spundwände
- Kontrolle der RI-Pfähle
- Kontrolle des Wasserstandes
- Einbau der Saugeinrichtung
- Herstellung des Spülbeckens
- Pumpeneinbau für den Rücklauf
- Vermessung

Betonprüfungen

- Prüfung der Betonrezeptur
- Eingangsprüfung, Frischbeton
- Prüfung des Ausbreitmaßes
- Fließverhalten des Betons unter Wasser
- Betonsteigmaß an der Einbaustelle
- Horizontalziehgeschwindigkeit
- Höhenkontrolle des Betons
- Schlammabsaugung vor der Betoniereinheit
- Einbaukontrolle an den Spundwänden
- Einbaukontrolle an den RI-Pfählen
- Kontrolle an den Fugenelementen
- Herstellung der Probewürfel
- Betonmengenkontrolle
- Prüfung der Probewürfel
- Reinigung der Sohle, Aufnahme von Rissen, Rissanierung

9.2 Herstellung der Unterwasserbetonsohle

Die Betonierabschnitte wurden in Tagesleistungen zwischen 1.200 m³ und 1.400 m³, bei einer Stundenleistung der Baustellen-Betonwerke von 100 bis 110 m³, unterteilt. Auf Grund dessen wurden in die Baugruben mehrere Abstellelemente (umgedrehte T-Profil-Betonfertigteile) eingebaut, um somit Arbeitsfugen anzuordnen.

Der Unterwasserbeton wurde durch die Firma Tauchmayer, die den gesamten Tauchereinsatz für die ARGE leistete, eingebracht. Dafür wurde der Beton von zwei stationären Baustellenmischwerken gemäß der Rezeptur hergestellt, mit Betonfahrzeugen antransportiert und über eine Betonpumpe dem Betonierponton übergeben (Bild 13).

Der Betoneinbau erfolgte über diesen zwangsgeführten Ponton im Kontraktorverfahren, wobei der selbstnivellierende Beton, bedingt durch sein 60er-Ausbreitmaß, einen bis zu 20 m breiten Schüttkegel bildete.

Die Taucher hatten unter Wasser die Aufgabe, die vollständige Unterfüllung der RI-Pfahlkopfplatte sicherzustellen und einen sauberen vollständigen Anschluss an die Spundwand zu gewährleisten. Gleichzeitig wurde die Einbaustärke ständig mittels Rotationslaser kontrolliert.

Die vor dem Betonschüttkegel befindliche Sedimentwalze wurde durch einen vorauseilenden Ponton ständig abgesaugt, wodurch die Gefahr von Fehlstellen im Beton weitgehend ausgeschlossen wurde (Bild 14).

9.3 Lenzen der Baugruben

Nach den Betoniervorgängen hatte sich der pH-Wert des in den Baugruben befindlichen Wassers von 7 auf 11 bis 12 verändert. Aus diesem Grund wurde beim Lenzen der Baugruben das Wasser kontrolliert und dem Weserwasser oder Grundwasser zugeführt.

Es lag die Genehmigung des Staatlichen Umweltamtes vor, pro Stunde 600 m³ Wasser bis zu einem pH-Wert von 9,5 in die Weser einzuleiten. Diese Begrenzung war erforderlich, um eine ökologische Belastung der Weser zu vermeiden.

Dies wurde erreicht, indem beim Lenzen das Wasser in vorgelagerte Baugruben gepumpt und somit mit unbelastetem Wasser gemischt wurde. Gleichzeitig wurde beim Lenzen der Baugruben die Wassermenge durch Wasseruhren erfasst und dokumentiert. Weiterhin wurde

Bild 13:
Herstellung der Unterwasserbetonsohle



mehrmals am Tag der pH-Wert bestimmt und dokumentiert, so dass lückenlos der Nachweis erbracht wurde, welche Wassermengen mit welchem pH-Wert wohin geleitet worden sind.

Nach dem Lenzen wurde die Betonoberfläche von restlichen Sedimenten und Zement-schlämmen gereinigt, und die überstehenden RI-Pfahlköpfe wurden abgebrannt (Bild 15).

Anschließend wurde eine Höhenkontrolle der Unterwasserbetonsohle durchgeführt und eine Sohlvertiefung für die Längsentwässerungsleitung eingefräst.



Bild 14: Unterwasserbetonsohle und RI-Pfahlraster in Baugrube BA 22



Bild 15: Reinigung der Baugrube BA 05 nach dem Lenzen

Im Anschluss an diese Arbeiten wurde auf den Unterwasserbeton eine 25 cm bis 30 cm starke Drainageschicht eingebaut, welche folgende Funktion hat:

- die Unebenheiten der Unterwasserbetonsohle auszugleichen
- die Restwassermengen in die verlegten Drainagen weiterzuleiten, denn auch bei

wasserdichten Baugruben ist eine Restwasserhaltung von ca. $5 \text{ l}/(\text{h} \cdot \text{m}^2)$ wasserbenetzter Fläche heute Stand der Technik

- als Scherschicht zu dienen zwischen Baubehelf (Unterwasserbeton) und konstruktivem Bauteil (Tunnelsohle), denn das Kriechen und Schwinden des Tunnels soll nicht durch den Kontakt mit der Unterwasserbetonsohle behindert werden

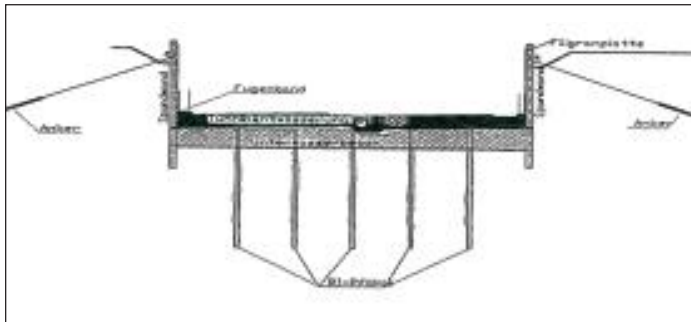
Um die Setzungen in der Schicht zu minimieren, wurde der Kies verdichtet, wobei die Forderung eines Wertes von $E_{v2} \geq 80 \text{ MN}/\text{m}^2$ immer mittels Lastplattendruckversuch überprüft wurde.

Die im konstruktiven Ingenieurbau obligatorische Sauberkeitsschicht wurde in diesem Fall noch durch eine über der Drainageschicht liegende Folie ergänzt. Dadurch schützt die Folie einerseits die Drainageschicht vor Verunreinigungen, und andererseits wurde die Reibung zwischen Kiespolster und Sauberkeitsschicht minimiert.

10 Bauphase 5

- 5.0 Herstellen der Tunnelsohle
- 5.1 Einbau der Bewehrung
- 5.2 Verlegen von Leitungen und Fugenbändern
- 5.3 Betoneinbau (Bild 16)

Bild 16:
Darstellung der
Bauphase 5



Mit der Bauphase 5 beginnt der konstruktive Betonbau, in der das Tunnelbauwerk in Blockabschnitten von 15 m hergestellt wurde und ebenfalls ohne Berücksichtigung des Baubehelfs auftriebssicher ist.

10.1 Rezeptur für den Konstruktionsbeton

Für den Konstruktionsbeton des Weserauentunnels war vertraglich gefordert:

1. B 25 wasserundurchlässig

2. nach DIN 1045 und ZTV-K
3. Die Rezeptur sollte so gewählt werden, dass möglichst niedrige Hydratationswärme entsteht
4. Die Frischbetontemperatur durfte $20 \text{ }^\circ\text{C}$ nicht überschreiten
5. Die Mindestdruckfestigkeit für den Ausschaltzeitpunkt war vor jedem Ausschalen nachzuweisen, was durch eine örtlich eingerichtete Prüfstelle erfolgte

Als Standardrezeptur wurde getrennt für Sohle und Wand/Decke z. B. gewählt:

Festigkeitsklasse	B 25 wasserundurchlässig
Zement	CEM III B 32,5 NW HS
Zementgehalt	$320 \text{ kg}/\text{m}^3$
Flugasche	$40 \text{ kg}/\text{m}^3$
W/Z	0,50
Ausbreitmaß	39 - 41 cm (angestrebt wurden 40 cm)
Zusatzmittel	Verzögerer- und Betonverflüssigerzugabe im Werk, bei einer Fahrzeit von ca. fünf Minuten

Die Betonlieferung erfolgte durch die vor Ort errichteten Betonmischwerke der Betonversorgung Weserauentunnel GbR.

QM-Plan für den Konstruktionsbeton

Die Qualitätssicherung erfolgte auch für den Konstruktionsbeton u. a. über einen QM-Plan, der die Forderungen der ZTV-K (Betonierablaufplan) und die Qualitätssicherung nach DIN ISO 9000 ff vereinigte.

In diesem QM-Plan „Konstruktionsbeton“ wurde der gesamte Betonbau geregelt. So wurde z. B. für jeden Betonierabschnitt protokollarisch dokumentiert:

- Festlegung der Betonrezeptur
- Ermittlung der Betonmenge und Festlegung der Stundenleistung
- Einbau und Prüfung von Leitungen und Kontrolle der Einbauteile
- Baustahl- und Schalungskontrolle
- Standort der Betonpumpen und Abruf des Betons

Zusätzlich wurden für jeden dieser Punkte die Verantwortlichkeit und die Durchführungsgegenzeichnung festgelegt.

Darüber hinaus enthielt dieser QM-Plan „Konstruktionsbeton“ auch nähere Angaben zum Betonierablauf, wie z. B.:

- Prüfung der Lieferscheine

- Frischbetongrundprüfung
- Herstellen der Probewürfel und der Wasserplatten
- Ausbreitmaßkontrolle
- Kontrolle der Schalung während des Betonierens
- Kontrolle der Fallhöhe
- Kontrolle der Verdichtung
- Kontrolle der Betoniergeschwindigkeit
- Kontrolle des Schließens der Rüttelgassen
- Mengenkontrolle des eingebauten Betons
- Kontrolle der Schalung nach der Betonage
- Ebenen der Betonoberfläche
- Schutz der freien Betonoberfläche und Nachbehandlung

Auch diese vorgenannten Punkte wurden detailliert in dieser Anweisung beschrieben und einvernehmlich zwischen den Vertragspartnern vereinbart.

10.2 Herstellung der Tunnelsohle

Die Blockfugen wurden als Raum- und Pressfugen hergestellt, wobei das innen liegende Fugenband nach DIN 7865, bei einer Fugenbandbreite ≥ 400 mm, mit beidseitigen anvulkanisierten Stahllaschen und Injektionsschläuchen versehen wurde. Dabei mussten die Fugeneinlagen und auch alle weiteren Einbauteile der Baustoffklasse A (nicht brennbar) nach DIN 4102 entsprechen.

Die Arbeitsfuge zwischen Tunnelsohle und -wänden wurde mit Arbeitsfugenblechen gesichert. Dabei verbindet das Blech einerseits zwei aneinander grenzende Blöcke (mit dem Fugenband) und andererseits die Tunnelsohle mit den aufgehenden Wänden. Im Besonderen wurde darauf geachtet, dass der Abstand zwischen den Blechen mindestens 5 cm betrug (2,5fache Korngröße), damit keine Umläufigkeit eintreten konnte. Dieses Augenmerk hat sich gelohnt, denn es gab keine Undichtigkeiten in diesem Bereich. Wie im übrigen Tunnel galt es nicht nur, die Wasserdichtigkeit zu erreichen, sondern gleichzeitig sollte eine Rissbegrenzung erreicht werden (Bild 17).

Daraus ergab sich als „Standardbewehrung“ in Tragrichtung:

untere Lage	Ø 16 mm, e = 15 cm
obere Lage	Im Wechsel Ø 20 mm und Ø 16 mm, e = 7,5 cm
Sohlstärke	100 - 110 cm
als „Rissbewehrung“ in der Sohle	Ø 16 mm, e = 15 cm



Bild 17: Betonage der Tunnelsohle

10.3 Leitungsverlegung

Um den betriebstechnischen Anforderungen gerecht zu werden, wurden als Feuerlöschleitung und zur Wasserableitung entsprechende Rohre in die Tunnelsohle einbetoniert. Diese Rohre ruhen auf verzinkten Tragkonstruktionen, die zur Positionierung und zur Auftriebsicherung in der Sauberkeitsschicht verankert sind. Der nachfolgende Einbau der Rohrleitungen erfolgte blockweise und wurde durch die Firma Köster Bau AG, Abteilung Rohrleitungsbau, Osnabrück, ausgeführt.

Feuerlöschleitung

Die Forderung der RABT (Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln), mindestens 20 Liter Löschwasser pro Sekunde abgeben zu können, wurde mit einer Feuerlöschleitung von Ø 150 mm erfüllt.

Diese Leitung besteht aus duktilem Guss-eisen (DIN EN 545) mit Zementauskleidung (DIN 2614) und hat an den Blockfugen eine Muffe und ein PVC-Überschiebrohr von Ø 250 mm, mit entsprechenden Schrumpfmuffen, was Freiraum für eventuelle Zwängungen schafft.

Entwässerungsleitung

Gemäß RABT muss die Entwässerungsleitung 100 l/sec abführen können.

Diese muffenlosen Abflussrohre aus Guss-eisen mit Sonderbeschichtung (SML Typ B, BML) sind Rohre, die allgemein im Brücken-, Hoch- und Tiefbau nach DIN 19522 verwendet werden. In den Blockfugenübergängen wurden die Rohre mit „Marodichtungen“ ausgeführt.

Eine Sonderkonstruktion sind die Straßenabläufe. Der „normale“ Brückenablauf der Firma Passavant, Klasse D 400 (DIN 19599) mit Klebeflansch, wird mit einem Tauchrohr versehen

und in einen Edelstahltopf (Werkstoff- Nr. 1.4571) eingehängt.

Um die Dichtigkeit der Rohre zu gewährleisten, wurden die Leitungsstränge blockweise abgedrückt. Hierzu wurden die Rohrleitungsstränge gemäß DIN EN 1610 mit Wasser gefüllt, mit 0,5 Bar Druck beaufschlagt und 45 min (nach DIN \geq 30 Minuten) geprüft, wobei der Druck innerhalb von 15 min nicht absinken durfte.

11 Bauphase 6

6. Herstellen der Tunnelwände und Decke
 - 6.1 Einbau der Wandbewehrung
 - 6.2 Verlegung der Leitungen und Leerrohre
 - 6.3 Einbau der Fugenbänder
 - 6.4 Einbau der Brandschutz- und Deckenbewehrung
 - 6.5 Betoneinbau (Bild 18)

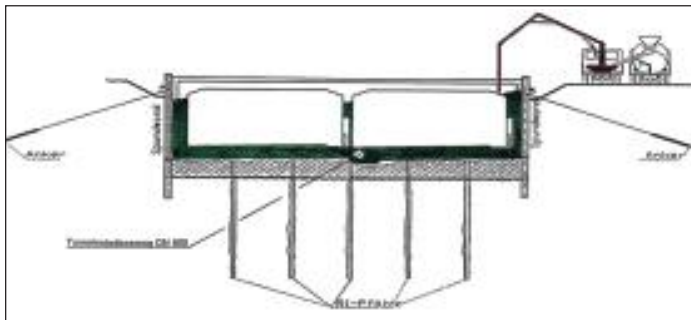


Bild 18: Darstellung der Bauphase 6

11.1 Schalung

Die Baugrube konnte ohne Arbeitsraum hergestellt werden, da der Tunnel „direkt“ an die Spundwand betoniert wurde und die äußere Schalung durch eine Filigranplatte als verlorene Schalung gestellt wurde. Diese Arbeitsmethode hat den Vorteil, dass keine Schalungsanker die Außenwände durchdringen.

Die innere Schalhaut des konstruktiven Tunnelquerschnittes wurde durch einen Schalwagen erzeugt. Während des Baufortschrittes waren zwei Schalwagen im Einsatz, die die Firma DOMESLE, Maxhütte-Haidhof, für die ARGE hergestellt hatte.

Diese Schalwagen waren so konstruiert, dass sie ein- und auseinander gefahren werden konnten und sich aus eigener Kraft über Hydraulik fortbewegten.



Bild 19: Schalwagen mit Deckenbewehrung

Durch das Eigengewicht von 14.000 kN war jeder Schalwagen schwer genug, ohne weitere Verankerung dem Betondruck standzuhalten, zumal eine Steiggeschwindigkeit des Betons in den Wänden von $< 2,50$ m/h vorgegeben wurde (Bild 19).

11.2 Bewehrung

Die Außenwandbewehrung wurde im Voraus hergestellt und anschließend mit dem einfahrenden Schalwagen zugeschalt (Bild 20).

Die „Standardaußenwandbewehrung“ war:

Innenseite	
Längsbewehrung	Ø 16 mm, e = 8 cm
Steher	Ø 16 mm, e = 15 cm
Außenseite	
Längsbewehrung	Ø 16 mm, e = 8 cm
Steher	Ø 20 mm, e = 15 cm

Auch die Mittelwand wurde im Voraus bewehrt, und die erforderlichen Leerrohre wurden für die betriebstechnische Ausrüstung



Bild 20: Außenwandbewehrung

gleichzeitig mitverlegt. In die so vorbereitete Wandbewehrung wurde der Schalwagen eingefahren und anschließend die Deckenbewehrung verlegt.

Die „Standardmittelwandbewehrung“ war:

Längsbewehrung	Ø 16 mm, e = 8 cm
Steher	Ø 16 mm, e = 15 cm

Die „Standarddeckenbewehrung“ war:

untere Lage	
Längsbewehrung	Ø 20 mm, e = 10 cm
Vouten	Ø 25 mm, e = 8 cm
Decke	Ø 25 mm, e = 8 cm
obere Lage	
Längsbewehrung	Ø 20 mm, e = 10 cm
Über der Außenwand	Ø 16 mm, e = 15 cm
Über der Innenwand	Ø 20 mm und Ø 25 mm im Wechsel, e = 15 cm

Ein besonderer Hinweis gilt der eingefügten Brandschutzbewehrung.

Hierfür hat die Tunneldecke eine erhöhte Betondeckung von 6 cm, in der zusätzlich eine Brandschutzbewehrung, 3 cm von der Innenseite, in Form einer Baustahlgewebematte (Q188) angeordnet wurde. Diese Brandschutzbewehrung ist aus Korrosionsschutzgründen verzinkt und mit der konstruktiven Bewehrung durch S-Haken verbunden.

11.3 Wand- und Deckenbetonage

Die Wand- und Deckenbetonage eines Tunnelblockes erfolgte mit zwei Betonpumpen und einer zusätzlichen Reservepumpe sowie einer Betoniermannschaft, die ausreichend besetzt war und zum Abziehen und Glätten entsprechend aufgestockt wurde.

In jedem Betonierbereich waren 2-3 Rüttelflaschen im Einsatz, so dass die Verdichtung gemäß DIN 1045, Punkt 10.2.2, und DIN 4235, Teil 2 (Verdichten von Beton durch Rütteln und Verdichten mit Innenrüttlern), erfolgreich ausgeführt wurde.

Diese intensive Bauvorbereitung und die Kontrollen vor Ort zeigen sich in der Qualität der Betonoberfläche bestätigt, da die im Vorfeld vereinbarte Brettstrukturschalung ein zufriedenstellendes Bild ergibt.

Ausgeführt wurden die gesamten Betonierarbeiten durch die Firma SITAR-Insaat aus der Türkei, die über ihre Niederlassung Hannover für die ARGE tätig war.

12 Bauphase 7

- 7.1 Durchtrennen der Baugrubenanker
- 7.2 Ausbau der Gurtung
- 7.3 Ziehen der Spundwände (Bild 21)

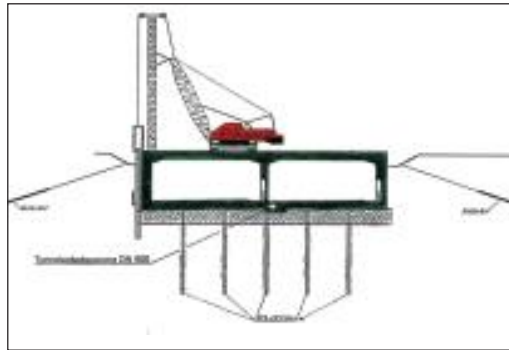


Bild 21: Darstellung der Bauphase 7

Es darf noch einmal in Erinnerung gerufen werden, dass der Baubehelf nicht mit dem Bauwerk verbunden und nur als trockene Baugrube zur Erstellung des Tunnels benötigt wurde.

Auf Grund dessen wurde der Gurt nach Fertigstellung der Betonarbeiten ausgebaut, und die Anker wurden gekappt, damit die Spundbohlen wieder gezogen und erneut eingebaut werden konnten (Bild 22).



Bild 22: Ausbau der Gurtung und Durchtrennung der Temporäranker

Um die 2.560 m lange Baustrecke zu bauen, wurden die Bohlen dreimal eingesetzt. Dabei bestand die Besonderheit dieser Spundwandbauweise auch darin, dass die ARGE einen Rücknahmevertrag über einen Großteil der Spundbohlen vereinbart hatte. Die Spundwandtäler zwischen Filigranplatte und Spundwand wurden

vor dem Ziehen mit Kiessand verfüllt. Damit wurde erreicht, dass einerseits beim Ziehen keine Hohlräume entstehen und andererseits das Oberflächenwasser über den Kiessand dem Grundwasser ungehindert zufließen kann.

13 Bauphase 8

- 8.1 Herstellen der Deckenabdichtung
- 8.2 Schutzbetoneinbau
- 8.3 Herstellung der Tunnelüberdeckung mit 1,20 m durchwurzelungsfähigen Boden (Auelehm)
- 8.4 0,30 m Oberbodenandeckung (Bild 23)

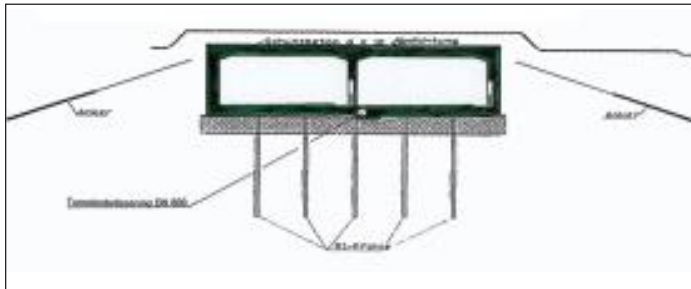


Bild 23:
Darstellung der
Bauphase 8

Um die Tunneloberseite im Havariefall vor Schaden zu bewahren, wurde die Fläche gemäß ZTV-BEL-B, Teil 1, geschützt. Durch die Firma Deutsche Asphalt, Niederlassung Hannover, erhielt die Betonfläche eine Epoxidharzgründung, auf die eine Dichtungsschicht mit einer Bitumenschweißbahn aufgebracht wurde.

Dabei wurden die Blockfugen gemäß Zeichnung FUG 4 ausgebildet und gleichzeitig die Abreißfestigkeiten der Betonfläche überprüft, die Rauigkeit der Betonoberfläche wurde kontrolliert und die Ebenheit gemäß ZTV-K nachgehalten.

Auf dieser Dichtungsschicht wurde zum Schutz noch eine 10 cm starke Betonschutzschicht angeordnet, die konstruktiv mit einer Baustahlgewebematte (Q188) bewehrt wurde.

Da der Tunnel zukünftig auch mit Hochstämmen bepflanzt wird, soll diese Schicht als Trennzone zwischen Wurzelzone und Konstruktionsbeton dienen.

Nach der Betonschutzschicht wurde der Tunnel mit einer 1,20 m starken Bodenüberdeckung und einer 0,30 m starken Oberbodenandeckung versehen.

14 Ausblick

Nach der Verkehrsfreigabe am 06.12.2002 wird der überregionale Straßenverkehr mit bis zu geschätzten 30.000 Fahrzeugen pro Tag unbemerkt „unter der Erde“ die Weseraue durchqueren.

Bis zu diesem Zeitpunkt ist die betriebstechnische Ausstattung des Tunnelbauwerkes abgeschlossen, der ursprüngliche Naturrahmen oberhalb des Weserauentunnels durch die nachfolgenden Landschaftsbauarbeiten wieder hergestellt, und Radfahrer können auf dem wieder hergestellten „Weser-Radweg“ die Porta Westfalica genießen (Bild 24).



Bild 24: Aufnahme vom „Weserauentunnel“
(Stand: 07/2001)

Stahlpundwände im Rüttelpülverfahren an der Rheinquerung Ilverich

Dipl.-Ing. Thomas Wörns

1 Einleitung

Die ca. 6 km lange Baumaßnahme der BAB A 44 erstreckt sich auf das Verbindungsstück zwischen den Anschlussstellen Meerbusch-Strümp und -Messe. Die A 44 wird nach Fertigstellung im Mai 2002 das Autobahnviereck um die Stadt Düsseldorf mit den Autobahnen A 57, A 44, A 3 und A 46 schließen (Bild 1).

Der Bauabschnitt beinhaltet eine 1.289 m lange Brücke über den Rhein sowie zwei Tunnelbauwerke, den so genannten Tunnel Rheinschlinge mit 1.520 m und den so genannten Tunnel Strümp mit 1.040 m Länge (Bilder 2 und 3).

Bauherr der Baumaßnahme ist die Bundesrepublik Deutschland. Ausschreibungsgemäß hat der Bauherr für die komplette Baumaßnahme eine Bauzeit von 4,5 Jahren vorgesehen.

Am 16. Juni 1998 erhielt eine Bietergemeinschaft bestehend aus den heutigen Baufirmen Walter Bau AG, vereinigt mit Dywidag und der Ed. Züblin AG, zusammen mit den Brückenbauunternehmen Eiffel Construction Metallique, J. Dörnen GmbH & Co. KG, S.E.H. Stahlbau Engineering GmbH und Brückenbau Plauen GmbH den Auftrag zur Ausführung dieser ingenieurtechnisch anspruchsvollen Bauaufgabe.

Die kompletten Spezialtiefbauarbeiten wurden innerhalb der Arbeitsgemeinschaft konsortial abgetrennt zur alleinigen Verantwortung an Züblin weitervergeben. Innerhalb der Züblin-Gruppe übernahm die Züblin Spezialtiefbau GmbH die technische Federführung.

Die Spezialtiefbauarbeiten, und dabei im Wesentlichen der Spundwandverbau, sind Inhalt des folgenden Vortrags.

2 Tunnel Rheinschlinge, Tunnel Strümp

Bei diesem in einer typischen Niederrheinlandschaft entstehenden Bauprojekt hat der Landschafts- und Naturschutz und der damit in Zusammenhang stehende Grundwasserhaushalt einen vorrangigen Stellenwert.

Der Tunnel Rheinschlinge entsteht lediglich aus Landschaftsschutzgründen, da die A 44 in

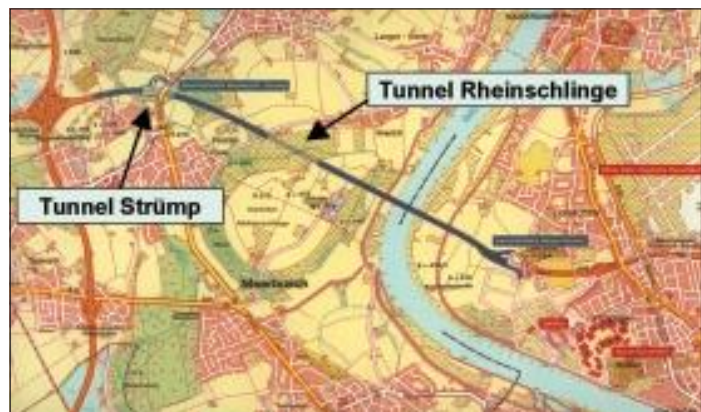


Bild 1: Übersicht Baumaßnahme Rheinquerung Ilverich

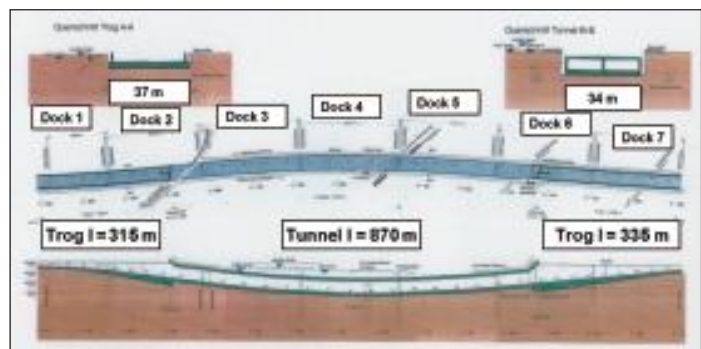


Bild 2: Tunnel Rheinschlinge

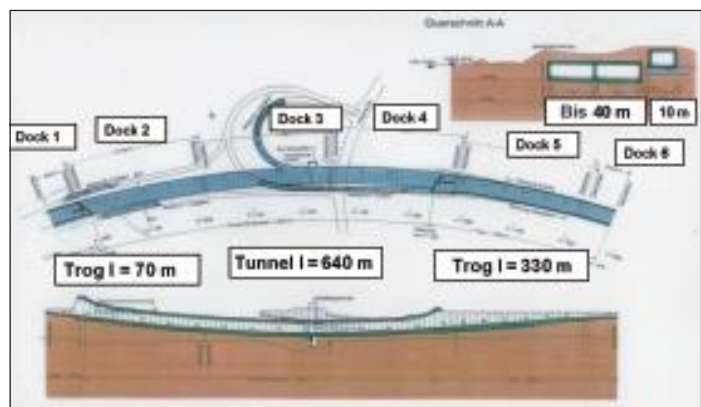


Bild 3: Tunnel Anschlussstelle Meerbusch-Strümp

diesem Bereich die unter Landschafts- und Naturschutz stehenden Rheinauen der „Ilvericher Altheinschlinge“ durchfahren würde.

Dagegen dient der Tunnel Strümp zur Einfädelung und Unterführung der B 222 an der Anschlussstelle Meerbusch-Strümp.

Aus der Annahme, dass die Tunnelbauwerke schräg zur Grundwasserströmung ausgerichtet sind und somit eine bauzeitliche Veränderung auf den Grundwasserspiegel bewirken könnten, und um den Grundwasserhaushalt hinsichtlich des nahe gelegenen Trinkwasserwerks Lank-Latum nicht zu beeinflussen, entstand im Zuge der Planfeststellung die Forderung, das Bauwerk in jeweils max. 240 m langen Baudocks abschnittsweise zu erstellen.

Um trotzdem einen kontinuierlichen Arbeitsablauf der Gewerke Verbau, Aushub und Rohbau gewährleisten zu können, erarbeitete die Arbeitsgemeinschaft einen Sondervorschlag, der die 240 m langen Baugruben der beiden Tunnel durch zusätzliche Querschotts in jeweils drei ca. 80 m lange Teilbaugruben aufteilt. Auf diese Weise ist es möglich, in einer Art rollierendem System die letzten 80 m der Gesamtbaugrube zu verfüllen und den Verbau zurückzubauen, während in den restlich verbleibenden 160 m die Arbeiten fortgeführt werden können (Bild 4).



Bild 4: Kontinuierlicher Arbeitsablauf der Gewerke

In Arbeitsrichtung werden anschließend die nächsten 80 m Verbau eingebracht. Aushub, Wasserhaltung und Verankerungsarbeiten können so aufeinander abgestimmt werden, dass der Rohbau in den offenen, ausgehobenen Baugrubenteilstücken kontinuierlich, ohne planmäßige Bauunterbrechungen, betrieben werden kann.

Dieser Sondervorschlag ist Teil der vorgenannten Beauftragung und beinhaltet einen Bauzeitvorteil für den Bauherrn von sechs Monaten.

2.1 Verbauanforderungen/ Verbaukonstruktion

Beide Tunnelbauwerke werden in offener Bauweise hergestellt und erreichen im Mittel eine Aushubtiefe von ca. 12,60 m bis max. 15 m unter Gelände.

Die Anforderung an das Verbausystem war, eine möglichst grundwasserschonende Bauweise zu erreichen. Der Verbau sollte, um den Grundwasserstrom nicht dauerhaft zu unterbrechen, nach Abschluss der Rohbau- und Rückverfüllungsarbeiten wieder entfernt werden können. Zum anderen sollte das Verbausystem – zur Trockenhaltung der Baugruben – im Bauzustand eine möglichst wasserabsperrende Funktion erfüllen.

Die **Spundwand** ist wohl das einzige Verbausystem, das diese Kriterien in sich vereinen kann.

Die **Wiederverwendbarkeit der Spundbohlen** stellt bei dem erwähnten rollierendem Ein- und Ausbausystem eine der Bauaufgabe gerecht werdende, wirtschaftliche Verbaulösung dar.

Die Rückverankerung wurde mit bis zu drei Ankerlagen mit Ankerlängen zwischen ca. 10 und 19 m und Gebrauchslasten von bis zu 880 kN im Quartär und bis zu 770 kN im Tertiär hergestellt. Die Ankerherstellung erfolgte gegen drückendes Wasser mit einem wasserdichten Anschluss an die Spundwand.

2.2 Baugrundverhältnisse

Der für die Spundwand zu durchörternde Baugrund besteht zunächst aus bindigen Deckschichten, d. h. aus Schluffen, die sandig, zum Teil tonig, in Teilbereichen mit organischen Einlagerungen ausgebildet sind und eine Mächtigkeit von ca. 2 bis 10 m aufweisen.

Darunter steht ein mitteldicht bis dicht gelagerter quartärer Kiessand an, der aus sandigen, steinigen Kiesen im Wechsel mit Kiessanden mit schwach und teilweise stark schluffigen Einlagerungen besteht. Die Mächtigkeit beträgt 8 - 10 m. Die quartären Böden sind wiederum unterlagert, von eng gestuften, zum Teil schwach bis stark schluffigen tertiären Feinsanden mit eingelagerten fossilen Bestandteilen und Bänderungen und einer dichten bis sehr dichten Lagerung. Eindrucksvoll konnte im tiefen Teil des Tunnels Rheinschlinge innerhalb des Tertiärs die frühere Meerlage durch fossile Funde in Tiefen von ca. 11 m bis ca. 14 m unter GOK festgestellt und nachgewiesen werden.

Diese fossilen Einlagerungen treten in durchgängigen Bänderungen mit einer Stärke von bis zu 1 m auf.

Das Grundwasser steht in Abhängigkeit des Rheinwasserstandes ca. 1 m bis 3 m unter GOK an. Bei Hochwasser kann es die Geländeoberkante erreichen (z. B. Herbst 98, Frühjahr 99).

2.3 Wasserhaltung

Durch die vorgenannte Verbaukonstruktion ergibt sich ein weitgehend wasserundurchlässiger Trog. Für den Bauzustand wird eine Rest- und Oberflächenwasserhaltung installiert.

Es entstand ein System bestehend aus Schwerkraftbrunnen zur Lenzung des Quartärs sowie Vakuumentiefbrunnen mit offenen Pumpensümpfen und Drainagen zur Ableitung der Restwässer aus dem Tertiär sowie dem systembedingten Zufluss aus der Spundwand (Bild 5).



Bild 5: Wasserhaltung mit Schwerkraftpumpen im Baustock

Für die Bemessung wurden umfangreiche dreidimensionale Grundwassermodelle auf Basis der Finiten-Elemente-Methode (FEM) erstellt. Zur Kalibrierung wurden jeweils die Ergebnisse der vorausgegangenen Baudocks als neue Eingangswerte benutzt, so dass für die Berechnungen die tatsächlichen Baugrund- und Strömungsverhältnisse möglichst genau abgebildet werden konnten.

3 Bauausführung Spundwandverbau

3.1 Rüttelversuche des Bauherrn

Der Bauherr hat hierzu im Vorfeld Rüttelversuche unternommen. Es wurden sowohl Versuche mit und ohne Einbringhilfe gefahren.

Einbringen der Profile ohne Hilfe

In den Deckschichten und im Quartär war das Einrütteln der Spundwände ohne Einbringhilfe problemlos möglich. Im Abschnitt Strümp konnte das Einrammziel für die geforderte Eindringtiefe in das Tertiär von ca. 1 bis 2 m immer erreicht werden. Im Abschnitt Rheinschlinge jedoch musste nach einer Eindringung von ca. 4 m in die oberen Tertiärhorizonte der Rammversuch ohne weiteren sinnvollen Fortschritt abgebrochen werden. Das Einrammziel wurde hier um bis zu ca. 7,0 m verfehlt.

Einbringen der Profile mit Spülhilfe

Die mit Spülhilfe eingebrachten Spundbohlenprofile erreichten in beiden Bauabschnitten immer die geforderten Eindringtiefen.

Die mittlere Eindringgeschwindigkeit konnte durch Einsatz der Spülhilfe bzw. durch Vorbohren gesteigert werden.

Bohlen mit Vorbohrung

Erwartungsgemäß konnten die mit Vorbohrungen ausgeführten Doppelbohlen mit hoher Eindringgeschwindigkeit eingerüttelt werden. Tief reichende Vorbohrungen wurden jedoch auf Grund der Gefahr der Wasserumläufigkeit am Wandfuß sowie der Auflockerung des Erdauflagers als Einbringhilfe ausgeschlossen, und dafür wurde die Spültechnik in der Ausschreibung für die Bauausführung vorgegeben.

Bodenansprache	Ohne Hilfe [m/min]	Mit Spülhilfe [m/min]	Vorgebohrt (Ø 1,0 cm) [m/min]
Deckschichten, Quartär	7 – 1	9 – 1	12
Tertiär	20,5 – 4,0	1,5 – 4,0	4,0

Bereich Tunnel Strümp

Bodenansprache	Ohne Hilfe [m/min]	Mit Spülhilfe [m/min]	Vorgebohrt (Ø 30 cm) [m/min]
Deckschichten, Quartär	4,5 – 9	5,5 – 8,5	9 – 12
Tertiär	0,6 – 3,0	1,5 – 3,0	3,0

Bereich Tunnel Rheinschlinge

Die angegebenen Eindringgeschwindigkeiten beziehen sich auf verschiedene auf dem Baufeld verteilte Versuchsorte. Direkte Vergleichbarkeit ist somit nicht gegeben. Auffällig war jedoch, dass durch die Spülhilfe in den Deckschichten und im Quartär keine signifikanten Geschwindigkeitszunahmen erreicht wurden. Beim Erreichen des Tertiärs bleibt unter Einfluss der Spülhilfe die Geschwindigkeit stets größer als 1 m/min, was noch als deutlicher Rammfortschritt zu bezeichnen ist.

Profilauswahl

Die eingesetzten Profile der 500er-Larssen-Reihe (L 23-25) als auch der 600er-Reihe (L 605K und L 606K) konnten ohne weiteres eingebracht und wieder gezogen werden. Hiernach war eine Profilauswahl nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten möglich. Schäden an den gezogenen Spundbohlen konnten bei den Rammversuchen nicht festgestellt werden, so dass ein mehrfacher Wiedereinsatz für die Spundbohlen geplant werden konnte. Lediglich die Schlossdichtungen in den Fädelschlössern der Versuchsbohlen waren nach dem Ziehvorgang teilweise erneuerungsbedürftig.

3.2 Baugrubenverbau/Bauausführung

Für die Bauausführung wurde das Spundwandprofil PU 25 mit einer Bohlenlänge von 22,20 m und einem max. Bohlengewicht von 4,2 t eingesetzt, für Spundwandlängen < 20 m das Profil PU 20. Die Spundwandchargen je Teildock sollten auf Grund des vorgenannten rollierenden Systems bis zu sechsmal eingerüttelt, gezogen und wieder eingesetzt werden. Auf Grund der vorgenannten Ergebnisse aus

den Rüttelversuchen stand dieser Vorgehensweise nichts im Wege.

Zum Einbringen der Spundwände in den tiefen Tunnelbereichen wurde ein mit einem 503 kW starken Hydraulikaggregat kombinierter Hochfrequenzvibrator Typ PTC 46 HF mit einer Fliehkraft von 2.700 kN und einem Gewicht von 16 t ausgewählt. Als Trägergerät wurde ein Seilbagger Typ Liebherr HS 843 mit hydraulisch verstellbarem Mäkler einge-

setzt, der ein exaktes Rüsten der Spundbohlen ermöglicht. Die Mäklerhöhe betrug $h = 30$ m. Das Gesamtgewicht dieser Einheit beträgt ca. 100 t (Bild 6).

Für die Zieharbeiten wird wechselweise ein Raupenkran mit 80 t Gesamtgewicht oder ein Autokran mit 160 t Tragkraft und einem Rüttler MS 48 mit 14 t Gesamtgewicht eingesetzt.

Um die enormen Reibungswiderstände bei diesen Spundwandtiefen, vor allem im dicht bis sehr dicht gelagerten tertiären Feinsand, überwinden zu können, wird als Einbringhilfe eine Spülhilfe im Niederdruckspülverfahren angewandt. Bei dieser Spülmethode werden Kreiselpumpen verwendet, die einen Arbeitsdruck von ca. 15 bis 20 Bar bei einer Förderleistung von 5 l/sec erzeugen. Das Freispülen des Bodens erfolgt am Spundwandfuß. Zu diesem Zweck werden Spülröhrchen mit $\frac{3}{4}$ " an den Spundbohlen angeschweißt. Im tiefen Teil des Tunnels Rheinschlinge wurden zur Erreichung einer hohen Spülwirkung vier Spülröhrchen pro Doppelbohle eingesetzt (Bild 7).



Bild 7: Niederdruckspülverfahren als Einbringhilfe

Bild 6:
Einbringen
der Spund-
wände



Das aus Pufferbecken mit 40 m³ Fassungsvermögen entnommene Spülwasser wurde anfänglich aus Tankwagen und später direkt aus den benachbarten Absenkbrunnen der Wasserhaltung verbracht.

Grundvoraussetzung für eine weitgehend wasserdichte Baugrube sind zunächst dichte Spundwandschlösser. Hierfür wird ausschreibungsgemäß als Schlossdichtung ein grundwasser- und umweltverträglicher Bitumenverguss eingesetzt. Die Fädelschlösser sind nach jedem Einsatz mechanisch und mit Druckluft zu reinigen. Anschließend muss die Schlossdichtung erneuert werden.

Um keine Wasserumflüchtigkeit am Spundwandfuß zu erhalten, muss nach Vorgabe der Ausschreibung die Spülung 0,50 bis 1,0 m vor Erreichen der Endtiefe abgestellt werden. Die Endtiefe der Spundwand muss somit ohne weitere Einbringhilfe eingerüttelt werden.

Stahlpundwände im Rüttelpülverfahren an der Rheinquerung Ilverich

Das rechtzeitige Abschalten der Spülhilfe wird in den automatischen Rüttelmitschriften dokumentiert.

Die Mindesteinbindetiefe von 2,0 m in das Tertiär ist bei der Bauausführung in der Örtlichkeit mit den Vorgaben aus der Ausführungsplanung auf Übereinstimmung zu verifizieren. Dies kann nach zwei Kriterien erfolgen:

1. Überprüfung der Rüttelgeschwindigkeit
2. Überprüfung des Öldrucks in Zusammenhang mit der Rüttelfrequenz

Beim Erreichen einer dichter gelagerten Bodenschicht, also bei unserem Beispiel am Übergang vom Quartär ins Tertiär, ist zu erwarten, dass die Rüttelgeschwindigkeit abnimmt und in diesem Zusammenhang der Öldruck ansteigt und die Rüttelfrequenz abnimmt.

Verfestigtere Zonen, Stein- und Blockeinlagerungen können jedoch zu signifikanten Veränderungen bei Eindringgeschwindigkeit bzw. Öldruck und Frequenz führen, ohne dass das Tertiär bereits erreicht ist.

Das Auswerten der Rüttelprotokolle kann nur einen groben Hinweis auf das Erreichen einer geänderten Lagerungsdichte geben, keinesfalls aber Sicherheit über das Erreichen einer bestimmten Bodenschicht vermitteln und keinesfalls eine intensive Baugrunderkundung ersetzen (Bild 8).

Sollte auf Grund von Rinnen im Tertiärhorizont die vorgesehene Einbindung der geplanten Spundwand in das Tertiär nicht erreicht werden können, hat der Bauherr ein Aufhören und anschließendes Tieferütteln der eingebauten Spundwände vorgesehen.

Bei der Bauausführung stellte sich diesbezüglich heraus, dass eine Reaktivierung der Spülhilfe in einem solchen Fall nicht mehr möglich war. Beim vorausgegangenen Einrütteln der Spundwände auf dem letzten Meter bis zur Endtiefe ohne Spülunterstützung setzten sich die Spülröhrchen mit dem durchfahrenen Boden derart zu, dass ein späteres Wiederfreispülen unmöglich wurde.

Es verbleibt lediglich die Möglichkeit, die bereits aufgestockte Bohle wieder zu ziehen, neue Spülröhrchen anzubringen bzw. den verstopften Bereich der Spülröhrchen zu ersetzen und die Bohle dann komplett wieder neu im Rüttelpülverfahren einzubauen. Alternativ kann die aufgestockte Spundbohle schlagend nachgerammt werden. Dies muss jedoch, sofern vorhanden, die umliegende Bebauung sowohl erschütterungstechnisch als auch seitens der Lärmemission zulassen. Ein Rammerfolg auf die geotechnisch erforderliche Endtiefe ist mit diesem Verfahren nicht sicher zu gewährleisten.

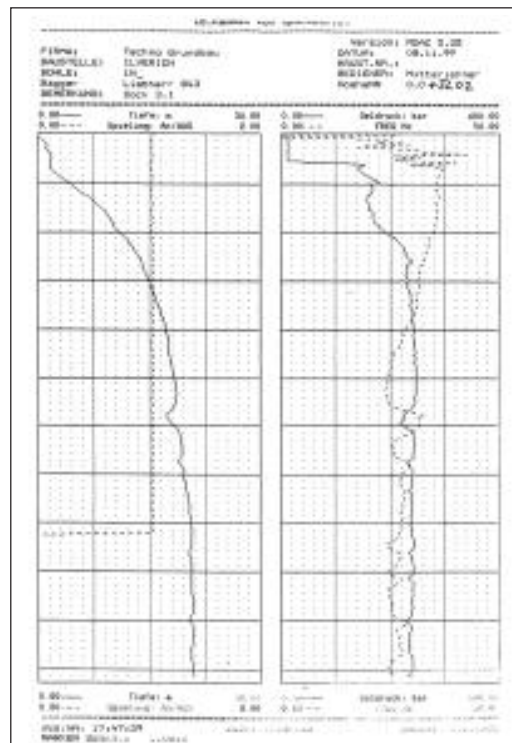
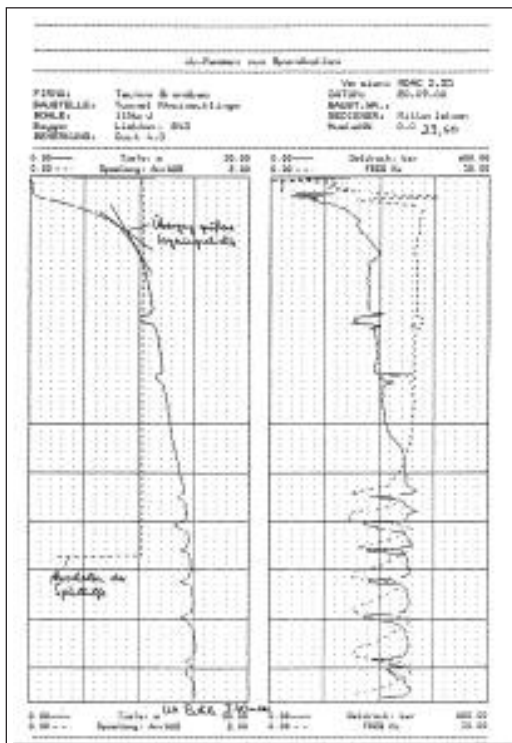


Bild 8:
Rüttelprotokolle

3.3 Schlosssprünge trotz optimaler Technik

Gemäß Baugrundgutachten sind verkittete bzw. verfestigte Zonen (Eisenhydroxidschwarzen) sowie Stein- und Blockeinlagerung (Eisenhydroxidknollen, Quarzitblöcke) vorhanden. Derartige Einlagerungen sind als Rammhindernisse zu bewerten. Beim Antreffen von Blockeinlagerungen steht die Spundbohle abrupt an, das Hindernis kann lokalisiert und mit geeigneten Mitteln beseitigt werden.

Beim Antreffen solcher Bodeneinlagerungen, Findlingen o. Ä., kann der eindringende Spundwandfuß aber auch in eine andere Richtung abgelenkt bzw. abgedrängt werden, ohne dass der Rüttelvorgang dadurch beeinträchtigt wird. Unbemerkt für die Rüttelkolonne und auch anhand der Rüttelmitschriebe nicht nachvollziehbar verformt sich die Spundbohle und springt selbst, oder ggf. die im Schloss geführte nachfolgende Bohle, aus dem Schlossverbund (Bild 9).



Bild 9: Schlosssprung im Querschott

Hierbei kommt es u. a. zu erheblichen Bohlen-schäden.

Für solche Fälle sieht die DIN 18304 unter Ziff. 3.5.2 eine klare Regelung vor. Dort heißt es u. a.:

Wenn im Boden unvermutete Hindernisse, ... u. a. Bauwerksreste, größere Steine, angetroffen werden oder wenn die Bauelemente ausweichen beginnen, ist dies dem Auftraggeber unverzüglich mitzuteilen. ... Die zu treffenden Maßnahmen sind „Besondere Leistungen“.

Die DIN ordnet das Ausweichen von Bauelementen (Spundbohlen) deshalb eindeutig dem

Baugrundrisiko zu, da selbst bei sorgfältigem und fachgerechtem Einbringverfahren ein solches Vorkommnis nicht ganz zu vermeiden ist.

Dies stellt somit ein Restrisiko für den Bauherrn bei der Spundwandbauweise dar.

Die Sanierung der Schlosssprünge erfolgte je nach örtlichen Randbedingungen mittels Zementsuspension im HDI- oder Niederdruckinjektionsverfahren hinter der Spundwand bzw. mit PU-Schaum und Zuschweißen der Spundwandschlösser von der Baugrubenseite aus.

3.4 Hindernisbeseitigung

Zur Hindernisbeseitigung wurde ein speziell ausgebildeter Rüttelträger, auf der Baustelle liebevoll „Killerbohle“ genannt, konzipiert.

Es handelt sich hierbei um einen Stahlträger HEB 700 mit einer Länge von 20 m, der am Kopf mit einem kurzen Spundwandstück für die Aufnahme in die Doppelzange des Rüttelträgers adaptiert werden kann.

Der Bohlenfuß wurde mit Stahlblechen und Auftragschweißungen verstärkt. Zusätzlich sind auch Spülrohre angebracht, so dass auch hier mit Spülunterstützung gearbeitet werden kann. Mit diesem Träger wird bei Antreffen von Hindernissen versucht, durch „Stochern“ das Blockwerk oder die Steine aus der Spundwandachse zu verdrängen bzw. zu zerkleinern. Zum Großteil können damit die angetroffenen Findlinge aus der Spundwandachse beseitigt bzw. verdrängt werden.

Bei größeren Blockeinlagerungen müssen gesonderte Maßnahmen zur Hindernisbeseitigung eingesetzt werden. Als wirkungsvollste Methode hat sich hierbei die Sprengung erwiesen (Bild 10).



Bild 10: Große Blockeinlagerung in der Spundwandachse

Sprengung

Beim Hindernis werden mit einem Ankerbohrgerät ein bis zwei Kleinlochbohrungen je Doppelbohle bis in die Störzone abgeteuft. In die mit Kunststoffrohren ausgebauten Bohrungen werden sodann Sprengmittel eingebaut und zur Detonation gebracht. Nach durchgeführter Sprengung können die Rüttelarbeiten fortgesetzt werden.

3.5 Bohlschäden

Die Schwere der Rammung in diesen Bodenverhältnissen, im Zusammenhang mit den angebrochenen Stein- und Blockeinlagerungen sowie den verkitteten und verfestigten Zonen im Tertiär, führten zu erheblichen Schäden an dem Rammgut. Die Spundbohlen wurden im unteren Teil auf 1 bis 4 m Länge stark aufgeweitet, verdreht bzw. verdrillt. Die Spundbohlenschlösser wurden außerhalb der zulässigen Norm aufgeweitet.

Es kam zu Rissen in den Schlössern selbst.

Gemäß DIN 18304, Ziff. 3.1.6 und 7 sind unerwartet eintretende beträchtliche Beschädigungen und die zu treffenden Maßnahmen „Besondere Leistungen“, die sich als Baukosten niederschlagen. Dies stellt ebenfalls ein Risikopotenzial für den Bauherrn bei der Spundwandbauweise dar.

Die Spundwandbauweise an sich ist deshalb nicht grundsätzlich in Frage zu stellen. Vom Bauherrn sind lediglich für derartige Baukosten im Budget Reserven einzuplanen.

4 Sonderbauweisen

4.1 Sonderbauweise Querschott

Die für jedes Baudock vorgesehene wasserdichte Abschottung erfolgt mit so genannten „Querschotts“. Die mit Eckschlössern an den Tunnellängsverbau angeschlossenen Spundbohlen dienen seitlich als Wandanschluss und unten als Anschluss an die Bodenplatte und werden direkt in die Ortbetonkonstruktion integriert und einbetoniert (Bild 11).

Auf der Decke des Tunnels sind ebenfalls wasserdichte Abschottungen erforderlich. So wird – ebenfalls aus Spundwänden – eine Konstruktion geschaffen, die sich am Fuß gegen einen Ortbetonkeil abstützt und am Kopf mit



Bild 11:
Querschnitt
innerhalb des
Baudocks

einer GEWI-Abspannkonstruktion temporär gehalten wird. Nach Wiederverfüllung der Tunneldecke kann die GEWI-Konstruktion gelöst und die zwischen ca. 2,50 m und 5 m langen Spundbohlen können wieder gezogen werden. Auf diese Weise konnten die Spundbohlen für die Querschotts auf der Decke ebenfalls mehrfach eingesetzt werden.

4.2 Sonderbauweise Tunnelbetriebsgebäude

Für das am tiefsten Punkt des Tunnels Strümp liegende Sonderbauwerk, das Betriebs- und Pumpengebäude, waren aus statischen Gründen Spundbohlen mit 29 m Gesamtlänge einzubringen.

Ist das Einbringen von Spundbohlen dieser Länge schon problematisch genug, so kam hier erschwerend hinzu, dass die Arbeiten unter einer in Betrieb befindlichen 110- bzw. 220-kV-Hochspannungsleitung auszuführen waren.

Die freie Höhe zwischen unterer Freileitung und GOK betrug zwischen 12,0 m und 9,0 m. Zur Erleichterung der Bauausführung konnte beim RWE für die 110- bzw. 220-kV-Hochspannungsleitung eine zeitlich begrenzte, tageweise Abschaltung der unteren Leitungsstränge erreicht werden.

Unter Einhaltung der Sicherheitsabstände zu den spannungsführenden Leitungen, wurde nachfolgende Arbeitsweise gewählt.

1. Teilabschnitt

Einbringen der Basisbohlen mit gestaffelten Teillängen von 9 und 11 m durch eine ABI-Mäklerramme. Die Einbringung erfolgte im Pilgerschrittverfahren mit Spülhilfe.

2. und 3. Teilabschnitt

- Bohlen setzen mit Autokran
- Dichtschweißen der Stöße und Anbringen von zusätzlichen stabilisierenden seitlichen Blechlaschen

- Verlängerung der Spülrohre
- gestaffeltes Nachrütteln mit ABI-Mäkler-ramme bzw. mit Autokran und schwerem Vibrationsrüttler PTC 60 HF (16 t Gesamtgewicht)

Der Rückbau der Bohlen erfolgte nach demselben Verfahren in umgekehrter Reihenfolge.

5 Tragreserven der Spundwand

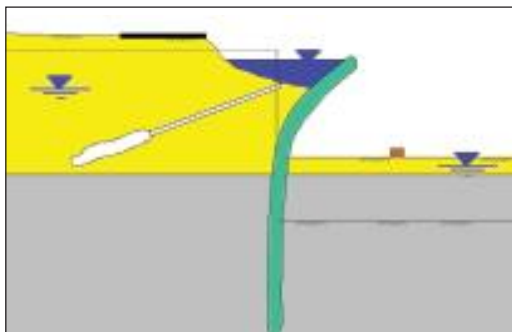
Am Beispiel eines Schadensfalles im Baudock 3 lassen sich stille Tragreserven einer Spundwand darstellen.

In der Nacht vom 23. zum 24. Februar 2000 kam es zum Versagen von vier nebeneinander liegenden Ankerköpfen in der ersten Ankerlage, was zur Folge hatte, dass sich die Verbauwand durch den dahinter anstehenden Wasser- und Erddruck in Richtung Baugrube neigte (Bilder 12 und 13).

Bild 12:
Spundwand
nach Versagen
von nebeneinander
liegenden
Ankerköpfen



Bild 13:
Schematische
Darstellung der
Schadstelle



Auf Grund der offensichtlich vorhandenen hohen Tragreserven in den Spundwandschlössern blieb die Wand nach starker Verformung letztlich stehen. Bei einem starrerem Verbau-system wäre es hier sicherlich beim Versagenszustand zum Bruch oder Teileinsturz gekommen, was die Flutung des kompletten Baudocks zur Folge gehabt hätte.

Mit der in dieser Form „gutmütigen“ Spundwand konnte folgende Sanierung durchgeführt werden (Bild 14).

- Vorschüttung mit Erdreich zur Sicherung der Schadstelle
- Abpumpen des Oberflächenwassers hinter der Spundwand
- Einrütteln einer neuen Spundwand hinter der Schadstelle
- Abdichtung der Anschlussfugen mittels HDI
- Abbruch der alten Spundwand und Verankerung der dahinter liegenden neuen Spundwand
- Baugrubenaushub und Fortsetzung planmäßiger Arbeiten

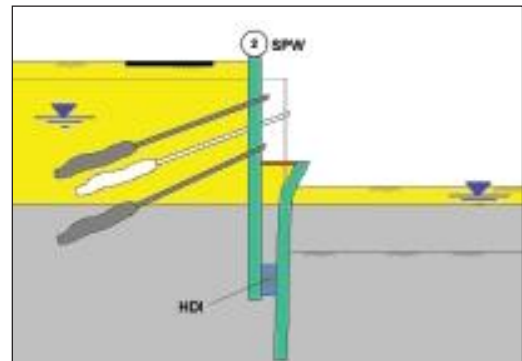


Bild 14: Schematische Darstellung der Sanierung

6 Spundwandeinsatz im Bereich Rheinbrücke

Im Bereich der Rheinbrücke waren Spundwandverbaukästen für Baugruben zu erstellen, in deren Schutz die Pfeilerfundamente der Rheinbrücke entstanden.

6.1 Spundwandkästen für Fundament der Pfeiler im Vorland

Im Rheinvorland wurden ausgesteifte Spundwandkästen mit den Abmessungen 8 m x 20 m und mit Tiefen bis zu 8 m erstellt. Teilweise wurde in die Spundwandkästen ein Unterwasserbeton eingebracht, der die Wasserhaltung auf ein Mindestmaß beschränkte. Bei anderen, höher liegenden Fundamentspundwandkästen wurde darauf verzichtet und eine Restwasserhaltung installiert.

Es wurden Spundbohlen vom Typ LX 8 bis LX 12 mit Spundwandlängen bis zu 13 m ver-

wendet. Als Rüttelgerät wurde eine mäklergeführte ABI-Ramme Typ VRZ 700 SL mit Flichkraft von 700 kN auf einem Trägergerät Zeppelin ZR 28 eingesetzt. Die Spundwandkästen verbleiben im Baugrund.

6.2 Fangedämme für Strompfeiler

Im Bereich von zwei Strompfeilern am Westufer bzw. im Rhein selbst, an der östlichen Rheinseite, wurde jeweils ein Fangedamm aus Stahlpundwänden und Kiessandverfüllung hergestellt. Die Spundwände wurden teilweise wasserseitig vom Ponton aus eingerüttelt. Die sich gegenüberliegenden Verbauwände wurden im Zuge der Kiessandauffüllung mit GEWI-Stäben gegenseitig rückverankert.

Die fertigen Fangedämme dienen als Arbeitsebene zur Herstellung einer überschnittenen Bohrpfahlwand und als Anprallschutz gegen Schiffsstoß. Im Schutze der in sich geschlossenen überschnittenen Pfahlwand wurden die Fundamente für die Strompfeiler erstellt. Die Pfahlwand verbleibt im unteren Teil als Kolk-schutz für die Strompfeiler. Die Spundwand des Fangedamms wurde nach Fertigstellung der Pfeiler wieder gezogen. Die Spundwandlänge betrug hier bis zu 11 m (**Bild 15**).



Bild 15: Fundamente für Strompfeiler

7 Baustellendaten

Nach Fertigstellung der Baumaßnahme im Mai 2002 werden in Summe ca. 115.000 m² Spundwände als Verbauwände erstellt worden sein. Insgesamt waren hierzu ca. 18.000 t Stahlpundbohlen zu bewegen. Für die Rückverankerung der Verbauwände wurden ca. 78.000 m Injektionsanker hergestellt.

Bevor im Mai 2002 dieses interessante Verkehrsbauprojekt in Betrieb gehen wird, soll ein Marathonlauf über die neue Rheinbrücke den vierjährigen Baumarathon beenden.

Wirtschaftlicher Einsatz von Stahlpundwänden beim Bau der Deponie Neuhöfer Straße in Hamburg

Dipl.-Ing. Henning Holst

1 Veranlassung

Das Problem „Altlasten im Untergrund“ entstand vielfältig in der Nähe aller deutschen Großstädte durch Sorglosigkeit und Unkenntnis bei der Ablagerung von schadstoffhaltigen Abfällen auf Deponien in früheren Jahrzehnten.

Aufwendige Schutz- und Sanierungsmaßnahmen werden jetzt erforderlich, um die Schadstoffe zu entfernen - oder, als Variante, so einzukapseln, dass von ihnen keine Gefahr mehr für Luft, Boden und Grundwasser ausgeht. Danach kann die Fläche einer neuen Nutzung, z. B. Vermietung oder Bebauung, zugeführt werden.

Die Hansestadt Hamburg stellt Jahr für Jahr erhebliche Mittel bereit, um Altlasten zu erfassen, die Sanierung von Altlastflächen zu planen und schließlich diese auch durchzuführen.

Im Jahr 1998 wurden von der Umweltbehörde, Amt für Umweltschutz, Altlastensanierung, die Bauarbeiten zur Sanierung der Deponie Neuhöfer Straße ausgeschrieben. Diese Deponie war von 1930 bis 1964 in Benutzung. Sie umfasst 7,4 ha. Die Baumaßnahmen bestanden in der Herstellung einer so genannten Einkapselung, d. h. es wird eine für Schadstoffe undurchlässige Umschließungs-Dichtwand sowie eine Oberflächenabdichtung vorgesehen. Die Abdichtung nach unten erfolgt durch die in Hamburg oft anzutreffenden bindigen Schichten, die hier durchgehend in Dicken von 2,50 bis 8 m anstanden. Der darunter liegende Sand ist Grundwasserleiter und soll vor Schadstoffeintrag geschützt sein.

Die Gesamtlänge der umschließenden Dichtwand ist 1,15 km. Die Fläche ist in etwa rechtwinklig, die Westseite grenzt an einen Hafencanal, den Reiherstieg. Zur Vermeidung von Stauwasserbildung war dieser Abschnitt nachlaufend herzustellen.

2 Anforderungen an die Dichtwand

Nach Voruntersuchungen wählte der Bauherr eine Stahlpundwand als Dichtwand aus. Maßgebend hierfür waren die hohen Anforderungen an die Sicherheit der Abdichtung. Die Stahlpundwand bietet in dieser Hinsicht folgende Vorteile:

a) Das Dichtelement ist ein Fertigteilelement von definierter Beschaffenheit.

b) Die Mittelschlösser können werkseitig eine dauerelastische Dichtung aus Polyurethan erhalten.

c) Die Fädelschlösser können ebenfalls werkseitig eine für das Einfädeln geeignete dauerelastische Dichtung, ebenfalls auf PU-Basis, erhalten.

Nach Untersuchungen des planenden Ingenieurbüros BBI erreicht eine schlossgedichtete Stahlpundwand eine Systemdichtigkeit von umgerechnet ca. $K = 5 \cdot 10^{-11}$ m/sec, womit die vom Geologischen Landesamt bei Stauwassermodellrechnungen zugrunde gelegte max. Durchlässigkeit einer Dichtwand von $K = 1 \cdot 10^{-9}$ auch unter Berücksichtigung von einzelnen Fehlstellen unterschritten wird.

Weiter hatten Voruntersuchungen des Bauherrn ergeben, dass die vom Spundwandlieferanten vorgeschlagenen Materialien die höchste Beständigkeit gegen die vorkommenden Schadstoffe aufweisen. Hierauf wird noch eingegangen.

d) Grundsätzlich besteht bei der Spundwandbauweise das Risiko einer Schlosssprengung, z. B. nach Auftreffen auf ein Hindernis. Daher waren bereits bauseits Maßnahmen gefordert, die eine Schlosssprengung anzeigen. Die betreffenden Bohlen hätten dann gezogen und neu eingebaut werden können.

3 Konstruktive Ausbildung der Dichtwand

Zur Erfüllung der vorgenannten Anforderungen wurde eine patentierte Schlossdichtung eines führenden Lieferanten vorgesehen. Diese Dichtung wird bereits im Werk in die Spundwandenschlösser eingebracht. Sie besteht aus einer maschinell profilierten Dichtung im Fädelschloss und einer injizierten, dem Schlossspalt angepassten Dichtung im werkseitig zusammengezogenen Schloss. Durch einen entsprechenden Primer wird eine gute Haftung im Schloss sichergestellt und eine Unterrostung verhindert.

Zu b) Mittelschlösser werkseitig verpresst und mit dem Schlossdichtungsmaterial Gerrodur oder GK 95 versehen.

3.1 Eigenschaften des Materials – Produktangaben

Basis	Polyurethan
Lösungsmittel	Keine
Farbe	Rotbraun
Bruchdehnung	Ca. 100 %
Flammpunkt	100 °C

Das Material der Dichtung ist ein Polyurethan, das alterungs- und witterungsbeständig, dauerelastisch sowie gegen Wasser, Seewasser, normale Abwässer, mineralische Öle, zahlreiche Säuren und Laugen beständig ist. In Deponien und Altlasten ist die Zusammensetzung und Konzentration der Schadstoffe sehr unterschiedlich. Der Spundwandhersteller ließ für solche Anwendungsfälle Untersuchungen durchführen, um die Beständigkeit der Dichtungen zu überprüfen. Entsprechende Prüfzeugnisse zur Umweltverträglichkeit der Dichtungsmaterialien liegen vor. Bei diesem Objekt wurden spezielle Untersuchungen bauseits durchgeführt.

Hierzu wurden die Dichtungsmaterialien im Sickerwasser sowie in der Ölphase gelagert. Dabei wurden keine signifikanten Veränderungen in Volumen und Shore-Härte festgestellt. Zum Vergleich wurden auch bitumenbasierte Produkte getestet. Die Ergebnisse waren: Volumenzunahme im Originalsickerwasser, Abnahme der Shore-Härte, in der Ölphase lösten sich diese Dichtungsmaterialien auf. Sie waren daher für diesen Anwendungszweck unbrauchbar.

Zu c) Fädelschlösser werkseitig profiliert, mit Folic Sp 713 versehen.

Hierzu wurden dieselben Tests wie unter (b) beschrieben ausgeführt, und die Eignung wurde nachgewiesen.

Die Dichtung im Fädelschloss ist so ausgelegt, dass beim Einrammen der Bohle Rückstellkräfte im Dichtungsmaterial aktiviert werden, die den Schlossspalt im gewünschten Bereich abdichten (Kompressionsdichtung).

Die Anordnung von zwei Dichtungslippen im Schloss gewährleistet eine doppelte Sicherheit des Dichtungssystems.

Das Rammschloss, in das die jeweils nächste, mit profilierter Dichtung versehene Bohle eingefädelt wird, ist keilförmig angefast, um das Einfädeln problemlos zu ermöglichen. Für das fortlaufende Einrammen muss die Rammrich-

tung von gedichteten Bohlen daher in einem Rammplan vor Bauausführung festgelegt und auf der Baustelle eingehalten werden.

Zu d) Einsatz von Signalgebern zum Erkennen von Schlosssprengungen.

Nach Vorversuchen (Proberammung) wurden Signalgeber an jeder zehnten Bohle bestellt. Diese sind elektrische Sonden, die am Fuß des vorlaufenden Fädelschlusses angeordnet sind.

Geschützt durch einen Rammschuh wird das Messkabel des Gebers durch ein am Bohlensteg befestigtes Rohr zum Kopf der Bohle geführt. Oberhalb des Rohrendes erfolgt der Anschluss an ein wiederverwendbares Prüfkabel und die Verbindung mit der Kontrollbox.

Als Signalgeber wird ein induktiver Näherungsschalter benutzt.

Durch das Einschalten des Stromes erzeugt der Oszillator des Schalters mit Hilfe einer Spule ein hochfrequentes magnetisches Wechselfeld. Die Erzeugung dieses Feldes wird durch ein optisches Signal in der Kontrollbox bestätigt.

Beim Einfädeln der Spundbohle in das Schloss der vorausgerammten Bohle wird das erzeugte Feld durch die Schlossverhakung verändert, so dass eine Induktionswirbelspannung entsteht.

Diese auftretende Feldveränderung wird durch das Umschalten des optischen Signals bestätigt. Während des Rammvorganges bleibt das magnetische Feld unverändert. Durch eine eventuell auftretende Schlosssprengung wird das Wechselfeld dann erneut verändert, so dass sich die Schwingungsamplitude wieder vergrößert.

Diese Veränderung bewirkt ein erneutes Umschalten des optischen Signals, so dass dem Rammpersonal die Schlosssprengung signalisiert wird.

Bei dem vorhandenen Schaltabstand von 10 mm wird eine Schlosssprengung sofort registriert, so dass rechtzeitig Maßnahmen zur Behebung ergriffen werden können.

Um die Wahrscheinlichkeit von Schlossöffnungen zu testen, wurden Proberammungen ausgeführt – und zwar wurden sechs Dreifachbohlen, davon fünf mit Signalgebern, vorab gerammt. Alle Signalgeber zeigten grün – so hat man festgelegt, nur noch jede zehnte Bohle mit einem solchen Signalgeber auszustatten.

Diese Proberammung diente auch zum Test der Bohlenauswahl und Anordnung.

3.2 Bohlsystem

Zur Verminderung der Anzahl der Schlösser, die doch immer potenzielle Schwachstellen sind, waren bereits vom Bauherrn ausgewählt:

- Spundwandprofil Larssen 603
- Bohlen zu Dreifachbohlen zusammengezogen
- Auf Vorschlag von Fa. Fr. Holst wurden Dreifachbohlen Profil 703 vorgesehen, hierdurch nochmals Verringerung der Schlossanzahl um ca. 14 %.

Die Proberammung verfolgte auch den Zweck, diese Dreifachbohlen von 2,10 m Breite in ihrer Rammbarkeit und beim Handling zu testen. Es ergaben sich keine besonderen Probleme.

4 Rammhinweise

4.1 Wahl des Rammverfahrens

Bohlen mit Schlossdichtung auf PU-Basis sowie alle sonstigen wärmeempfindlichen Dichtungen sollten vorzugsweise mit schlagenden Geräten eingebracht werden, da hierbei keine so starke Erwärmung der Fädelschlösser auftritt wie z. B. beim Vibrieren.

Das Vibrationsverfahren kann aber unter bestimmten Bedingungen ebenfalls eingesetzt werden. Der Boden muss gut vibrierfähig sein, die Bohle muss kontinuierlich in den Boden eindringen, wobei Eindringzeiten von 10 Sekunden pro Meter nicht überschritten werden sollten. Werden die Eindringzeiten größer oder bleibt die Bohle stehen, dann sollte schlagend weiter gerammt werden. Als nützlich erweist sich das Kühlen der Fädelschlossdichtung mit Wasser während der Vibration.

Die Eignung der Schlossdichtung für Einpressverfahren ist abhängig vom gewählten Verfahren. Hier sollte bereits im Vorfeld mit dem Hersteller bzw. Lieferanten Rücksprache gehalten werden.

In den Wintermonaten ist zu beachten, dass die Bohlentemperatur -5 °C nicht unterschreiten soll, da Eiskristallbildung in den Fädelschlössern die profilierte Dichtung beschädigen kann. Die gedichteten Schlösser sind von Schnee und Eis freizuhalten.

4.2 Schmierung der Dichtung

Die Schlossdichtung muss vor dem Rammen bei jedem Einbauverfahren mit einem abgestimmten Gleitmittel geschmiert werden. Das Material ist auf der Gesamtlänge der profilierten Dichtung mit einem Pinsel gleichmäßig (ca. 100 Gramm pro Meter Dichtung) aufzutragen. Das Gleitmittel muss sich auf Grund seiner biologischen Abbaubarkeit auch für den Einsatz in Trinkwasserschutzzonen eignen.

Das Gleitmittel muss wasserbeständig und bis -5 °C kältestabil sein und eine gute Haftfähigkeit besitzen.

4.3 Rammrichtung

Bei gedichteten Bohlen muss die Rammrichtung vor dem Einbau festgelegt werden. Beim Ansetzen der Doppelbohlen auf der Baustelle ist darauf zu achten, dass bei Larssen-Bohlen das freie Schloss vorausgerammt und das Schloss mit der Dichtung eingefädelt wird.

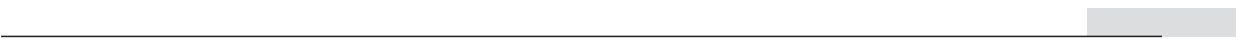
Die Bohle muss also beim Einfädeln so gedreht werden, dass das ungedichtete Schloss in Rammrichtung zeigt. Die Lage der Dichtung ist durch einen farbigen Punkt am Bohlenkopf gekennzeichnet. Die Spundbohlen sollten in der Regel fortlaufend gerammt werden, staffelweises Einbringen ist jedoch auch möglich.

5 Bauablauf

Der Bauablauf war unspektakulär. Die meisten Dreifachbohlen wurden mittels Baggerramme, Mäklerführung und Diesellramme eingebaut. Einige Bohlen wurden zu Testzwecken erfolgreich einvibriert. Der Auftraggeber ließ in der Nähe von vorhandenem Gebäudebestand Erschütterungsmessungen ausführen. Bei beiden Einbringverfahren wurden die nach DIN 4150-3 zulässigen Erschütterungswerte nicht überschritten.

6 Schlussfolgerung

Die Spundwandbauweise als „Fertigteilbauweise“ ermöglicht die gut kontrollierbare Herstellung von Deponieabdichtungen, und dies zu wirtschaftlichen Kosten, wenn die Erfahrungen und das Know-how einer führenden Herstellerfirma und einer bauausführenden Fachfirma rechtzeitig angefragt und umgesetzt werden.



Anschriften der Autoren

Dipl.-Ing. Roland Goldenbogen
INROS Planungsgesellschaft mbH
Rosa-Luxemburg-Straße 16/18
18055 Rostock

Prof. Dr.-Ing. Dr. Gerd Gudehus
Universität Karlsruhe
Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau
Engler-Bunte-Ring 14
76131 Karlsruhe

Dipl.-Ing. Axel auf der Heiden
Krupp GfT Frankfurt
Theodor-Heuss-Straße 32
61118 Bad Vilbel

Dipl.-Ing. Henning Holst
Hoisdorfer Landstraße 113
22927 Großhansdorf

Prof.-Ing. D. A. Kort
Gemeentewerken Rotterdam
Galvanistraat 15
N-3002 AP Rotterdam

Dipl.-Ing. Rudolf Meyer-Auhage
Freie und Hansestadt Hamburg
Wirtschaftsbehörde Strom- und Hafenaufbau
Dalmannstraße 1
20457 Hamburg

Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien
Universität Essen
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Universitätsstraße 15
45141 Essen

Dr.-Ing. Ulrich Rode
Wasserstraßen-Neubauamt Datteln
Speeckstraße 1
45711 Datteln

Prof. Dr.-Ing. Ernesto Ruiz Rodriguez
Ingenieurgemeinschaft
Ruiz Rodriguez + Zeisler GbR
Haselstraße 9
65191 Wiesbaden

Dipl.-Ing. Martin Schlegel
Walter Bau-AG
Direktion Ingenieurbau Düsseldorf
Himmelgeister Straße 103
40225 Düsseldorf

Dipl.-Ing. Rudolf Schleich
Landesbetrieb Straßenbau NRW
Niederlassung Minden
Marienstraße 124
32425 Minden

Dipl.-Ing. Hans-Bernd Schulze
Schulze Ingenieur GmbH
Talstraße 14
40217 Düsseldorf

Dipl.-Ing. Frank Stuke
Landesbetrieb Straßenbau NRW
Niederlassung Minden
Marionstraße 124
32425 Minden

Prof.-Ing. A. F. van Tol
Gemeentewerken Rotterdam
Galvanistraat 15
N-3002 AP Rotterdam

Dipl.-Ing. Thomas Wörns
Züblin Spezialtiefbau GmbH
Albstadtweg 1
70567 Stuttgart

Dokumentation 530: Stahlspundwände (1) – Planung und Anwendung

Inhalt

Vorwort

Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss, München

Ausbau der Nordschleuse Offenbach: Integration von Bau- und Endzustand unter Aufrechterhaltung des Schleusen- betriebs

Dipl.-Ing. Klaus Schwersenz, Aschaffenburg

Expertensystem für Lärm- und Erschüt- terungsprognosen beim Einbringen Von Spundbohlen – Teil 1:

Erläuterung der physikalischen und
theoretischen Grundlagen

Dipl.-Ing. Wolf-J. Gerasch, Hannover

Expertensystem für Lärm- und Erschüt- terungsprognosen beim Einbringen Von Spundbohlen – Teil 2: Aufbau und

Handhabung des Prognoseprogramms

Dipl.-Math. Katrin Funk, Hannover

Stahlspundwände als Baugrubenverbau im innerstädtischen Bereiche von Wiesbaden: Bewältigung schwierigster Baugrund- probleme

Dipl.-Ing. Roland Jörger, Mannheim, und
Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund

Vermeidung und Eingrenzung von Umweltschäden durch dauerhafte Ein- kapselung kontaminierter Bereiche mit Stahlspundbohlen

Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund

Rechnerische Behandlung der Dichtigkeit von Spundwandbauwerken

Dr.-Ing. Alex Schmitt, Luxemburg

Entwicklung der Rammtechnik und der Rammhilfen in den letzten Jahren:

Optimierung der Arbeitsabläufe durch
Steuerung und moderne Regeltechnik

Dipl.-Ing. Klaus Hudelmeier, München

Schwingungsausbreitung beim Einbringen und Ziehen von Stahlspundwänden

Dipl.-Ing. Norbert Gruber, München

Stahlspundwand und Sicherung von Altlasten: Auswahl von Stahlspundwand- Dichtungssystemen

Dr.-Ing. Magret Geil, Bochum

Die Dichtspundwand zur Sicherung von Altlasten am Beispiel der Deponie Penzberg

Prof. Dr.-Ing. Armin Horn, Neubiberg

Neuartiger Einsatz gemischter Spundwandssysteme

Dipl.-Ing. Christian Arndts, Hamburg

Dokumentation 542: Stahlpundwände (2) – Planung und Anwendung

Inhalt

Stahlpundwände – Entwicklung und Anwendung

Prof. Dipl.-Ing. Heinz Wind, Darmstadt, und
Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund

Die Spundwand als Gründungselement für Talbrücken

Dipl.-Ing. G. Schulz, Darmstadt

Vertikale und horizontale Spundwandprobelastungen

Dr.-Ing. Thomas Neidhart, Darmstadt, und
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Darmstadt

Herstellung von Baugruben durch gefräste Einphasendichtwände mit eingestellter Spundwand

Dipl.-Ing. Holger Itzeck, Schrobenhausen

Die Spundwand als wirtschaftliches Verbauelement im Stadtgebiet von Leipzig

Dipl.-Ing. Hubert Hasenöhrl, Dachau

Vorteile der neuen Bemessung von Stahlpundwänden nach Eurocode 3, Teil 5

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Sedlacek und
Dipl.-Ing. Ralf Hartmann-Linden, Aachen

Proberammung von Spundwänden

Dr.-Ing. F. Deman und
Dipl.-Ing. M. Scheuerer, Mannheim

Einsatz von Spundwänden an Brückenbauwerken der Ausbaustrecke Leipzig-Dresden

Dr.-Ing. E. Reis und
Dr.-Ing. Th. Schmiers, Dresden

Auswirkungen der Umweltverträglichkeitsuntersuchungen auf Planung und Bau des unteren Vorhafens der Schleuse Faulbach am Main

Dipl.-Ing. Klaus Schwersenz, Aschaffenburg

Die Anwendung moderner Vibrationsrammen im Tiefbau

Prof. Dr.-Ing. K. Rainer Massarsch,
Bromma, Schweden

Untertunnelung eines Bahndammes mit Hilfe eines Rohrschirmes

Dipl.-Ing. Günter Potsch, Burgbernheim

Untersuchungen zum Bewegungsverhalten beim Vibrationsrammen

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Vielsack, Karlsruhe

Dokumentation 549: Stahlspundwände (3) – Planung und Anwendung

Inhalt

Exemplarische Darstellung von Spundwandkonstruktionen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rizkallah, Hannover

Die numerische Behandlung von Stützwänden: der Einfluss des Modellansatzes
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Schanz, Weimar

Verankerung von Verbauwänden und die rechnerische Simulation
Privatdozent Dr.-Ing. Schad, Stuttgart

Einsatz von Stahlbauspundwänden für die Ufersicherungen bei der Erweiterung des Mittellandkanals unter Beachtung ökologischer Aspekte
Dipl.-Ing. Schmidt-Vöcks, Hannover

Ertüchtigung des Ragöser Dammes mit Hilfe von Spundwänden
Dipl.-Ing. Siebke, Eberswalde

Brückenwiderlager und Stützwände aus Stahlspundbohlen
Dipl.-Ing. Bartels, Hannover

Wirtschaftlicher Spundwandeinsatz am Beispiel der Pferdeturmkreuzung in Hannover
Dr.-Ing. Meyer, Hildesheim

Die neue allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spundwände aus höherfesten Stählen (S 390 GP, S 430 GP)
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Saal, Karlsruhe

Praxisgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Vermeidung von Fehlern
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rizkallah, Hannover

Fachgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Altlast Gewerbepark Bingen-Ost
Dr.-Ing. Lund, Kaiserslautern

Sondervorschläge in Spundwandbauweise: Baugrube Weiherhof-Center
Dipl.-Ing. (FH) Hudelmaier, Oberhachingen, und
Dipl.-Ing. Forst, Groß-Zimmern

Regenüberlaufbecken Überlingen und Oberuhldingen – Sondervorschläge in Spundwandbauweise
Dipl.-Ing. Hoffmann, Überlingen

WSA Freiburg: Rheinseitendammabdichtung mit Spundwänden
Dipl.-Ing. Klose, Freiburg

Bauvorhaben Baden-Airpark: qualitätsgerechte Umsetzung
Dr. Dipl.-Geologe Sass, Mühlthal, und
Dipl.-Ing. Geyer, Karlsruhe

Tragfähigkeit von exzentrisch verankerten AZ-Bohlen
Prof. Dr.-Ing. Sedlacek und
Dipl.-Ing. Dercks, Aachen



Stahl-Zentrum

Stahl-Informations-Zentrum
Postfach 10 48 42
40039 Düsseldorf

E-Mail: siz@stahl-info.de · Internet: www.stahl-info.de

