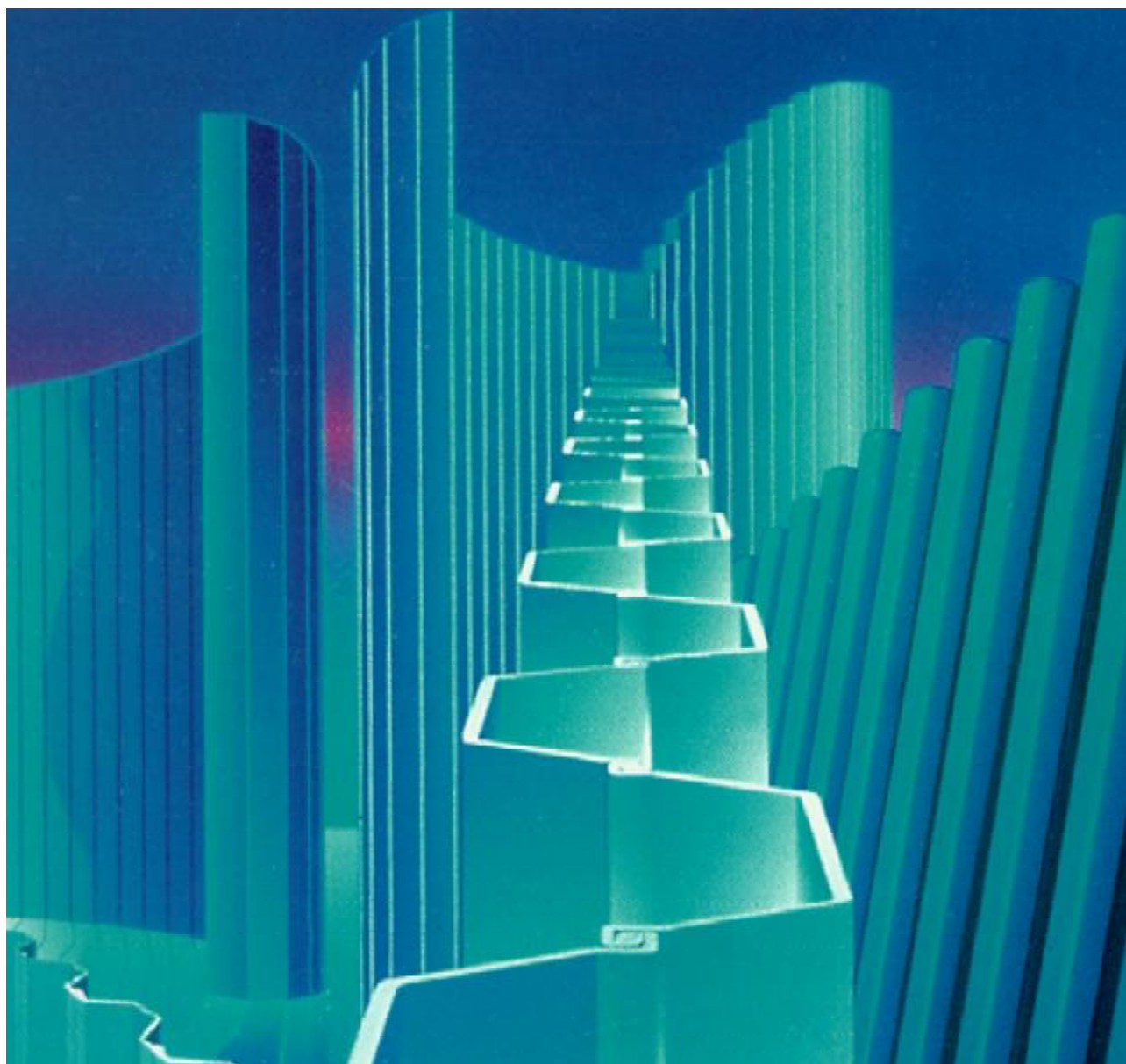




Stahlpundwände - Planung und Anwendung



Inhalt

	Seite
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss, München Vorwort	5
Dipl.-Ing. Klaus Schwersenz, Aschaffenburg Ausbau der Nordschleuse Offenbach: Integration von Bau- und Endzustand unter Aufrechterhaltung des Schleusenbetriebs	9
Dipl.-Ing. Wolf-J. Gerasch, Hannover Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen von Spundbohlen - Teil 1: Erläuterung der physikalischen und theoretischen Grundlagen	15
Dipl.-Math. Katrin Funk, Hannover Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen von Spundbohlen - Teil 2: Aufbau und Handhabung des Prognoseprogramms	23
Dipl.-Ing. Roland Jörgen, Mannheim und Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund Stahlspundwände als Baugrubenverbau im innerstädtischen Bereich von Wiesbaden: Bewältigung schwierigster Baugrundprobleme	27
Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund Vermeidung und Eingrenzung von Umweltschäden durch dauerhafte Einkapselung kontaminierter Bereiche mit Stahlspundbohlen	31
Dr.-Ing. Alex Schmitt, Luxemburg Rechnerische Behandlung der Dichtigkeit von Spundwandbauwerken	43
Dipl.-Ing. Klaus Hudelmeier, München Entwicklung der Rammtechnik und Rammhilfen in den letzten Jahren: Optimierung der Arbeitsabläufe durch Steuerung und moderne Regeltechnik	47
Dipl.-Ing. Norbert Gruber, München Schwingungsausbreitung beim Einbringen und Ziehen von Stahlspundwänden	55
Dr.-Ing. Magret Geil, Bochum Stahlspundwand und Sicherung von Altlasten: Auswahl von Stahlspundwand-Dichtungssystemen	67
Prof. Dr.-Ing. Armin Horn, Neubiberg: Die Dichtspundwand zur Sicherung von Altlasten am Beispiel der Deponie Penzberg	73
Dipl.-Ing. Christian Arndts, Hamburg Neuartiger Einsatz gemischter Spundwand-Systeme	77
Autorenverzeichnis	81

Vorwort

Universitätsprofessor Dr.-Ing. Rudolf Floss, München

Die Bedeutung der Stahlspundwände beim Herstellen von Baugruben und unterirdischen Bauwerken als Stütz- und Dichtwand ist unvermindert groß. Der technische und wirtschaftliche Vergleich mit konkurrierenden Bauweisen ist nach wie vor objektbezogen von großem Interesse. Die Anwendung der Stahlspundwände wird auch in Zukunft einen bedeutenden Faktor im Spezialtiefbau darstellen.

Die positive Entwicklung der Spundwandtechnik geht zurück auf die innovative Weiterentwicklung der Rütteltechnik, insbesondere der Vibrationsbären. Außerdem hat sich durch Rammhilfen, wie das Niederdruckspülen, die Lockerungsbohrung, die Vorbohrung mit Bodenaustausch und die Vorspaltsprengung (Fels), der Anwendungsbereich erweitert. Diese technischen Weiterentwicklungen haben zugleich dazu geführt, daß die Spundwandbauwerke wesentlich erschütterungsärmer als früher und damit auch umweltschonender ausgeführt werden können. Zum anderen hat die Weiterentwicklung der Stauer- und Meßtechnik dazu beigetragen, daß sich der Eindringvorgang automatisch prozeßsteuern läßt und vollständig dokumentiert werden kann, was als Grundlage für eine lückenlose und arbeitsintegrierte Qualitätssicherung entscheidend ist.

Diese positiven Entwicklungen können aus meiner eigenen Ingenieurberatung und den meßtechnischen Aufgaben des von mir geleiteten Prüfamtes an der Technischen Universität München an einigen wenigen Beispielen mit Bildern belegt werden. Exemplarisch seien folgende Bauobjekte benannt:

- Tunnel Allach des Autobahnringes A 99 (Nordabschnitt) im Zuge des Anschlusses an die Autobahn A 8, ein Kreuzungsbauwerk für mehrere Bahnstrecken, die Anschlußgleise des Rangierbahnhofes Allach und die Kreuzung der Würm (Bild 1a und 1b).



Bild 1a



Bild 1b

- Einführung der S-Bahn in den neuen Münchner Flughafen (Bild 2a und 2b).



Bild 2a



Bild 2b

- Unterführungsbauwerke der S-Bahn in den Gemeinden Ismaning und Unterföhring.
- Regenrückhaltebecken Hirschgarten in München. (Anmerkung: Die Ausführungen im Vortrag zu den vorgenannten Bauobjekten können hier wegen des Umfangs nicht wiedergegeben werden.)

Zum Stand der Spundwandtechnik seien folgende Punkte hervorgehoben:

Die Berechnung und Bemessung der Spundwände erfolgt nach wie vor in erster Linie auf der Grundlage konservativer Regeln, da keine entscheidenden Neuerungen zu verzeichnen sind. Geschlossene Bestimmungsgleichungen für alle Formänderungen und Schnittgrößen der in aller Regel vielfach statisch unbestimmten Systeme stehen nicht zur Verfügung. Für die Regelfälle in der Praxis haben sich andererseits die bisherigen klassischen Berechnungen und Bemessungen mittels einfacher Erddruck- und Verformungsansätze für die Grundfälle

- abgestützte oder nicht abgestützte Wand mit Teil- oder Volleinspannung und
 - abgestützte Wand mit freier Auflagerung
- als ausreichend erwiesen. Der Entwurf erfordert zu- meist für das statisch erforderliche Profil je nach Beanspruchung beim Ramm- bzw. Rüttelvorgang oder je nach Lebensdauer der Wand bestimmte Sicherheitszuschläge.

Die Anwendung der Spundwandbauweise setzt von jeher und auch in Zukunft viel Erfahrung bei Entwurf und

Ausführung voraus, die sich nicht allein durch Anwendung der Normen ersetzen läßt. Die europäische Normung wird zwar formale Änderungen und andere Aspekte der Teilsicherheitsbewertung bringen. Dennoch wird wie bisher die vorliegende aktuelle und regionale Erfahrung den Vorrang behalten müssen.

Eine neuere Entwicklung vollzieht sich derzeit auf dem Gebiet der Dichtwände durch die Anwendung von Spundwänden in Kombination mit der Dichtungsschlitzwand (sogenannte eingestellte Spundwand). Diese Anwendung häuft sich wegen kostengünstiger Aspekte, obwohl das kombinierte statische Zusammenwirken und dabei entstehende Stabilitätsfälle zur Zeit noch nicht ausreichend durch Untersuchungen erforscht sind. Zu diesen noch offenen Fragen gehören: der Nachweis der Standfestigkeit im Zusammenhang mit der Frühfestigkeit des Betons einschließlich der Fragen nach dem Suspensionsdruck auf die einzelne Bohle, die Gewölbewirkung auf die Widerlagerbohle und die Prüfkriterien für die Entscheidung zum Weiterbau der jeweils nächsten Schlitzwandlamelle.

Als exemplarisches Beispiel aus der eigenen Ingenieurberatung seien die Baugrubenumschließungen für das Rotkreuz-Krankenhaus und das Krankenhaus Schwabing in München genannt (Bild 3 und 4).



Bild 3



Bild 4

Die Vorhersage der Baugrundreaktion bei Anwendung der Ramm- und Rütteltechnik ergibt ein weiteres und bisher nicht befriedigend gelöstes Problemfeld. Die Überprüfung der Eignung des Baugrundes ist gemäß

Norm ATV-DIN 18 304 "Rammarbeiten" geboten. Andererseits fehlen hierzu Ausführungsbestimmungen und insbesondere in vielen Fällen die zweckgemäße Prüftechnik. Bei großen Baustellen bieten Proberammungen große Vorteile, wenn sie sich kostenmäßig vertreten lassen und die Zeitvorgaben dies ermöglichen, wie dies zum Beispiel beim Unterführungsbauwerk im Zuge der S-Bahn in Ismaning möglich und sehr sachdienlich war. Der Einsatz besonders schwerer Spezialvibrosonden, wie er gelegentlich bei U-Bahn-Projekten in München praktiziert wurde, kann bei bestimmten Bodenverhältnissen als Ersatz zur Proberammung wertvolle Hinweise bringen und kostengünstig sein.

Im Hinblick auf das erstrebte umweltschonende Bauen mit Spundbohlen nimmt die Bedeutung von Prognoseprogrammen für die Vorhersage der Lärm-, Erschütterungs- und Schwingungsausbreitung stark zu. Derzeit bedürfen diese Prognoseprogramme noch der Verifizierung durch Vergleichsmessungen, die allerdings im praktischen Fall nur dann möglich werden, wenn die Zeitvorgaben des Objektes dies zulassen.

Der zunehmende Bedarf solcher Prognosen und die Gewährleistung des umweltschonenden Bauens hat der Meßtechnik ein neues Arbeitsfeld verschafft. Die Meßaufgaben ergeben sich aus dem zunehmenden Bedarf für Beweissicherungen und für Schadensanalysen. Allerdings ist dies derzeit noch unter dem Aspekt zu sehen, daß die Beurteilungskriterien nach DIN 4150 hinsichtlich der Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden (Teil 2), aber auch auf bauliche Anlagen (Teil 3) als weiterhin umstritten gelten müssen.

Ein weiteres Problemfeld entsteht bei Spundwänden aus der Erfordernis der Verdichtung der Hinterfüllräume in Zusammenhang mit dem nachfolgenden Rückbau der Spundbohlen. Die Norm DIN 18 304 enthält keine Ausführungsbestimmungen über das hierzu erforderliche schonende Vorgehen. Eine sorgfältige Verdichtung der Hinterfüllräume ist grundsätzlich erforderlich, bereitet aber besonders in engen Arbeitsräumen große Schwierigkeiten und scheitert oft an der unzulänglichen Verdichtungstechnik. Andererseits ist zu sehen, daß bei gut verdichteten engen Hinterfüllräumen das Ziehen der Bohlen sehr sorgfältig und schonend erfolgen muß, um die nachträgliche Auflockerung und Sackung dieser Hinterfüllbereiche vertraglich zu halten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß durch die Weiterentwicklung der Ramm- und Rütteltechnik für die Bauweisen mit Spundwänden Fortschritte zu verzeichnen sind. Sie liegen im wesentlichen in der Optimierung der Arbeitsabläufe durch verbesserte Steuerungs- und Regeltechnik sowie durch Verfügbarkeit von verschiedenen Rammhilfen. Diese Aspekte tragen dazu bei, daß der Spundwandbau umweltschonend ausgeführt werden kann. Auch die Erfordernis, Spundwände bis in große Tiefen zu führen, könnte durch Weiterentwicklungen auf den genannten Gebieten erfüllt werden.

Im Bereich der Dichtwandssysteme zeichnen sich neue Wege in der Kombination der Spundwand mit anderen Dichtelementen ab, wobei zunächst weitere Entwicklungen und Erfahrungen erforderlich werden.

Sogenannte Expertensysteme für Emissionsprognosen werden künftig mehr den je notwendig sein. Im gegenwärtigen Stand der Entwicklung sind diese Systeme zunächst zu verifizieren. In dieser Hinsicht werden die Bauweisen mit Spundwänden, insbesondere für große Tiefen, eine begleitende Meßtechnik als Grundlage für die Qualitäts- und Beweissicherung unverzichtbar machen.

Ausbau der Nordschleuse Offenbach: Integration von Bau- und Endzustand unter Aufrechterhaltung des Schleusenbetriebs

Baudirektor Dipl.-Ing. Klaus Schwersenz,
Aschaffenburg

1. Stauregelung am Main

Die besondere Bedeutung des Mains als West-Ost-Verbindung im Netz der europäischen Wasserstraßen zeigt sich nicht erst seit der Eröffnung des Main-Donau-Kanals. Immer wieder wurden die Schifffahrtsverhältnisse durch wasserbauliche Maßnahmen verbessert, um so dem zunehmenden Verkehr Rechnung zu tragen.

Am 1. Februar 1883 vereinbarten die Länder Preußen und Hessen sowie die Stadt Frankfurt a.M., die Untermainstrecke von der Mündung bis Frankfurt mit Staustufen auszubauen. Bis zum Jahre 1886 wurden fünf Staustufen errichtet. Das Verkehrsaufkommen übertraf alle Erwartungen. 1897 vereinbarten Preußen, Hessen und die Stadt Offenbach den Bau der nächsten Staustufe in Offenbach. Sie wurde im Jahre 1900 eingeweiht und bestand aus Nadelwehr, Fischpaß, Floßrinne und Schleusenanlage. Ein Mittelhaupt teilte die 350 m lange Schleppzugschleuse in eine 80 m lange, 12 m breite Teilkammer mit senkrechten und eine 255 m lange Kammer mit geböschten Wänden.

Nachdem bereits in den Jahren 1930 bis 1934 auf der Untermainstrecke drei neue Staustufen mit leistungsfähigeren Doppelschleusenanlagen die alten Staustufen abgelöst hatten, wurden 1939 auch Pläne für einen Neubau der Staustufe Offenbach aufgestellt. Die Bauarbeiten wurden 1949 begonnen und dauerten bis 1957. Diese zweite Stauanlage an gleicher Stelle besitzt drei je 40 m breite Wehrröffnungen mit zwei Hubwalzen und einer Fischbauchklappe sowie Fischpaß, Bootsschleuse und eine Doppelschleusenanlage. Die Südschleuse ist wiederum 350 m lang, 12 m breit und hat ein Mittelhaupt. Ihre Drempeltiefe beträgt nur 3,05 m. Die Nordschleuse ist 13 m breit. Sie hatte vor dem Umbau eine nutzbare Kammerlänge von 110 m und eine Drempeltiefe von 3,30 m.

Bei den neuen Schleusenanlagen in Kostheim, Eddersheim und Griesheim waren die Schleusenammern und die Vorhäfen als Spundwandbauwerke errichtet worden. Auch in Offenbach wurde diese Bauweise für die Vorhafen- sowie die Schleusenammernwände gewählt. In gleicher Weise hat die Neubauabteilung für den unteren Main die Schleusen an den neuen Staustufen Mühlheim (1980) und Krotzenbug (1983) sowie den neuen Vorhafen der Schleuse Heubach (1993) gebaut.

2. Ausbauplanung für die Schleusenanlage Offenbach

Die Staustufe Offenbach durchfahren in den vergangenen Jahren im Mittel 16.000 Schiffe jährlich mit rund 12

Millionen t Ladung. Die zulässigen Abmessungen der Schiffe sind:

- für die Südschleuse Länge 185 m, Breite 11,4 m und
 - für die Nordschleuse Länge 110 m, Breite 12,2 m.
- Die Fahrrinntiefe der Untermainstrecke beträgt heute 2,90 m bei einer Breite von 50 m. Die durchschnittliche Tragfähigkeit der Schiffe erreichte 1992 auf diesem Streckenabschnitt 1.625 t, wobei der Anteil der Schub- und Koppelverbände ständig zunimmt.

In der 110 m langen Nordschleuse konnte bisher nur jeweils ein Schiff geschleust werden. Längere Verbände mußten die Südschleuse benutzen. Wegen der beengten Platzverhältnisse im unteren Vorhafen bestehen insbesondere bei der Einfahrt beladener Schiffe in die Südschleuse große nautische Schwierigkeiten. Wegen der geringen Drempeltiefe von 3,05 m bei Niedrigwasser benötigen auf 2,70 m abgeladene Schubverbände bis zu 50 min für eine Einfahrt in die Südschleuse und verursachen damit vermeidbare Wartezeiten für die übrige Schifffahrt. Da Veränderungen an der Landseite des unteren, gekrümmten Vorhafens wegen der benachbarten historischen Gerbermühle ausgeschlossen, wurde von der Neubauabteilung für den unteren Main der Ausbau der Nordschleuse geplant. Mit dem Ziel, die Bedingungen für das Schleusen tiefabgeladener Schiffe und bis zu 185 m langer Verbände zu verbessern, wird die Nordschleuse auf 230 m nutzbare Kammerlänge vergrößert und die Drempeltiefe auf 4,0 m erhöht.

Wegen der großen Störanfälligkeit des Senktors im alten Oberhaupt der Nordschleuse und zur Verkürzung der Füllzeit der neuen größeren Schleusenammern wurde außerdem der Bau eines neuen Oberhauptes beschlossen. Es sollte wie das neue Unterhaupt als Stahlbetonbauwerk mit einem Stemmtor und Rollkeilschützen in Torumläufen ausgebildet werden. Aus nautischen und betrieblichen Gründen kamen der Ausbau des unteren Vorhafens mit einer 300 m langen Trennmole sowie strömungslenkende Bauteile im Bereich des oberen Vorhafens hinzu.

3. Baudurchführung

Als wichtigste Randbedingung galt es, während der gesamten Dauer der Bauarbeiten an der Nordschleuse die Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs in der unmittelbar angrenzenden Südschleuse bei einem 24stündigen Schleusenbetrieb zu gewährleisten. Die Andienung der Baustelle erfolgte daher auf dem Wasserweg von der Wehrseite über Schiffsumschlagstellen im Ober- und Unterwasser bzw. über die Vorhäfen. Hierfür wurde ein Kranschiff als Transportmittel eingesetzt. Lediglich der Beton wurde durch Leitungen über den Schleusensteg zu den Einbauorten im gesamten Baustellenbereich gepumpt.

Die Bauarbeiten zur Herstellung der neuen Vorhafentmole, die als 3 m breiter Spundwandkasten (Profil

Larsen 23) mit aufgesetztem 2 m starken Betonbalken zur horizontalen Lastverteilung konzipiert ist, dauerten von Juli 1989 bis Juli 1990. Die Rammarbeiten für die 200 m lange Spundwand-Mole, für den Staukopf mit den Strömungsleitwänden und für die 100 m lange durchbrochene Mole (Pfähle LV 22 und LV 25) wurden von einer mäklergeführten Ramme (D 22) erbracht, die auf einem Stelzenponton stand. Die Betonanlieferung erfolgte hier mit Transportbetonfahrzeugen, die sich in Schuten befanden.

Während die Arbeiten an der neuen Vorhafenmole im Hinblick auf den Baugrund lediglich durch den festen Frankfurter Rupelton geprägt waren, ergaben sich beim Ausbau der Nordschleuse von Beginn an Probleme durch Reste alter Bauwerksteile und Bauschutt der ersten Schleusenanlage, die beim zweiten Schleusenbau im Untergrund verblieben bzw. verfüllt worden waren. Schließlich zeigte sich noch - entgegen allen bisherigen Erfahrungen an gleichartigen und zum Teil wesentlich älteren Schleusenanlagen -, daß die horizontalen Verankerungen der Kammerwände ersetzt werden mußten. Vermutlich infolge Spannungskorrosion, möglicherweise durch die Hinterfüllung der Spundwände mit Abbruchmaterial in den 50er Jahren hervorgerufen, waren die Rundstahlanker teilweise um bis zu 30 % korrodiert.

Aus dieser Aufgabenstellung entwickelte sich folgender Bauablauf:

1. Herstellen von Bohrpfählen im Mitteldamm und Trenndamm,
2. Neuverankern der nördlichen Kammerwand der Südschleuse an den Bohrpfählen,
3. Verankern der südlichen Umschließungswand der Oberhauptbaugrube an den Bohrpfählen,
4. Bau des neuen Oberhauptes in Stahlbeton in einer zweilagig ausgesteiften Spundwandbaugrube mit zusätzlichen Bohrverpreßankern auf der Nordseite,
5. Neuverankern der alten, nördlichen und südlichen Kammerwände (Hoesch III) der Nordschleuse im Bereich neues Oberhaupt - altes Unterhaupt an Bohrpfählen im Mitteldamm und Trenndamm,
6. Rammen der neuen Kammerwände (Larsen 23) im Bereich altes Unterhaupt - neues Unterhaupt, zum Teil nach Ziehen der alten, statisch nicht ausreichenden Vorkanalwand und Verankerung im Mitteldamm an den Bohrpfählen, im Trenndamm an Anker tafeln bzw. an Vorhafenspundwänden der Bootschleuse,
7. Vertiefung der Kammersohle im Bereich neues Oberhaupt - altes Unterhaupt,
8. Einbau einer 0,8 m starken, aussteifenden Kammersohle aus vorgefertigten Betonbalken zwischen Längsbalken auf der gesamten Länge,
9. Bau des neuen Unterhauptes in einer 2-lagig ausgesteiften Baugrube analog dem Oberhaupt,
10. Ersatz der Spundwände der oberen und unteren Köpfe des Mitteldammes, auf der Nordseite bis zum Unterhaupt der Nordschleuse.

Die Anlieferung des Baumaterials und der Abtransport des Baugrubenaushubs erfolgten überwiegend von der Wehrseite her auf dem Wasserweg. Da auch die Lagerflächen im unmittelbaren Baustellenbereich sehr begrenzt waren, nutzte die bauausführende Firma Zwischenlagerflächen im benachbarten Frankfurter Oberhafen. Den Materialtransport im Bereich der Oberhaupt- und Unterhauptbaugruben übernahmen Turmdrehkräne mit 50 m Ausladung. Ein schwerer Seilbagger auf Gleiskettenfahrwerk wurde im Schleusenammerbereich für Aushub- und Hebearbeiten eingesetzt.

Die neuen Schleusenammerwände wurden von einem Stelzenponton aus gerammt. Unter Verwendung einer hydraulischen Mäklertführung wurden die Wände aus Doppel-Bohlen mit einem Vibrationsbär (PTC 50H) vorgeammt und von einem Dieselbär (D 22) auf Endtiefe gebracht.

Die vorgenannten Arbeiten wurden im April 1990 begonnen und im Dezember 1993 beendet. Die Nordschleuse wurde im Februar 1994 wieder in Betrieb genommen. Die Kosten für die Verlängerung der Nordschleuse und den Bau der Vorhafenmole betragen circa 67,1 Mio. DM. Hiervon entfielen 3,8 Mio. DM auf den Stahlwasserbau und 6,9 Mio. DM auf die maschinelle und elektrotechnische Ausrüstung.

4. Zusammenfassung

Die in den Jahren 1949 bis 1957 erbaute Schleusenanlage Offenbach erfüllte die gestiegenen Anforderungen der Schifffahrt (185 m lange Schubverbände, bis zu 2,70 m abgeladene Schiffe) nicht mehr. Unter voller Aufrechterhaltung des Schifffahrtsbetriebes in der Südschleuse wurde die bisher 110 m lange Nordschleuse zu einer 230 m langen Schleusenammer mit neuen Häuptionern ausgebaut. Der untere Schleusenvorhafen erhielt eine neue Trennmole mit einem 300 m langen Schiffswartepplatz. Die Stahlbetonbauwerke der Schleusenammer wurden in Spundwandbaugruben errichtet. Die neuen Schleusenammer- und Trennmolenwände wurden von einem Stelzenponton aus mit hydraulisch geführten Mäklern gerammt.

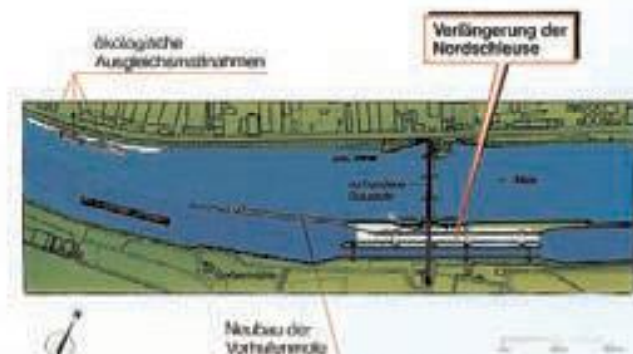


Bild 1: Ausbau der Schleusenanlage Offenbach: Lageplan

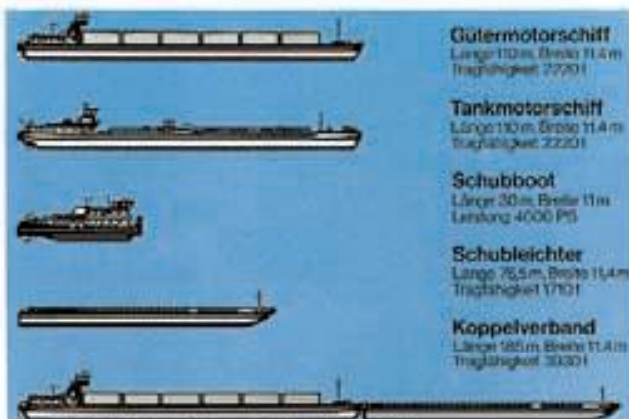


Bild 8: Schiffe im Güterverkehr auf dem Main



Bild 11: Mitteldamm im Bereich der Baugrube des neuen Unterhauptes der Nordschleuse



Bild 9: Staustufe Offenbach: Blick von Westen. Links: Ausbau der Nordschleuse. Rechts: Schiffahrtsbetrieb in der Südschleuse



Bild 12: Rammarbeiten im Bereich der Baugrubenumachließung des neuen Unterhauptes der Nordschleuse



Bild 10: Mitteldamm im Bereich des alten Unterhauptes der Nordschleuse mit Bohrpfählen, Steckträgern und provisorischer Abstützung und Verankerung der nördlichen Kammerwand der Südschleuse

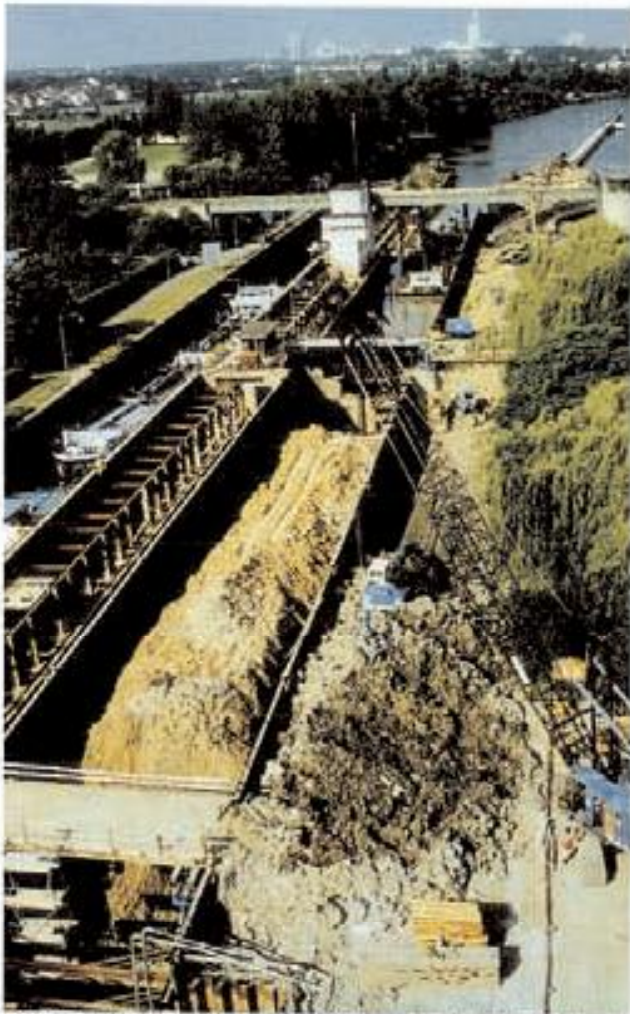


Bild 13: Im Vordergrund die alte Nordschleuse, in der Aushub zwischenlagert wird, um die Verankerung der (nördlichen und südlichen) Kammerwände zu erneuern. Provisorische Verankerung und Abstützung der nördlichen Kammerwand der Südschleuse



Bild 14: Blick in die Baugrube des neuen Oberhauptes der Nordschleuse, Schalung der Torumläufe

Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen von Spundbohlen

Teil 1: Erläuterung der physikalischen und theoretischen Grundlagen

Dipl.-Ing. Wolf-J. Gerasch, Hannover

Bei der Erstellung von Baugrunderwänden im innerstädtischen Bereich sowie bei der Verbreiterung oder Vertiefung von Kanälen oder Hafenanlagen werden Spundbohlen oder I-Profile in den Boden gerammt. Dabei werden Lärm und Erschütterungen erzeugt, die, besonders bei intensiver Bebauung, zu einer erheblichen Belästigung der Anwohner führen können und Schäden an Gebäuden verursachen. Da es für den Bauherrn oder für die Baufirma nicht zumutbar ist, während der Bauphase das Bauverfahren zu ändern, ist es erforderlich, schon während der Planungsphase zu untersuchen, ob ein kostengünstiges Bauverfahren eingesetzt werden kann (Rammen) oder kostenintensive Verfahren (Schlitz- oder Bohrpfehlwand) eingesetzt werden müssen.

1. Einbringgeräte

1.1 Erregung

Es können schlagende Einbringgeräte (Rammen) oder Vibratoren eingesetzt werden. Wird eine Ramme eingesetzt, so erfolgen zwischen 30 und 120 Schläge/min (Bild 1). Jeder Schlag für sich stellt eine transiente Erre-

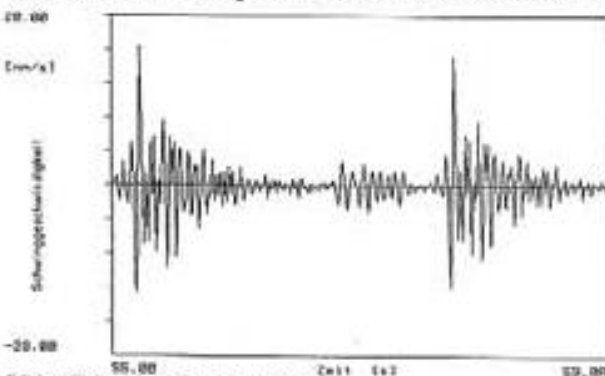


Bild 1: Zeitverlauf - Schlagramme

gung dar. Das Spektrum eines Schlages auf den Boden hängt von der Bodenart und der Entfernung zwischen der Erregung und dem Meßpunkt ab (Bild 2). Obwohl es sich um eine periodische Erregung handelt, kann, wie vorher dargestellt, jeder Schlag für sich betrachtet werden. Die Welle im Boden wird etwa mit einer Geschwindigkeit von $c_R > 100$ m/s transportiert. Je nach Schlagzahl weist die Welle, bevor ein neuer Schlag erfolgt, eine Entfernung von $l = 100 - 200$ m auf. Dabei wird von der langsamsten Welle im Boden,

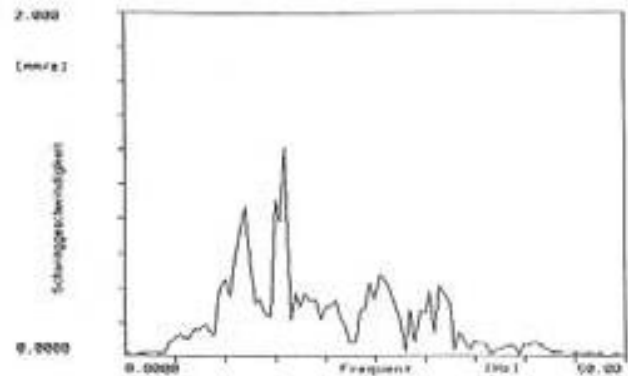


Bild 2: Spektrum eines Schlages

der Oberflächenwelle (Rayleigh-Welle), ausgegangen.

$$c_R \approx 0,9 \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G: Schubmodul

ρ : Dichte

c_R : Geschwindigkeit der Rayleigh-Welle

Wird ein Vibrator eingesetzt (die Tourenzahlen liegen bei 1.000 - 2.300 U/min), so liegt eine harmonische Erregung vor (Bild 3). Das Spektrum zeigt eine ausgeprägte Amplitudenspitze bei der Arbeitsfrequenz des Vibrators (Bild 4). Bei einem nicht optimalen Einsatz des Vibrators ist auch Energie bei den ganzzahligen Vielfachen der Erregerfrequenz enthalten.

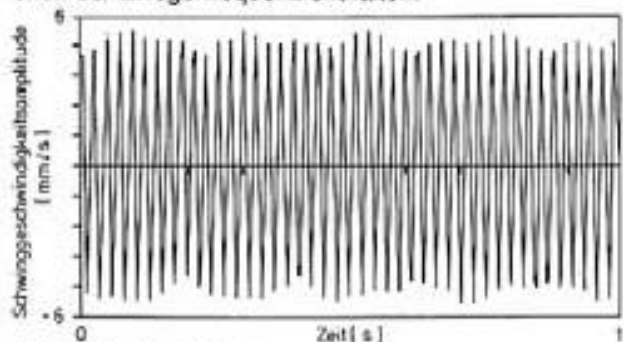


Bild 3: Zeitverlauf - Vibrator

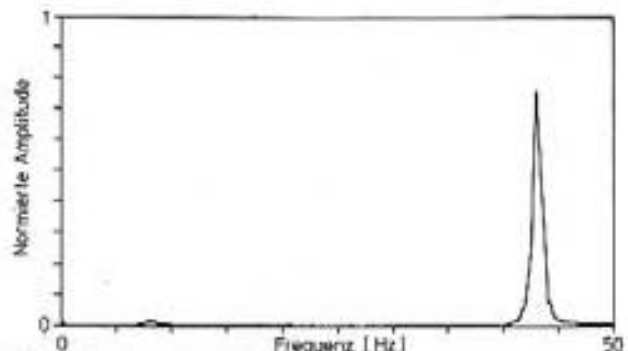


Bild 4: Spektrum eines Vibrators

Da häufig zu beobachten ist, daß die Amplituden beim Anlaufen und Auslaufen des Vibrators Maximalwerte annehmen, weisen die neuen Vibratoren Unwuchten auf, die erst herausgefahren werden, wenn die Arbeitsfrequenz erreicht ist. Somit treten vorher keine Fliehkräfte auf.

1.2 Krafteinleitung

Die Schwingungen, die beim Einbringen von Spundbohlen auftreten, werden nicht auf der Halbraumoberfläche, sondern im Inneren des Halbraumes erzeugt. Zu Beginn des Rammvorganges besteht eine oberflächennahe Erregung, die in Abhängigkeit vom Arbeitsfortschritt immer mehr im Halbrauminneren wirkt. Es ist bisher noch nicht möglich, das Material- und Verformungsverhalten im Nahbereich der Spundbohle zu beschreiben. Beim Einsatz der Schlagramme muß bei jedem Einzelschlag die Haftreibung zwischen einer Bohle und dem Boden überwunden werden. Folgendes idealisierte mechanische Modell wird bisher für die dynamische Berechnung als Grundlage angesetzt (Bild 5).

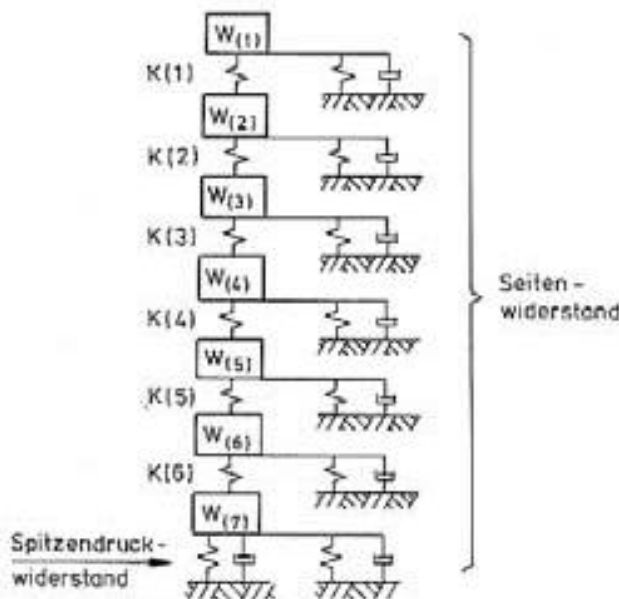
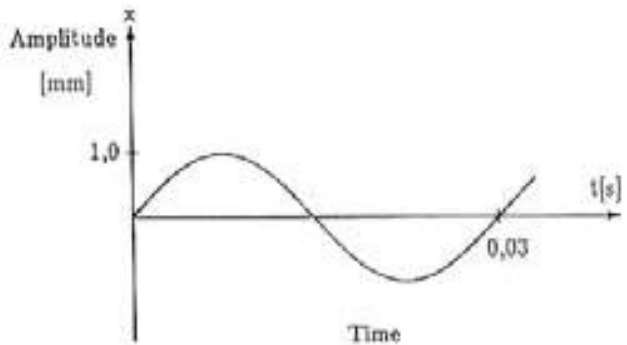


Bild 5: Modell Rammpfahl - Boden

Wird der Vibrator eingesetzt, so ist die Spundbohle immer in Bewegung, so daß die Haftreibung zwischen Bohle und Boden stark reduziert ist. Überwunden werden muß ständig der Spitzenwiderstand. Die vom Vibrator erzeugte Energie je Periode kann Bild 6 entnommen werden.

2. Ausbreitung der Wellen im Boden

Störquellen auf der Halbraumoberfläche eines elastischen Halbraumes oder in dessen Nähe erzeugen elastische Wellen. Hierbei treten, wenn homogener Boden vorausgesetzt wird, drei Typen von ebenen Wellen auf:



$$E = \int_0^{2\pi} F \frac{dx}{dt} dt = \int_0^{2\pi} F dx$$

$$= \int_0^{2\pi} = T F \cdot v \cdot dt = \pi \cdot F_0 \cdot z_0$$

$$\omega = 2\pi \cdot f = \frac{2\pi}{T}$$

Bild 6: Energie eines Vibrators je Periode

1. Longitudinalwelle
2. Transversalwelle (Scherwelle)
3. Oberflächenwelle (Rayleigh-Welle).

Die Wellenfront der Longitudinal- und Transversalwelle stellt eine Halbkugelfläche dar (Bild 7), so daß die Erschütterungsintensität in dem Maße abfällt, wie die Fläche anwächst (l²). Die Amplituden des Drucks und der Schwinggeschwindigkeit fallen proportional mit der Entfernung von dem Erreger ab, d.h.

$$p, v \sim \frac{1}{l}$$

l: Entfernung zwischen Erreger und Objekt
v: Schwinggeschwindigkeitsamplitude
p: Druck

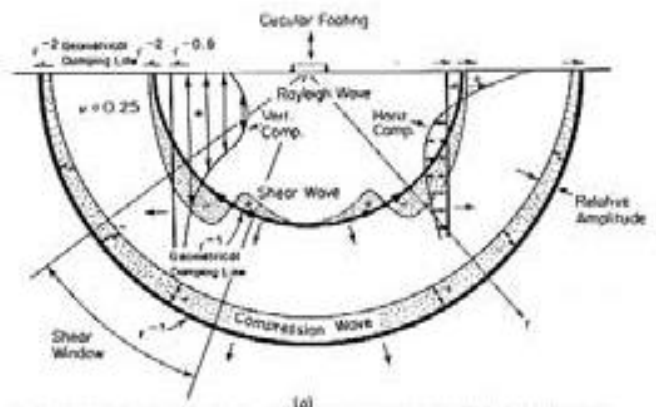


Bild 7: Ausbreitung der Amplitude unter einem Kreisfundament

Die Wellenfront der Rayleigh-Welle stellt dagegen eine Zylinderfläche dar. Die Intensität der Energie fällt proportional mit 1/l ab. Damit ändern sich die linearen Feldgrößen proportional mit:

$$p, v \sim \frac{1}{\sqrt{l}}$$

Die Abnahme der Schwinggeschwindigkeit mit wachsender Entfernung zur Erregung ist für die Rayleigh-Welle wesentlich kleiner als für die Raumwellen. Die Bedeutung der Oberflächenwellen für das vorliegende Problem wird auch dadurch noch erhöht, daß, bezogen auf die eingeleitete Energie, etwa 67 % von der Oberflächenwelle transportiert wird.

Dieses trifft aber erst zu, wenn die Oberflächenwelle sich ausgebildet hat. Sie entsteht beim Auftreten der Longitudinalwelle auf die Grenzfläche (Halbraumoberfläche)

$$l_1 > \frac{h \cdot c_R}{\sqrt{c_L^2 - c_R^2}}$$

h: Entfernung der Erregung von der Halbraumoberfläche

c_R : Wellengeschwindigkeit der Oberflächenwelle

c_L : Wellengeschwindigkeit der Longitudinalwelle

Beim Auftreten der Transversalwelle wird die Oberflächenwelle verstärkt

$$l_2 > \frac{h \cdot c_R}{\sqrt{c_T^2 - c_R^2}}$$

Wird beim Boden von einem elastischen Verhalten ausgegangen, so kann die Abnahme der Amplitude mit wachsender Entfernung zur Erregung folgendermaßen angeschrieben werden:

$$v(l) = v(l_M) \cdot \left(\frac{l_M}{l}\right)^\beta$$

$$\beta = 1,0 \text{ für } l \leq 5 \text{ m}$$

$$\beta = 0,5 \text{ für } l > 5 \text{ m}$$

$v(l)$ [mm/s]: Schwinggeschwindigkeitsamplitude in der Entfernung l [m]

$v(l_M)$ [mm/s]: Schwinggeschwindigkeitsamplitude (gemessen) in der Entfernung l_M [m]

Da der Boden aber viskoelastische Eigenschaften aufweist, erfolgt eine zusätzliche Amplitudenabnahme durch Energiedissipation:

$$e^{-\alpha_R(\omega) \cdot (l-l_M)}$$

Die "geometrische" und die Materialdämpfung werden für die Oberflächenwelle mit folgender Gleichung berücksichtigt:

$$v(l) = v(l_M) \cdot \sqrt{\frac{l_M}{l}} \cdot e^{-\alpha_R(\omega) \cdot (l-l_M)}$$

mit:

α_R : Dämpfungskoeffizient (Rayleigh-Welle)

ω : Eigenkreisfrequenz

Für Sandboden liegt der Dämpfungskoeffizient zwischen

$$\alpha_R \approx 0,02 - 0,10 \text{ [1/m]}$$

Da der Boden wie ein Tiefpaß wirkt, werden die Amplituden mit hohen Frequenzen stärker absorbiert als die langwelligeren Schwingungen.

3. Schwingungen in den Gebäuden

Ist die Schwinggeschwindigkeitsamplitude auf dem Boden vor einem Gebäude bekannt, so kann, nachdem die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude in die drei Komponenten (x-, y-, und z-Richtung) zerlegt worden ist, die Amplitude am Fundament abgeschätzt werden.

$$v_{Fx} = D_x \cdot v_x$$

$$v_{Fy} = D_y \cdot v_y$$

$$v_{Fz} = D_z \cdot v_z$$

mit D_x, D_y, D_z : Konstanten (bauwerk- und frequenzabhängig)

z.B. Ein- bis Zweifamilienhaus:	$D_x \approx 0,3$
	$D_y \approx 0,2$
	$D_z \approx 0,5$

Sind die Amplituden am Fundament bekannt, so können sie auf der Geschoßdecke abgeschätzt werden. Horizontalrichtung Obergeschoß:

$$v_{xy} \approx k_{xy} \cdot v_{fx,y}$$

$$v_z \approx k_z \cdot v_{fz}$$

Die Konstanten $k_{x,y,z}$ hängen vom Boden, von der Frequenz und den Gebäudeparametern ab.

Für Sandboden, bei dem Einsatz einer Ramme und einem Gebäude - Einfamilienhaus, Holzbalkendecke -, ist von folgenden Werten auszugehen:

$$k_{x,y} \approx 1,5$$

$$k_z \approx 2,5$$

Wird ein Vibrator eingesetzt, so sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Resonanz
2. keine Resonanz.

Bei Resonanzregung kann ein Wert von $k_x \approx 15$ auftreten.

Liegt keine Resonanz vor, so ergibt sich ein Wert von $k_z \approx 1,5$.

4. Proberammung

Bei größeren Baumaßnahmen werden manchmal Proberammungen vorgenommen. Es ist üblich, dabei unterschiedliche Einbringgeräte einzusetzen (Schlagramme, Vibrator), wobei häufig auch mit und ohne Spülung gearbeitet wird.

Die Messung sollte folgendermaßen aufgebaut sein:

- Aufzeichnungsgeräte: digital oder analog
- Bei jeder Bohle (mindestens drei) sollte der gesamte Rammvorgang aufgezeichnet werden.
- Die Meßpunkte sollten folgendermaßen angeordnet werden:
 - auf dem Boden (2 Meßpunkte, x-, y-, z-Richtung)

- am Fundament (2 Gebäude, x-, y-, z-Richtung)
- im Gebäude (3 Geschößdecken z-Richtung und im Obergeschoß x- und y-Richtung).

Mit der Kenntnis der Schwingungen auf dem Boden können die Schwingungen in unterschiedlicher Entfernung zum Emissionsort berechnet werden (siehe Abschnitt 3). Da die Übergangswerte Boden-Fundament-Decken bekannt sind, können die Schwingungen auch in vergleichbaren Gebäuden berechnet werden, die eine andere Entfernung zum Emissionsort aufweisen.

5. Einwirkung der Schwingung auf den Boden

Treten Schäden an baulichen Anlagen während oder nach Rammarbeiten auf, so kann häufig davon ausgegangen werden, daß diese Schäden durch Setzungen der Fundamente erzeugt worden sind. Schwingungen im Boden können Sackungen und Fließen erzeugen und damit zu Setzungen von Gründungskörpern führen. Wird der Boden Beschleunigungsamplituden oder Verzerrungen ausgesetzt, so nimmt die Scherspannung ab und es kommt zu Kornumlagerungen (Verdichtung). Es bestehen zwei Möglichkeiten, die Wahrscheinlichkeit abzuschätzen:

1. über Beschleunigungsamplituden
2. über Verzerrungen.

Soll Boden verdichtet werden, so wird er bewußt zu Schwingungen angeregt. Die Untersuchungen, ab welcher Beschleunigungsamplitude eine Kornumlagerung erfolgt, beginnen bei

$$a \geq 1 \cdot g \quad \begin{matrix} (a: \text{Beschleunigungsamplitude}) \\ (g: \text{Erdbeschleunigung.}) \end{matrix}$$

Das wesentliche Interesse liegt bei den Untersuchungen darin, festzustellen, wie sich der Boden unter Erdbebenbelastungen verhält (Bild 8). Es fehlen deshalb noch Untersuchungsergebnisse im Bereich der vorwiegend bei Rammarbeiten auftretenden Beschleunigungen, d.h. $a < 1 \cdot g$.

Die Frequenz hat keinen wesentlichen Einfluß auf die Änderung der Scherspannung (Bild 9). Bei locker und mitteldicht gelagerten, nichtbindigen Böden kann eine Kornumlagerung des Bodens ab einer Beschleunigungsamplitude von

$$a \geq 1/3 \cdot g$$

nicht mehr ausgeschlossen werden (Bild 10).

Die Beschleunigungsamplituden können aus den Schwinggeschwindigkeitsamplituden berechnet werden. Es kann das Zeitsignal im Rechner differenziert werden, so daß der Beschleunigungsverlauf vorliegt. Wird der Vibrator eingesetzt, so kann über die Beziehung

$$a = v \cdot 2\pi \cdot f_{\text{er}} \quad \begin{matrix} (a: \text{Beschleunigung}) \\ (v: \text{Geschwindigkeit}) \\ (f_{\text{er}}: \text{Erregerfrequenz}) \end{matrix}$$

die Beschleunigung berechnet werden. Einen Einfluß auf die Verdichtung hat auch die Zahl der Lastwechsel (Bild 11), so daß häufig die Gefahr der Verdichtung bei Vibratoren größer als bei Schlagrammen ist.

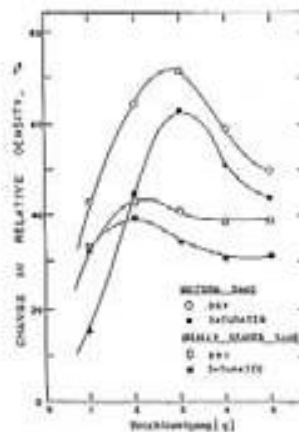


Bild 8: Verdichtung in Abhängigkeit von der Beschleunigung

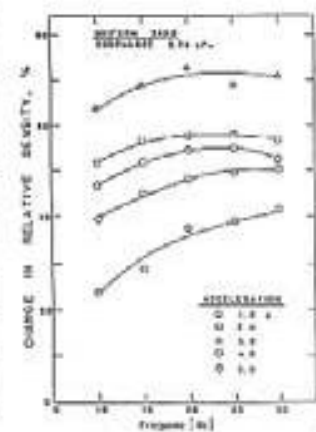


Bild 9: Einfluß der Frequenz auf die Verdichtung

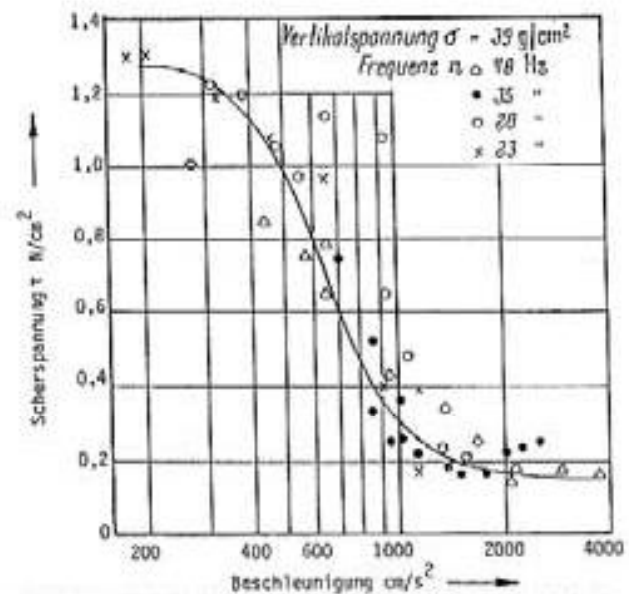


Bild 10: Einfluß der Beschleunigung auf die Scherspannung im Boden

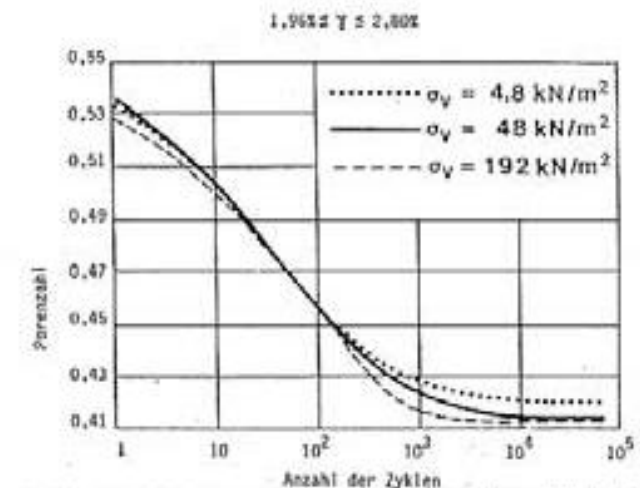


Bild 11: Verdichtung einer Sandprobe im Simple-Shear-Gerät infolge zyklischer Scherverformung bei unterschiedlichem vertikalem Druck

Untersuchungen^{1,2} haben gezeigt, daß ab einer Verzerrung

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \geq 10^{-4}$$

der Schubmodul kleiner wird (Bild 12). Dies trifft für bindigen und nichtbindigen Böden zu. Die Verzerrung kann aus der Schwinggeschwindigkeitsamplitude berechnet werden:

$$\gamma = \frac{v_R}{c_s}$$

mit

$$v_R = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$$

$v_{x,y,z}$: Schwinggeschwindigkeitsamplituden der x-, y-, z-Richtungen [mm/s]

c_s : Geschwindigkeit der Scherwellen im Boden

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G: Schubmodul

ρ : Dichte

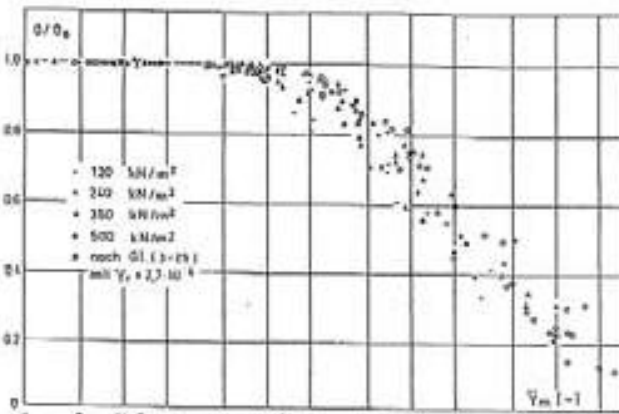


Bild 12: G/G_0 in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude

	Bodenart				
	Sand locker	Sand mitteldicht	Sand dicht	Lehm weich-hart	Ton halb-fest-hart
c_s [m/s]	100	176	250	150	400

Die Setzungen können, wenn die Verzerrungen unterhalb von

$$\gamma < 10^{-3}$$

bleiben, folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$s = \sum_{k=1}^n \frac{\Delta \tau_k}{E_{sk}} \cdot \Delta z_k$$

s: Gesamtsetzung

Δz_k : Höhe der einzelnen Schichten

$\Delta \tau_k$: mittlere Spannung in einer Schicht infolge Sohlspannung

E_{sk} : mittlerer Steifemodul einer Schicht

Liegen die Verzerrungen bei

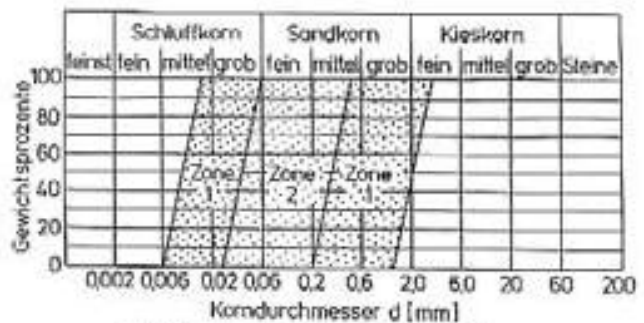
$$\gamma \geq 10^{-3}$$

so besteht zur Zeit keine Möglichkeit, eine Setzung zu berechnen.

Liegt ein gleichförmiger Boden vor, der einen hohen Grundwasserspiegel aufweist, so kann schon bei geringen Beschleunigungsamplituden eine Bodenverflüssigung eintreten. Damit kann der Boden kurzzeitig einen starken Verlust seiner Tragfähigkeit erfahren. In Bild 13 ist dargestellt, welche Böden besonders anfällig sind. Dabei ist zu erkennen, daß Beschleunigungsamplituden von

$$a \approx 1/10 \cdot g$$

schon zu einer Bodenverflüssigung führen können. Besonders in Norddeutschland befinden sich derartige Sandböden, so daß es dort bei Rammarbeiten zum Fließen des Bodens kommen kann und schon häufiger gekommen ist.



Vertilüssigunggefährdete Kornverteilung

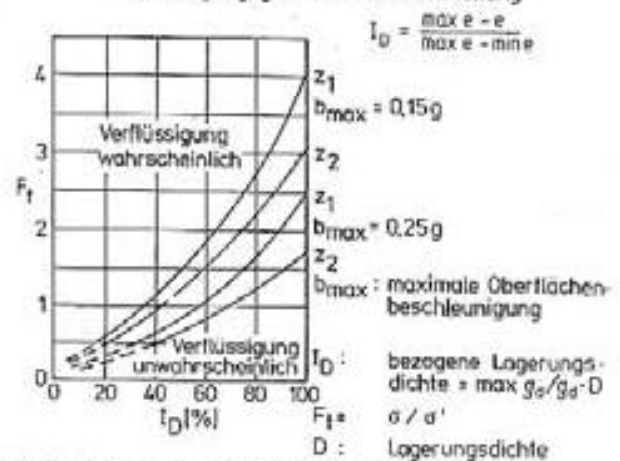


Bild 13: Diagramm zur Abschätzung der Gefahr einer Bodenverflüssigung

6. Einwirkung der Schwingung auf Gebäude

6.1 Normen

Ist eine Schlagramme im Einsatz, so nennt die DIN 4150, Teil 3, in Tabelle 1 Anhaltswerte am Fundament, bei deren Unterschreitung davon auszugehen ist, daß Schäden nicht erzeugt werden. Der Anhaltswert hängt von der Gebäudeart und der Frequenz ab (Bild 14). Damit ist die Möglichkeit geschaffen, über die Messung

**Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit v_i
zur Beurteilung der Wirkung von kurzzeitigen Erschütterungen**

Zeile	Gebäudeart	Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit v_i in mm/s			
		Fundament			Deckenebene des obersten Vollgeschosses
		Frequenzen			
< 10 Hz	10 bis 50 Hz	50 bis 100 ^{*)} Hz	alle Frequenzen		
1	Gewerblich genutzte Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	20	20 bis 40	40 bis 50	40
2	Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder ihrer Nutzung gleichartige Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	5	5 bis 15	15 bis 20	15
3	Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit nicht denen nach Zeile 1 und 2 entsprechen <u>und</u> besonders erhaltenswert (z.B. unter Denkmalschutz stehend) sind.	3	3 bis 8	8 bis 10	8

^{*)} Bei Frequenzen über 100 Hz dürfen mindestens die Anhaltswerte für 100 Hz angesetzt werden.

Bild 14: DIN 4150, Teil 3, Tabelle 1

der Schwinggeschwindigkeitsamplitude am Fundament eine globale Aussage über die Schadenswahrscheinlichkeit treffen zu können. Entscheidend ist die maximale Einzelkomponente der Schwinggeschwindigkeit am Fundament v_i . Die Schweizer Norm SN 640312a arbeitet mit der resultierenden Schwinggeschwindigkeitsamplitude v_{ri} . Der Meßwert am Fundament läßt auch eine globale Aussage beim Einsatz von Vibratoren zu, was die DIN 4150 nicht erlaubt.

Die Schwingungen in den Horizontalrichtungen sollten im obersten Vollgeschoß nicht über $v_i = 15 \text{ mm/s}$

liegen, wenn eine Ramme eingesetzt wird. Schäden sind bei einer Amplitude von

$$v_i \leq 5 \text{ mm/s}$$

auszuschließen, wenn ein Vibrator eingesetzt wird.

Die Schwingungen der Geschoßdecken in Vertikalrichtung sollten folgende Amplitude nicht überschreiten:

$$v_z \leq 20 \text{ mm/s} \quad \text{Ramme}$$

$$v_z \leq 10 \text{ mm/s} \quad \text{Vibrator.}$$

6.2 Spannungen

Es kann ein Zusammenhang zwischen der dynamischen Spannung und den kinematischen Größen angeschlossen werden.

$$\text{Dgl.: } F(x, t) = \mu \cdot \ddot{w}(x, t) + E \cdot J \cdot w^{IV}(x, t) + E \cdot J \cdot k_f \cdot w^{IV}(x, t) + k_a \cdot w(x, t)$$

Lösung der homogenen Dgl.:

$$w(x, t) = X(x) \cdot T(t)$$

$$\mu \cdot X \cdot \ddot{T} + k_a \cdot X \cdot T + E \cdot J \cdot X^{IV} \cdot T + E \cdot J \cdot k_f \cdot X^{IV} \cdot T = 0$$

$$\text{Lösung: } \sigma(x, t) = \sqrt{E \cdot \rho} \cdot \sqrt{k} \cdot \dot{w}(t) \cdot \frac{\Phi_n}{\Phi_n} \cdot \left(\frac{\omega_n}{\Omega} \right)$$

- mit E: Elastizitätsmodul
- ρ : Dichte
- $w(t)$: Schwinggeschwindigkeit
- Φ_n : Eigenschwingungsform
- Φ_n' : Ableitung der Eigenschwingungsform
- ω_n : Eigenkreisfrequenz
- $\frac{\Phi_n}{\Phi_n} = k_a$: abhängig von den Randbedingungen
- Ω : Erregerfrequenz
- k: Profilkennlinie

Da nur der Fall

$$\frac{\omega_n}{\Omega} \approx 1$$

von Interesse ist, kann der Zusammenhang zwischen Materialspannung und der Schwinggeschwindigkeitsamplitude zu

$$\sigma(x, t) = \sqrt{E \cdot \rho} \cdot \sqrt{k} \cdot k_a \cdot \dot{w}(t)$$

angeschrieben werden. Somit kann mit Kenntnis der Schwinggeschwindigkeitsamplitude die Materialspannung gut abgeschätzt werden.

Für eine Rohrleitung im Erdreich kann folgende Bezeichnung angeschrieben werden:

$$\sigma_{max} = E \cdot R \cdot \frac{\partial R}{c_R^2} = E \cdot R \cdot \frac{v_R}{2 \cdot \pi \cdot l \cdot c_R^2}$$

mit: R : Radius des Rohres
 a_R : Beschleunigungsamplitude
 c_R : Geschwindigkeit der Rayleigh-Welle

Die Spannungen, die von den beiden anderen Wellentypen erzeugt werden, sind kleiner.

6.3 Ermüdung

Unter der Ermüdung des Materials wird ein Zustand verstanden, der zum Beispiel durch Risse infolge einer veränderlichen, zyklischen Spannung entsteht. Der größte Spannungswert kann beträchtlich kleiner sein als die zulässige Spannung bei einer statischen Befastung. Deshalb hat der Nachweis der Konstruktion auf Ermüdung häufig eine wesentliche Bedeutung bei dynamischen Belastungen. Die Grenzen der Dauerschwingfestigkeit liegen für verschiedene Materialien vor. Am bekanntesten ist die Wöhler-Kurve. Wöhler hat als erster erkannt, daß sich der Bruch des Materials durch vielfach wiederholte Schwingungen herbeiführen läßt, von denen keine die absolute Bruchgrenze erreicht. Für Stahl und die Anschlüsse im Stahlbau (Schweißnähte) liegen ausreichende Erkenntnisse vor. Wesentlich seltener sind Ergebnisse der Ermüdungsfestigkeit von Nichtmetallwerkstoffen zu erhalten.

Für Holz kann mit einer Dauerwechselfestigkeit zur statischen Biegefestigkeit σ_B von

$$\frac{\sigma_{Dw}}{\sigma_B} = 0,35$$

gerechnet werden.

Für Stahlbetonbauteile beträgt die zulässige Schwingbreite bei nicht vorwiegend ruhender Belastung:

$$\sigma = 180 \text{ MN/m}^2$$

bei BST 420/500. Über das Ermüdungsverhalten von Beton liegen einige Untersuchungen vor. Danach kann von einem Ermüdungsbeiwert von

$$\mu = 2$$

ausgegangen werden.

Für Mauerwerke wird in der DIN 4178: Glockentürme, ein Beiwert von

$$\mu = 2,5$$

vorgeschlagen.

Da es häufig Schadensmeldungen von Hauseigentümern gibt, die sich auf Putzschäden beziehen, ist es auch erforderlich, für Putz einen Ermüdungsbeiwert zu nennen. Gearbeitet werden kann mit einem Ermüdungsbeiwert von

$$\mu = 3,$$

obwohl nicht beurteilt werden kann, ob dieser Wert realistisch ist, da Untersuchungsergebnisse fehlen.

6.4 Schäden

In der DIN 4150, Teil 3, wird auf Geschoßdecken eine Schwinggeschwindigkeitsamplitude von

$v_z \leq 10 \text{ mm/s}$
 zugelassen.

Wird von einer Holzbalkendecke (Einfeld) ausgegangen, so ergibt sich eine Spannung von

$$\sigma_{\max} = \sqrt{10^7 \cdot 0,8} \cdot \sqrt{3} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,01 = 49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Die Spannung liegt bei etwa 0,5 % der zulässigen Spannung für Biegung. Für den Putz ergibt sich eine Spannung von

$$\sigma_{\text{Holz}} = 49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \varepsilon \cdot 10^7 \Rightarrow \varepsilon = 4,9 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{\text{Putz}} = 4,9 \cdot 10^{-6} \times 1,0 \times 10^5 = 4,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Die zulässige Biegespannung kann für Putz mit $\sigma_B = 100 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

Es ist zu erkennen, daß für den Holzbalken und den Putz keine Schäden zu erwarten sind. Wesentlich ungünstiger liegen die Spannungen, wenn der Putz auf Mauerwerk angebracht ist und das Mauerwerk senkrecht zur Fläche schwingt. Treten dann

$$v = 10 \text{ mm/s}$$

auf, so ist von einer Biegespannung von

$$\sigma_{Bz} \approx 25 \text{ kN/m}^2$$

auszugehen. Bei Dauereinwirkung und einem Ermüdungsbeiwert von

$$\mu = 3,0$$

wird die zulässige Spannung fast erreicht.

6.5 Einwirkung auf den Menschen

Die DIN 4150, Teil 2, befaßt sich mit der Einwirkung von Schwingungen auf den Menschen. Sie nennt Anhaltswerte, bei deren Unterschreitung eine erhebliche Belästigung von Bewohnern der Gebäude ausgeschlossen werden kann. Die Norm aus dem Jahr 1975 nannte auch Anhaltswerte für Schwingungen, die bei Rammarbeiten erzeugt werden. Die zur Zeit gültige Fassung der DIN (1992) enthält keine Anhaltswerte für Schwingungen, die von Baumaßnahmen ausgehen, da sich der DIN-Ausschuß auf keine Anhaltswerte einigen konnte. Es wurde eine Arbeitsgruppe gebildet, die den Versuch unternimmt, Anhaltswerte auch für Baustellenerschütterungen zur Verfügung zu stellen.

6.6 Störung empfindlicher Geräte

Wird im innerstädtischen Bereich eine Baumaßnahme durchgeführt, bei der Erschütterungen erzeugt werden, so ist nicht auszuschließen, daß in der näheren Umgebung in Arztpraxen oder Labors hochempfindliche Geräte im Einsatz sind, die durch die Erschütterungen nicht gestört werden dürfen. Deshalb ist es erforderlich, von den Herstellern der Geräte die zulässigen Schwingungen am Aufstellungsort zu erfahren. Liegen keine Werte vor, was häufig der Fall sein wird, so ist vorher eine Schwingungsmessung durchzuführen, bei der

künstliche (Schwingungserreger) Schwingungen erzeugt werden, um die zulässigen Amplituden zu ermitteln. Ist die Schwingungsamplitude aus den Baumaßnahmen bekannt - aus einer Abschätzung der zu erwartenden Schwingungen -, so kann entschieden werden, ob die Schwingungen zu groß sein können. Dabei ist zu berücksichtigen, ob die Geräte in Feldmitte einer Geschoßdecke oder in einem Auflagerbereich stehen. Sind die Schwingungen zu groß, so können die Geräte elastisch gelagert werden. Besonders bei kleinen und nicht zu schweren Geräten kann die elastische Lagerung ohne großen Aufwand erfolgen.

Literatur

- ¹ Querschnittsbereich 1986, Dynamische Bodenkennwerte: Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Bayern. Eigenverlag.
- ² H. Jagau: Verhalten tonig-schluffiger Böden unter zyklischen Einwirkungen: Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik. Karlsruhe.

Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen von Spundbohlen

Teil 2: Aufbau und Handhabung des Prognoseprogramms - Demonstration, Vergleich von Prognosen und Messungen

Dipl.-Math. Katrin Funk, Hannover

1. Allgemeines

Das Expertensystem berechnet die beim Einbringen des Rammgutes auftretenden Schwingungen (Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungsamplituden) auf dem Boden (zum Beispiel vor einem Gebäude) und an verschiedenen Stellen im Gebäude. Berechnet werden die Schwingungen am Fundament, die Horizontalschwingungen des Obergeschosses und die Vertikalschwingungen auf den Geschoßdecken (Auflager, Deckenmitte). Diese Werte werden mit zulässigen Werten verglichen, wobei "zulässig" bezogen ist auf:

- Schäden, die durch unterschiedliche Setzungen des Gebäudes entstehen können,
- Schäden, die durch Gebäudeschwingungen verursacht werden,
- erhebliche Belästigung der Anwohner,
- vom Benutzer definierte zulässige Werte für Schwingungsgeschwindigkeiten auf den Geschoßdecken, zum Beispiel zur Vermeidung von Schäden an empfindlichen Geräten.

Werden zulässige Werte überschritten, so berechnet das System die maximal zulässige Einbringenergie und den zulässigen Mindestabstand zwischen Erregungspunkt und Immissionspunkt. Das System ist mit einer Datenbank verbunden, die eine Liste von Rammgeräten bzw. Vibratoren enthält. Bei Überschreitung zulässiger Werte werden die Geräte angezeigt, die maximal eine Energie gleich der berechneten zulässigen Energie aufbringen können. Ein Gerätevorschlag erfolgt entsprechend, falls das Einbringgerät oder bestimmte Geräteparameter, wie zum Beispiel die Drehzahl oder Fliehkraft im Fall eines Vibrators, nicht vorliegen.

Für die zulässige Energie und den Mindestabstand werden die zu erwartenden Schwingungen im Gebäude berechnet. Das System ist in Turbo-Pascal implementiert und auf einem PC lauffähig. Es ist folgendermaßen aufgebaut:

Der Benutzer gibt die Entfernung zwischen Erregungs- und Immissionspunkt, Geräteparameter, Gebäudeparameter, Bodenparameter etc. ein (Bild 1). Wird das Einbringgerät vorgegeben, so werden die resultierenden Schwingungsgeschwindigkeits- und Beschleunigungsampli-

tuden auf dem Boden vom System berechnet. Aus den Bodenparametern wird ein zulässiger Wert für die resultierende Bodenbeschleunigungsamplitude ermittelt. Hierbei bezieht sich "zulässig" auf die Vermeidung von Schäden durch Setzungen, die zum Beispiel durch Fließen oder Verdichtung des Boden entstehen können. Überschreitet der berechnete Wert für die Beschleunigungsamplitude den zulässigen Wert, so erscheint eine Warnung auf dem Bildschirm. Nach Ermittlung der maximal zulässigen Einbringenergie und des Mindestabstandes zwischen Erregungs- und Immissionspunkt können alternative Geräte vorgeschlagen werden.

Nach der Aufteilung der resultierenden Schwingungsgeschwindigkeitsamplitude auf dem Boden in Horizontal- und Vertikalkomponenten, die im wesentlichen von dem Gerätetyp, dem Rammgut, der Entfernung und der Bodenart abhängt, werden die Schwingungen im Gebäude berechnet. Aufgrund der unterschiedlichen Erregungsarten wird bei den Berechnungen grundsätzlich zwischen Ramme und Vibrator unterschieden.

Aus den ermittelten Geschwindigkeitskomponenten auf dem Boden werden die Schwingungsamplituden am Fundament in horizontaler und vertikaler Richtung, die Horizontalschwingungen des Obergeschosses und die Vertikalschwingungsamplituden auf den Decken, und zwar im Auflagerbereich und in Deckenmitte, berechnet. Die wesentlichen Einflußparameter sind hierbei der Gebäudetyp, die Gründungsart, die Deckenkonstruktion, die Deckengrundbiegeeigenfrequenz und die Erregerfrequenz. Im Fall eines Vibrators resultiert die Erregerfrequenz aus der Drehzahl der Unwuchten. Beim Einsatz einer Ramme wird von einem bodenabhängigen Spektrum ausgegangen. Die im System integrierten Normen (zum Beispiel DIN 4150, Teil 2 und 3, SN 640312a) enthalten zulässige Werte für die Schwingungen im Gebäude

- zur Vermeidung von Schäden durch Gebäudeschwingungen,
- bezüglich erheblicher Belästigung der Anwohner.

Entsprechend dem oben Erwähnten können wiederum mögliche Einbringgeräte vorgeschlagen werden.

2. Eingaben

Die für die Berechnung wesentlichen Eingabeparameter sind in Bild 1 aufgeführt.

3. Ausgaben

Das System gibt die an den folgenden Stellen berechneten Schwingungsgeschwindigkeits-, Beschleunigungs- und Verschiebungsamplituden aus:

Ramingut	Pfahl, Spundbohle, I-Träger
Winkel zwischen Spundwand und Strecke vom Erregungspunkt zum Immissionspunkt	$\leq 90^\circ$
Entfernung zwischen Erregungspunkt und Immissionspunkt	in m
Gerätetyp	Ramme, Vibrator
Geräteparameter	Energie pro Einzelschlag in kNm Fliehkraft in kN, Schwingamplitude in m, Drehzahl in U/min.
Gebäudetyp	Ein- Zweifamilienhaus, Mehrfamilienhaus, Bürogebäude, Stahlkonstruktion
Gründungsart	Pfahlgründung, Flachgründung
Deckenkonstruktion	Holzbohlendecke, Stahlträgerdecke, Stahlbetondecke, Stahlsteindecke
Grundbiegeeligenfrequenz der Decke	in Hz
Normen	DIN 4150, SN 640312a, ... benutzerdefinierte Werte
Bodenart	Ton, Schluff, Sand, Kies, Stein
Bodenparameter	Körnungslinie totale, effektive Spannung Lagerungsdichte Druck statischer Elastizitätsmodul

Bild 1: Benutzereingaben

- auf dem Boden vor dem Gebäude in Vertikal- und Horizontalrichtung,
- am Fundament in Vertikal- und Horizontalrichtung,
- im Obergeschoß in Horizontalrichtung,
- im Deckenauflagerbereich in Vertikalrichtung,
- in Deckenmitte in Vertikalrichtung.

Zulässige Werte werden für Schwinggeschwindigkeiten, Beschleunigungen und Verschiebungen für verschiedene Stellen ausgegeben. Hierbei gilt für "zulässig" dasselbe wie in Abschnitt 1. Das System gibt den jeweils zulässigen Mindestabstand zwischen Erregungspunkt und Immissionspunkt, das heißt den Abstand zum Immissionspunkt, der beim Aufbringen der vorgegebenen Energie nicht unterschritten werden darf, und die jeweils zulässigen Geräteparameter an. Dieses sind für eine Ramme die maximal zulässige Einbringenergie und für einen Vibrator die zulässigen Werte für die Fliehkraft, Schwingamplitude oder Drehzahl bzw. eine Formel, mit deren Hilfe der Benutzer zulässige Werte ermitteln kann (zum Beispiel $F \cdot A \leq 20 \text{ kNm}$). Grafiken veranschaulichen die Ergebnisse und zeigen die Abhängigkeit der berechneten Größen von gewissen Eingabeparametern. Aus einer Datenbank werden diejenigen Geräte ausgewählt und angezeigt, bei deren Einsatz die zulässigen Werte nicht überschritten werden können.

4. Lärm

Das Expertensystem erstellt nach Eingabe der Position und Höhe der Schallquellen sowie der Hindernisse (Häuser, Wände) eine Lärmkarte. Die Emissionspegel sind vom lärm erzeugenden Gerät abhängig. Die Arealgröße und Aufpunkthöhe werden vom Benutzer eingegeben. Grundlage für die Berechnung ist die VDI 2714.

Bei der Berechnung der Lärmpegel werden die freie Ausbreitung, die Beugung an Hindernissen sowie Einfachreflexion für Aufpunkte im Schallschatten berücksichtigt. Liegen keine einzelnen Hindernisse, sondern eine Straßenschlucht vor, so rechnet das System mit Mehrfachreflexion.

Das Programm legt ein Gitter mit 37 x 37 Gitterpunkten über das Areal und berechnet den Lärmpegel für die eingegebene Aufpunkthöhe in jedem Gitterpunkt. Die einzelnen Pegelwerte können explizit angezeigt werden. Des weiteren erstellt das System eine zweidimensionale Lärmkarte für das eingegebene Areal in der eingegebenen Aufpunkthöhe mit einem Isophonenabstand von 5dB (A).

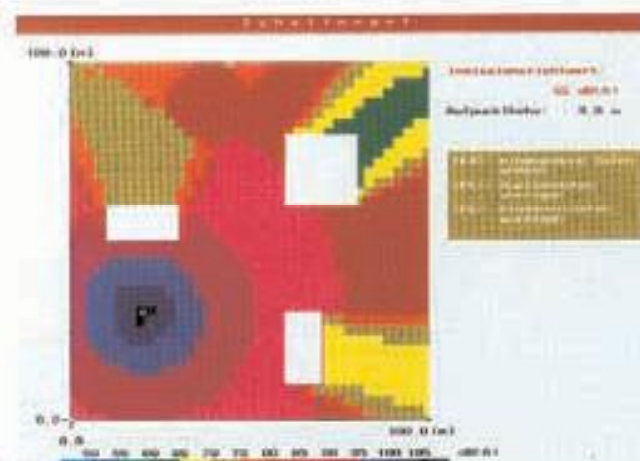


Bild 2: Beispiel für eine Lärmkarte

5. Anhang

Beispiel für eine Vorausberechnung:

In Bild 3 sind die Benutzereingaben aufgeführt:

Entfernung zwischen Erregungspunkt und Emissionspunkt:	16,0 m
Rammgut:	Spundbohle
Winkel zwischen Spundwand und der Strecke vom Erregungspunkt zum Immissionspunkt: ..	90 °
Gerätetyp:	Ramme
Gerätebezeichnung:	Menck MHL 80
Energie pro Einzelschlag:	43,0 kNm

Eingegebene Daten für die Gebäudeparameter:

Gebäudetyp:	Ein-/Zweifamilienhaus
Gründung:	Flachgründung
Deckenkonstruktion:	Stahlsteindecken
Deckeneigenfrequenz:	15,0 Hz
Gebäudeart:	Wohngebäude
Baugebiet:	Wohngebiet
Norm:	DIN 41 50

Eingegebene Daten für Bodenparameter:

Bodenkennwert:	Sand
Verlauf der Körnungslinie in:	Zone 2
bezogene Lagerungsdichte ID:	45 %
Faktor Ft:	2
Elastizitätsmodul E:	100,0 MN/m ²
Rammarbeiten in der Nähe eines Hanges: ...	nein

Bild 3

Die wesentlichen Ergebnisse sind in Bild 4 und Bild 5 zusammengefaßt:

	Geschwindigkeiten in mm/s	Verschiebungen in mm	Beschleunigungen in mm/s ²
Boden	$v_x = 4,9$ $v_y = 2,8$ $v_z = 4,4$ $v_{\text{res}} = 7,3$	$s_x = 0,05$ $s_y = 0,03$ $s_z = 0,05$	$a_x = 690$ $a_{\text{res}} = 990$
Fundament	$v_x = 1,6$ $v_y = 0,6$ $v_z = 2,2$	$s_x = 0,02$ $s_y = 0,01$ $s_z = 0,02$	$a_x = 136$ $a_y = 54$ $a_z = 209$
Obergeschoß	$v_x = 1,9$ $v_y = 0,7$	$s_x = 0,02$ $s_y = 0,01$	$a_x = 178$ $a_y = 69$
Deckenaufleger	$v_x = 2,7$	$s_x = 0,03$	$a_x = 251$
Deckenmitte	$v_x = 6,7$	$s_x = 0,07$	$a_x = 628$

Warnung bzgl. Belästigung!
 zulässiger Wert auf Deckenmitte überschritten
 $v_{\text{zulässig}} = 5,9 \text{ mm/s}$

Bild 4

	Energie	Abstand
eingegabene Werte	43 kNm	18 m

zulässig bzgl.	max. zul. Energie im Abstand 18 m	zul. Mindestabstand für E = 43 kNm
Schäden durch Setzungen	87,8 kNm	12,6 m
Schäden durch Gebäudeschwingungen	341,2 kNm	4,4 m
Belästigung der Anwohner	33,3 kNm	21,8 m

↓

Gerätevorschlag:
 Auflistung der im System abgespeicherten Rammern, die max. eine Energie von 33,3 kNm aufbringen können

Bild 5

v_x , v_y und v_z sind dabei die Schwinggeschwindigkeitsamplituden in horizontaler und vertikaler Richtung, v_{res} die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude, s_x , s_y und s_z sind Verschiebungsamplituden und a_x , a_y , a_z und a_{res} Beschleunigungsamplituden. a_{zul} ist dabei die bezüglich Schäden durch unterschiedliche Setzungen zulässige Bodenbeschleunigung. E bezeichnet die Einbringerenergie.

In dem obigen Beispiel wurden die zulässigen Werte bezüglich der Belästigung der Anwohner überschritten, und es erfolgte ein Gerätvorschlag. Bezüglich der Schäden lagen die Werte im zulässigen Bereich.

Bild 6 und Bild 7 zeigen Grafiken, die die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude auf dem Boden in Abhängigkeit von der Entfernung und die vertikale Schwinggeschwindigkeit in Deckenmitte in Abhängigkeit von der Energie darstellen.

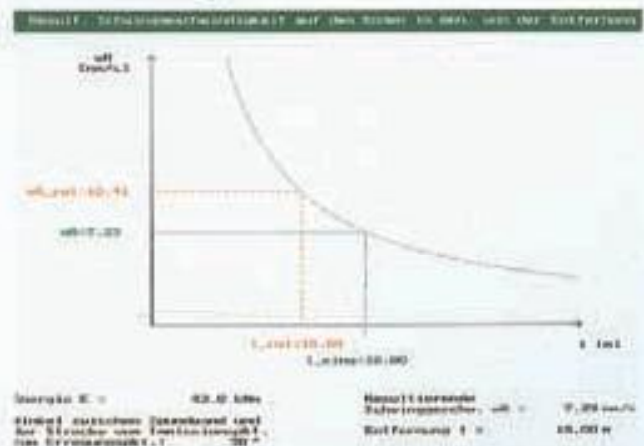
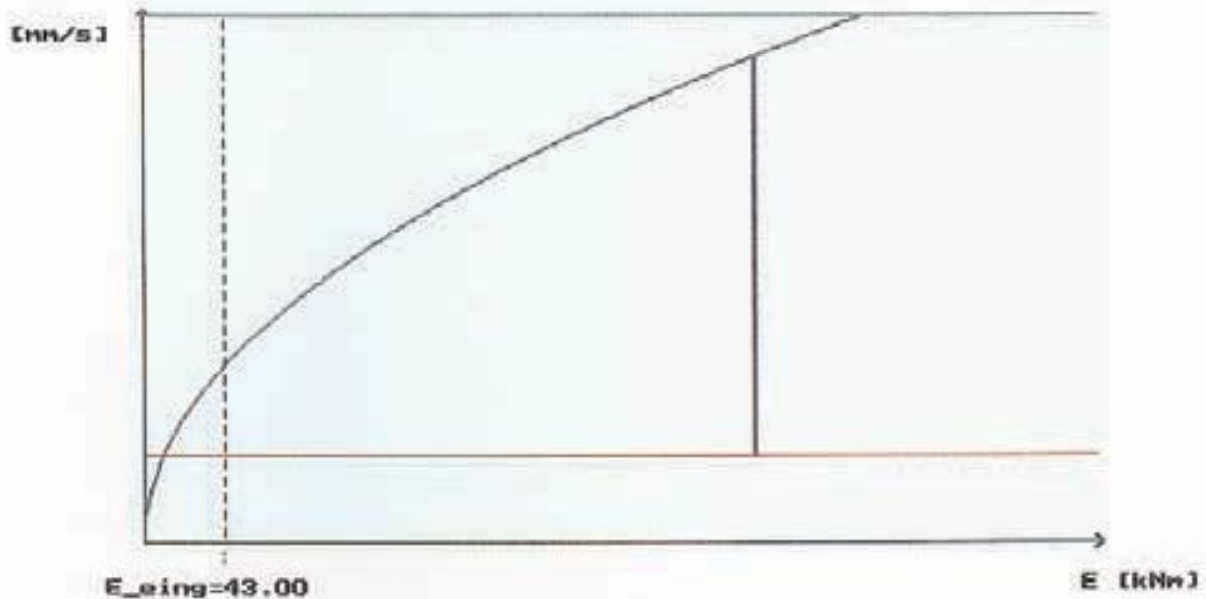


Bild 6: Resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude auf dem Boden in Abhängigkeit von der Entfernung



Eingegebene Werte:

Energie: 43 kNm
 Entfernung: 18.0 m
 Hinkel zwischen Spundwand und der Strecke vom Inmissionspkt. zum Erregungspkt.: 90°

v_z (Deckenmitte) = 6.68 mm/s
 zulässig bzgl. Belästigung
 v_z = 3.31 mm/s
 zulässig bzgl. Schäden durch Gebäudeschwingungen!
 v_z = 20.00 mm/s
 Energie E = 43.22 kNm

Bild 7: Vertikale Schwinggeschwindigkeitsamplitude in Deckenmitte

In Bild 8 ist ein Vergleich von gemessenen und berechneten Werten aufgeführt:

	E = 25 kNm		E = 43 kNm		Ramme
	gemessen in mm/s	berechnet in mm/s	gemessen in mm/s	berechnet in mm/s	
Boden:					9 m
v_x	7,2	7,8	14,8	10,2	
v_y	6,1	5,0	9,5	6,6	
v_z	4,5	6,1	7,1	8,0	
v_a	10,5	11,1	19,0	14,6	
Boden:					18 m
v_x	2,4	3,7	6,9	4,9	
v_y	1,3	2,2	2,2	2,8	
v_z	3,0	3,4	4,1	4,4	
v_a	4,1	5,6	8,3	7,3	
Fundament:					18 m Flachgründ.
v_x	0,9	1,1	1,8	1,5	
v_y	0,5	0,4	0,9	0,6	
v_z	1,7	1,7	2,5	2,2	
Deckenmitte:					18 m Stahlstendecke, 15 Hz
v_x	3,8	5,1	6,6	6,7	
Fundament:					60 m Flachgründ.
v_x			0,3	0,4	
v_y			0,4	0,2	
v_z			0,5	0,7	
Deckenmitte:					60 m Stahlbetondecke, 20 Hz
v_x			1,0	1,4	

Bild 8

Stahlpundwände als Baugrubenverbau im innerstädtischen Bereich von Wiesbaden: Bewältigung schwierigster Baugrundprobleme

Dipl.-Ing. Roland Jörger, Mannheim und
Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund

1. Vorbemerkung

Die ersten Gedanken zur Gestaltung des Dern'schen Geländes machten sich die Stadtväter wohl schon vor hundert Jahren. Das Dern'sche Gelände ist eine 10.000 m² große unbebaute Fläche im Stadtzentrum von Wiesbaden. Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde sie als oberirdischer Parkplatz genutzt. Um der immer größer werdenden Nachfrage nach innerstädtischen Parkplätzen gerecht zu werden, schrieb die Stadt Wiesbaden aufgrund der positiven Erfahrungen beim Bau und Betrieb der Tiefgarage Luisenplatz im August 1990 einen Investorenwettbewerb zur Erstellung und zum Betrieb einer Tiefgarage auf dem Dern'schen Gelände aus.

Es war eine Tiefgarage gefordert, welche nach den modernsten Gesichtspunkten, wie größtmögliche Benutzerfreundlichkeit, Übersichtlichkeit und hoher Qualitätsstandard, geplant und gebaut werden sollte. Außerdem sollte sie als Gründung für eine später mögliche oberirdische Bebauung dienen.

Nach der Auswertung des Investorenwettbewerbs schlossen die Stadt Wiesbaden und die Billfinger + Berger Bauaktiengesellschaft einen Erbbaurechtsvertrag zum Bau und Betrieb einer Tiefgarage für 603 Stellplätze mit Erschließungsbauwerken, wie Ein- und Ausfahrtstrampen, Treppenhäuser und Technikbereiche.

Mit den Arbeiten wurde im August 1991 begonnen. Die Bauarbeiten dauerten zwei Jahre. Einen überdurchschnittlich hohen Anteil am Bauvolumen der Tiefgarage, nämlich etwa 20% der Rohbaukosten, umfaßten die Spezialtiefbauarbeiten, also den Verbau und die Wasserhaltung.

2. Baugrundverhältnisse

Die Geologie der Stadt Wiesbaden ist zum einen durch die unmittelbare Nähe des Taunus und zum anderen durch das sogenannte Mainzer Becken bestimmt. Wie bei anderen Objekten in der Innenstadt, so war auch hier nach den Erkenntnissen der Baugrundaufschlüsse von schwierigen Bodenverhältnissen auszugehen.

Unter einer überwiegend aus Bauschutt bestehenden Auffüllung mit einer Mächtigkeit von bis zu 4,0 m stehen dicht gelagerte Kiese an. Die Stärke der Kies-schicht, die aus geologischer Sicht dem Quartär zuzuordnen ist, beträgt maximal 3,0 m. Zum Teil finden sich in den quartären Schichten Decklehme, das heißt Lössse von überwiegend steifer Konsistenz. Das Liegende bilden tertiäre, feinsandige Schluffe und Tone mit Wechsellagerungen von Fein- und Mittelsanden. Diese Schichten zeigen eine überwiegend steife

Konsistenz bzw. mitteldichte Lagerung und reichen bis in größere Tiefen (über 40 m unter GOK).

Hinsichtlich der Grundwasserverhältnisse sind zwei getrennte Grundwasserstockwerke zu unterscheiden. Das obere Aquifer liegt in den quartären sandigen Kiesen, ca. 2,0 bis 3,5 m unter Gelände. Das untere Aquifer wird durch die Sandschichten des Tertiärs gebildet und ist aufgrund der Wechsellagerung der Schluffe, Tone und Sande stark gespannt.



Bild 1: Verbauwand im Bereich zum Marktplatz

3. Auswahl des Verbauverfahrens

Das Bodengutachten empfahl für die Umschließung der ca. 8,50 m tiefen Baugrube eine wasserdichte Verbauwand in Form einer überschnittenen Bohrpfahl- oder Schlitzwand.

Im Zuge der Vorphase des Projektes wurden neben oben genannter Empfehlung noch weitere Verbausysteme untersucht:

- Trägerverbau mit GW-Absenkung
- Überschnittene Bohrpfahlwand
- Ortbetonschlitzwand
- Stahlpundwand.

Im einzelnen wurden die zuvor genannten Systeme technisch, wirtschaftlich und ökologisch bewertet:

3.1 Trägerverbau mit GW-Absenkung

Aufgrund der hohen zu erwartenden Entnahme an Grundwasser (über 100 m³/h) hätte diese Lösung einen massiven Eingriff in den Grundwasserhaushalt dargestellt, was aus ökologischer Sicht nicht zu vertreten gewesen wäre. Technische Probleme wären aufgrund von Setzungen der Nachbargebäude zu erwarten gewesen, da sich im Einflußbereich der Baugrube ein alter Wallgraben befindet. Aufgrund der sehr langen Vorhalteezeit der GW-Anlage und der Kosten für die Einleitung in das Kanalnetz ergab sich auch keine ausreichende Wirtschaftlichkeit.

3.2 Bohrpfehlwand

Wegen der Erfordernis einer wasserdichten Wand wurde eine überschnittene Pfehlwand, bestehend aus Pfählen ($d = 0,90 \text{ m}$), untersucht. Aufgrund der GW-Verhältnisse hätte eine Pfehlherstellung mit Wasserauflast durchgeführt werden müssen. Das hätte bei einem Gesamtvolumen von ca. 8000 stgm Pfählen einen Geräteinsatz von fünf Einheiten bedeutet.

3.3 Ortbetonschlitzwand

Die laut Bodengutachten empfohlene Stahlbetonschlitzwand zeigte im Vergleich zur Bohrpfehlwand Vorteile hinsichtlich der Bauzeit und der Optimierung der Rückverankerung, unter anderem durch die Ausbildung eines verdeckten Gurtcs.

Probleme waren jedoch zu erwarten durch die Entsorgung der Stützflüssigkeit, des Bentonits, das in flüssigem Zustand auf einer geeigneten Deponie zu entsorgen ist. Die Entsorgung von Bentonitsuspensionen stellt heute bei Baumaßnahmen im Tiefbau einen entscheidenden Kostenfaktor dar. Zum einen durch die Deponegebühr, die weit über 100 DM/m^3 betragen kann. Zum anderen durch das Problem der Zwischenlagerung, da die jeweiligen Deponien flüssiges Material nur zu bestimmten Zeiten aufnehmen können.

Weitere Problempunkte wurden durch nachträglich herzustellende Wasserüberlaufschwelen (Dükerwirkung) und Wandabbrüche im Râmpenbereich erwartet.



Bild 2: Baugrube mit teilweise fertiggestellter Bodenplatte

3.4 Stahlpundwand

Die Stahlpundwand, ein mittlerweile 90 Jahre altes Verbauelement, vereinigt nahezu alle Vorteile der zuvor beschriebenen Verfahren bzw. Systeme. Problematisch war in diesem Fall jedoch die Art der Einbringung, da ein Rammen, Rütteln oder Pressen, bedingt durch die mächtige Auffüllung mit Hindernissen aus alter Bauung, ausschied. Man entschied sich daher für den Einbau der Spundwand in einem im Einphasenverfahren hergestellten Dichtsclitz. Dafür wird, wie im Schlitzwandverfahren, ein Schlitz bis auf die erforderliche Tiefe unter Stützung einer Zement-Bentonit-Suspension hergestellt. Das anfallende Aushubgut ist von normaler

Konsistenz und kann problemlos entsorgt werden. In den so hergestellten Schlitz werden dann die Spundwandprofile eingestellt.

Eine Optimierung der Rückverankerung wurde durch die flexible Gestaltung der Gurtung erreicht. Zu berücksichtigen war hier jedoch der Mehraufwand an Gurtungsmaterial im Vergleich zu den untersuchten Varianten. Der höhere Materialeinsatz an Spundwandstahl im Vergleich zum notwendigen Bewehrungsstahl fiel ebenso ins Gewicht wie die aufwendigere Ankerkopfkonstruktion, da gegen drückendes Wasser der Ankerdurchgang abgedichtet werden mußte.

Materialeinsparungen konnten jedoch im GW-freien Bereich durch den Einsatz gestaffelter Bohlen erzielt werden. Der spätere Abbruch von Wandteilen ist dann problemloser als bei bewehrtem Beton, so daß die Abbruchmaßnahmen des wasserdichten Verbaus nach Ende der Baumaßnahme bis auf Höhe des GW-Spiegels und im Bereich der Zufahrtsrampen für die eingestellte Spundwand sprachen.

Da die Baustelle im Innenstadtbereich liegt, war auch die Unabhängigkeit von Beton- und Bewehrungsstahllieferungen zu berücksichtigen.

Ein abschließender Vergleich der Verbausysteme führte zu dem Ergebnis, daß die Bohrpfehlwand wegen der längeren Bauzeit bzw. des höheren Geräteinsatzes und den Risiken, die in den Leistungsannahmen lagen, ausschied.



Bild 3: Einbau der Dreifachbohlen



Bild 4: Einbau einer Paßbohle mit Rüttler

Gegen die Ortbetonschlitzwand sprachen in erster Linie die Kosten der Bentonitentsorgung und das Risiko der Deponieannahme. Die Kostenanteile der Einzelleistungen für die Verbausysteme Stahlpundwand und Ortbetonschlitzwand führten dazu, daß nach Abwägung aller Kriterien vorrangig das System "Eingestellte Spundwand" angewendet wurde.

4. Bauausführung - Stahlpundwand

Für die Ausführung der Wand wurde eine Geräteeinheit bestehend aus einem Schlitzbagger, Liebherr HS 871 HD, mit Löffler-Greifer und einem Servicebagger eingesetzt. Durch zwei voneinander unabhängig arbeitende Kolonnen konnten entsprechend hohe Schlitzleistungen erbracht werden. Für die Herstellung der Dichtwandmasse wurde eine Fertigmischung verwendet, die in einer Wiegemischanlage Typ Bilfinger + Berger vor Ort angemischt wurde.

Ein besonderes Augenmerk war auf eine absolut dichte Wandherstellung zu richten, da, wie oben erwähnt, im Baubereich zwei getrennte Grundwasserstockwerke vorhanden sind, die nicht miteinander kommunizieren sollten. Aufgrund der Vielzahl der Versprünge und Ecken wurde daher mit Paßbohlen gearbeitet, die als coupierte Bohlen angeliefert und auf der Baustelle verschweißt wurden. Auf diese Weise wurden im gesamten Wandbereich keine Nachdichtungsarbeiten notwendig.

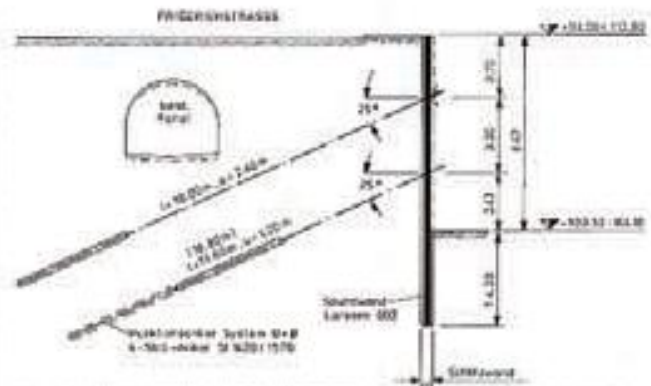


Bild 5: Systemschnitt Verbauwand im Bereich "Friedrichstraße"

Teilleistung	Eingestellte Spundwand	Schlitzwand Ortbeton
Leitwand	6,6	6,6
Schlitzten	18	30
Bentonit/ Zement/ Bentonit	9,6	12,7
Spundwand / Bewehrung	39,1	18,9
Beton	---	28,7
Injektionsanker	15,4	15,4
Ankerkopf	4,8	3,8
Gurtung	6,5	---
Gesamt	100	116,1



Bild 6: Kostenanteile von Einzelleistungen für Verbausysteme (Anteile in Prozent, bezogen auf das System Spundwand)

Im GW-freien Bereich wurde, wie in der Planung vorgesehen, mit gestaffelten Dreifachbohlen gearbeitet. Diese wurden werksseitig hergestellt, wobei die mittlere Bohle einer Dreifachbohle bis zu 2,50 m länger als die Seitenbohlen eingezogen, schubverpreßt und anschließend einbaufertig auf die Baustelle geliefert wurden. Zur Ausführung kamen ca. 470 t Spundbohlen Larssen 603 und Larssen 605 in Längen bis zu 13,60 m.

Während der Erdarbeiten wurden im Bereich benachbarter Bebauung umfangreiche Altfundamente freigelegt, die sich nur unter hohem Aufwand durchmeißeln ließen, so daß in diesem Teilbereich eine überschnittene Bohrpfehlwand ausgeführt wurde.

5. Rückverankerung

Zur Festlegung der zulässigen Ankerkräfte wurden vor Beginn der Ankerarbeiten zwei Eignungsprüfungen durchgeführt, die die angenommenen Ankerlasten bestätigten. Wie inhomogen der Baugrund in diesem Gebiet von Wiesbaden jedoch ist, zeigte sich im Zuge der Bauausführung, als in einem Teilbereich die zulässigen

Ankerkräfte aufgrund der Bodenverhältnisse reduziert werden mußten. Aus herstellungstechnischen Gründen wurde für die obere Ankerlage eine Vergütung aus Spundbohlen Larssen 23 und Larssen 25 gewählt. In der zweiten Ankerlage wurde eine gurtfreie Verankerung in jedem Spundwandtal ausgeführt.

6. Grundwasserhaltung

Zur Entspannung des unteren Aquifers waren Entspannungsbrunnen mit einer Tiefe von 24,0 m unter GOK herzustellen. Da aufgrund der Bodenaufschlüsse im unteren Aquifer von einem gespannten Wasserspiegel auszugehen war, der bis über Gelände reichen konnte, wurden die Brunnen vom bestehenden Gelände abgeteuft. Um den Belangen des Wasserhaushalts, wonach die beiden Grundwasserstockwerke nicht kommunizieren sollten, Rechnung zu tragen, waren die Brunnen durch "abgesetztes Bohren" herzustellen. Dazu wurden im Bereich des Quartärs Großbohrungen von 1,50 m Durchmesser hergestellt und mit Dichtwandmasse verfüllt. Nach Erhärten der Masse wurden dann die Brunnen in einem Durchmesser von 900 mm bis auf Endtiefe gebracht und mit Filterrohren DN 300 ausgebaut. Nach Abschluß der Baumaßnahme und Gewährleistung der Auftriebssicherheit durch das Bauwerk werden die Brunnen dann verpreßt.

7. Zusammenfassung

Nach Abschluß der Baumaßnahme kann bezüglich der Wandherstellung folgendes Fazit gezogen werden:

Der Einsatz der im Dichtschnitt eingestellten Spundwand hat sich im vorliegenden Fall in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht voll bewährt. Die Belange der Dichtigkeit der Wand sowie der Ausführungstermine konnten erfüllt werden.

In Kombination mit der Einphasendichtwand kann die Stahlpundwand auch nach 90 Jahren noch neue Impulse für wirtschaftliche Verbausysteme im innerstädtischen Bereich geben.

Vermeidung und Eingrenzung von Umweltschäden durch dauerhafte Einkapselung kontaminierter Bereiche mit Stahlpundbohlen

Dipl.-Ing. Andreas Wieners, Dortmund

1. Allgemeines

Unsachgemäße Ablagerungen von häuslichen, gewerblichen und industriellen Abfällen in den vorausgegangenen Jahrzehnten haben an den verschiedensten Standorten zu dem Problem der sogenannten Altlasten geführt. Nach derzeitiger Einschätzung kann man davon ausgehen, daß ein großer Teil dieser Standorte durch Einkapselungsmaßnahmen gesichert werden muß, um die Ausbreitung von Schadstoffen zu unterbinden und die Gefahr von Grundwasserschäden herabzusetzen.

Eine Einkapselung besteht aus einer Oberflächenabdichtung in Verbindung mit vertikalen Dichtwänden, die in einen unter der Altlast anstehenden natürlichen Grundwasserstauer oder eine nachträglich hergestellte Basisabdichtung einbinden, so daß ein in sich geschlossenes System entsteht.

Die Herstellung von Untergrundabdichtungen gehört zu den traditionellen Aufgaben des Bauingenieurs. Hierbei werden unter anderem vertikale Dichtwände zur Vermeidung von Grundwasserschäden hergestellt. Grundsätzlich gibt es verschiedene Bauverfahren zur Herstellung von Dichtwänden. Stahlpundwände als Dichtwände einzusetzen, hat im Wasser- und Hafenbau bereits eine jahrzehntelange Tradition. Seit 1986 werden Stahlpundbohlen auch als vertikale Dichtwände zur Sicherung von Deponien und Altlasten eingesetzt.

2. Dichtwandvarianten aus Stahlpundbohlen

Die Spundwand als Dichtwand zur Umschließung von Altlasten hat sich in drei Einbauvarianten bewährt:

A als gerammte Wand, wobei die Baustellenfädelschlösser der Einzelelemente mit der Schloßdichtung System Hoesch gedichtet sind,




Prinzip	Dichtwand-system	Grundriß	Tiefe (m)	Dicke (m)
A Verdrängung des anstehenden Bodens und Einbau eines Absicherungsmaterials	Spundwand		< 30	0,01 - 0,02
B Kombination aus A und C	Spundwand mit Bohrpfählen im Schloßbereich		ca. 15	0,1 - 0,02 Bohrpfahl > 0,2
C Aushub des anstehenden Bodens und Einbau eines Absicherungsmaterials	Schlitzwand mit eingestellter Spundwand		> 35	0,6 - 1,5

Bild 1: Dichtwandvarianten mit Stahlpundwänden

B als gerammte Wand, wobei die Schlösser in kleine mit Dichtwandmassen verfüllte Bohrpfähle einbinden, C als Kombinationsdichtwand, wobei die Spundbohlen in einen mit Dichtwandmasse verfüllten Schlitz eingestellt werden.

Die Spundwand hat hierbei unter anderem die Aufgabe, Emissionswege zu blockieren und einen möglichen Schadstofftransport zu unterbinden. In den aufgeführten Varianten kann die Spundwand in Abhängigkeit von der Konzentration der vorhandenen Schadstoffe sowohl beschichtet als auch unbeschichtet eingesetzt werden. Wird als vertikale Dichtwand eine Stahlpundwand gewählt, so empfiehlt sich bereits in der Planungsphase die Kontaktaufnahme mit dem Spundbohlenhersteller, um im Vorfeld Grundsatzfragen der Eignung sowie Fragen der Ausschreibung und anschließenden Bauausführung zu klären. Als wichtige Anforderungen an das Dichtungselement Stahlpundwand haben sich insbesondere die Dichtigkeit gegenüber dem Grundwasser/Sickerwasser und die Beständigkeit gegenüber den auftretenden Schadstoffen herausgestellt.

3. Dichtigkeit gegenüber Grundwasser/ Sickerwasser

Zur Beschreibung der Dichtigkeit einer Dichtwand wird häufig der Durchlässigkeitskoeffizient k , benutzt. Die Dichtigkeit einer Wand wird also über die Durchlässigkeit definiert, man spricht allgemein vom k -Wert. Aussagekräftiger ist jedoch die tatsächliche Durchflußmenge Q , die unter einem bestimmten Wasserüberdruck zu erwarten ist. Um dem Planer einen Vergleich zu ermöglichen, sollten möglichst beide Werte angegeben werden. Die Spundwandbauweise zeichnet sich unter anderem dadurch aus, daß ein möglicher Schadstofftransport sowohl infolge Konvektion als auch infolge Diffusion auf den Schloßbereich begrenzt ist. Durch den übrigen Teil der Wand ist kein Stofftransport möglich.

3.1 Variante A: Gerammte Stahlpundwand mit der Schloßdichtung System Hoesch

Um den Schadstofftransport im Schloßbereich zu minimieren, werden die Schlösser der Spundbohlen werkseitig mit einer Dichtung versehen. In Abhängigkeit von den anstehenden Bodenverhältnissen werden Doppel- oder Dreifachbohlen eingesetzt, die aus werkseitig zusammengesetzten Einzelbohlen gefertigt werden. Die so hergestellten Elemente weisen bei Doppelbohlen ein Rammschloß, ein Mittelschloß und ein Baustellenfädelschloß, bei Dreifachbohlen ein Rammschloß, zwei Mittelschlösser und ein Baustellenfädelschloß auf.

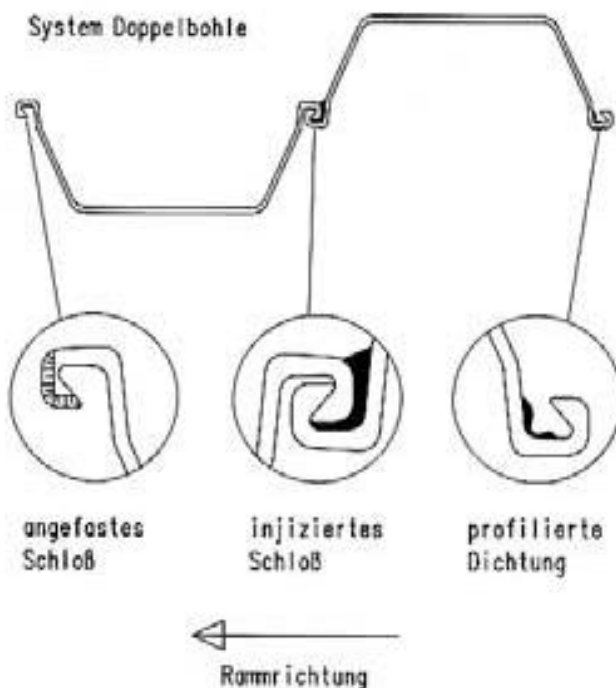


Bild 2: Systemskizze Schloßdichtung System Hoesch

Das Mittelschloß kann verschweißt werden, oder es wird mit einer dem Schloßspalt angepaßten injizierten Dichtung versehen. Das Rammshloß wird nicht gedichtet, da es als freies Schloß vorausgerammt wird, in das das gedichtete Baustellenfädelschloß des nachfolgenden Elementes eingefädelt wird. Das Baustellenfädelschloß wird mit der Schloßdichtung System Hoesch (DBP 27 22 978)⁵ versehen. Es handelt sich hierbei um eine endlos profilierte, maschinell eingebrachte Dichtung, die so ausgebildet ist, daß beim Einrammen der Bohle Rückstellkräfte aktiviert werden, die den Schloßspalt abdichten. Das Basismaterial der Dichtung ist ein nahezu dauerelastisches Polyurethan. Als Einbringverfahren für Spundbohlen, die mit der Schloßdichtung System Hoesch gedichtet sind, wird aus bisherigen Erfahrungen das schlagende Rammen empfohlen.

Beim Rammen von Larssen Spundbohlen ist darauf zu achten, daß das freie Schloß (Rammshloß) vorausgerammt wird und das Schloß mit der Dichtung (Baustellenfädelschloß) eingefädelt wird. Es ist daher wichtig, die Rammrichtung vorher in einem Rammpplan festzulegen. Die Lage der Dichtung wird zur leichteren Handhabung auf der Baustelle mit einem farbigen Punkt am Kopf der Bohle gekennzeichnet. Das Rammen muß mit größter Sorgfalt und entsprechender Sachkunde erfolgen. Bei fachgerechtem Einbringen hat sich die injizierte Dichtung der Mittelschlösser in vielen Bauausführungen als wasserdicht erwiesen. Die Schloßdichtung System Hoesch hat sich in werkseitig durchgeführten Versuchen und unter Baustellenbedingungen als gestellte Wand¹¹ als wasserdicht bei Wasserdrücken bis zu 3 bar erwiesen. Durch fachgerechtes Einbringen der Spundbohlen kann die Dichtigkeit auch beim Einrammen der Spundbohlen erreicht werden. Da aber auf der Baustelle die Kontrolle der Einbringarbeiten nicht immer

zu gewährleisten ist, kann es zu geringen Durchlässigkeiten an der Dichtung in den Baustellenfädelschlössern kommen. Messungen auf Baustellen haben ergeben, daß abhängig vom Wasserüberdruck Durchlässigkeiten von $Q < 8 \text{ cm}^3/\text{h} \times \text{m}^2$ Wand erreicht werden (siehe Abschnitt 5.1.1). Unberücksichtigt ist hierbei der mögliche Selbstdichtungseffekt der Spundbohlenschlösser.

3.2 Variante B: Stahlpundwand mit Bohrpfählen im Schloßbereich

Eine weitere Möglichkeit zur Dichtung des Baustellenfädelschlössers ist das Einrammen der Bohle in eine Dichtwandmasse. Bei diesem Verfahren werden Bohrpfähle mit einem Durchmesser von ca. 0,3 m im Abstand der Fädelschlösser vor dem Rammen der Bohle hergestellt. Der Bohrpfahl wird verrohrt erstellt und beim Ziehen der Verrohrung mit einer Dichtwandmasse verfüllt. In den noch nicht erstarrten Bohrpfahl wird dann die Bohle eingerammt. Der Bohrvorlauf und die Rammarbeiten sind aufeinander abzustimmen. Exaktes Bohren und fluchtgerechtes Rammen sind Voraussetzung, um die erforderliche Überdeckung der Schlösser in den Pfählen zu erreichen. Dieses Dichtwandssystem bietet die folgenden Vorteile:

- ein sehr geringes Aushubvolumen beim Einbau des Dichtungselements "Spundwand und Bohrpfahl",
- Einsatz einer kombinierten Dichtung durch den Einbau von werkseitigen Schloßdichtungen und Dichtwandmasse im Schloßbereich,
- direkte Unterbindung von Wegsamkeiten,
- das vorlaufende Herstellen der Bohrpfähle ermöglicht in Abhängigkeit der Systembreite der Spundbohlen eine enggestufte Bodenerkundung der Dichtwandtrasse,
- Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte von $k < 1,2 \times 10^{-11}$ m/s (siehe Abschnitt 5.2),
- durch das Verschweißen der Mittelschlösser und die Auswahl einer geeigneten Dichtwandmasse wird eine Dichtwand mit sehr hoher Resistenz gegen die vorhandenen Kontaminationen erstellt.

3.3 Variante C: Kombinationsdichtwand mit eingestellter Stahlpundwand

Das Einstellen von Spundbohlen in durch das Schlitzwandverfahren hergestellte Erdschlitzte, die mit einer Suspension verfüllt sind, hat sich bereits jahrelang bei der Erstellung von wasserdichten Baugruben bewährt.

Im Vergleich zu den bisher aufgeführten Varianten erreicht die Kombinationsdichtwand mit eingestellter Spundwand die größten Tiefen. Besonders erwähnt sei hier die Kombinationsdichtwand des BV Orsoy-Milchplatz. Positive Erfahrungen mit bis zu 32 m langen eingestellten Dreifachbohlen wurden beim Bau dieser Dichtwand bereits 1986 gemacht.¹⁰ Die vorhandenen Kontaminationen, die zu durchhörten Bodenarten und die größeren Wandtiefen erfordern

häufig den Einsatz von feststoffreichen Dichtwandmassen.⁹ Zudem erhöhen sich mit zunehmender Tiefe in Abhängigkeit der anstehenden Bodenarten die Schlitzzeiten. Das Einstellen der Spundbohlen zeichnet sich besonders durch das einfache Handling auf der Baustelle aus. Seitliche Abstandhalter am Fuß der Bohle ermöglichen auch bei großen Schlitziefen eine fixierte Lage der Bohlen im Schlitz.

Die wirksam durchströmte Fläche der Dichtwand wird durch das Einstellen der Spundwand auf den Schloßspalt reduziert. In Abhängigkeit von der Systembreite, dem Schloßspalt und der Verlängerung des Sickerweges ergibt sich durch das Einstellen der Spundwand rechnerisch eine um bis zu drei Zehnerpotenzen geringere Restdurchströmung im Vergleich zu Dichtwänden ohne eingestellte Spundwand. Durch das Einstellen der Spundwand werden mögliche Fehlstellen in der Wand verhindert. Zudem kann die Spundwand statisch beansprucht werden, so daß die aus Bodenverformung resultierenden Spannungen im Rahmen der zulässigen Materialspannungen aufgenommen werden können.

3.4 Systemdichtigkeit und Integritätsprüfung

Neben der Dichtigkeit der Einzelelemente ist die Wanddichtigkeit zu erreichen und nachzuweisen. Durch die Schloßverhakung der einzelnen Spundbohlenelemente auf ganzer Länge wird die Wanddichtigkeit im Rahmen der vorher beschriebenen Varianten erreicht. Weisen die Bodenuntersuchungen in der Wandachse rammtechnisch schwierige Bodenverhältnisse auf, so kann eine Kontrolle der Schloßverhakung im Fädelschloß ratsam sein. Es ist möglich, die Schloßverhakung auf ganzer Länge durch entsprechende Kontrollmaßnahmen nachzuweisen.

Besonders erwähnt sei hier der Einsatz von Signalgebern (Sensoren) an der Unterkante des Fädelschlusses der Bohle. Mit dem Signalgeber kann während des Rammvorganges die Schloßverhakung auf ganzer Bohlenlänge kontrolliert werden. Der Sensor besteht im wesentlichen aus einer Spule. Die Spule erzeugt durch das Einschalten des Stroms ein hochfrequentes, magnetisches Wechselfeld. Beim Einfädeln der Spundbohle in das Schloß der vorausgerammten Bohle wird das erzeugte Feld durch die Schloßverhakung verändert. Die hierbei entstandene Induktionswirbelspannung bleibt während des Rammvorganges solange erhalten, wie die Schloßverhakung vorhanden ist. Sollte die Spundbohle während des Rammens durch große Rammhindernisse (zum Beispiel Findlinge) so abgewiesen werden, daß sie aus dem Schloß läuft, dann wird das magnetische Wechselfeld erneut verändert und die Schloßsprengung sofort angezeigt. Zur einfachen Handhabung auf der Baustelle werden die Änderungen des erzeugten Feldes durch optische Signale in der Kontrollbox angezeigt. Auftretende Kabelbrüche können ebenfalls kontrolliert werden. Da die Anzeige kontinuierlich stattfindet, werden auftretende Schloßsprengungen in der erfolgten Tiefe sofort registriert, und es kann umgehend reagiert werden.

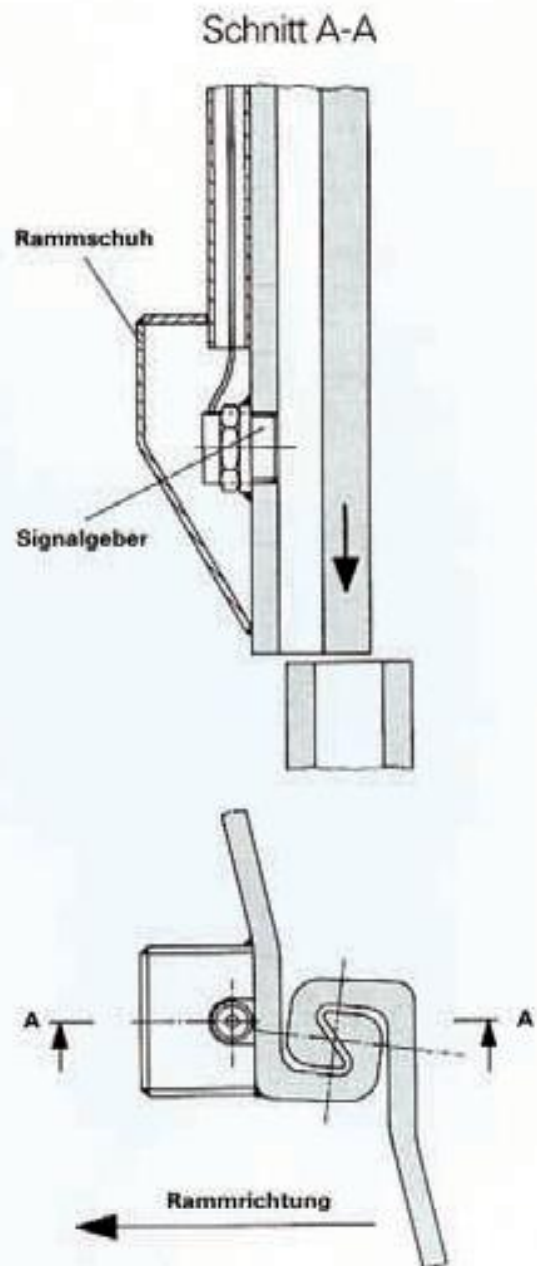


Bild 3: Systemskizze Signalgeber



Bild 4: Signalgeber zur kontinuierlichen Integritätsprüfung

Voraussetzung für die Systemdichtigkeit ist neben der Wanddichtigkeit die Einbindung in eine undurchlässige Bodenschicht. Durch Rammsondierungen und Kernbohrungen, die vor Ausführung der Dichtwand in der Rammachse durchzuführen sind, erhält man einen Aufschluß über die Tiefenlage dieser anstehenden Bodenschichten. Grundsätzlich sind Rammprotokolle während des Einbringens für jedes Rammelement zu führen. Das Erreichen des Einbindehorizontes wird anhand der Rammprotokolle dokumentiert.

Bei rammtechnisch schwierigen Böden hat sich die Ausführung von Proberammungen als sinnvoll erwiesen, da hierdurch neben den Rammkriterien auch das einzusetzende Rammgerät festgelegt werden kann.

4. Beständigkeit gegenüber vorhandenen Schadstoffen

Je nach geologischen und bodenmechanischen Gegebenheiten wird die Stahlpundwand allein oder in Verbindung mit anderen Baustoffen als vertikale Dichtwand eingesetzt. In Abhängigkeit von den anstehenden Schadstoffen hat sie sich mit und ohne Beschichtung bewährt.

Alle eingesetzten Materialien, sowohl Stahl als auch Dichtungs- und Beschichtungsstoffe, wurden in Abhän-

gigkeit vom Anwendungsfall auf ihre Beständigkeit gegenüber den auftretenden Schadstoffen geprüft. Da die Zusammensetzung auftretender Sickerwässer starken Schwankungen unterliegt, wurden repräsentative Prüflüssigkeiten aus der Gruppe A (hochkonzentrierte Medien) der "Richtlinie über Deponiebasisabdichtungen aus Dichtungsbahnen"¹⁷ ausgewählt. Zudem wurden die eingesetzten Materialien einer Prüflüssigkeit ausgesetzt, die sich durch hohe Salzfrachten und chlorierte Kohlenwasserstoffe auszeichnet. Alle Prüfungen wurden durch eine neutrale Prüfstelle durchgeführt und beurteilt. Es ist hierbei zu beachten, daß die Prüfkörper direkt in den Prüflüssigkeiten lagerten. Diese Prüfung stellt somit den Extremfall dar und kann mit einem betriebstechnischen Unfall auf Deponien verglichen werden. Zudem wurde die Korrosionsrate des Stahls nach der Lagerzeit im Prüfmedium durch mechanischen Abrieb bestimmt, so daß auch diese Prüfmethode einen Maximalfall darstellt, da im Normalfall die Spundwand nach dem Einbringen keinem Abriebvorgang mehr unterliegt. Die nach dieser Prüfmethode ermittelten Werte liegen somit auf der sicheren Seite.

Um Aussagen über die Beständigkeit der einzusetzenden Materialien zu treffen, ist es notwendig, bereits im Planungsstadium eine Sickerwasseranalyse zu erstellen, um anhand der vorhandenen Schadstoffe eine Beurteilung auf Grundlage bereits vorliegender Untersuchungsergebnisse zu erreichen. Ist hieraus keine Aus-

Lfd. Nr.	Stoffgruppen	Farbton	Zusammensetzung der Prüflüssigkeiten	Quelle
1	Benzine (Otto-Kraftstoffe) und aromatische Kohlenwasserstoffe	klar	40 Vol.-% 2,2,4 Trimethylpentan (Isoktan) 15 Vol.-% Benzol 20 Vol.-% Methylbenzol (Toluol) 15 Vol.-% Dimethylbenzol (Xylol) 10 Vol.-% Methylnaphthalin	Richtlinie über Deponiebasisabdichtung aus Dichtungsbahnen
2	Heißöl, Dieselmotorenstoffe, Paraffinöle, Schmieröle	braun	35 Vol.-% Dieselmotorenstoff 35 Vol.-% Paraffinöl (C ₁₀ - C ₂₀) 30 Vol.-% Schmieröl HD 30	Gruppe A: Hochkonzentrierte flüssige Medien
3	Amine	klar	Dimethylamin	
4	Alkohole	klar	30 Vol.-% Methanol 30 Vol.-% Propanol-(2) (Isopropanol) 40 Vol.-% Ethandiol (Glykol)	
5	aliphatische Chlorkohlenwasserstoffe	klar	30 Vol.-% Trichloräthan (Trichloräthylen) 30 Vol.-% Tetrachlorethen (Tetrachlorethylen) 40 Vol.-% Dichlormethan (Methylenchlorid)	
6	aliphatische Ester und Ketone	klar	50 Vol.-% Ethansäure-ethyl-ester (Ethylacetat) 50 Vol.-% 4-Methyl-Pentanon -(2) (Methylisobutylketon)	
7	aliphatische Aldehyde	klar	40%ige wässrige Methanalösung (wässrige Formaldehydösung)	
8	organische Säuren	klar	50 Vol.-% Ethansäure (Essigsäure) 50 Vol.-% Propansäure (Propionsäure)	
9	anorganische Mineralsäuren (oxidierend)	klar	50 Vol.-% Schwefelsäure 50 Vol.-% Salpetersäure	
10	unverdünntes Sickerwasser aus einer Zentraldeponie	schwarz	pH-Wert = 0,8 Leitfähigkeit 13.180 mS/cm	Prüflüssigkeit zur Untersuchung von Dichtstoffen
11	Prüflüssigkeit M, entwickelt aus Inhaltsstoffen einer Altlast	klar	Sulfat 14.650 mg/l Chlorid 100.000 mg/l Ammonium 12.000 mg/l Phenole 350 mg/l Methylenchlorid 50 mg/l Toluol 10 mg/l	

Bild 5: Hochkonzentrierte Medien zur chemischen Prüfung

sage möglich, dann ist eine Einlagerung der Materialien in original Sickerwässern ratsam. Die Einlagerungsdauer beträgt sechs Monate, wobei bereits nach sechs Wochen erste Tendenzen zu erkennen sind.

4.1 Zerstörungsfreie Kontrollmöglichkeiten von Korrosionserscheinungen des Stahls nach Erstellen der Dichtwand

Die Spundwandbauweise bietet die Möglichkeit von in situ Messungen der Wandstärke nach Fertigstellung der Dichtwand. Es sind drei Verfahren zu erwähnen, die sich in der Praxis bewährt haben.

4.1.1 Ultraschallmessungen

Für wiederkehrende Wanddickenmessungen an Spundwänden während der Betriebszeit hat sich besonders das Ultraschallverfahren ausgezeichnet. Das Meßprinzip beruht auf dem Impuls-Echo-Verfahren. Ein Schallimpuls wird dabei in das Bauteil geleitet und an dessen Dichtungssplundwand

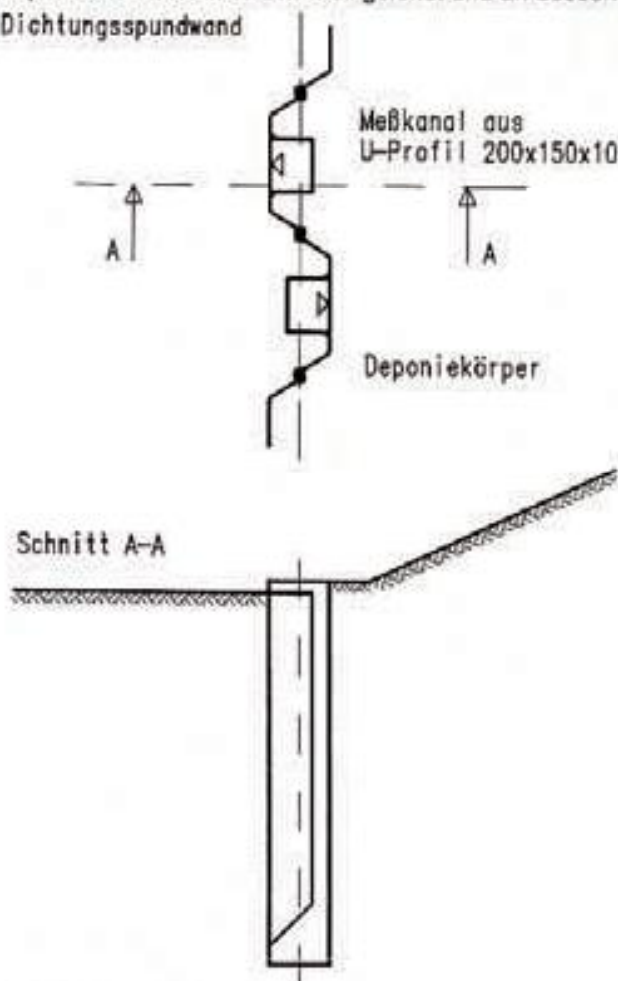


Bild 6: Einseitige, kontinuierliche Korrosionsmessung mit dem Prüfmolch

Rückwand reflektiert. Nachdem der Schallimpuls wieder zur Oberfläche gelangt ist, wird er als Rückwandecho empfangen. Ein Teil des Impulses pendelt dann weiter zwischen den Oberflächen hin und her. Bei jeder Rückkehr zur Oberfläche wird ein weiteres Rückwandecho erzeugt. Mit Hilfe eines Oszilloskops kann die Impulsfolge so dargestellt werden, daß der Abstand zwischen den einzelnen Impulsen der gemessenen Wandstärke entspricht.¹ Man unterscheidet zwischen der manuellen und der automatisierten Wanddickenmessung.

Bei der manuellen Wanddickenmessung ist die Zugänglichkeit der Bauteiloberfläche von mindestens einer Seite Voraussetzung. Durch den Einsatz von Prüfköpfen, die den Schallstrahl durch getrennte Sender und Empfänger fokussieren, ist eine nahezu punktförmige Messung von örtlichen Korrosionsstellen möglich. Die Messung der Wanddicke an einer definierten Meßstelle erfolgt durch Bildung des Mittelwertes mehrerer Meßpunktwerte, die unter Benutzung einer Meßschablone ermittelt werden.



Bild 7: Baustelleneinsatz des Prüfmolches

Die automatisierte Wanddickenmessung bietet gegenüber der manuellen Wanddickenmessung den Vorteil, daß die Messung kontinuierlich über die gesamte Länge des Meßkanals durchgeführt werden kann. Dies ist möglich durch die Installation eines auf die Spundbohle aufgeschweißten Meßkanals mit einem darin geführten Prüfmolch, der einen Prüfkopf definiert an die zu messende Oberfläche ankoppelt. Ein weiterer Vorteil gegenüber der manuellen Messung besteht darin, daß die Spundwand durch den aufgeschweißten Meßkanal zugänglich ist und somit kein freier Zugang der Bohle erforderlich ist. Der Meßkanal wird mit einer Koppelflüssigkeit gefüllt, die zudem korrosionsverhindernd wirkt.

4.1.2 Trägersonden

Bei diesem Verfahren wird eine Trägersonde vertikal in den Deponiekörper oder in die Alllast eingelagert. In diese Trägersonde sind eine gegen Korrosion geschützte und eine ungeschützte Metalplatte eingebettet. Die Meßmethode zur Ermittlung der Korrosionsraten basiert auf der Messung des elektrischen Widerstandes. Über eine Vergleichsrechnung kann bei fortschreitendem Korrosionsangriff der ungeschützten Metalprobe der sich durch die Querschnittsänderung erhöhende elektrische Widerstand dieser Probe gemessen und in Korrosionseinheiten umgerechnet werden. In einfacher Weise kann mit dieser Meßmethode durch den Abruf der Abtragswerte in beliebigen Zeitabständen der zeitliche Verlauf der Korrosion ermittelt werden.

4.2 Beschichtungssysteme

Jeder für eine Korrosionsschutzbeschichtung verwendbare Beschichtungstoff besitzt aufgrund seiner chemischen, thermischen und mechanischen Beständigkeit sowie seiner Verarbeitungsbedingungen Anwendungsschwerpunkte. In Abhängigkeit von der Beanspruchung, wie zum Beispiel durch Abrieb oder aggressive Medien, muß im Einzelfall entschieden werden, welches Korrosionsschutzsystem eingesetzt wird. Zu erwähnen sind hier unter anderem Korrosionsschutzsysteme auf Polyurethanbasis und auf Basis von Epoxydharzen, die eine große Anwendungsbreite bei den verschiedensten chemischen Beanspruchungen aufweisen. Die Korrosionsschutzwirkung wird wesentlich von der Applikation beeinflusst. Die einschlägigen Vorschriften und Empfehlungen sind daher zu beachten.^{12, 18}

Beschichtete Spundbohlen müssen beim Stapeln, beim Transportieren und beim Einbringen sorgfältig behandelt werden. Zweckmäßigerweise werden beim Stapeln und Transportieren Holzstücke (zum Beispiel Dachlatten) als Abstandhalter am Kopf und Fuß der Bohlen eingelegt. Zum Anschlagen der Spundbohlen sollten gepolsterte Seile oder Gurte benutzt werden. Beim Einbringen der Spundbohlen sollten die Führungszangen mit weichen Gummi- oder Kunststoffrollen versehen



Bild 8: Rollenunterstützte Spundbohlenprüfung zum Schutz der Beschichtung

werden, so daß keine Beschädigung der Beschichtung durch Scheuern auftreten kann.

5. Praktische Erfahrungen bei der Bauausführung

5.1 Hausmülldeponie Penzberg

Der Schadstoffaustritt der Hausmülldeponie Penzberg, der durch einen hydraulischen Grundbruch bedingt war, sollte ursprünglich durch die Einkapselung mit einer ca. 900 m langen Einphasenschlitzwand verhindert werden. Die Standsicherheit eines Schlitzes hängt auch wesentlich von den angetroffenen Bodenarten und den vorliegenden Wasserständen ab. Da der über dem Seeton liegende Torf einen geringen inneren Reibungswinkel aufweist, werden die Wandungen des Schlitzes durch den Erddruck aus Bodeneigengewicht, Gerätelasten und Müllkörper stärker horizontal belastet. Hinzu kam in Penzberg, daß durch den hoch anstehenden Grundwasserstand die Stützflüssigkeit auch dem sofort aktivierten Druck des Grundwassers standhalten mußte. Trotz dieser Überlegungen wurde zunächst die Schlitzwandbauweise erprobt. Sie erwies sich jedoch im Zuge der Ausführungen als nicht realisierbar. Statt dessen wurde in Zusammenarbeit aller Beteiligten entschieden, die Einkapselung durch eine gedichtete Stahlpundwand durchzuführen.

1987 wurde somit eine der ersten Deponien in der Bundesrepublik Deutschland durch die Umschließung mit einer gedichteten Stahlpundwand saniert. Zur Ausführung kamen mit der Schloßdichtung System Hoesch gedichtete 7,50 bis 9,00 m lange Stahlpundbohlen Larssen 61/10. Die Bohlen wurden schlagend mit einer Dieselramme D8 eingebracht. Um die geforderte Dichtigkeit zu erreichen, mußten die Spundbohlen 1,50 m in den als natürliche horizontale Grundwassersperre anstehenden Seeton einbinden. Praktische Erfahrungen mit der Schloßdichtung System Hoesch lagen zum Zeitpunkt der Bauausführung bereits vor. Neuartig war hier die Bewertung der eingesetzten Dichtungstoffe in bezug auf ihre Beständigkeit gegenüber den Schadstoffen der Deponie. Nach nur ca. 7 Wochen konnten die Rammarbeiten, trotz witterungsbedingter fünfzügiger Unterbrechung, erfolgreich abgeschlossen werden.

5.1.1 Dichtigkeit gegenüber Grundwasser/Sickerwasser

Eine der Forderungen des Bauherrn war, eine Dichtwand mit einer Wasserdichtigkeit von $k = 10^{-8}$ m/s für eine 60 cm starke Einphasenschlitzwand zu erstellen. Dies entsprach einem maximalen Wasserdurchfluß von $110 \text{ cm}^3/\text{h} \times \text{m}^2$ Wand. Zur Kontrolle wurden zwei begehbare Versuchskästen innenseitig an den Spundwandring angeschlossen. Somit standen $98,5 \text{ m}^2$ kontrollierbarer Wandfläche zur Verfügung. Mehrere durchgeführte Vergleichsmessungen ergaben einen Wasserzutritt von $750 \text{ cm}^3/\text{h}$, das entspricht $8 \text{ cm}^3/\text{h} \times \text{m}^2$



Bild 9: Dichtungspundwand Deponie Penzberg

Wand⁹ bzw. unter den vorliegenden Randbedingungen einem k-Wert für eine Schlitzwand von $k = 3,5 \times 10^{-10}$ m/s und lag somit bei weitem unter den geforderten $110 \text{ cm}^3/\text{h} \times \text{m}^2$ Wand.

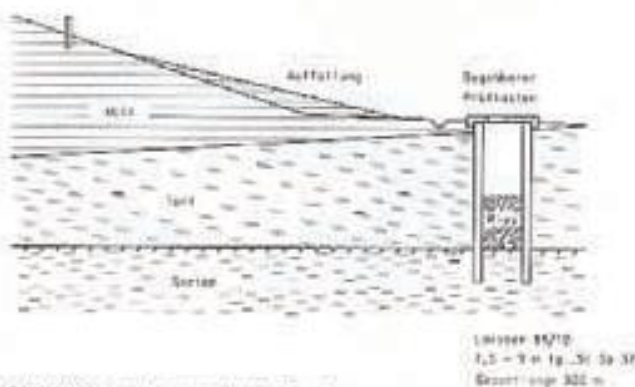


Bild 10: Deponiequerschnitt, Penzberg

Nach Ausschöpfung des Deponievolumens konnte mit der Rekultivierung der Deponie begonnen werden. Während der Rekultivierung durch eine Oberflächenabdichtung wurden Verformungen der Dichtwand festgestellt. Die Spundwand hat sich im Zuge der Aufhöhung der Deponiehalde und der daraus resultierenden Bodenverformung des anstehenden Torfes zwischen 1988 und 1991 unsymmetrisch verformt.⁷

Werkseitige Untersuchungen an einer Tafel aus Larssen-Bohlen ergaben, daß selbst nach einer plastischen Durchbiegung sämtliche Bohlen im Schloß vollkommen dicht blieben. Diese Beobachtungen konnten auch bei durch unplanmäßige Hochwasser beanspruchten Baugruben gemacht werden, deren obere Aussteifung unterdimensioniert war.⁷ Da die Spundwand zudem aufgrund des möglichen Ziehharmonikaeffektes große Verformungsmöglichkeiten ohne Einbuße der Schloßdichtigkeit in Längsrichtung besitzt, erwies sich

die Dichtungspundwand in Penzberg auch nach der Verformung als voll funktionstüchtig. Mittlerweile hat sich der Bewegungsvorgang im Deponiekörper stabilisiert, so daß keine weiteren Verschiebungen der Wand mehr gemessen wurden.

5.1.2 Beständigkeit gegenüber den auftretenden Schadstoffen

Um eine Aussage über die Wahl und Beständigkeit der einzusetzenden Dichtungsmaterialien zu treffen, wurden die 1987 aus produktionstechnischen Gründen für geeignet erscheinenden Dichtungsmaterialien für die Mittel- und Baustellenfädelschlösser in unterschiedliche Prüfflüssigkeiten eingelagert. Die Analyseergebnisse und Sickerwasserproben der Deponie Penzberg ließen einen aussagekräftigen Vergleich mit der Lagerung im Sickerwasser aus einer Hausmülldeponie und einer Altlast zu.

Das hierbei geprüfte Dichtungsmaterial für die Fädelschlösser erwies sich als uneingeschränkt geeignet. Das Injiziermaterial für die Mittelschlösser zeigte sich beim Angriff durch stark salzhaltige Sickerwässer mit hohen Anteilen an chlorierten Kohlenwasserstoffen als nur bedingt brauchbar. Obwohl die Schadstoffkonzentrationen der Deponie Penzberg geringer als die der Prüfflüssigkeiten waren, entschied man sich, alle Schlösser mit dem Dichtungsmaterial für die Fädelschlösser in Form der Schloßdichtung System Hoesch zu dichten. Das eingesetzte Dichtungsmaterial hat sich bewährt. Mittlerweile wurden weitere Dichtungsmaterialien getestet, auf die bei zukünftigen Bauvorhaben zurückgegriffen werden kann.

Zum Zeitpunkt der Sanierung lagen aus dem Bereich des Wasserbaus umfangreiche Daten über die Beständigkeit des Spundwandmaterials Stahl vor. Zusammenfassend sind diese Untersuchungen in die E 35 der EAU aufgenommen worden.³ Unter Beachtung der Tatsache, daß seinerzeit noch keine langzeitlichen Korrosionsraten für Deponiesickerwässer ermittelt worden waren, wurde eine auf der sicheren Seite liegende theoretische Korrosionsrate von 0,05 mm pro Jahr für eine 100jährige Lebensdauer der Dichtwand angesetzt. Die tatsächlich auftretenden Korrosionsraten werden mit Hilfe des manuellen Wanddickenmeßverfahrens an vorher markierten Stellen in den Prüfkästen in fünfjährigen Abständen überprüft.

Die erste Kontrollmessung wurde im April 1993 unter Aufsicht des TÜV's München durchgeführt. Bei dieser Messung wurde ein durchschnittlicher Abtrag aller Meßstellen von 0,1 mm ermittelt. Dies entspricht einer jährlichen Korrosionsrate von durchschnittlich 0,02 mm pro Jahr.

5.2 Stahlpundwand mit Bohrpfählen im Schloßbereich

Erste Gedanken zu diesem Dichtwandtyp mit wenig Bodenaushub wurden bereits im Zuge der Planungsarbeiten zur Sanierung der Sonderabfalldeponie Breitscheid

l gefaßt. Die Eignungsversuche brachten gute Ergebnisse bei der Prüfung der Beständigkeit der Stähle (sehr geringe Korrosionsraten) und bei der Überprüfung des Einbaus und der Dichtigkeit in situ. In der Ausschreibung konnte dieses System zu dem damaligen Zeitpunkt jedoch nicht mehr berücksichtigt werden.¹³ In einem 1992 durchgeführten Großversuch wurde das kombinierte Dichtwandssystem abschließend beurteilt.^{8, 14}

Bauausführung

Vorab wurden zur Beurteilung der Rammbarkeit des Baugrundes Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde und eine Rammkernsondierung durchgeführt. Auf dem Gelände stehen von Geländeoberkante bis in ca. 7 m Tiefe Aufschüttungen aus Asche- und Schlackematerialien und in einer Tiefe von 7 m bis 11 m schwach tonige, sandige bis stark sandige quartäre Schluffböden an. Danach folgt ab 11 m Mergelgestein, das eine 2 m mächtige Verwitterungszone aufweist. Grundwasser wurde nicht festgestellt.

Im Rahmen dieses Versuchs wurde ein Probedichtwandkasten aus Stahlspundbohlen Larssen 605 mit den Abmessungen 3,28 m x 3,28 m x 13,0 m erstellt. Im Abstand der Baustellenfädelschlösser wurden vor dem Einbringen der Spundbohlen Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 324 mm hergestellt. Der Bohrpfahl wurde verrohrt abgeteuf und anschließend beim Ziehen der Verrohrung mit einem Dichtwandmittel verfüllt. Nach Durchführung der Bohrarbeiten konnte durch die Begutachtung des Bodenmaterials der aus dem Sondierergebnis ermittelte Bodenaufbau bestätigt werden.

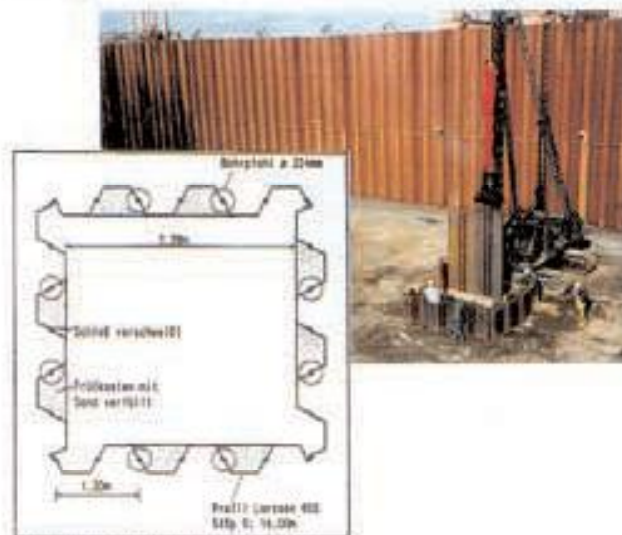


Bild 11: Probedichtwandkasten

Als Dichtwandmittel wurden ein langverarbeitbarer Beton (Bentobeton), eine zementfreie Dichtwandmasse, eine Bentonit-Zement-Suspension und eine bindemittelhaltige Dichtwandmasse verwendet. Der Bauablauf sah vor, daß jeweils zwei Bohrpfähle bis zu einer Tiefe von 10 m hergestellt wurden und danach

die zur jeweiligen Wandachse gehörenden Spundbohlen eingerammt wurden, wobei jedes zweite Schloß zusätzlich mit der Schloßdichtung System Hoesch gedichtet wurde. Nach dem Einrammen der Spundbohlen mit einem Dieselbär D 30 erfolgte der Bodenaushub bis auf 8 m Tiefe. Aus statischen Gründen wurde der Kasten 2,50 m unter GOK ausgestellt. Bei sieben Bohrpfählen war die geforderte Schloßüberdeckung in sehr gutem Maße vorhanden. Lediglich beim ersten Bohrpfahl kam es aufgrund der fehlenden Rohrführung im Baugrund während der Bohrarbeiten zu Abweichungen in der Bohrgenauigkeit.

Nach dem Aushub der Baugrube bestätigte sich, daß der erste Bohrpfahl aus der Vertikalen verlaufen war, so daß im Fußbereich keine Pfahlüberdeckung zum Spundwandschloß mehr gegeben war. Während des Freigrabens wurden die Bohrpfähle gesichert. Im Bereich der Spundwandtäler wurden Dichtungsprüfkammern durch das Aufschweißen von Stahlplatten und das anschließende Verfüllen mit Sand hergestellt. Nach der Herstellung der Fuß- und Kopfabdichtung bildete jede Prüfkammer ein abgeschlossenes System. Ein Leitungssystem, das an die Dichtungskammern angeschlossen wurde, erzeugte eine Druckhöhe von 10 m Wassersäule. Der Austritt des eingebrachten Wassers war somit nur durch den Pfahl-/Schloßbereich möglich. Nach Sättigung des eingebrachten Sandes (Phase 1) in den Dichtungskammern wurden die Restsickermengen (Phase 2) in einem Durchströmungsversuch gemessen. Es wurden k-Werte der in situ Durchlässigkeitsprüfung von $k < 1,2 \times 10^{-11}$ m/s ermittelt.⁸

5.3 Sicherung der Deponie Wildshausen

Es handelt sich bei diesem Bauvorhaben um die Sicherung und Sanierung der Deponie einer ehemaligen Zellstofffabrik. Die ca. 4 ha große Hangdeponie weist Böschungsneigungen von 1:1,4 bis 1:2 auf und hat eine Aufschüttungshöhe von bis zu 20 m. Zum einen war die Standsicherheit dieser Hangdeponie gefährdet, zum anderen konnten Schadstoffe aus dem Deponiekörper in das nahegelegene Ruhrtal gelangen.

Standsicherheitsuntersuchungen ergaben eine nur noch 1,0-fache Sicherheit gegen das Abrutschen der Deponie. Die Hangsicherung wurde durch einen auf die Böschung aufgetragenen Schüttkörper aus recyceltem Bauschutt erreicht, der aus dem Abbruch der Werksgebäude der ehemaligen Zellstofffabrik stammte. Zudem wurde die Deponieböschung oberhalb des Schüttkörpers auf eine Böschungsneigung < 25° abgeflacht.

Um den Austritt des Sickerwassers am Fuß der Böschung zu unterbinden, wurde im Bereich der Grundwasserströmung zur Ruhr hin die Deponie auf einer Länge von 360 m durch eine Kombinationsdichtwand abgesichert. Diese besteht aus einer 40 cm breiten Einphasendichtwand mit eingestellter Stahlspundwand Larssen 20. Das anfallende Sickerwasser wird durch eine Drainage gefaßt und über eine Druckleitung DN 300 einer nahegelegenen Kläranlage zugeführt.

Bohrpfahl Nr.	Dichtwandmasse	Phase 1 k-Wert [m/s]	Phase 1 Restsickermengen [l/m ² *24 h]	Phase 2 (Anfang) k-Wert [m/s]	Phase 2 (Anfang) Restsickermengen [l/m ² *24 h]
1*	Bentobeton	$6,2 \cdot 10^{-10}$	$6,89 \cdot 10^{-2}$	$2,8 \cdot 10^{-10}$	$3,06 \cdot 10^{-4}$
2	Bentobeton	$1,7 \cdot 10^{-9}$	$1,85 \cdot 10^{-1}$	$6,0 \cdot 10^{-10}$	$6,69 \cdot 10^{-4}$
3*	DiWamix K	$5,6 \cdot 10^{-10}$	$6,23 \cdot 10^{-2}$	$1,2 \cdot 10^{-11}$	$1,38 \cdot 10^{-3}$
8	DiWamix K	$3,1 \cdot 10^{-10}$	$3,47 \cdot 10^{-2}$	$8,6 \cdot 10^{-10}$	$9,56 \cdot 10^{-3}$
5*	Dywidag Mineralgemisch	$4,3 \cdot 10^{-10}$	$4,76 \cdot 10^{-2}$	$1,2 \cdot 10^{-11}$	$1,34 \cdot 10^{-4}$
6	Dywidag Mineralgemisch	$2,7 \cdot 10^{-10}$	$2,97 \cdot 10^{-2}$	$6,4 \cdot 10^{-10}$	$7,07 \cdot 10^{-4}$

* Schloß mit zusätzlicher Schloßdichtung System Hoesch

Bild 12: Durchlässigkeitsbeiwerte und Restsickermengen

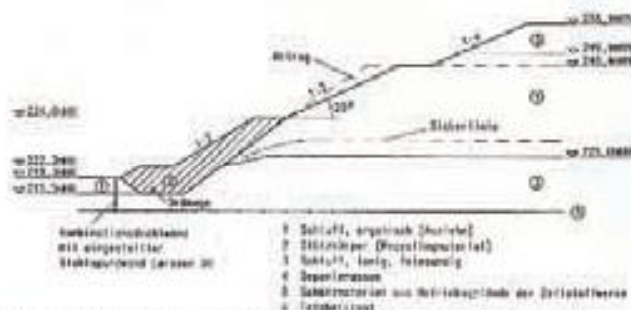


Bild 13: Deponiequerschnitt Wildshausen

Besonders erwähnt sei bei dieser Kombinationsdichtwand ohne Bodenaushub das Herstellungsverfahren. Zwei speziell hergestellte Verdrängungselemente, bestehend aus je einem 1000 mm breiten und 400 mm hohen Träger mit aufgeschweißten Seitenblechen und einer kompakten Stahlschneide, die durch ein Nut- und Federsystem miteinander verbunden wurden, konnten abwechselnd bis zu 0,50 m in den ab 7,0 m Tiefe anstehenden Felshorizont eingerammt werden. Während dieses Rammvorgangs mit einem Hydraulikbär IHC S 70, der durch einen Rohrmäkler am Trägergerät geführt wurde, konnte der über dem Fels liegende Schluff verdrängt und eine Einbindung in den Fels erreicht werden.

Nach Erreichen der Solltiefe wurde das erste Verdrängungselement gezogen und der verbleibende Hohlraum während des Ziehvorganges mit einer Dichtwandsuspension verfüllt. Anschließend wurde das erste Verdrängungselement in die vorausseilende Nut des zweiten Elementes eingefädelt und auf Solltiefe geschlagen. Durch das abwechselnde Ziehen, Verfüllen und Einbringen der beiden Verdrängungselemente war die kontinuierliche Schlitzherstellung gewährleistet. Sowohl Zieh- als auch Einbringvorgang konnten mit einem Gerät durchgeführt werden. Durch die Wahl dieses Einbringverfahrens konnten die Entsorgungskosten für den Bodenaushub eingespart werden. Nachlaufend zur Schlitzherstellung wurden in die Suspension Stahlspundbohlen Larssen 20 als zusätzliches Dichtungselement eingestellt. Wegen des reibungslosen Arbeitsablaufs empfiehlt sich dieses Verfahren auch für weitere Baumaßnahmen.



Bild 14: Kombinationsdichtwand Deponie Wildshausen

5.4 Sanierung des ehemaligen Industriestandorts Henrichshütte in Hattingen

Im Zuge der umfangreichen Sanierungsarbeiten der ehemaligen Henrichshütte in Hattingen zu einem Gewerbe- und Landschaftspark wurden in einem Teilbereich des Geländes aus Produktionsrückständen stammende schwermetallbelastete Formsandrückstände geordnet und gesichert in einen geschlossenen Dichtungskomplex eingekapselt.¹⁶

Die bei der Baufeldvorbereitung des ehemaligen Hüttenbetriebes in gebundener Form angetroffenen Formsandrückstände wurden lagenweise in das im ersten Bauabschnitt erstellte Galeriebauwerk eingelagert. Dieser geschlossene Dichtungskomplex zeichnet sich durch eine Kombination von mineralischer Dichtung mit aufliegender Kunststoffdichtungsbahn und integrierter Stahlspundwand Larssen 603 aus.



Bild 15: Dichtungsspundwand Gewerbe- und Landschaftspark Henrichshütte

Die in einem vorher gefertigten Betonköcher eingestellte Spundwand ist mit dem Schloßdichtungssystem Hoesch gedichtet und übernimmt sowohl Dicht- als auch Stützfunktionen. Mögliche auftretende Sickerwässer werden durch eine Drainageleitung gefaßt, durch die Spundwand geführt und zu einem Revisions sammelschacht geleitet. Aufgrund seiner Schweißbarkeit bietet der Werkstoff Stahl die Möglichkeit, Durchführungen und Anschlüsse wasserdicht auszuführen.

So wurden unter anderem die Kunststoffdichtungsbahnen der Basis- und Oberflächenabdichtung mit Hilfe eines wasserdicht angeschweißten Sägezahnblechs mit aufgeschraubter Klemmleiste an die Spundwand angeschlossen. Die Spundwand erhielt eine werkseitige Vorbeschichtung auf Polyurethanbasis, die Schlußbeschichtung erfolgte auf der Baustelle. Dieses Verfahren einer werkseitigen Vorbeschichtung und der bauseitigen Schlußbeschichtung hat sich insofern bewährt, da hier die Strahlschuttentsorgung einwandfrei geregelt ist.

6. Zusammenfassung, Ausblick

Spundwände als Dichtwände haben jahrzehntelange Tradition. Die Spundwand in der Altlastensanierung hat sich seit 1986 in drei Einbauvarianten bewährt, die hier im einzelnen vorgestellt wurden. Es wurde dabei auf die Anforderungen der Dichtigkeit und der Beständigkeit eingegangen. Zudem wurde anhand von ausgeführten Bauwerken die praktische Erfahrung der verschiedenen Einbauvarianten der Spundwand als Dichtwand in der Altlastensicherung beurteilt. Als Kriterien, die oftmals für die Wahl der Stahlpundwand sprachen, haben sich unter anderem folgende Vorteile herausgestellt:

- Da die gerammte Stahlpundwand beim Einbringen den anstehenden Boden verdrängt, fällt beim Erstellen einer Dichtwand aus Spundbohlen kein Bodenaushub an, der insbesondere im Falle einer Kontamination teuer entsorgt werden muß.

- Die Stahlpundwand ist ein Dichtelement mit sofortiger Dichtwirkung.⁴
- Der Einbau einer Spundwand ist im Vergleich zu anderen Dichtwandverfahren in der Regel wesentlich weniger zeitaufwendig.
- Die Stahlpundwand ist ein Dichtungselement, das neben seiner Dichtwirkung auch statisch beansprucht werden kann.
- Die Stahlpundwand ist ein in Serie gefertigtes Walzprodukt mit umfangreichen Qualitätskontrollen vom Roheisen bis zur fertigen Spundbohle.
- Der Einsatz von Stahlpundwänden hat eine über 90jährige Tradition, so daß man in der Bauindustrie langjährige Erfahrungen mit der Spundwandbauweise antrifft.
- Die benötigte Baustelleneinrichtung beschränkt sich auf das Rammgerät und gegebenenfalls ein Hebegerät zum Aufnehmen der Spundbohlen, so daß der Einbau der Spundwand auch bei sehr beengten Platzverhältnissen möglich ist.
- Das Bauelement Stahlpundbohle kann auch nach vielen Jahren wieder entfernt werden, der Baustoff Stahl ist vollständig recycelbar.
- Durch den Einsatz von Konstruktionsbohlen wird die flächengenaue Erfassung des Kontaminationsbereichs möglich.

Aufgrund der statischen Belastbarkeit von Spundwänden bietet sich dieses Dichtwandensystem auch für die Planung und den Betrieb von Neuanlagen mit geordneter Ablagerung von Müll an. Einem Vademecum des belgischen Umweltministeriums ist zu entnehmen, daß hierbei an Spundwände mit bis zu zwei Ankerlagen gedacht wird.¹⁵

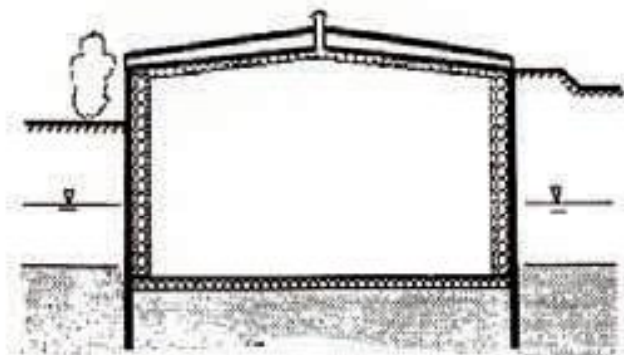


Bild 16: Prinzipskizze einer Deponie in Spundwandbauweise

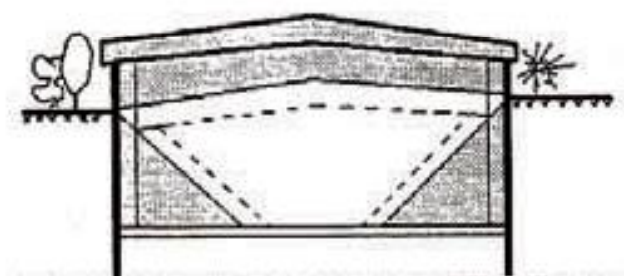


Bild 17: Volumenvergleich einer Deponie in Spundwand- und geböckter Bauweise

Der Vorteil solcher Anlagen ist unter anderem das größere Ablagerungsvolumen bei gleicher Grundfläche im Vergleich zu geböschten ausgeführten Anlagen.

Literatur

- ¹ Alberts, D.: Ultraschallmessungen an stark korrodieren Stahlpundwänden, Hansa, Nr. 3-4, 1991.
- ² Dortmunder Union - Hoerder Verein - Dortmund: Die Larssenspundwand, Nummer 12, 1931, Die Dichtigkeit des Larssenschlosses bei Verbiegungen der Wand.
- ³ Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Uferbefestigungen": Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990, 8. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- ⁴ Geil, M.: Erfahrungen mit der Sanierung einer Abfalldeponie mittels Dichtwandumschließung, Altlastensanierung, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1992.
- ⁵ HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH: Arbeitsblatt Schloßdichtung System Hoesch DBP 27 22 978, Nr. 1.3.4.2, Dortmund, 1991.
- ⁶ Horn, A.: Unveröffentlichtes Abnahmegutachten der Deponie Penzberg vom 13.04.1988.
- ⁷ Horn, A.: Unveröffentlichte gutachtliche Stellungnahme zur Dichtigkeit der Umspundung der Deponie Penzberg vom 13.04.1992.
- ⁸ Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Jessberger und Partner: Unveröffentlichter Untersuchungsbericht - Begutachtung des Dichtwandsystems Stahlpundwand mit Bohrpfählen im Schloßbereich - Großversuch in Dortmund, 1992.
- ⁹ Jessberger, H.-L., Geil, M.: Einsatz von Spundwänden bei Deponien und Altlasten, Sonderheft Geotechnik 4/92, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V..
- ¹⁰ Unterberg, J.: Dichtwand mit eingestellter Stahlpundwand und Versuche mit Dichtungsbahnen aus Kunststoff im Bergsenkungsgebiet, Vorträge der Baugrundtagung Nürnberg 1986, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V..
- ¹¹ Deman, F., Eberle, U.: Flotations-Absinkweiherr Hahnwies, Planung und Bau einer Spundwanddichtung in einem Damm, Spundwandbericht 3, HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH.
- ¹² van Oeteren, K.-A.: Korrosionsschutz durch Beschichtungsmittel, Band 1 u. 2, Hanser Verlag, München Wien 1980.
- ¹³ Düllmann, H., Geil, M., Zirfas, J.: Einkapselung von Sonderabfalldeponien, Sicherung von Altlasten, Jessberger, H.-L. (Hrsg), Rotterdam 1993.
- ¹⁴ Zentgraf, J.: Abschlußbericht des BMFT geförderten Projektes "Weiterentwicklung und Erprobung von Sanierungstechnologien", Förderkennzeichen: 1450589 I 9, Unterstützende und flankierende Sicherungsmaßnahmen zum emissionsfreien Ablösen und Umschlag kontaminierter Materialien, Dortmund 1993.
- ¹⁵ Université de Liege: Systèmes d'étanchéité-drainage artificiels pour les sites d'enfouissement technique en Wallonie, Journées d'Etudes - 27 et 28 octobre 1992.
- ¹⁶ Jordan, P., Dohme, M.: Wiedernutzbarmachung der ehemaligen Henrichshütte in Hattingen, Sicherung von Altlasten, Jessberger, H.-L. (Hrsg), Rotterdam 1993.
- ¹⁷ Landesamt für Wasser und Abfall: Richtlinie über Deponiebasisabdichtungen aus Dichtungsbahnen, 1985.
- ¹⁸ DIN 55928: Korrosionsschutz von Stahlbauten.

