

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 77



## Messen in der Geotechnik 2004

Fachseminar: 09./10. September 2004

Zusammengestellt von:

Dr. J. Gattermann  
C. Kuhn

Braunschweig 2004

---

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann



## VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anlässlich unseres Seminars *Messen in der Geotechnik 2004* am 09. und 10. September 2004 als Tagungsband.

Diese Seminarveranstaltung wurde 1994, also vor 10 Jahren gegründet und seitdem alle zwei Jahre abgehalten. Die rege Teilnahme an diesem Seminar zeigt, wie wichtig die ordnungsgemäße Durchführung geotechnischer Messungen, sowohl baubegleitend als auch nach Fertigstellung an Bauwerken und in deren Umgebung zur Überprüfung der Lastannahmen und zur Überwachung des Tragverhaltens sind.

Die Überprüfung der Lastannahmen dient im Sinne der Beobachtungsmethode des Eurocode 7 der Verifizierung der in der Planung des Bauwerks angestrebten Sicherheiten. Die Überwachung des Tragverhaltens soll langfristig Auskunft geben über den inneren Zustand der Bauwerke im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit. Aber auch bei sich ändernden Randbedingungen z. B. während der Durchführung von Baumaßnahmen in unmittelbarer Nachbarschaft bestehender Bauwerke können Messungen helfen, Schäden zu vermeiden. Festgestellte Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit erfordern Ertüchtigungsmaßnahmen, deren Wirksamkeit durch geeignete Überwachungsmethoden zu überprüfen ist.

Voraussetzung für die Erarbeitung von Konzepten für Messaufgaben ist neben der Kenntnis des Tragverhaltens des zu untersuchenden Bauwerks die richtige Wahl geeigneter Messsysteme. Hiermit befassen sich einige Beiträge unseres Seminars. Weitere Beiträge zeigen an interessanten Fallbeispielen, welche Messgeräte und Messprogramme zum Einsatz kamen, welche Darstellungsformen der Ergebnisse günstig sind und schließlich, welche Aussagen sich aus den gewonnenen Messwerten im Besonderen mit begleitenden numerischen Berechnungen ableiten lassen.

Wir hoffen, dass zukünftig geotechnische Messungen, angeregt durch die Beiträge der Referenten und durch die Veröffentlichung der schriftlichen Ausarbeitungen in diesem Tagungsband aber auch durch Diskussionen während des Seminars, effektiver geplant und durchgeführt werden können und die Analyse der gewonnenen Daten zu nützlichen Erkenntnissen und wirtschaftlicheren Bauweisen führen werden.

Den Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, im Jahre 2006 wieder unser Seminar über Messungen in der Geotechnik durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Dipl.-Ing. Christian Kuhn für die Mitarbeit bei der Organisation und Konzeption des wissenschaftlichen Programms.

Braunschweig im September 2004



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



## Inhaltsverzeichnis

<b>Vergleich von Cross-Hole-Messungen und Low-Strain-Messungen zur Bestimmung der Pfahlintegrität</b> Dipl.-Ing. M. Fritsch, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann .....	1
<b>Messtechnische Überwachung und Back-analysis des Tragverhaltens einer komplexen räumlichen Baugrubenaussteifung unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen</b> Dr.-Ing. Ch. Moormann .....	19
<b>Ergebnisse einer Pfahlprobelastung in den Frankfurter Kalken mit 78 MN Grenzlast</b> Dr.-Ing. M. Vogler, Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach .....	53
<b>Messungen zur Beobachtung des Langzeittragverhaltens von horizontal zyklisch beanspruchten Großbohrpfählen</b> Dipl.-Ing. H. Högler, Dipl.-Ing. Dr.-Ing. R. Marte .....	67
<b>Geotechnische Überwachung kritischer Bauzustände im Grubengebäude des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM)</b> Dipl.-Ing. R. Mauke, Dipl.-Ing. B. Stielow, Dipl.-Ing. M. Mohlfeld .....	81
<b>Messtechnische Überwachung eines Bahndammes auf einer geokunststoffbewehrten Tragschicht über HSP-Pfählen</b> Dipl.-Ing. F. Bussert, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer, A. P. de Lange, M. de Kant .....	89
<b>TISSY® - Ein Informations- und Managementsystem für Tunnelbauvorhaben</b> Dipl.-Ing. M. Schäfer, Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier, Dr.-Ing. T. Stolp, Dipl.-Ing. M.-B. Schaller .....	103
<b>intermetric Laser Profiler - iLP, Laser-Scanning in der Geotechnik</b> Dipl.-Geol. P. Hartkorn, Dipl.-Math. U. Völter .....	111
<b>Einfederungsmessungen am Siegauentunnel mittels hochfrequenter laseroptischer Verformungsbestimmung</b> Dipl.-Ing. C. Kuhn, Dipl.-Ing. K. Meier Dr.-Ing. J. Gattermann, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann .....	121
<b>Messtechnische Überwachung des Tunnelvortriebs mit 4 EPB-TBMs beim ECIS-Projekt in Los Angeles</b> Dr.-Ing. J. Holzhäuser, P. C. Raleigh B.Sc. ME, T. R. Seeley P.E. ....	135
<b>Seismische Standorterkundung für Anwendungen in der Geotechnik</b> Dr.-Ing. H.-G. Schmidt, Dipl.-Ing. F. Wuttke .....	153
<b>Hohlraumerkundung im Tunnelbau</b> Dipl.-Ing. J. Schmitt, Dr.-Ing. J. Gattermann Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann .....	173
<b>TBM integrierte Geophysikalische Vorauserkundung im Tunnelbau</b> Dipl.-Geophys. K.Lorenz, Dipl.-Geophys. A. Kassel, Dr. G.Kneib .....	201
<b>Einsatz der Bohrloch-Radartechnologie zur Strukturvorfelderkundung</b> Dipl.-Geophys. Dr. T. Richter, Dipl.-Geophys. U. Pippig .....	215

<b>Innovative Setzungsüberwachung unter extremen Randbedingungen mit dem hydrostatischen Linienmesssystem (System Lhotzky) bei der EADS-Flächenerweiterung in Hamburg-Finkenwerder</b>	
Dipl.-Ing. K. Lhotzky, Dipl.-Inform. G. Friedl .....	235
<b>Schlauchwaagenmesssystem zur Deformationsüberwachung eines Pumpenhauses</b>	
Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum, Dipl.-Ing. K. Patzelt .....	253
<b>In-situ Geometriebestimmung mittels Krümmungsmessungen beim DSV</b>	
Prof. Dr. F.K. Brunner, Dr. A. Wieser .....	263
<b>Digitale 3D-Baugrundmodelle - Anwendung bei der Qualitäts- und Massenkontrolle von Spezialtiefbauarbeiten</b>	
Mag. Richard Fuchs, Dipl.-Ing. H. Bach, Mag. Julia Weis .....	273
<b>Finite-Elemente-Analysen zur Ermittlung der Steifigkeit hydraulischer Gebirgsspannungsgeber</b>	
Prof. Dr.-Ing. S. Heusermann, Dipl.-Ing. R. Eckemeier .....	281
<b>Qualitätsbewertung von Düsenstrahlarbeiten</b>	
Dipl.-Ing. W. Oltmanns, Dr.-Ing. J. Kayser .....	293
<b>Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik</b>	
Dipl.-Ing. M. Schallert, Dr.-Ing. K. Krebber, Dipl.-Ing. D. Hofmann Dr.-Ing. W. R. Habel, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann .....	309
<b>Langzeitstabilität und Nullpunktskontrolle eines Glasfaserdrucksensorkopfes (EFPI)</b>	
R. Glözl .....	329
<b>Baubegleitende FE-Modellierung der Schleuse Uelzen II</b>	
Dr.-Ing. J. Kayser, Dr.-Ing. R. Schwab, Dipl.-Ing. T. Benz .....	335
<b>Sicherung einer instabilen Böschung mittels Druckentlastungsbohrungen - Berücksichtigung des Bodens unter Wasser als Dreiphasenmedium</b>	
Dipl.-Ing. R. Schulze, Dipl.-Ing. H.-J. Köhler .....	349
<b>Bewegungsdetektion und Geschwindigkeitsanalyse in Bildfolgen zur Untersuchung von Sedimentverlagerungen</b>	
Dipl.-Phys. M. Jehle, Dipl.-Phys. M. Klar, Dipl.-Ing. H.-J. Köhler, Dr.-Ing. M. Heibaum .....	371
<b>GKSPRO - Eine Daten- und Auswertungsplattform für geotechnische Messprojekte</b>	
Dr.-Ing. Thomas Stolp, Franz Glözl, Steffen Pönitz .....	393
<b>Messung horizontaler Verformungen des Deponiekörpers</b>	
Dipl.-Ing. J. Bauer, Dipl.-Ing. H. Goedecke, Dr.-Ing. K. Münnich, Prof. Dr.-Ing. K. Fricke .....	413
<b>Mitteilungshefte des IGB-TUBS</b> .....	
<b>Das IGB-TUBS im Internet</b> .....	

# **VERGLEICH VON CROSSHOLE-MESSUNGEN UND LOW-STRAIN-MESSUNGEN ZUR BESTIMMUNG DER PFAHLINTEGRITÄT**

Maik Fritsch  
Joachim Stahlmann

## **1 Einleitung**

In Deutschland kommen derzeit unterschiedliche zerstörungsfreie Prüfmethode zur Bestimmung der Integrität von Bauwerkspfählen und pfahlartigen Bauteilen zum Einsatz. Die Bestimmung der Unversehrtheit von Pfählen kann die Ableitung von Aussagen zur inneren Tragfähigkeit ermöglichen. Neben der klassischen Methode der 'Low-Strain' Messungen (Hammerschlagmethode) werden heutzutage vermehrt 'Crosshole' Pfahlprüfungen (Ultraschallmessungen) ausgeführt. Ausschreibende Stellen, die sich durch die Prüfmethode eine verbesserte Bauaufsicht erhoffen, sollten von vornherein wissen, welches Ergebnis und welchen Informationsgehalt Sie erhalten.

Im Folgenden werden die zwei Prüfmethode vorgestellt und deren Möglichkeiten und Anwendungsgrenzen aufgezeigt und bewertet. Anhand von Messbeispielen soll der Einsatz der Prüfmethode verdeutlicht werden.

## **2 Motivation**

Tiefgründungen sind in der Regel teuer in der Herstellung und müssen relativ hohe Lasten in den Baugrund abtragen. Sollten einer oder mehrere Pfähle den Anforderungen nicht genügen und dadurch Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit oder der Tragfähigkeit entstehen, resultieren daraus in der Regel hohe Sanierungskosten bzw. kann es im Extremfall zum Verlust des Bauwerkes führen. Daher ist die umfassende und realistische Prognose der Bauteileigenschaften für die Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken und für die Entwicklung und den Einsatz von Systemen und Methoden zur Bauwerksüberwachung von besonderer Bedeutung. Insbesondere durch die Neueinführung des Gesetzes zur Produkthaftung in der Europäischen Union gewinnt die Quantifizierung der Systemzuverlässigkeit immer mehr an Bedeutung.

Innere oder konstruktive Qualitätsprobleme entstehen meist durch fehlerhafte Bauausführung oder wenn die Bruchlast des Pfahlmaterials über das Bemessungsalter der Bauwerks geringer als die Belastung ist. Auch wird in hochbelasteten Pfählen die Bewehrung häufig so eng angeordnet, dass der Beton nicht vollständig in den Betondeckungsraum fließen kann.

Selbstverständlich entstehen durch eine Qualitätskontrolle zusätzliche Kosten. Sie lässt jedoch dagegen in Einzelfällen auch zu, dass der Sicherheitsfaktor der Pfahlgründung reduziert werden kann, so dass sowohl an Länge und Größe sowie die Anzahl der Pfähle gespart werden kann. Daher ist es sinnvoll für jede individuelle Baustelle das optimale Qualitätssicherungsprogramm zu entwickeln und durchzuführen.

### **3 Integritätsprüfung nach der 'Low-Strain' – Methode**

Das Verfahren der Integritätsprüfung nach der 'low-strain' Methode wird zur Überprüfung der Qualität von Pfählen eingesetzt. Dabei kann es einerseits zum routinemäßigen Nachweis der ordnungsgemäßen Herstellung oder andererseits zur gezielten Überprüfung von Pfählen dienen, die während der Herstellung Auffälligkeiten aufwiesen und daher einer Kontrolle ihrer Unversehrtheit unterzogen werden sollten. Mit der 'low-strain' Integritätsprüfung können die im Folgenden aufgeführten Schäden bzw. Unregelmäßigkeiten erfasst werden [Stahlmann, et al., 2004]:

- Fehlstellen entlang des Pfahlschaftes in unterschiedlichen Ausprägungsformen,
- Scherflächen unbewehrter Pfähle,
- Querschnittsminderungen, beispielsweise an Schichtgrenzen,
- Abweichungen von der planmäßigen Solllänge,
- Geringe Wellenausbreitungsgeschwindigkeit als Hinweis auf mangelhafte Betonqualität,
- Einschnürungen infolge fehlerhafter Herstellung.

### 3.1 Prinzip der 'Low-Strain' – Methode

Die Integritätsprüfung nach dem 'low-strain' Verfahren beruht auf der Einleitung eines Stoßimpulses in den Pfahlkopf und der Messung der Bewegungen in Form von Beschleunigung oder Geschwindigkeit des Pfahlkopfes. Aus diesen Bewegungen kann die Ausbreitung der Stoßwelle bzw. ihrer Reflexionen nachvollzogen werden. Durch den Aufprall eines speziellen Hammers wird eine Wellenfront in den Pfahl induziert, die sich mit einer bestimmten Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  [m/s] fortpflanzt. Der vom Hammer eingeleitete Impuls durchläuft den Pfahl, wird am Pfahlfuß reflektiert und erreicht als Echo wieder die Messebene am Pfahlkopf. Die Zeit bis zum Eintreffen der Welle, meist als Laufzeit bezeichnet, ergibt sich aus (vgl. Abbildung 1)

$$t = \frac{2 \cdot l}{c}$$

An Änderungen der Querschnittseigenschaften, wie Elastizitätsmodul, Dichte, Querschnittsfläche oder Bodenwiderstand, treten ebenfalls Wellenreflexionen auf, die ihrer Tiefenlage entsprechend nach einer bestimmten Zeit am Pfahlkopf gemessen werden. Üblicherweise wird der Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf zur Beurteilung der Pfahlintegrität herangezogen. Abb. 1 zeigt schematisch die Wellenausbreitung im Pfahl.

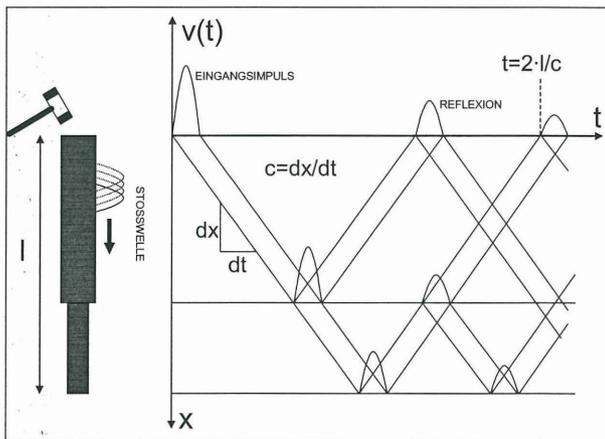


Abb. 1: Wellenausbreitung bei der Integritätsprüfung nach dem 'low-strain' Verfahren

In Tabelle 1 sind Werte für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit für den in der Praxis auftretenden Messbereich angegeben.

Tab. 2: Zusammenhang zwischen Wellengeschwindigkeit und Elastizitätsmodul bei dynamischer Beanspruchung für  $\rho = 2,45 \text{ t/m}^3$

Wellen- geschwindigkeit c [m/s]	Elastizitätsmodul bei dynamischer Beanspruchung E- <sub>dyn</sub> [MPa]	entspricht etwa der Betonfestigkeits- klasse	Elastizitätsmodul nach DIN 1045 E [MPa]
3.000	22.050	B5	18.000
3.250	25.878	B10	22.000
3.500	30.013	B15	26.000
3.750	34.453	B25	30.000
4.000	39.200	B35	34.000
4.250	44.253	B55	39.000

### 3.2 Auswertung der Messsignale

Stand der Technik bei der Analyse der Messdaten ist die visuelle Begutachtung des Geschwindigkeits-Zeitverlaufs. Dabei wird das Messsignal in eine der in den Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 (DGGT, 1998) festgelegten Ergebnisklassen eingeordnet. Diese sind:

- Klasse 1: Der Pfahl ist in Ordnung
- Klasse 2: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, geringe Qualitätsminderung
- Klasse 3: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, erhebliche Qualitätsminderung
- Klasse 4: Das Messsignal ist nicht auswertbar

Dabei ist die Anwendung der Klasse 2 problematisch, weil hier im Einzelfall zu entscheiden ist, ob und - wenn ja - welche Sanierungsmaßnahmen zu ergreifen sind, während eine Einordnung in Ergebnisklasse 3 in der Regel dazu führt, dass der Pfahl ohne Sanierung nicht zum Lastabtrag herangezogen wird. Die bislang mit der Ordnungszahl 4 benannte Ergebnisklasse soll in der Neuauflage der Empfehlungen mit 0 bezeichnet werden.

Hinweise zur einheitlichen Vergabe der Ergebnisklassen sind in KIRSCH, F.; KLINGMÜLLER, O. (2003) zu finden. Zur Veranschaulichung sind in Abbildung 2 Beispiele für die Ergebnisklassen 2 und 3 angegeben.

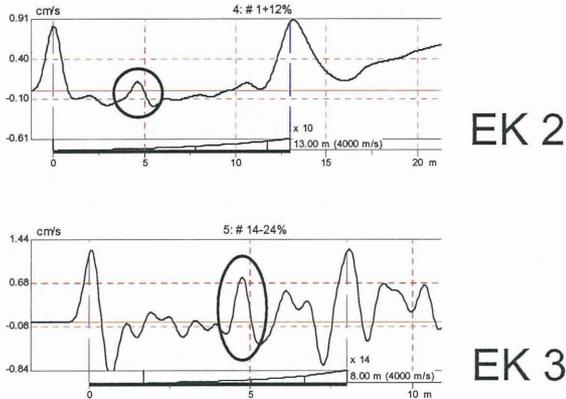


Abb. 2: Unterschiedliche Ergebnisklassen der Integritätsprüfung

### 3.3 Anwendungsmöglichkeiten und –grenzen

Der optimale Anwendungsbereich der Methode umfasst Ort betonpfähle in nichtbindigen Böden mit einem Verhältnis von Durchmesser zu Länge größer als 1:30 und einer Länge von 5 m bis 20 m. Mit der 'low-strain' Integritätsprüfung werden Fehlstellen entlang des Pfahlschaftes, Scherflächen, Querschnittsminderungen, Längenabweichungen und Zonen mangelhafter Betonqualität erkannt.

Die Bestimmung der Länge einer Bewehrung ist nicht möglich, auch wenn der Bewehrungskorb eine starke Fußaussteifung aus Flacheisen besitzt. Die Kontrolle von Bohrpfahlwänden oder Schlitzwänden muss im Einzelfall geprüft werden. Die Längenbestimmung von Spundwänden ist nur dann möglich, wenn der Wellendurchgang nicht durch Gurtungen oder Anker gestört ist, die Wände einseitig abgegraben sind und ihre Einbindelängen nicht zu groß sind. Stahlpfähle und Verbauträger können im Allgemeinen nicht geprüft werden. Bei Mikropfählen (z.B. Gewi-Stäbe, d=50 mm mit Verpresskörper und Gesamtdurchmesser unter 200 mm) ist die Prüfung in der Regel nicht möglich.

Das Verfahren ist nur für die Bestimmung der Unversehrtheit von Pfählen geeignet. Aussagen über die Tragfähigkeit sind nur indirekt möglich, wenn Querschnittsänderungen auch Auswirkungen auf das Tragverhalten nach sich ziehen. Aufgrund der Unsicherheiten bei der Bestimmung der Eingangswerte ist das Verfahren als Abrechnungsgrundlage beispielsweise für den Betonverbrauch auf einer Baustelle nicht geeignet.

#### **4 Integritätsprüfung nach der 'Crosshole' – Methode**

Die 'Crosshole' oder auch 'Ultraschall'-Integritätsprüfung ist ebenfalls eine Methode zur Bestimmung der Homogenität des Materials von Pfählen und pfahlartigen Bauteilen. Eine Standardanwendung dieser Messmethode ist in der Regel das Testen von langen Ortbetonpfählen mit großen Durchmessern. Abweichungen in der Homogenität des Materials werden durch Abweichungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Ultraschallwellen festgestellt. Derartige Abweichungen im Messsignal werden als Anomalien bezeichnet. Die technischen Voraussetzungen zur Durchführung sowie die Eigenschaften der Messgeräte dieser Prüfmethode sind nur in ausländischen Normungen (z.B. USA-ASTM D6760-02 oder France-NF P94-160-1) festgelegt.

##### **3.1 Prinzip der 'Crosshole' – Methode**

Bei der Ultraschall – Integritätsprüfung werden Messrohre mit einem Durchmesser von ca. 50 mm am Bewehrungskorb befestigt. Während der Testdurchführung werden ein Sender (Transmitter) und ein Empfänger (Receiver) parallel mit kleiner Geschwindigkeit in den Messrohren von oben nach unten oder umgekehrt geführt (vgl. Abbildung 3). Dabei sendet der Transmitter kontinuierlich Signale aus, die eine spätere Beurteilung des Pfahlmaterials über die gesamte Pfahlänge ermöglicht. Gemessen werden die Laufzeit sowie die Signalstärke der Ultraschallwelle. In homogenem Beton ist die Wellengeschwindigkeit einer Ultraschallwelle konstant, im Allgemeinen liegt sie im Bereich von 3500 – 4000 m/s, je nach Betonqualität oder Alter kann die Wellengeschwindigkeit allerdings auch Werte zwischen 3000 – 4500 m/s annehmen.

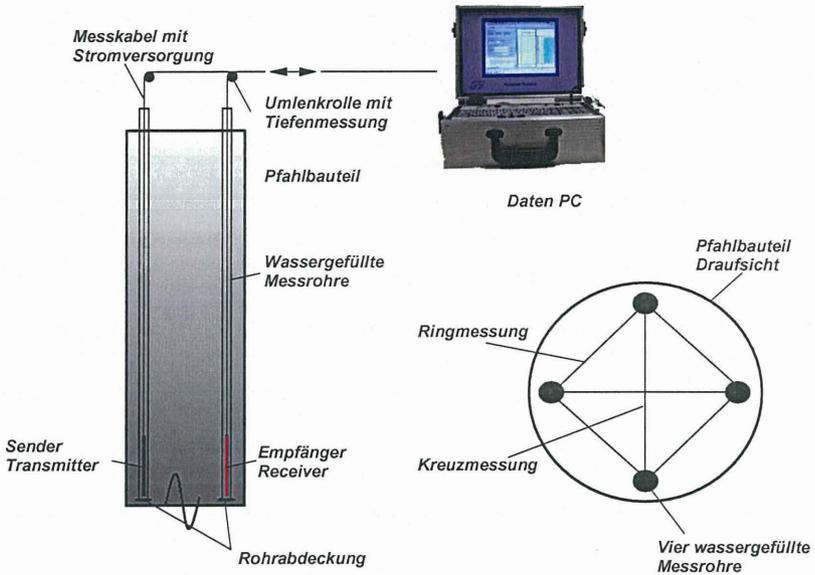


Abb. 3: Prinzipskizze der 'Crosshole' – Integritätsmessung

Die Laufzeit der Welle kann analog zum 'Low-Strain'-Verfahren berechnet werden (vgl. Kapitel 3.1). Da der Abstand der Messrohre im Vorfeld der Messung als Eingangsgröße verwendet wird, kann die Betonqualität anhand der Durchlaufzeiten entlang der Messstrecke erfolgen. Bei Annahme einer homogenen Betonqualität muss die Durchlaufzeit der Ultraschallwelle ebenfalls eine annähernd konstante Durchlaufgeschwindigkeit besitzen.

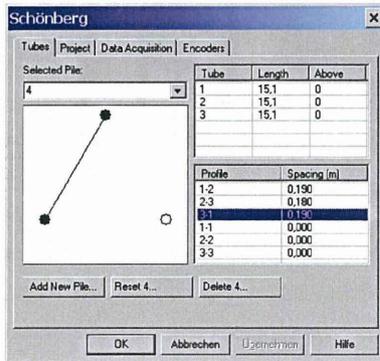


Abb. 4: Eingabe der Messstrecken und deren Abstände [Messsystem PDI, Cleveland]

Eine Änderung der Wellengeschwindigkeit wird daher durch die Veränderung des E - Moduls bzw. der Dichte des Materials hervorgerufen. Das vorrangige Ziel der Ultraschall-Integritätsprüfung ist nicht die Bestimmung des absoluten Betrages der Wellengeschwindigkeit der Ultraschallwelle, sondern viel mehr die Überprüfung der Gleichmäßigkeit der Wellengeschwindigkeit im gesamten Pfahl. In Erdschlüssen, Kiesnestern oder anderen Inhomogenitäten des Betons sinkt die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Vergleich zu Bereichen mit gesundem Pfahlbeton deutlich ab. Es sei an dieser Stelle explizit darauf hingewiesen, dass aus der gemessenen Ankunftszeit kein eindeutiger Rückschluss auf die Art der Fehlstelle möglich ist. Die längere Laufzeit der Ultraschallwelle zwischen den Messröhren kann durch Beton mit geringer Qualitätsminderung auf der ganzen Messstrecke oder durch Beton mit stärkerer Qualitätsminderung auf einem Teilstück der Messstrecke hervorgerufen werden. Um kontaminierte Bereiche besser eingrenzen zu können, sollten die Messsonden im Bereich der Fehlstelle wie in Abbildung 5 gezeigt, mit unterschiedlichen Tiefenlagen der Sonden umfahren werden.

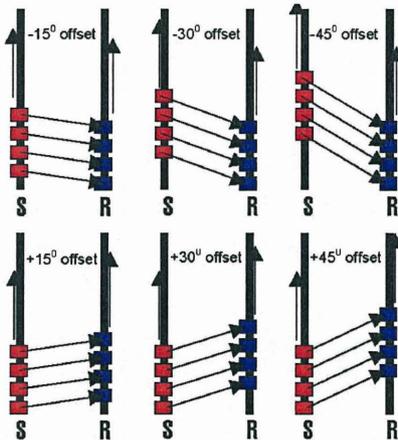


Abb. 5: Fehlstellenumfahrung [Mekic-Stall, N., et al. 2004]

Je nach Anzahl der Messrohre können unterschiedliche Anzahlen an Messstrecken erfasst werden. In der Regel reichen bis zu einem Pfahldurchmesser von 1,20 m drei Messrohre aus. Bei größeren Durchmessern empfiehlt es sich, mehr Messstrecken vorzusehen, um den maximal möglichen Erfassungsbereich zu gewährleisten. Die Messrohre müssen während der Testdurchführung vollständig wassergefüllt sein, da Luft im Allgemeinen keine Übertragung von Ultraschallwellen zulässt. Das Wasser dient als Kopplungsmaterial

zwischen Messsonde und Messrohr. Dabei werden nur longitudinale Wellen durch das Wasser und die Außenwand der Messrohre in den umgebenden Beton übertragen. Die Messrohre können aus Kunststoffen oder aus Stahl bestehen. In der Vergangenheit hat sich jedoch gezeigt, dass Stahlrohre besser geeignet sind, da der Widerstand gegen lokales Knicken wesentlich größer ist. Des Weiteren treten kleinere und damit verträgliche Krümmungen über die Länge auf, so dass die Sonde unbehindert im Messrohr geführt werden kann.

## 4.2 Auswertung der Messsignale

Stand der Technik bei der Analyse der Messdaten ist auch bei diesem Verfahren vorerst die visuelle Begutachtung der Durchlaufzeiten und der Signalenergie. Aufgrund der Tatsache, dass bis zum jetzigen Zeitpunkt kein deutsches Regelwerk vorliegt, werden die Messungen meist in Anlehnung an die französische Normung NF P94-160-1 ausgewertet und bewertet. In diesem Regelwerk wird eine Vergrößerung der Durchlaufzeit größer 20 % als signifikante Anomalie festgelegt. Momentan werden ebenfalls Richtlinien zur Auswertung und Durchführung von Ultraschallmessungen durch den Unterausschuss UA 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) vorgestellt.

In Abbildung 6 ist der Ergebnisplot einer Pfahlmessung mit drei installierten Messstrecken dargestellt. Im Plot werden die drei Messstrecken mit jeweils drei dazugehörigen Diagrammen aufgetragen. Als Linienplot werden die Ankunftszeiten der Ultraschallwelle je Tiefenlage sowie die Energie des Signals in logarithmischer Skalierung dargestellt. Die Energie wird dabei integral über das Messsignal berechnet. Das Festlegen des Integrationsintervalls zur Energiebestimmung wird meist im Programmsystem festgelegt und berücksichtigt im Allgemeinen nur einen begrenzten Anfangsbereich des Signals. Der jeweilige Zeitverlauf des empfangenen Signals ist auf der jeweilig rechten Seite der Messstrecken ebenfalls für jeden Messquerschnitt über die Tiefe dargestellt. Zur übersichtlichen Darstellung sind die Zeitverläufe als Punktstrecke (Sonic Plot) gezeigt, wobei jedem positiven Wert ein grüner Punkt und jedem negativen Wert ein schwarzer Punkt zugeordnet ist. Sind die Signale gleichartig und reproduzierbar ergeben sich parallele grüne und schwarze Linien. Weisen die Rohre Krümmungen auf und weichen somit von dem Eingabewert des Abstandes ab, ist dieser Effekt deutlich anhand des Sonic Plots abzulesen.

Im Kopfbereich des Pfahles ist eine Störung durch das Widerlager zu erkennen, durch welches die Messrohre geführt wurden. Ab ca. zwei Meter unter dem obersten Messpunktes beginnt das eigentliche Pfahlbauteil. Es ist deutlich zu erkennen, dass im oberen und mittleren Bereich des Pfahles bis ca. 22 m eine annähernd konstante Durchlaufzeit sowie Signalenergie vorliegt. Ab dieser Tiefe bildet sich eine starke Anomalie aus, die gegen Endtiefe des Pfahles wieder abklingt. Besonders deutlich ist die Ausbreitung zwischen den Messstrecken 3-2 (Mitte) sowie 2-1 (rechts) zu sehen.

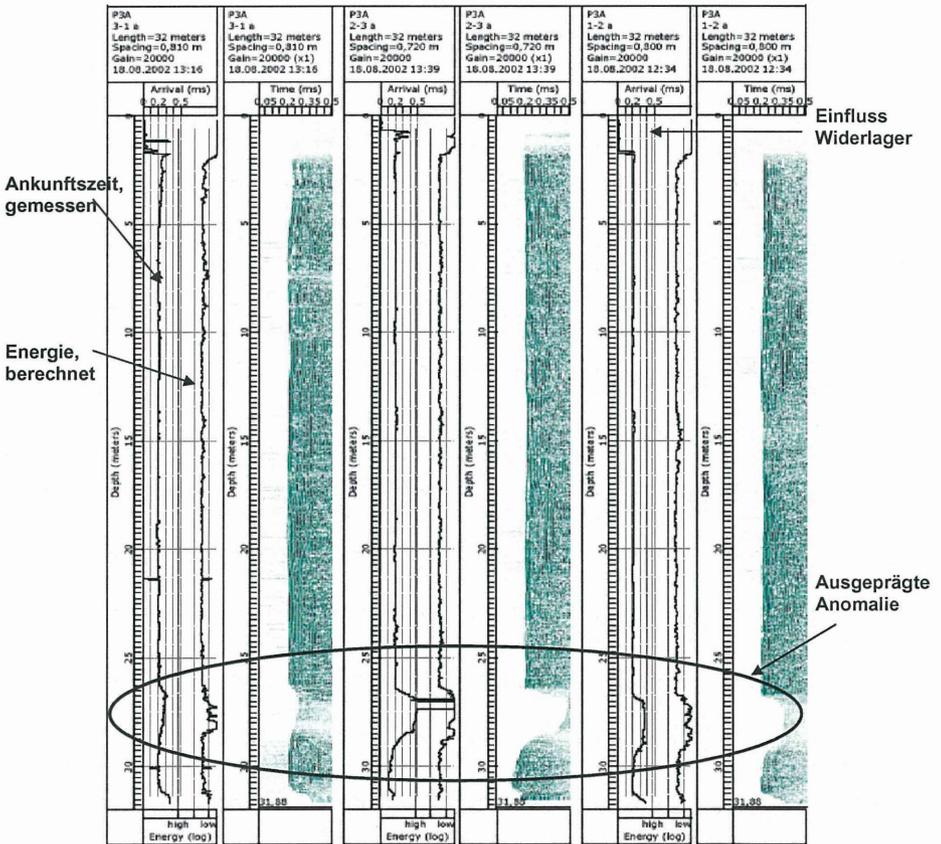


Abb. 6: Ergebnisplot der Ultraschallmessung (3 Messrohre)

Zur Beurteilung der Fehlstelle sollten alle Plots in Relation betrachtet werden, um eventuelle Ausreißer im System ausschließen zu können. Bei ausgeprägten Kontaminationen des Pfahlbetons ergeben sich je nach Abtastrate in vertikaler Richtung mehrere Datenpunkte die eine abweichende Durchlaufzeit aufweisen, was sich sowohl im Sonic Plot als auch in der integrierten Energie widerspiegelt. Zur besseren Bewertung der Messsignale bietet es sich an, die Rohdaten der einzelnen Messstrecken auszulesen. Es existieren für unterschiedliche Hersteller der Messtechnik ebenfalls verschiedenartige Filtertechniken, die sich sowohl in der Methode als auch in der Filterstärke unterscheiden und meist nicht vollständig beschrieben sind. Auf Grundlage der Rohdaten können unterschiedliche Filtermethoden und ihre Auswirkungen auf das Messsignal abgeschätzt werden und dadurch eine höhere Informationsdichte gewonnen werden. Des Weiteren kann dadurch eine wesentlich genauere Analyse z.B. mit statistischen Methoden durchgeführt werden, um die Betonqualität über die gesamte Pfahllänge oder inkrementell über die Pfahllänge zu beurteilen.

Um den statischen Elastizitätsmodul des Pfahles zu erhalten, muss eine Umrechnung des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls auf den statischen Elastizitätsmodul erfolgen. Der Berechnungsablauf für jeden Messpunkt kann wie folgt durchgeführt werden:

- a. Berechnung der Wellengeschwindigkeit aus der gemessenen Durchlaufzeit über die Tiefe

$$c = \frac{a}{t}$$

mit:	c	Berechnete Wellengeschwindigkeit [m/s]
	a	Abstand der Rohre [m]
	t	Gemessene Durchlaufzeit [s]

- b. Berechnung des dynamischen E-Moduls

$$E_{dyn} = c^2 \times \rho / g$$

mit:	$E_{dyn}$	Berechneter dynamischer E-Modul [kN/m <sup>2</sup> ]
	c	Berechnete Wellengeschwindigkeit [m/s]
	$\rho$	Rohdichte des Betons [kN/m <sup>3</sup> ]
	g	Erdbeschleunigung [kNm/s <sup>2</sup> ]

b. Berechnung des statischen E-Moduls

$$E_{stat} = E_{dyn} / Faktor$$

mit:  $E_{dyn}$  Berechneter dynamischer E-Modul [kN/m<sup>2</sup>]  
 $E_{stat}$  Berechneter statischer E-Modul [kN/m<sup>2</sup>]

Zur Bestimmung des Umrechnungsfaktors bieten sich Prüfungen des statischen und dynamischen E-Moduls an Zylinderproben in unterschiedlichen Prüfaltern (z.B. nach 14 und 28 Tagen) an, um den baustellentypischen Faktor zu erhalten. Richtwerte sind ebenfalls in Tabelle 1 angegeben. Der Multiplikator des statischen Elastizitätsmoduls im Vergleich zum dynamischen Elastizitätsmodul liegt oft bei ca. 1,20. Anschließend kann die angegebene Wellengeschwindigkeit aus allen möglichen Messstrecken über die Tiefe gemittelt (vgl. Abbildung 7).

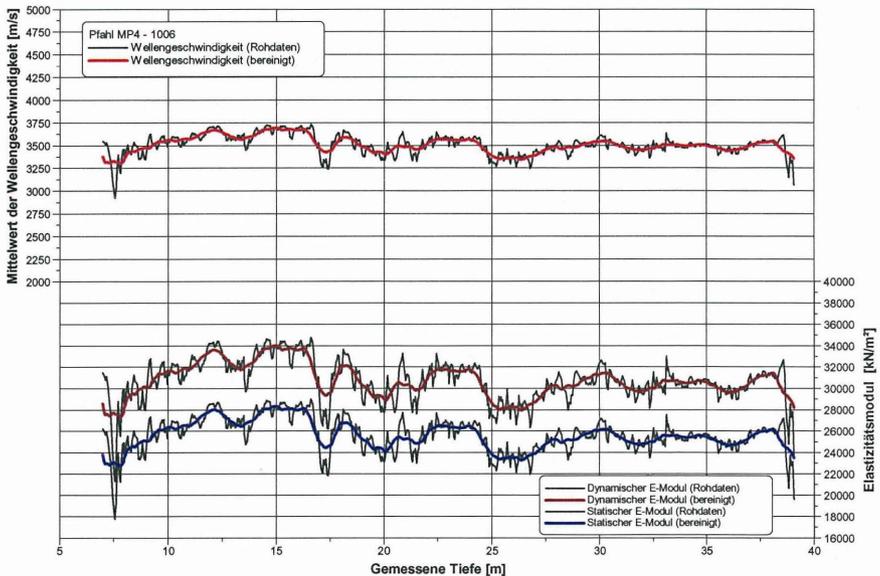


Abb. 7: Berechnung des statischen Elastizitätsmoduls

### 4.3 2D und 3D Crosshole Tomographie

Durch den rasanten Anstieg der Prozessorenleistung und Rechenperformance von Standardcomputern gehen die meisten Entwicklungen der Ultraschallmessung in Richtung der ebenen bzw. volumetrischen Beschreibung von Fehlstellen. Um die Darstellung zwei oder dreidimensionaler Felder zu ermöglichen reicht eine rein eindimensionale Messwerterfassung nicht mehr aus. Um eine ebene Darstellung zu ermöglichen müssen zusätzliche Messstrecken erfasst werden (vgl. Abbildung 8), so dass sich ebenfalls die Prüfungsdauer verlängert, wenn nicht mit Mehrsondensystemen gearbeitet wird.

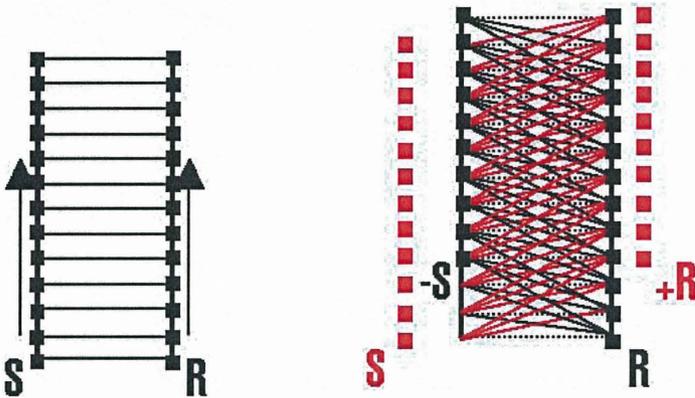


Abb. 8: Messstrecken für ein- und mehrdimensionale Darstellungen [Mekic-Stall, N., et al. 2004]

In der Regel werden für die zweidimensionale Erfassung drei sogenannte 'nonzero offset' Stellungen der Sonden genutzt, jeweils drei negative sowie drei positive ( $\pm 15^\circ$ ,  $\pm 30^\circ$ ,  $\pm 45^\circ$ ) offsets, wie in Abbildung 5 zur Fehlstenumfahrung dargestellt, genutzt. Die Erweiterung des Systems in das volumetrische Feld entsteht durch die räumliche Anordnung der Messrohre.

In Abbildung 9 ist ein Vergleich einer normalen eindimensionalen Ultraschallprüfung (CSL-Crosshole Sonic Logging) mit denen einer zweidimensionalen Prüfung gegenübergestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die 1D Messung die Fehlstelle zwar erfasst, allerdings nicht in der Lage ist, die Ausbreitung der Fehlstelle zu beschreiben.

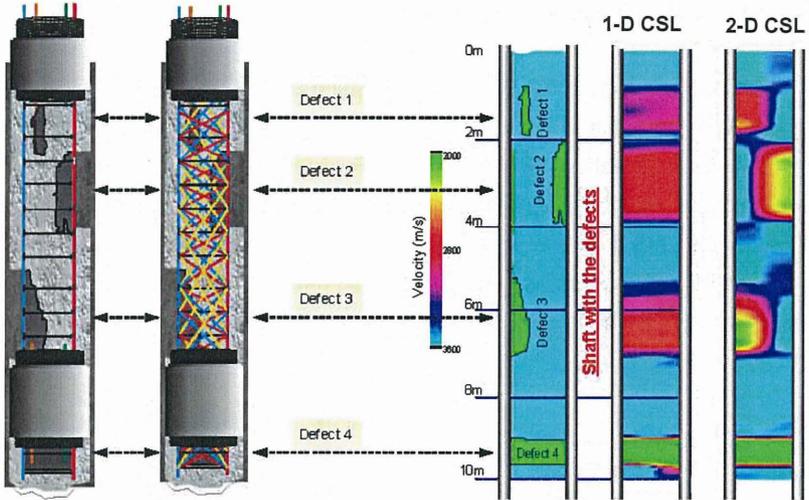


Abb. 9: Vergleich einer 1D und 2D Ultraschallmessung [Mekic-Stall, N., et al. 2004]

Werden die Fehlstellen mit mehreren offsets umfahren, so ergibt sich die im linken Bild dargestellte Tomographie. In dieser Messung wird ebenfalls die Ausbreitung der installierten Kontaminationen verifiziert. Um den kompletten Pfahlschaft abzubilden müssen alle Messungen für sämtliche installierte Messrohre in die Berechnung miteingeführt werden, so dass ebenfalls die volumetrische Ausbildung der Kontamination abgebildet werden kann.

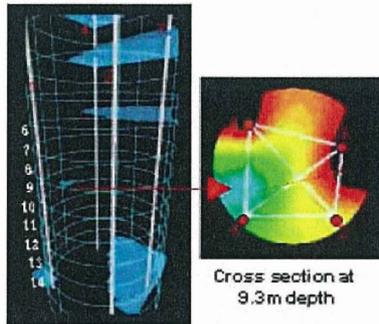


Abb. 10: Dreidimensionale Ergebnisdarstellung [Mekic-Stall, N., et al. 2004]

Die Berechnung der Tomographen verläuft auf rein iterativer Basis. Der betrachtete Querschnitt wird analog zur Finite-Element-Methode inkrementell unterteilt und jedem Element, wird ein Geschwindigkeitsmodell ähnlich wie bei Wellenausbreitungs- oder Strömungsrechnungen zugewiesen. Das Modell wird solange iterativ angepasst, bis es zum Unterschreiten einer akzeptablen Fehlerschranke oder auch Konvergenzkriterium zwischen den errechneten und gemessenen Werten kommt. Ähnliche Verfahren werden ebenfalls zur Auswertung von dynamischen Probelastungen von Pfählen genutzt. Man spricht in diesem Zusammenhang von so genannten 'Signal-Matching' – Verfahren oder Identifikations - Algorithmen.

#### **4.4 Anwendungsmöglichkeiten und –grenzen**

Der optimale Anwendungsbereich der Methode umfasst lange Ortbetonpfähle mit großen Durchmessern in allen Böden. Mit der 'Crosshole' Integritätsprüfung werden Fehlstellen entlang des Pfahles, Scherflächen, Längenabweichungen und Zonen mangelhafter Betonqualität erkannt und können bei zwei und dreidimensionalen Messungen ebenfalls in ihrer Ausbreitung beschrieben werden. Aussagen über die Betondeckung der Bewehrung ist im Regelfall nicht möglich, da die eigentliche Prüfung zwischen den Messrohren stattfindet, die sich durch die Montage am Bewehrungskorb im zentralen Bereich des Pfahles befinden.

Durch die fehlende Normung bzw. Richtlinien wurde noch kein einheitliches Modell zur genauen Charakterisierung der festgestellten Fehlstellen entwickelt. Nur der Energiegehalt des aufgezeichneten Signals kann als Indikator herangezogen werden. Als Zusammenfassung kann gesagt werden, dass durch Ultraschall-Integritätsprüfung Abweichungen in der Qualität des Betons zwischen zwei Messrohren in einer bestimmten Tiefe des Pfahlquerschnitts festgestellt werden können, eine genaue Charakterisierung der Fehlstelle hinsichtlich Ausdehnung oder Grad der Qualitätsminderung jedoch nur bei mehrdimensionalen Messungen möglich ist. Die Anwendung von Computertomographen ist eine Weiterentwicklung der letzten Jahre und kommt zum momentanen Zeitpunkt eher selten zum Einsatz. Die Bestimmung der Länge einer Bewehrung ist analog zur Hammerschlagmethode bei diesem Verfahren nicht möglich.

In der Vergangenheit hat sich oftmals herausgestellt, dass Fehlstellen im Bereich der Stoßpunkte der Messrohre angezeigt werden. Es empfiehlt sich daher die Stoßstellen ent-

lang der Bewehrung zu dokumentieren, da das Vorhandensein von Lufträumen im Bereich der Messrohrstöße nicht auszuschließen ist. Des Weiteren sollte auf das Betonalter der Pfähle geachtet werden. Oftmals werden bei nicht vollständig ausgehärteten Betonzonen ebenfalls Anomalien angezeigt, die sich nach weiterer Betonalterung nicht mehr identifizieren lassen. Grundsätzlich sollte neben der Ultraschallprüfung das 'Low Strain'-Verfahren als redundante Messung verwendet werden, wenn die Querschnittsform sowie die Länge des Pfahles im Bereich dieser Messung liegen.

## **5 Wahl des anzuwendenden Verfahrens**

Beide Verfahren sind dazu geeignet die Integrität von Pfahlgründungen bei richtiger Durchführung zuverlässig abzubilden. Grundsätzlich sollte bei der Wahl des Verfahrens von vorn herein geklärt werden, welche Informationsdichte über die Prüfmedien gewünscht ist. In der Regel macht es keinen Sinn für Pfähle, mit einem Durchmesser kleiner 1,20 m und Pfahllängen kleiner 20 m eine 'Crosshole' – Messung durchzuführen. Der Grund hierfür ist vorrangig in der wesentlich höheren Gerätekostenabschreibung, in der längeren Vorbereitungsphase bei Herstellung sowie der längeren Durchführungsdauer zu suchen. Während man mit der 'Crosshole' – Methode durchschnittlich 10 - 15 Pfähle (je nach Anzahl der Messstrecken und Längen) je Messtag prüfen kann, ist es mit der 'Low Strain' – Methode möglich bis zu ca. 70 Pfähle bei entsprechender Vorbereitung zu prüfen. Im Vergleich zur Messgenauigkeit zur Lage der Anomalien entlang des Pfahlschaftes ist das 'Crosshole' – Verfahren zu favorisieren, da bei dieser Prüfung theoretisch eine kontinuierliche Messwerterfassung über die Länge möglich ist und daher zumindest die vertikale Ausbreitung entlang des Schaftes vollständig erkannt wird. Bei der 'Low Strain' – Methode wird eine Annahme bezüglich der anzusetzenden Wellengeschwindigkeit  $c$  ist bezüglich der Dichte  $\rho$  und dem Elastizitätsmodul  $E$  des Pfahlbetons getroffen und homogen über den Pfahlabschnitt angenommen. Diese Größen können daher für eine Betonfestigkeitsklasse z.B. B35 innerhalb eines Toleranzbereiches von ca.  $\pm 10\%$  schwanken.

Für beide Verfahren sind für die Bestimmung von Fehlstellen ebenfalls auch Bodenuntersuchungen auszuwerten. Meistens ist daraus bereits zu ersehen, ob und in welchen Schichten z.B. Grundwasserströmungen eventuell zu Auswaschungen des Zements führen können. Des Weiteren ist unbedingt zu empfehlen, die Prüfungen nur von qualifizierten Prüfingenieuren durchführen zu lassen, die sowohl im Bereich der Messtechnik vielmehr

jedoch in bodenmechanischen Fragestellungen das notwendige Hintergrundwissen besitzen. Aufgrund der Tatsache, dass die Ultraschallmessung in Deutschland keiner einheitlichen Regelung unterworfen ist, sollte das Verfahren in Anlehnung an die bereits zitierte internationale Normung durchgeführt und ausgewertet werden.

## **6 Zusammenfassung**

Es wurden zwei unterschiedliche Messverfahren zur Sicherstellung der Pfahlintegrität vorgestellt. Während es sich bei der 'Low-Strain'-Pfahlprüfung um eine so genannte 'Surface' Technologie handelt, ist das 'Crosshole' – Verfahren den so genannten 'Down-Hole' Techniken zuzuordnen. Beide Verfahren besitzen Vor- und Nachteile bezüglich der Durchführung und Auswertung, so dass im Einzelfall das Verfahren individuell aus der Bauaufgabe abzuleiten ist. Grundsätzlich kann bei der 'Crosshole' – Methode eine höhere Informationsdichte erhalten werden. Durch die ständig zunehmende Rechenkapazität von Computern bietet dieses Verfahren in den nächsten Jahren wahrscheinlich weitere Entwicklungen zur räumlichen Detektion von Fehlstellen.

Zur normativen Lage ist zu sagen, dass das 'Low-Strain' – Verfahren bereits Eingang in deutsche Normung DIN 1054:2003 sowie in die 'Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen' des Unterausschusses des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik gefunden haben. Die Integration des 'Crosshole' – Verfahrens in die Empfehlungen wird momentan erarbeitet.

## LITERATUR

**Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT),**  
Arbeitskreis 2.1, Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1998

**Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H.,**  
Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, ISBN 3-924813-55-8, S. 23-40, 2004

**DIN 1054:2003,**  
Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, DIN Verlag, 2003

**Pläßmann, B.**  
Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen, Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2002

**Mekic-Stall, N.; Sirls, P.; Grimm, R.E.**  
2D & 3D Crosshole Sonic Logging Tomography (CSLT) versus Crosshole Sonic Logging (CSL) for Drilled Shafts, blackhawkgeo.com, 2004

**Kirsch, F.; Klingmüller, O.**  
Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Bautechnik 80, Heft 9, 2003

### Autoren:

Dipl.-Ing. Maik Fritsch (m.fritsch@tu-bs.de)  
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann (j.stahlmann@tu-bs.de)

IGB-TUBS  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Gaußstraße 2  
38106 Braunschweig  
Tel.: 0531 - 391 2730  
Fax.: 0531 - 391 4574

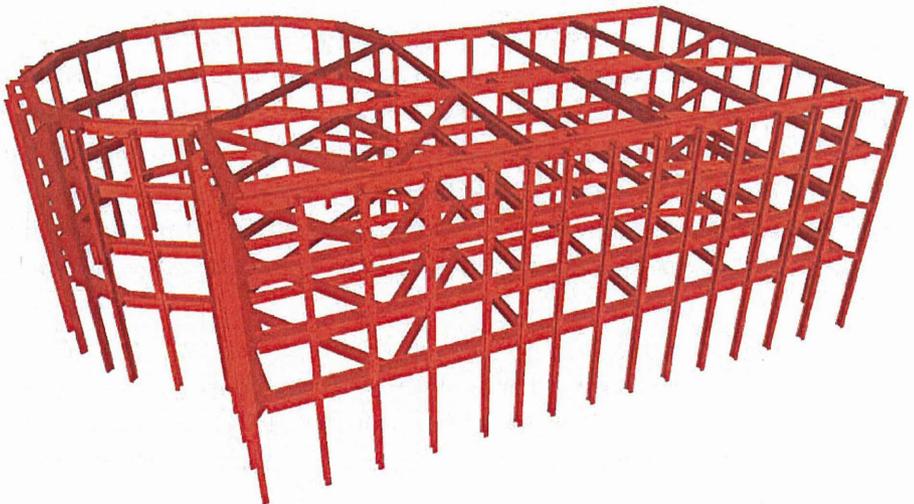
[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)

# Messtechnische Überwachung und Back-analysis des Tragverhaltens einer komplexen räumlichen Baugrubenaussteifung unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen

Dr.-Ing. Christian Moormann

## 1 Einleitung

Geotechnische Messungen dienen im Sinne der Beobachtungsmethode (Peck 1969a,b, 1991) der Überprüfung des durch eine qualifizierte rechnerische Modellbildung prognostizierten Tragverhaltens einer entsprechend sorgfältig bemessenen geotechnischen Verbundkonstruktion während der Ausführung und erlauben bei einer zeitnahen, gegebenenfalls kontinuierlichen Messwerterfassung, -auswertung und -bewertung das frühzeitige Erkennen nicht planmäßiger Beanspruchungs- und Verformungszustände. Zugleich kann auf der Basis geotechnischer Messungen aber auch das bodenmechanische Verständnis



**Bild 1** Messtechnisch überwachtetes räumliches Aussteifungssystem

über das Trag- und Verformungsverhalten solcher Konstruktionen überprüft, verfeinert und fortgeschrieben werden und so für künftige Aufgabenstellungen wichtige Ansätze für eine optimierte Bemessung und ein zuverlässigeres, realistisches Modell abgeleitet werden.

Beispielhaft für diese Methodik und die hieraus gewinnbaren grundsätzlichen bodenmechanischen Erkenntnisse wird über die kontinuierliche messtechnische Überwachung einer komplexen räumlichen Baugrubenaussteifung berichtet und hierbei insbesondere der Effekt temperaturinduzierter Steifenkraftänderungen untersucht. (Stahl-) Steifen sind bezüglich ihrer inneren Tragfähigkeit in der Regel (EAB · EB52) auf die temperaturbedingte Beanspruchung konstruktiv zu bemessen. Die hier vorgestellten Messergebnisse zeigen aber unter anderem, dass die Steifenkräfte durch Temperaturänderungen in einem Maße beeinflusst werden können, das von den heute üblichen Bemessungsansätzen in der Regel unterschätzt wird.

## **2 Überwachtes Aussteifungssystem und Instrumentierung**

Die messtechnischen Untersuchungen wurden an einer 16 m tiefen, ausgesteiften Baugrube im Frankfurter Ton durchgeführt, die als sogenannter 'Startschacht' Hilfskonstruktion für die Herstellung des Hochhauskerns des 240 m hohen MAIN TOWER war. Während der zwischen Startschachtverbau und äußerer Baugrubenumschließung liegende Bereich für die Herstellung des fünfgeschossigen Kellerkastens in einer modifizierten Deckelbauweise ausgehoben wurde, wurde der Startschacht vorab als offene Baugrube erstellt. Über die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) des MAIN TOWER und deren messtechnische Überwachung wurde bereits an anderer Stelle berichtet (Katzenbach & Moormann 1998, 1999).

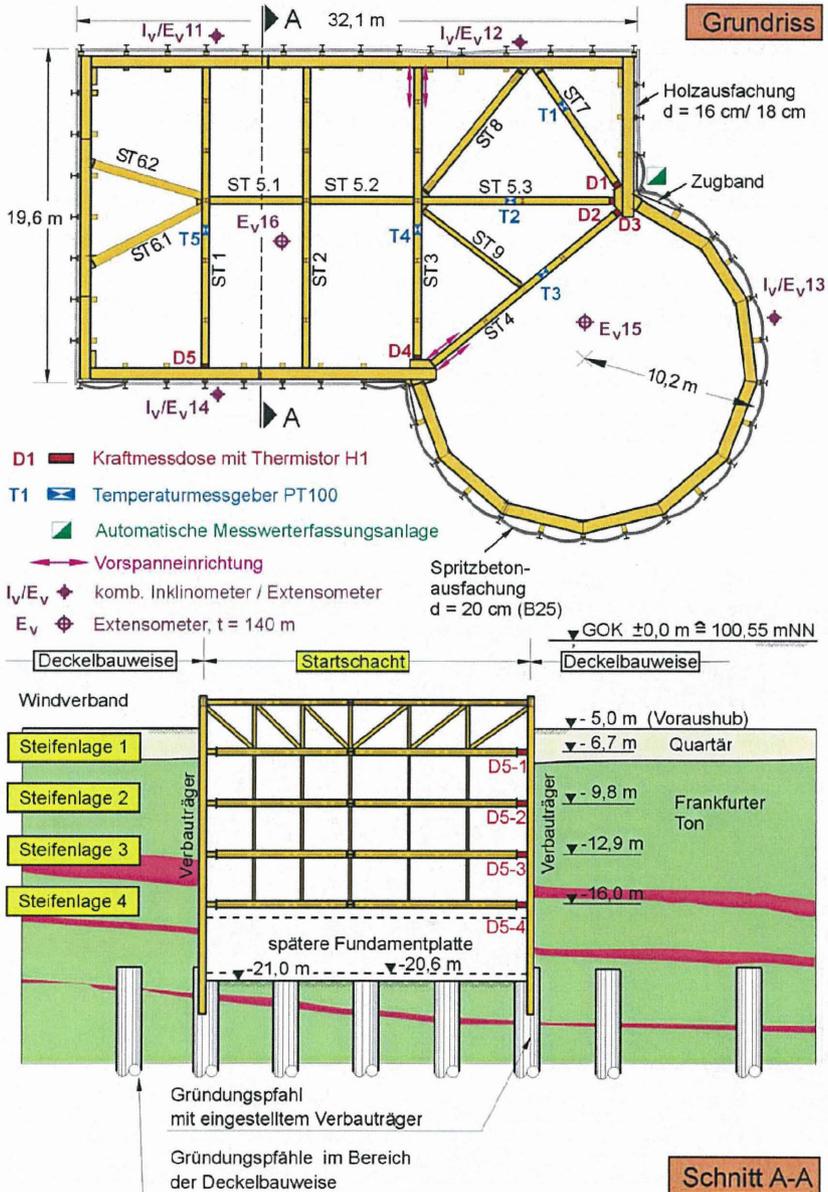
Der Startschacht zeichnet sich durch eine im Grundriss unregelmäßige, räumlich begrenzte Kontur aus: da er der Anordnung des Hochhauskerns angepasst ist, besteht er aus einem rechteckigen Teil, in den ein Dreiviertelkreis eingreift. Obgleich der auf die äußere Umschließung wirkende Wasserdruck sich nur zum Teil über die verbliebenen, fangedammartigen Erdkörper auf den Startschacht übertrug, war für die verformungsarme Aufnahme

der großen Horizontallasten eine massive Innenaussteifung erforderlich, die aus vier Lagen schwerer Stahlsteifen bestand, die teilweise vorgespannt wurden. Die Verbauwand wurde als Bohrträgerverbau ausgeführt. Dabei binden die Verbauträger in die vorab hergestellten Gründungspfähle und in dazwischen liegende Zwischenbohrträger ein.

Bild 3 zeigt den Aufbau des vierlagigen stählernen Aussteifungssystems des Startschachtes, das im runden Teilbereich aus einer als Druckring wirkenden Gurtung, die durch eine Diagonalsteife abgeschlossen wird, und im rechteckigen Teil durch Längs- und Quersteifen gebildet wird (Bild 1). Das Aussteifungssystem ist hochgradig statisch unbestimmt. Als Steifen wurden schwere Doppel-T-Stahlprofile (ST52) mit Flanschdicken von zum Teil mehr als 8 cm (Profil HD 400x687 u.ä.) eingebaut. Eine umlaufende, vergleichsweise steife Gurtung (2 x HEM 800) verteilte die Steifenlasten auf die Verbauträger. Jeweils zwei Steifen, die Steife ST4, die als Diagonale den Druckring abschließt, und die Steife ST3, die in Verlängerung des Druckringes liegende Quersteife, wurden in der zweiten, dritten



**Bild 2** Blick in den ausgesteiften Startschacht bei Erreichen des Endaushubniveaus, im Vordergrund die vorgespannten Steifen ST4



**Bild 3** Grundriss und Schnitt des stählernen Aussteifungssystems im Startschacht des MAIN TOWER

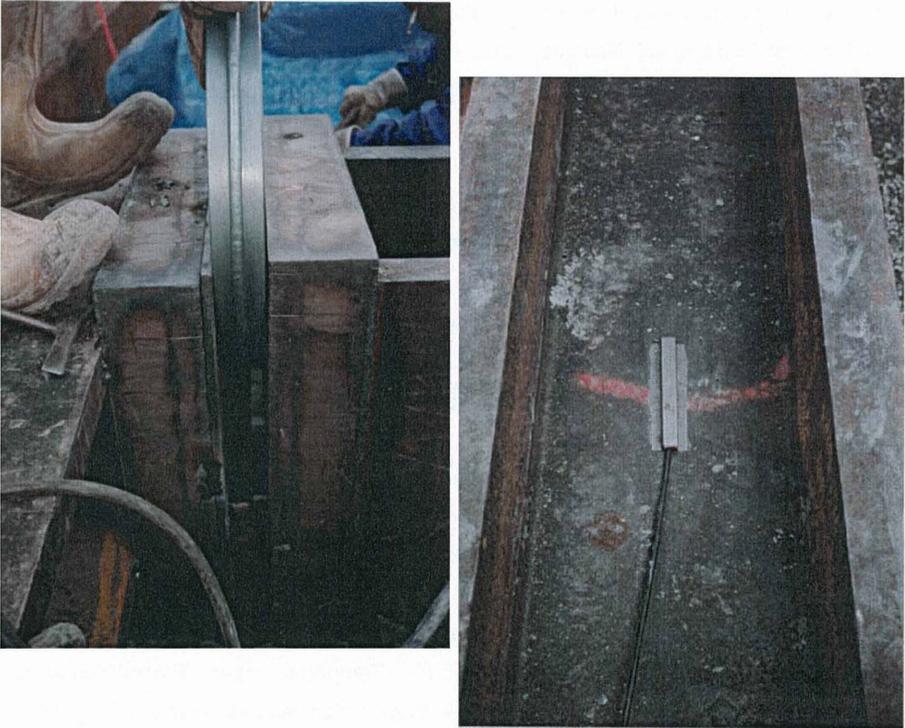
und vierten Steifenlage mit hydraulischen Pressen vorgespannt und in Abhängigkeit vom Aushubniveau teilweise nachgespannt (Bild 2). Die Ausfachung erfolgte mit Spritzbeton und Holzbohlen lokal verstärkt durch Zugbänder. Oberhalb der ersten Steifenlage wurde ein Windverband angeordnet.

Auf eine ursprünglich geplante fünfte Lage Steifen konnte auf der Basis umfangreicher numerischer Untersuchungen zur Erddruckmobilisierung verzichtet werden (Katzenbach & Moormann 1997). Die messtechnische Überwachung diente auch der Bestätigung dieser rechnerischen Prognose.

Der Aushub des Startschachtes erfolgte alternierend mit dem Einbau der Steifenlagen in fünf Schritten (Bild 5 oben). Nach dem Betonieren der 3,8 m dicken Fundamentplatte folgte die Erstellung der Wände und Untergeschossdecken des Hochhauskerns bei gleichzeitigem lageweisen Rückbau der Aussteifung.

Das Tragverhalten des Aussteifungssystems wurde durch die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt an jeweils fünf Steifen pro Lage kontinuierlich mit Kraftmessdosen überwacht (D1 bis D5 in Bild 3). Die insgesamt 20 eingebauten Kraftmessdosen (System Glötzl - Nennlastbereich bis 10.000 kN) basierten auf dem Prinzip der hydraulischen Ventilgeber und waren mit elektrischen Druckumsetzern ausgestattet. In das Gehäuse der Kraftmessdosen war zusätzlich jeweils ein Thermistor, d.h. ein mit einem temperaturabhängigen Widerstand arbeitender Temperaturregeber, integriert. Die Kraftmessdosen wurden kraftschlüssig, aber spannungsfrei in Auflagertaschen zwischen der zu überwachenden Steife und der Gurtung eingebaut. Eine Instrumentierung der Steifen mit Dehnungsmessstreifen (Horst & Gattermann 1996) war angesichts des raschen Baufortschrittes - jede Steifenlage wurde innerhalb nur einer Nacht angeliefert und komplett eingebaut - nicht realisierbar. Zusätzlich zu den Thermistoren wurde in der Mitte der durch Kraftmessdosen überwachten Stahlsteifen ein Temperaturregeber (Platin-Widerstandsthermometer 'PT100') im horizontal liegenden Stegbereich der Steife auf der Stegobenseite appliziert (T1 bis T5 in Bild 3, Bild 4). Die PT100-Geber erfassten die Oberflächentemperatur der Steifen und waren dabei sowohl den Schwankungen der Lufttemperatur, aber auch - in Abhängigkeit von der Tiefenlage der Steifenlage - dem Einfluss der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt, da bei den Steifen zu Gunsten eines schnelleren Baufortschrittes auf eine Verschattung oder Wärmedämmung verzichtet wurde.

Die Messwerte aller Kraftmessdosen und Temperatursensoren wurden mit einer am Rande des Startschachtes montierten Messwerverfassungsanlage (Bild 3 · Fabrikat Glötzl) in einem Messrhythmus von 5 bis 10 Minuten automatisch erfasst und während des Aushubs zeitnah ausgelesen, visualisiert und bewertet. Über den fünfmonatigen Messzeitraum wurden so für jeden der 60 Sensoren bis zu 12.000 Messwerte aufgezeichnet. Erst die kurze Messfolge ermöglicht neben der Analyse der durch den Baufortschritt bedingten Steifenkraftentwicklungen auch eine detaillierte Betrachtung der temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen.



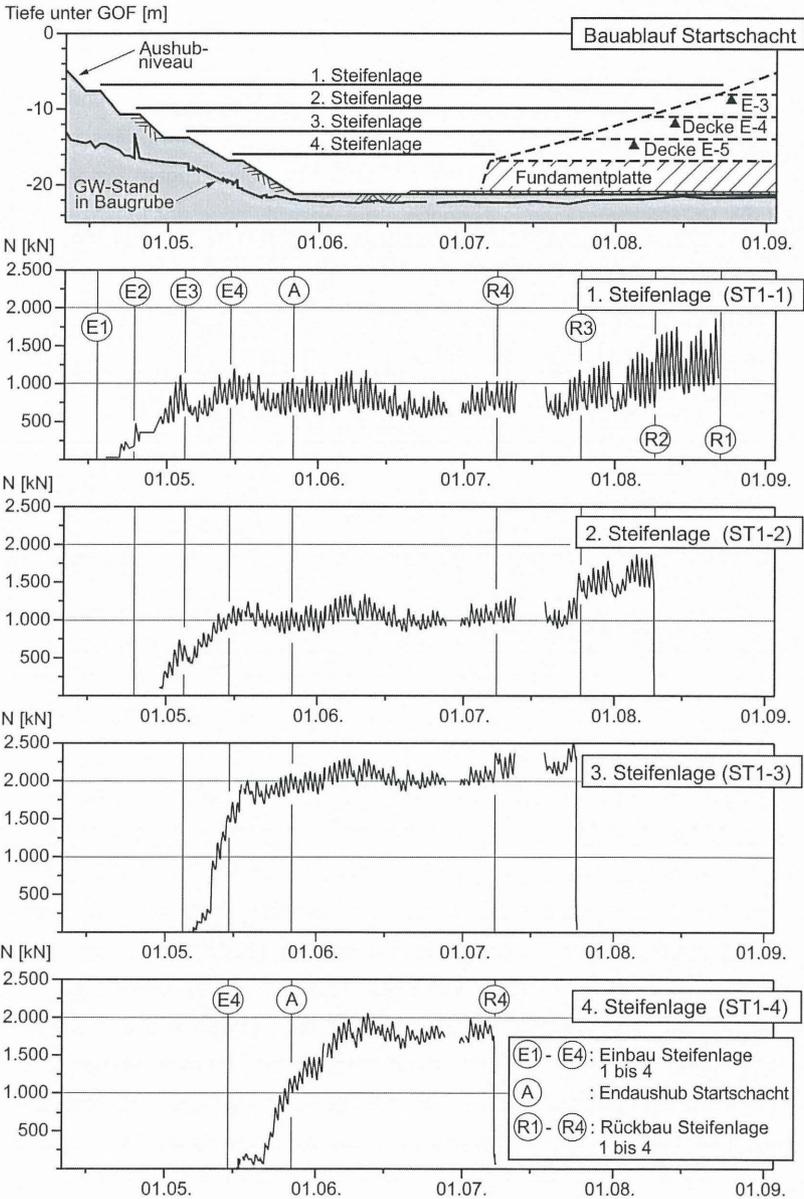
**Bild 4** a. Steifenkraftmessdose mit integriertem Thermistor beim kraftschlüssigen Einbau; b. auf der Stegoberfläche in Steifenmitte applizierter Temperaturgeber PT100 mit Schutzabdeckung

### **3 Messergebnisse**

Die Analyse der Messergebnisse konzentriert sich auf die Darstellung und detaillierte bodenmechanische Interpretation der Steifenkraftentwicklung in dem räumlichen Aussteifungssystem und soll hierbei neben dem Einfluss der aushubbedingten Erddruckentwicklung und der Vorspannvorgänge insbesondere die Auswirkungen der tageszeitlichen und saisonalen Temperaturänderungen aufzeigen.

#### **3.1 Aushubbedingte Steifenkraftentwicklung**

Die in der komplexen räumlichen Tragstruktur des Aussteifungssystems wirkenden Steifenkräfte sind das Ergebnis sich überlagernder Einwirkungen aus Temperatur, Erddruck und Vorspannvorgängen. Bild 5 zeigt exemplarisch die Messergebnisse der kontinuierlichen Kraftmessungen an den Steifen ST1 (Bild 3) in der 1. bis 4. Steifenlage über den gesamten Messzeitraum vom 18. April bis 22. August in Abhängigkeit vom Bauablauf. Der Aushub des Startschachtes erfolgte in fünf Schritten, wobei das Aushubniveau immer 1,0 m unter der nachfolgend einzubauenden Steifenlage lag (Bild 3). Die durch den Baufortschritt bedingten Änderungen der Steifenkräfte werden erkennbar durch tageszeitliche, temperaturinduzierte Schwankungen überlagert. Beispielhaft soll die Entwicklung der Steifenkraft ST1-2 in der zweiten Steifenlage näher betrachtet werden. Die zunächst beanspruchungsfrei eingebaute Steife erfährt durch die zwei nachfolgenden Aushubschritte bis -17,0 m eine rasche Beanspruchungszunahme, während der nach dem Einbau der 4. Steifenlage folgende Endaushub auf -21,0 m und das Betonieren der Fundamentplatte im Startschacht keine weiteren Steifenkraftänderungen mehr hervorruft. Der Rückbau der 3. Steifenlage führt unmittelbar zu einer deutlichen Zunahme der Steifenkraft in der darüber liegenden Steife ST1-2. Die maximalen Steifenkräfte treten hier, wie auch in den anderen Lagen, in den Rückbauzuständen auf. Insbesondere in der 4. Steifenlage kann nach Erreichen des Endaushubniveaus über einen Zeitraum von rund 20 Tagen ein deutlicher zeitvarianter Anstieg der gemessenen Steifenkraft beobachtet werden, der innerhalb dieses Zeitraumes zu einer Verdopplung der Steifenkraft führt (Bild 5) und auf das zeitabhängige Werkstoffverhalten des Frankfurter Tons, hier insbesondere des ausgeprägt plastischen Tons, zurückzuführen ist.



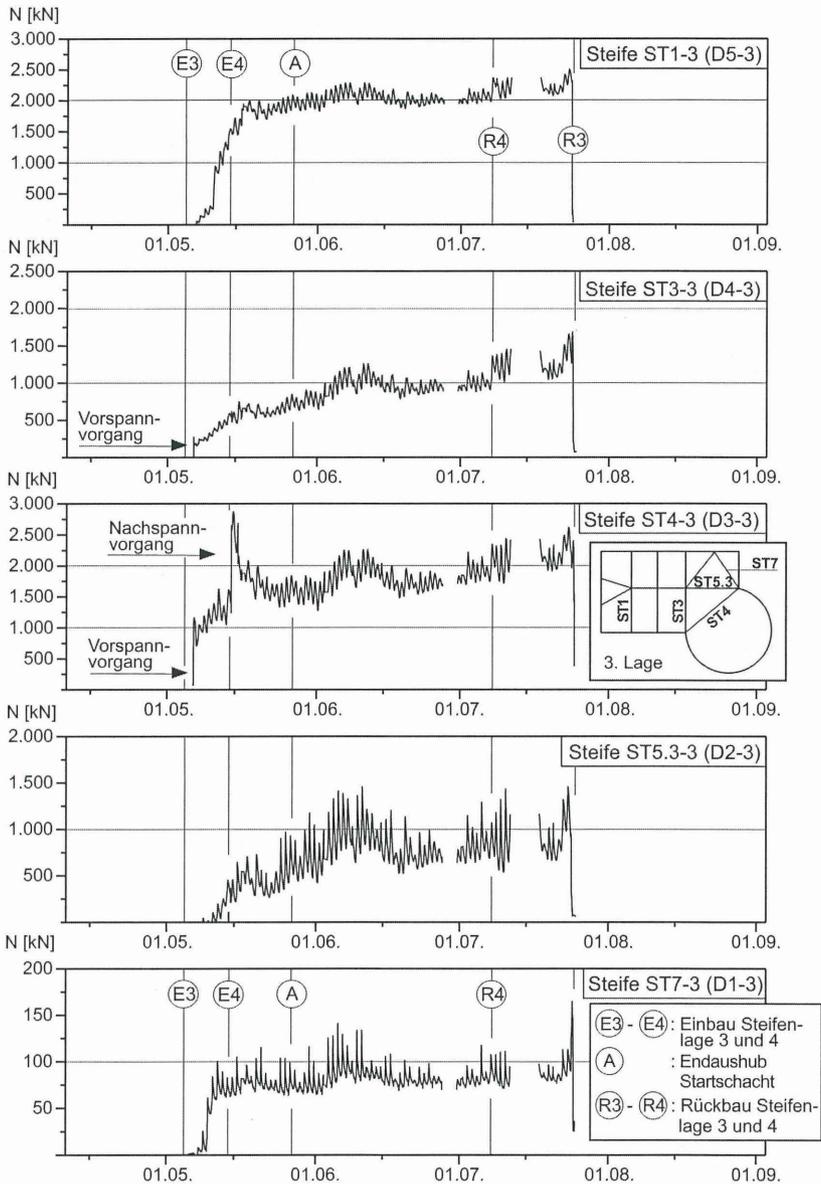
**Bild 5** Steifenkraftentwicklung in den Steifen ST 1 (Kraftmessdosen D5) der 1. bis 4. Steifenlage in Abhängigkeit vom Baufortschritt

Die innerhalb einer Lage gemessenen Steifenkräfte werden durch die räumliche Tragwirkung und die Vorspannvorgänge bestimmt. Die Auswertung für die 3. Steifenlage in Bild 6 zeigt, dass der Betrag und die zeitvariante Mobilisierung der Normalkräfte in den einzelnen Steifen, auch unter vergleichbaren Randbedingungen, wie beispielsweise bei den Steifen ST1-3 und ST3-3, sehr unterschiedlich ist. Die in der Steife ST4-3 durch die Vorspannung aufgebrauchten Steifenkräfte bauen sich teilweise innerhalb weniger Tage wieder vollständig ab (Bild 6 · ST4-3).

Die in den überwachten Steifen gemessenen, maximalen Normalkräfte lagen zum Teil deutlich unter den rechnerisch prognostizierten Steifenkräften (Abschnitt 4). Das Vorspannen der Steife ST4, das ein kraftschlüssiges „Schließen“ der Gurtung des als Druckring ausgeführten Teiles des Startschachtes bewirkte, führt zu einer signifikanten Entlastung der Steifen ST3, ST5.3 und ST7.

Für die aushubbedingten Steifenkraftänderungen ergeben sich aus den Messungen am Aussteifungssystem des Startschachtes folgende Ergebnisse, die in Übereinstimmung mit Untersuchungen an anderen Baugruben im Frankfurter Ton (Moormann 2002), typisch für das Tragverhalten tiefer, ausgesteifter Baugruben in bindigen Böden sind:

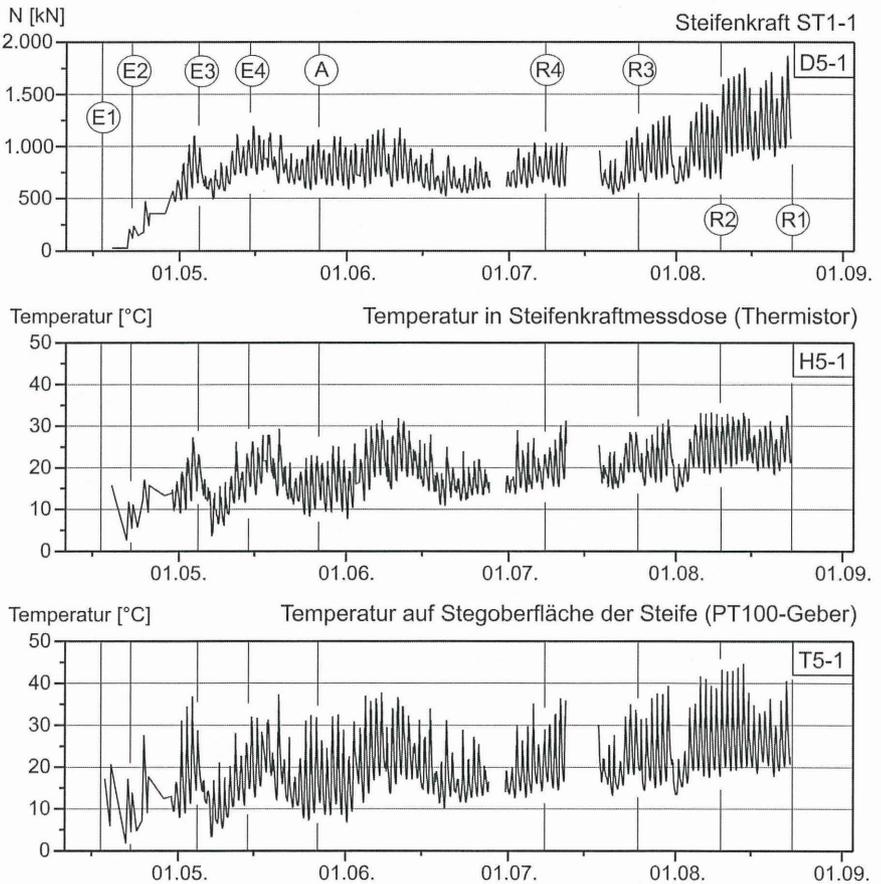
- Die Steifenkräfte wachsen auch nach Erreichen eines konstanten Aushubniveaus noch weiter an. Im Frankfurter Ton ist dieser zeitlich verzögerte Steifenkraftanstieg über einen Zeitraum von rund 3 Wochen zu beobachten (Bild 5 · 4. Steifenlage).
- Als maßgebender Beanspruchungszustand erweisen sich in der Regel die Rückbauzustände. Nach dem Rückbau einer Steifenlage erreichen die Steifenkräfte in der darüber liegenden Steifenlage ihren Maximalwert.
- Die durch eine Vorspannung aufgebrauchten Steifenkräfte fallen häufig innerhalb weniger Tage nach dem Vorspannvorgang wieder deutlich ab.



**Bild 6** Steifenkraftentwicklung in der 3. Steifenlage in Abhängigkeit vom Baufortschritt

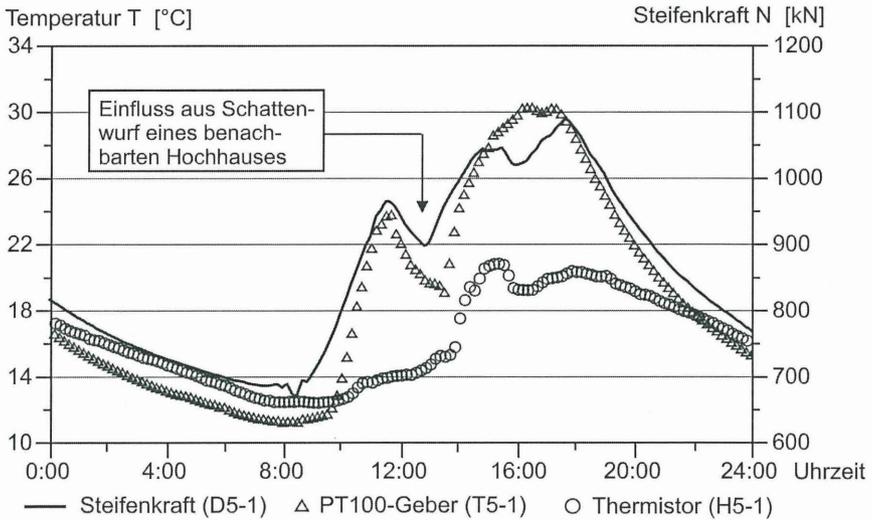
### 3.2 Temperaturinduzierte Steifenkraftänderungen

Für die Steife ST1-1 in der 1. Steifenlage zeigt Bild 7 exemplarisch die gemessene Steifenkraft parallel zu den Temperaturen, die zeitgleich in der Steifenkraftmessdose am Ende der Steife (Thermistor) und auf der Stegoberfläche in der Mitte der Steife (PT100-Geber) gemessen wurden. Die Änderung der Steifentemperatur hat einen signifikanten Einfluss auf die Steifenkraftentwicklung. Die Änderung der Temperatur rührt aus den jahreszeit-



**Bild 7** Steifenkraftmessungen und Temperaturmessungen an der Steife ST1-1 in der 1. Steifenlage (Geber D5-1, H5-1 und T5-1)

lichen sowie den täglichen Temperaturschwankungen und der Sonneneinstrahlung auf die Steifen. Die innerhalb des fünfmonatigen Messzeitraums im Stegbereich gemessenen Oberflächentemperaturen liegen zwischen minimal +2°C im April und maximal +45°C im August. Innerhalb von 24 Stunden schwankt die Oberflächentemperatur der Steifen um maximal  $\Delta T = 30$  K. Die mit den in den Kraftmessdosen eingekapselten Thermistoren gemessenen Temperaturveränderungen sind deutlich abgeschwächt; so wird innerhalb von 24 h eine maximale Temperaturveränderung von lediglich  $\Delta T = 15$  K gemessen, zugleich liegt die zwischen April und August gemessenen Höchsttemperatur mit 34°C deutlich unter dem in Stegmitte gemessenen Spitzenwert.



**Bild 8** Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Steifenkraft ST1-1 .  
30. Mai · 0:00 bis 24:00 Uhr

Ein direkter Vergleich des mittels Thermistor und PT100-Geber an der gleichen Steife innerhalb eines Tages aufgezeichneten Temperaturverlaufes (Bild 8) zeigt die erheblichen Auswirkungen der direkten Sonneneinstrahlung auf die Temperatur- und Normkraftentwicklung in dem Stahlprofil der Steife. Deutlich bildet sich selbst der durch ein benachbartes Hochhaus verursachte, temporäre Schattenwurf im zeitlichen Verlauf der Steifenkraft und

der auf der Stegoberfläche gemessenen Temperatur aus. Der zeitliche Verlauf der gemessenen Steifenkraft zeichnet sich durch eine weitgehende Synchronität zu der in Steifenmitte auf der Stegoberfläche ermittelten Temperaturanglinie aus.

Die Auswertung in Bild 8 verdeutlicht zudem die besonderen Schwierigkeiten bei der zuverlässigen messtechnischen Erfassung der maßgebenden Temperatur zur Ermittlung der temperaturabhängigen Steifenkraftbeanspruchung. Die weit verbreitete Praxis, den Temperatureinfluss auf die gemessenen Steifenkräfte mittels eines in das Gehäuse der Kraftmessdose integrierten Thermistors zu erfassen, kann nur eine bedingt aussagekräftige Information bezüglich der für die Beanspruchung einer unverschatteten Stahlsteife maßgeblichen Temperaturanglinie liefern.

Zugleich dokumentiert Bild 8 die auch in Bild 7 ablesbaren, signifikanten Auswirkungen der täglichen Temperaturschwankungen im Startschacht auf die Steifenkraftentwicklung. Ausgehend von einem Tagesminimum der Steifenkraft und der Temperatur in den frühen Morgenstunden führt der Anstieg der auf der Steife gemessenen Temperatur um  $\Delta T = 21 \text{ K}$  zu einem Anstieg der Steifenkraft um rund 60 % bis zum Erreichen des Maximalwertes gegen 18:00 Uhr.

Die über einen Zeitraum von insgesamt einem Jahr an einer zweilagig ausgesteiften Baugrube für den Bau einer U-Bahn-Station im London Clay gewonnenen Erfahrungen (Batten et al. 1996) zeigen einen vergleichbar signifikanten Einfluss der Temperaturschwankungen auf die Steifenkräfte. Bei einer maximalen Temperaturdifferenz von  $\Delta T = 50 \text{ K}$  wurde dort an 27,6 m langen Rohrsteifen bei unverändertem Aushubniveau eine Steifenkraftänderung von  $\Delta N = 3.000 \text{ kN}$ , dies entsprach 100 % der mittleren Steifenkraft, gemessen. Ähnliche Erfahrungswerte liegen von Steifenkraftmessungen an Baugruben in nichtbindigen und bindigen Böden in Oslo (NGI 1962a, 1962b), Hamburg (Weißenbach 1991, 1993a) und in geringem Umfang von tiefen Baugruben im Frankfurter Ton (Bonarens 1974, Romberg 1976, Sommer 1977) und in den Frankfurter Kalken (Romberg & Katzenbach 1986) vor.

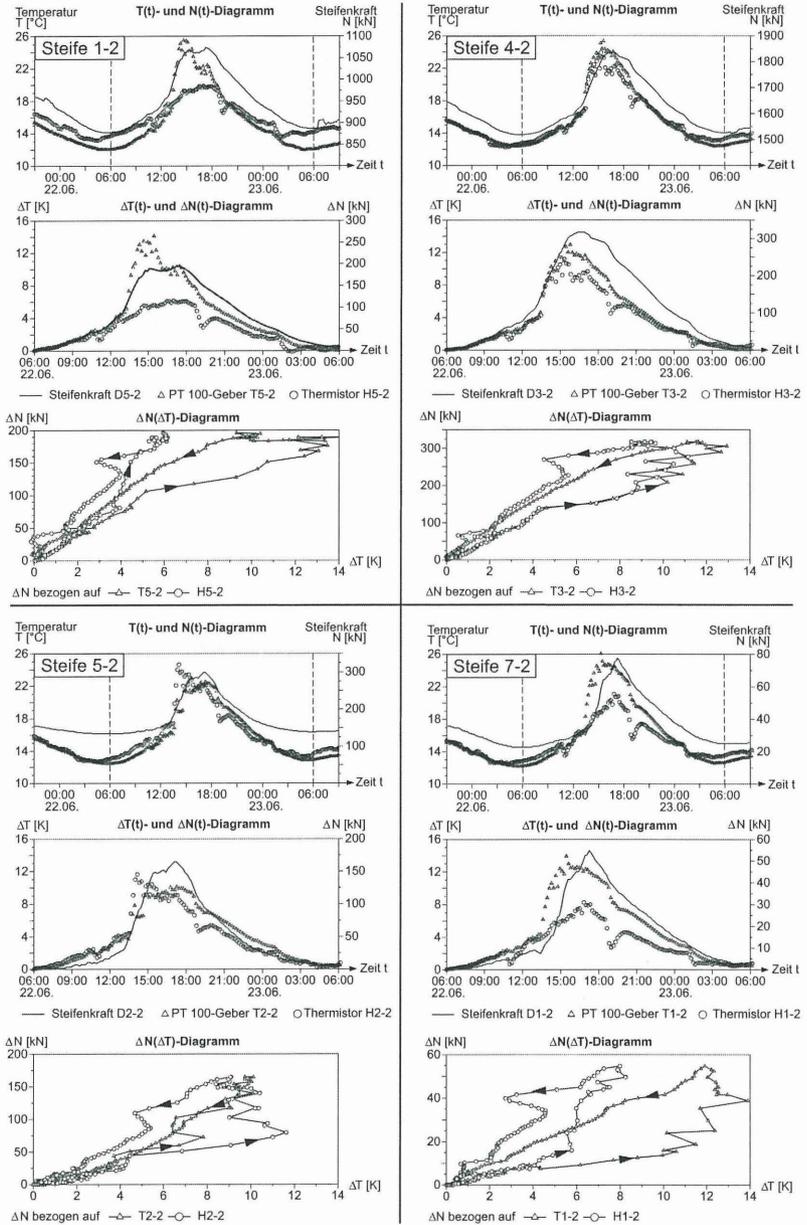
Der Zusammenhang zwischen den tageszeitlichen Temperaturschwankungen und den hierdurch induzierten Steifenkraftänderungen ist nichtlinear, aber reversibel. In diesem Zusammenhang zeigt Bild 9 die temperaturabhängige Steifenkraftentwicklung in vier Stei-

fen der 2. Lage für 24 Stunden zwischen dem 22. Juni und 23. Juni, d.h. in einem Bauzustand, der durch ein konstantes Aushubniveau gekennzeichnet ist. Als Diagramme dargestellt sind in Bild 9 für jede der vier Steifen der zeitabhängige Verlauf der gemessenen Steifenkräfte und Temperaturen als absoluter Wert ('T(t)- und N(t)-Diagramm') und als die auf das Minimum am 22. Juni · 6:00 Uhr bezogenen Änderungen ('ΔT(t)- und ΔN(t)-Diagramm') sowie die Änderung der Steifenkraft in Abhängigkeit von der mit dem PT100-Geber und dem Thermistor gemessenen Temperaturänderung ('ΔN(ΔT)-Diagramm'). Die in Abhängigkeit von der Temperaturänderung ΔT aufgetragene Normalkraftänderung ΔN zeigt eine nichtlineare, zum Teil ausgeprägt hysteretische, aber in allen Fällen reversible Abhängigkeit der Steifenkraft vom Temperaturverlauf. Ursächlich für die nichtlineare ΔN(ΔT)-Beziehung ist die uneinheitliche Erwärmung der Steifen infolge von Sonneneinstrahlung und örtlichem Schattenwurf durch die innerstädtische Nachbarbebauung und die Verbauwände.

Die sich aus einer Temperaturänderung in einem Stab ergebende Zwangskraft beträgt bei verhinderter Längsdehnung, d.h. bei unnachgiebigen Widerlagern am Stabende:

$$\Delta N = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot EA \quad (1)$$

Bei Baugrubensteifen wird aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbauwand, also des aus Gurtung, Passstücken, Verbauträger und Ausfachung bestehenden Systems, und aufgrund der Nachgiebigkeit des dahinter anstehenden Bodens nur ein Teil dieser rechnerischen Zwangskraft aktiviert. Bestimmend für die Größe der sich in der Steife einstellenden Zwangskraft ist primär die horizontale Steifigkeit des Bodens, aber auch weitere Einflussfaktoren, u.a. die Verbauwandart und –ausführung, die zeitliche Temperaturentwicklung, die Sonneneinstrahlung sowie die Temperatur des Bodenkontinuums. Besler (1994) zeigt, dass wegen der unvermeidlichen Exzentrizität und Durchbiegung einer eingebauten Steife der Temperaturzwang nicht nur eine Normalkraftänderung und eine Längenänderung der Steife, sondern auch eine zusätzliche Auslenkung der Steife und damit eine zusätzliche Biegemomentenbeanspruchung verursacht.



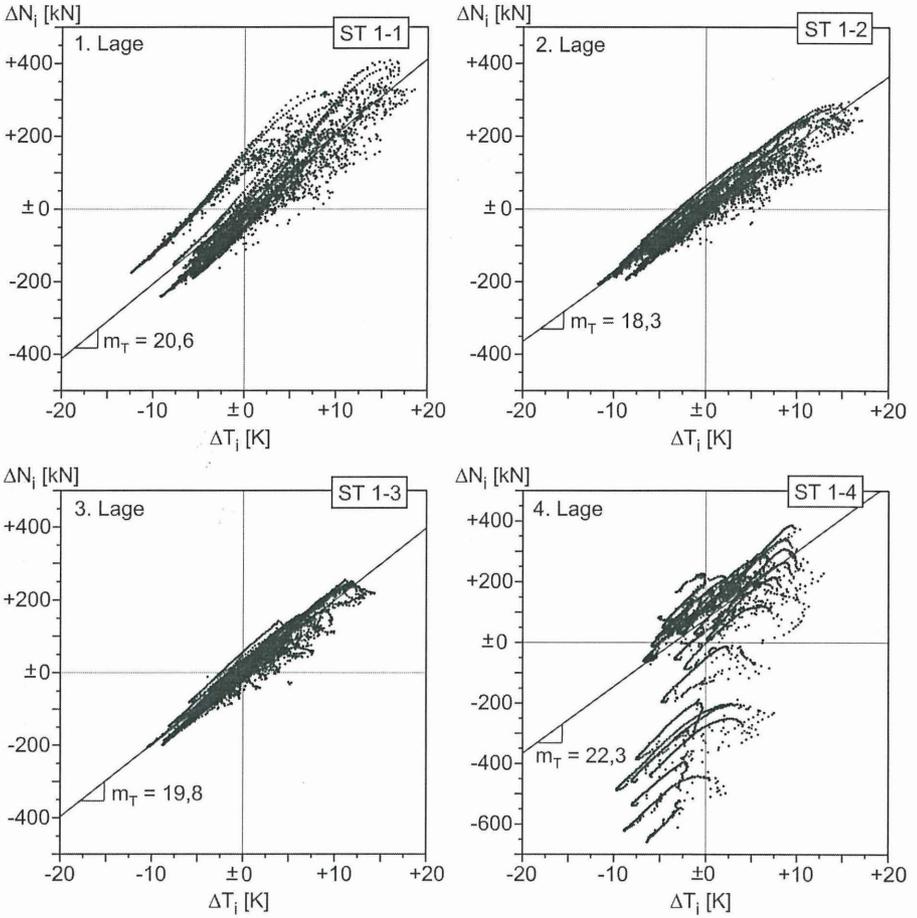
**Bild 9** Temperaturabhängige Steifenkraftentwicklung in der 2. Lage (22. Juni)

Entscheidend für die Größe der temperaturinduzierten Steifenbeanspruchung ist die Größe der verhinderten thermischen Längenänderung der Steifen infolge Zwängung. Weißenbach (1992, 1993b) schlägt zur Ermittlung der bei der Bemessung von Baugrubensteifen maßgebenden Zwangskraft die Verwendung eines Temperaturbeiwertes  $f_T$  vor, mit dem die volle rechnerische Zwangskraft bei verhinderter Längsausdehnung zu multiplizieren ist:

$$\Delta N = f_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot EA \quad (2)$$

Der Wert  $f_T$  kann zwischen den Grenzen  $f_T = 0$  (unbehinderte Längsausdehnung · kein Zwang) und  $f_T = 1,0$  (unverschiebliche Baugrubenwände · voller Zwang) variieren. Der von Weißenbach (1992) für Trägerbohlwände empfohlene Wert beträgt  $f_T = 0,15$ . Für Pfahlwände und Schlitzwände im Lockergestein nennt Weißenbach in Abhängigkeit von der Größe der Steifenkraft  $N$  Werte von  $f_T = 0,25$  ( $N \leq 500$  kN) bzw.  $f_T = 0,35$  ( $N > 500$  kN). Grundlage der Untersuchungen und damit der Rechenansätze von Weißenbach ist dabei die Veränderung der Lufttemperatur im Schatten. Ähnliche empirische Ansätze berücksichtigen bei der Herleitung eines zu  $f_T$  vergleichbaren Temperaturbeiwertes zusätzlich die Steifigkeit des Bodens (Endo & Kawasaki 1963) oder geometrische Randbedingungen wie Steifenabstand und Baugrubentiefe (Chapman et al. 1972). Insgesamt finden sich in der Literatur aber nur vergleichsweise wenige aussagekräftige Untersuchungen zum Temperatureinfluss bei ausgesteiften Baugruben.

Bild 10 zeigt, dass im Steifensystem des Startschachtes - trotz der im tageszeitlichen Wechsel beobachteten nichtlinearen Effekte - über längere Beobachtungszeiträume eine annähernd lineare Beziehung zwischen der Temperaturänderung und der Steifenkraftänderung besteht. Aufgetragen ist die Normalkraftänderung  $\Delta N_i$  in den Steifen ST1 der 1. bis 4. Lage bezogen auf die Änderung der auf der Stegoberfläche gemessenen Temperatur  $\Delta T_i$  im Zeitraum vom 27. Mai bis 7. Juli, d.h. in einer Periode unveränderten Bauzustandes zwischen Erreichen des Endaushubniveaus und dem Betonieren der Fundamentplatte.  $\Delta N_i$  und  $\Delta T_i$  sind die auf die Mittelwerte der in diesem Zeitraum gemessenen Kräfte und Temperaturen bezogenen Änderungen. Pro Geber werden rund 4.800 in Bild 10 als



**Bild 10** Änderung der Normalkraft in Abhängigkeit von der Temperaturänderung (Steife ST1-1 in der 1. bis 4. Lage im Zeitraum 27. Mai bis 7. Juli)

Punkte dargestellte Wertepaare  $\Delta N_i(\Delta T_i)$  ausgewertet. Während die in der 1. bis 3. Steifenlage gemessenen Normalkraftänderungen allein auf den Einfluss der Temperatur zurückgeführt werden können, führt die in Bild 5 in den ersten Tagen nach Erreichen des End-

aushubniveaus erkennbare zeitabhängige Änderung des Beanspruchungsniveaus der Steife ST1-4 in Bild 10 zu einer Schar annähernd paralleler Kurven.

Mit zunehmender Tiefenlage der Steife nimmt die gemessene Schwankungsbreite der Temperaturänderungen wegen der größeren Verschattung durch die Randbebauung und durch die Verbauwände ab (Bild 10). Im Mittel sind die Amplituden der in Höhe der 4. Steifenlage gemessenen Temperaturschwankungen um 48 % kleiner als die in der 1. Steifenlage aufgezeichneten Temperaturdifferenzen. Hierzu trägt auch der Einfluss der Erdtemperatur des umgebenden Bodenkontinuums bei, der sich in größerer Tiefe verstärkt auf die Temperatur in der Baugrube auswirkt.

Die annähernd lineare Temperaturabhängigkeit der gemessenen Steifenkräfte kann aus einer Regressionsanalyse bzw. graphisch als die Neigung

$$m_T = \frac{\Delta N_i}{\Delta T_i} \quad [\text{kN/K}] \quad (3)$$

bestimmt werden (Bild 10). Tabelle 1 fasst die auf diese Weise für alle Steifen ermittelten Werte  $m_T$  zusammen. Der Proportionalitätsfaktor  $m_T$  gibt die Steifenkraftänderung [kN] pro 1 K Temperaturänderung an. Aus ihm kann der von Weißenbach vorgeschlagene Temperaturbeiwert  $f_T$  ermittelt werden:

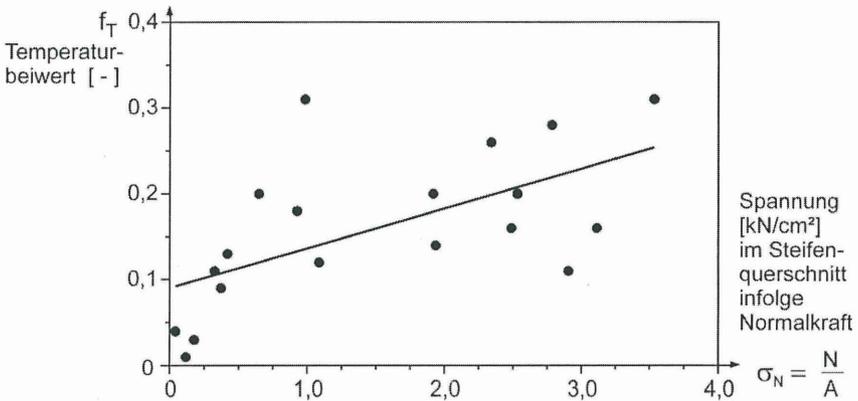
$$f_T = \frac{m_T}{\alpha_T \cdot EA} \quad [-] \quad (4)$$

Die für den Endaushubzustand durchgeführte und auf die Oberflächentemperatur der Steifen bezogene Auswertung liefert für den Temperaturbeiwert  $f_T$  Werte zwischen 0,01 und 0,31 (Tab. 1) im Mittel von 0,16; d.h. die durch die Temperaturänderungen induzierten Steifenkraftänderungen entsprechen im Mittel nur 16 % der sich rechnerisch bei voll verhinderter Längsausdehnung (Unverschieblichkeit der Verbauwände) ergebenden Zwangskräfte. Die Werte liegen in der Größenordnung der von Weißenbach (1993a) für bindigen Baugrund in Hamburg hergeleiteter, jedoch auf die Lufttemperatur im Schatten bezogenen Erfahrungswerte für Trägerbohlwände. Der Temperaturbeiwert  $f_T$ , d.h. der Betrag der

	Steife	A <sup>1)</sup> [cm <sup>2</sup> ]	$\bar{N}$ <sup>2)</sup> [kN]	m <sub>T</sub> [kN/K]	f <sub>T</sub> [-]		Steife	A <sup>1)</sup> [cm <sup>2</sup> ]	$\bar{N}$ <sup>2)</sup> [kN]	m <sub>T</sub> [kN/K]	f <sub>T</sub> [-]
1. Lage	ST1-1	400	767	20,6	<b>0,20</b>	2. Lage	ST1-2	537	1.040	18,3	<b>0,14</b>
	ST3-1	537	1.257	35,0	<b>0,26</b>		ST3-2	702	-	-	-
	ST4-1	537	23	5,7	<b>0,04</b>		ST4-2	702	1.747	27,7	<b>0,16</b>
	ST5.3-1	537	225	18,1	<b>0,13</b>		ST5.3-2	702	228	19,8	<b>0,11</b>
	ST7-1	537	199	12,7	<b>0,09</b>		ST7-2	702	125	6,1	<b>0,03</b>
3. Lage	ST1-3	702	2.039	19,8	<b>0,11</b>	4. Lage	ST1-4	537	1.672	22,3	<b>0,16</b>
	ST3-3	864	938	25,9	<b>0,12</b>		ST3-4	702	2.481	54,6	<b>0,31</b>
	ST4-3	702	1.778	35,8	<b>0,20</b>		ST4-4	702	1.955	49,8	<b>0,28</b>
	ST5.3-3	864	799	39,3	<b>0,18</b>		ST5.3-4	702	689	54,7	<b>0,31</b>
	ST7-3	702	83	2,3	<b>0,01</b>		ST7-4	702	454	36,0	<b>0,20</b>
<p><sup>1)</sup> Querschnittsfläche des Stahlprofils.  <sup>2)</sup> mittlere Normalkraft im Zeitraum 27.05. bis 07.07. (Endaushubniveau).  Steifen ST3 und ST4 in der 2. bis 4. Lage vorgespannt.  Alle Profile ST52 (E = 210.000 MN/m<sup>2</sup>, α<sub>T</sub> = 12 · 10<sup>-6</sup> 1/K).</p>											

**Tab. 1** Temperaturbeiwerte m<sub>T</sub> und f<sub>T</sub> zur Ermittlung der temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen (Auswertung der Messungen im Startschacht im Zeitraum 27. Mai bis 7. Juli)

temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen, steigt dabei tendenziell mit dem Beanspruchungsniveau der Steife (Bild 11). Mit den in Tabelle 1 ermittelten Werten für m<sub>T</sub> und f<sub>T</sub> stehen erstmalig messtechnisch belegte Erfahrungswerte zur Verfügung, mit denen für ausgesteifte Bohrträgerwände im Frankfurter Ton eine zutreffende Abschätzung der temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen gemäß Gleichung 2 möglich ist. Dabei sollte für den Temperaturbeiwert f<sub>T</sub> = 0,20÷0,30 angesetzt werden, da der sich beim Startschacht ergebende Mittelwert f<sub>T</sub> = 0,16 mit einem vergleichsweise geringen Ausnutzungsgrad der Steifen korreliert (Bild 11). Die Übertragbarkeit der in Tabelle 1 genannten f<sub>T</sub>-Werte auf Baugruben mit anderen geometrischen Randbedingungen im Frankfurter Ton sollte durch weitere Messungen, bei denen Steifenkräfte und Temperatur zeitgleich in kurzen Abständen zu messen sind, überprüft werden.

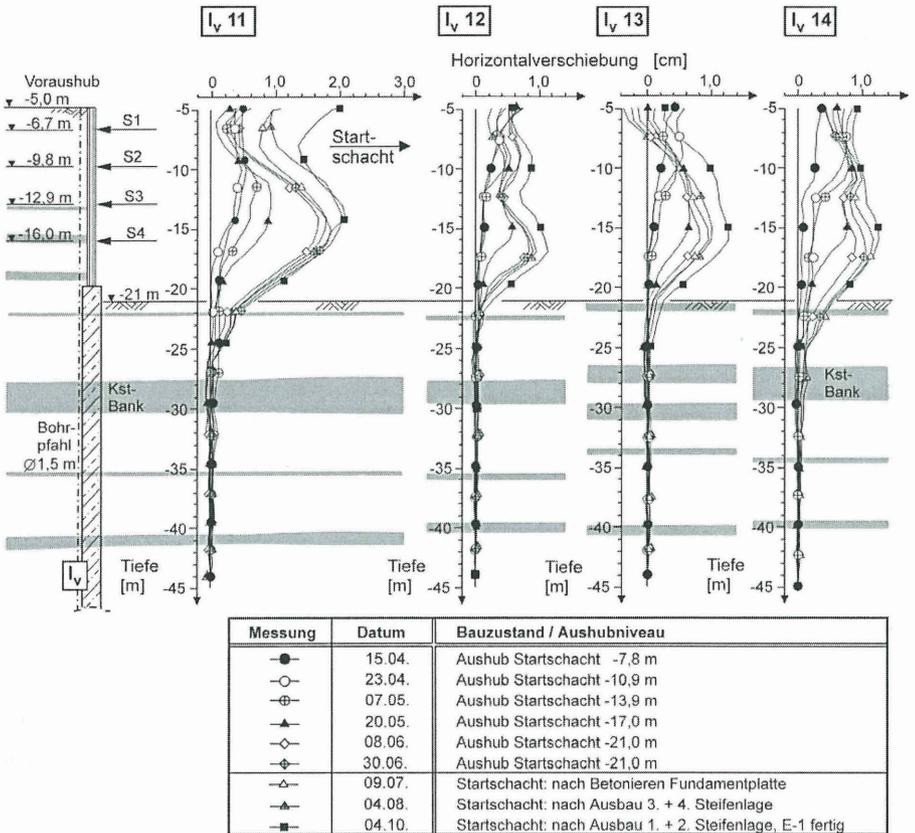


**Bild 11** Abhängigkeit des Temperaturbeiwertes  $f_T$  vom Beanspruchungsniveau (Spannungszustand) der Stahlsteifen

### 3.3 Verformungsverhalten des Verbausystems

Das Verformungsverhalten des Bohrtägerverbaus wurde durch vier hinter der Verbauwand angeordnete kombinierte Inklinometer und Extensometer überwacht, die bis in 100 m Tiefe unter Gelände reichten (Bild 3). Außerdem wurde im Inneren des Startschachtes, im Zentrum des rechteckförmigen und des kreisrunden Teils, jeweils ein weiterer Extensometer angeordnet.

Der Bohrtägerverbau erfährt mit fortschreitendem Aushub eine Ausbauchung in Richtung Startschachtmittle (Bild 12), wobei die größten Verschiebungen in Höhe der vierten Steifenlage (-16 m) auftreten. Die bis zum Aushubniveau -17,0 m unter Geländeoberfläche (20.05.) und vor Einbau der vierten Steifenlage auftretenden Horizontalverschiebungen sind mit maximal  $0,6 \pm 0,9$  cm klein. Bis zum Erreichen des Endaushubniveaus wachsen die Verschiebungen auf maximal 0,8 cm ( $l_v12$ ) bis 1,7 cm ( $l_v11$ ) an. Während des fast einmonatigen Zeitraums zwischen Erreichen des Endaushubniveaus (08.06.) und dem Betonieren der Fundamentplatte (09.07.) nehmen die Horizontalverformungen geringfügig um  $0,1 \pm 0,2$  cm zu. Der Rückbau der Steifenlagen führt insbesondere im oberen Bereich der Verbauwand zu zusätzlichen Horizontalverschiebungen von  $0,4 \pm 0,7$  cm.



**Bild 12** Verformungsverhalten der ausgesteiften Verbauwände des Startschachtes

Der im runden Teil des Startschachtes stehende Inklinometer  $I_{v12}$  zeigt von allen vier Messquerschnitten die geringsten Horizontalverformungen und belegt damit die verformungsarme Stützwirkung durch die als Druckring ausgebildete Gurtung.

Die unterhalb der Baugrubensohle gemessenen Horizontalverschiebungen sind gering und betragen im Endaushubzustand maximal  $0,4+0,8$  cm. Durch die hohe Steifigkeit der in den Frankfurter Ton eingelagerten Kalksteinbänke nehmen die Horizontalverschiebungen bereits auf den ersten Metern der Einbindung der Bohrträgerfüße stark ab.

Der ermittelte Temperaturbeiwert  $f_T = 0,16$  (Abschnitt 3.2) zeigt, dass die Steifen sowohl mit einer Längenänderung als auch mit einer Spannungsänderung auf Temperaturänderungen reagieren. Messtechnisch war eine temperaturinduzierte Veränderung der Steifenlängen aber auch durch wiederholte Inklinometermessungen zu unterschiedlichen Tageszeiten und dementsprechend unterschiedlichen Temperaturzuständen nicht messbar. Die gemessenen Abweichungen lagen noch innerhalb der für die Inklinometermessungen ermittelten Messgenauigkeit (Moormann 2003a).

Die im Startschacht gemessenen Sohlhebungen waren mit maximal 4,3 cm gering. Hierzu haben auch die vorab hergestellten Gründungspfähle beigetragen, die eine Verdübelung des Bodenkontinuums unterhalb der Baugrubensohle bewirkten (Moormann 2003b).

### **3.4 Zusammenfassende Bewertung der Messergebnisse**

Zusammenfassend ergeben sich aus der Untersuchung der temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen die folgenden Ergebnisse:

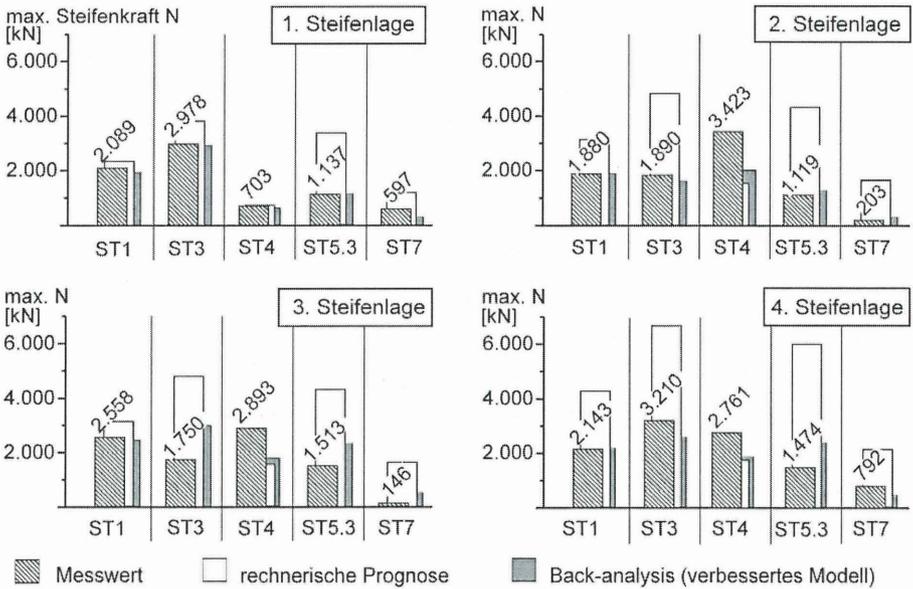
- Die im Zeitraum von April bis August auf den Steifenoberflächen gemessenen Temperaturen liegen zwischen  $+2^{\circ}\text{C}$  und  $+45^{\circ}\text{C}$  und damit trotz des jahreszeitlich auf Frühling und Sommer begrenzten Messzeitraums mit  $\Delta T = 43 \text{ K}$  über den bis dato häufig bei der Bemessung von Aussteifungssystemen tiefer Baugruben angesetzten Temperaturschwankungen.
- Die temperaturinduzierte Steifenkraftänderung kann innerhalb eines Tages mehr als 100 % der durchschnittlichen Steifenkraft betragen. Der Einfluss der Temperaturänderungen auf die Steifenkraftentwicklung wächst mit dem Beanspruchungsniveau der Steife.
- Je tiefer eine Steifenlage in einer Baugrube angeordnet ist, umso kleiner wird wegen der zunehmenden Verschattung die Temperaturbeanspruchung. Im Startschacht war ein nahezu linear mit der Tiefe abnehmendes vertikales Temperaturgefälle zu beobachten.
- Bei der statischen Bemessung des Aussteifungssystems einer tiefen Baugrube muss auch die Beanspruchungen aus einem horizontal inhomogenen Temperaturfeld berücksichtig

sichtigt werden. Die zeitgleiche Temperaturmessung an insgesamt 40 Stellen im Startschacht belegt, dass die Sonneneinstrahlung zu einem sehr inhomogenen Temperaturfeld in dem Aussteifungssystem führt, wodurch die an verschiedenen Stellen einer Lage gemessenen Temperaturen um bis zu 15 K voneinander abweichen. Die beim Nachweis des Lastfalles 'Temperaturbeanspruchung' zuweilen übliche Annahme einer für alle Steifen einer Baugrube konstanten Temperaturdifferenz  $\Delta T$  ist nicht zutreffend. Messungen von Batten et al. (1996) zeigen zudem, dass selbst zwischen der Ober- und Unterseite einer einzelnen Steife Temperaturdifferenzen von 10 K auftreten können und dass hierdurch neben der Änderung der Steifennormalkraft eine Biegemomentenbeanspruchung in den Steifen induziert wird.

- Die Steifen sind bezüglich ihrer inneren Tragfähigkeit in der Regel (EAB · EB52) auf die temperaturbedingte Beanspruchung konstruktiv zu bemessen. Die Ermittlung der temperaturinduzierten Steifenkräfte kann bei einem Bohrträgerverbau im Frankfurter Ton unter Ansatz eines Temperaturbeiwertes  $f_T = 0,20 \div 0,30$  mit Gleichung 2 erfolgen.
- Bei innenausgesteiften Baugruben sind Maßnahmen zur Reduktion der Temperatureinwirkung, wie eine Verschattung, eine Wärmedämmung oder auch ein reflektierender Anstrich der Steifen, zweckmäßig, da hierdurch die maßgebende Temperaturdifferenz um bis zu 50 % reduziert werden kann (Weißenbach 1993a). Wird auf solche Maßnahmen verzichtet, so ist der Ansatz einer maximalen Temperaturdifferenz  $\Delta T = 50$  K (Oberflächentemperatur) realistisch, sofern die Bauzeit im Zeitraum Frühjahr bis Herbst liegt; umfasst die Bauzeit auch die Wintermonate, sollte  $\Delta T = 65$  K angesetzt werden.
- An die messtechnische Überwachung des Aussteifungssystems einer tiefen Baugrube sind besondere Anforderungen zu stellen. Mit den in das Gehäuse einer Kraftmessdose gekapselten Temperaturebern ist eine Erfassung der für die Steifenbeanspruchung maßgebenden Temperaturbeanspruchung nicht möglich. Für diese Aufgabe haben sich auf der Stegoberfläche applizierte Temperaturegeber besonders geeignet: sie reagieren schnell und präzise auf Temperaturänderungen. Bei der messtechnischen Überwachung der Steifenkräfte hat sich die direkte Messung der Kräfte mittels Kraftmessdosen bewährt: anders als Verfahren, bei denen primär die Stauchung gemessen wird, erlaubt eine solche Technik die unmittelbare direkte Erfassung der gesuchten Beanspruchung.

#### 4 Vergleich von rechnerischer Prognose und Messung

Die rechnerische Prognose der Steifenkräfte infolge Erddruck und Temperaturbeanspruchung erfolgte im Rahmen der Ausführungsplanung mit zwei Teilmodellen. In einem ersten Schritt wurden mit einem vertikal ebenen Modell (Schnitt senkrecht zum Bohrrägerverbau) die Erddruckbeanspruchung und die lagenweise Steifenkraft als Linienlast ermittelt. In einem zweiten Schritt wurde für jede Steifenlage ein horizontal ebenes, elastisch gebettetes Rahmenmodell untersucht und die im vertikal ebenen Modell ermittelte Linienlast als äußere Belastung aufgebracht. An diesen ebenen Rahmensystemen erfolgte die Ermittlung der Steifenkräfte nach Theorie II. Ordnung. Eine Wechselwirkung zwischen den vier ebenen Modellen wurde nicht berücksichtigt. Die Temperaturbeanspruchung wurde durch zwei Lastfälle abgedeckt: im ersten Lastfall wurden alle Steifen und Gurtungen mit einer Temperaturerhöhung von  $\Delta T = +10$  K beaufschlagt, im zweiten Lastfall wurden die Gurtungselemente mit  $\Delta T = -10$  K und die Steifenelemente mit  $\Delta T = +10$  K beaufschlagt.



**Bild 13** Maximal gemessene Steifenkräfte im Aussteifungssystem des Startschachtes im Vergleich zu rechnerischer Prognose und Back-analysis

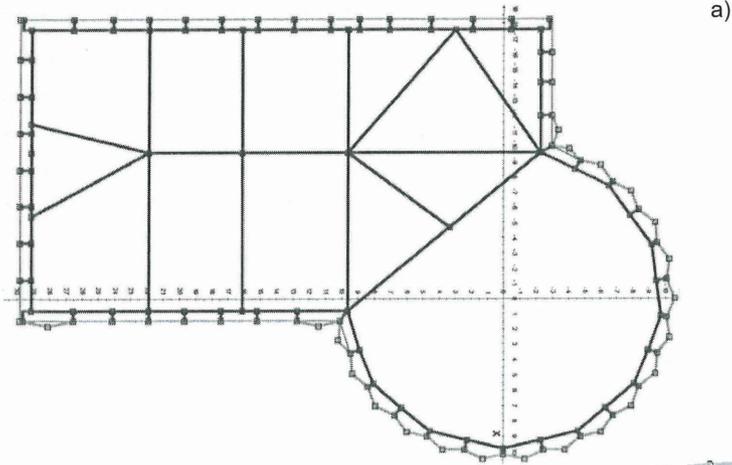
Der Vergleich der rechnerisch prognostizierten Steifenkräften mit den an den überwachten Steifen gemessenen, maximalen Normalkräften zeigt zum Teil deutliche Abweichungen, allerdings ohne dass kritische Beanspruchungen auftraten (Bild 13). In der Regel lagen die gemessenen Steifenkräfte deutlich unter den prognostizierten Steifenkräften. Das Vorspannen der Steife ST4, das ein kraftschlüssiges „Schließen“ der Gurtung des als Druckring ausgeführten Teiles des Startschachtes bewirkte, führt zu einer signifikanten Entlastung der Steifen ST3, ST5.3 und ST7.

Der Vergleich zeigt, dass eine realistische Prognose des zeit- und systemvarianten Tragverhaltens eines komplexen räumlichen Aussteifungssystems mit einfachen konventionellen Berechnungsmodellen nicht möglich ist. Erwähnenswert sind in diesem Zusammenhang die Erfahrungen bei einer bezüglich Grundriss und Konstruktion des Aussteifungssystems nahezu identischen, 20,2 m tiefen, in weichem bis steifem Ton in Bangkok ausgehobenen Baugrube (Teparaksa et al. 1999). Auf Grund von Fehleinschätzungen des Tragverhaltens sowie wegen zusätzlicher Ausführungsmängel kollabierte diese Baugrube als Gesamtsystem und stürzte - erhebliche Schäden im Umfeld verursachend - ein.

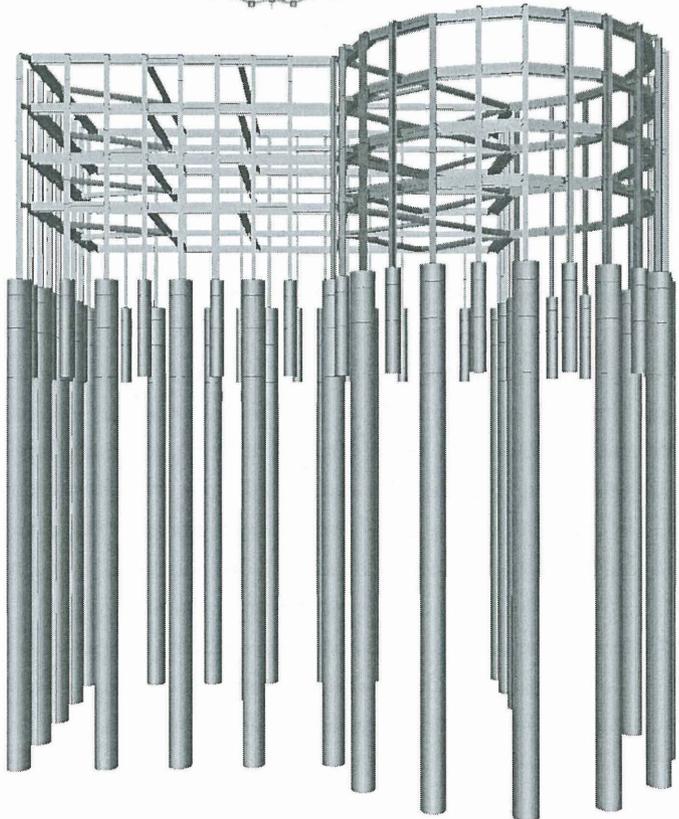
## **5 Back-analysis mit einem verbesserten, räumlichen Rechenmodell**

Vor dem Hintergrund des unbefriedigenden Vergleichs von prognostizierten und gemessenen Steifenkräften soll im Rahmen einer Back-analysis der Versuch unternommen werden, mit einem verbesserten Berechnungsmodell eine bessere Übereinstimmung zu erzielen. Das verbesserte Rechenmodell zeichnet sich unter anderem aus durch:

- Räumliche Modellierung des Aussteifungssystems als Gesamtmodell mit allen vier Aussteifungslagen, den Verbauträgern und den gebetteten Gründungspfählen (Bild 14b) zur Erfassung der Wechselwirkungen zwischen den Steifenlagen.
- Modellierung der Ausfachung zwischen den Verbauträgern, der Zugbänder und der Auffütterung und Passstücke zwischen Gurtung und Verbauträgern zur realistischen Erfassung der Systemsteifigkeit des Stützsystems (Bild 14a).
- Kontinuierliche elastische Bettung der Verbauträger und der ebenfalls modellierten Ausfachung zur Simulation der Bettungswirkung des umgebenden Bodens. Identifikati



b)



**Bild 14**

*Berechnungsmodell  
für die Back-analysis  
des Startschachtes  
a. statisches System  
in einem ebenen  
Schnitt.  
b. räumliches Ge-  
samtsystem (Aus-  
fachung ausge-  
blendet)*

on der Bettungsmoduli durch die Nachrechnung von Temperaturlastfällen und Vorspannvorgängen (Abschnitt 6).

- In dem statisch hochgradig unbestimmten System wird die Erddruckbeanspruchung als flächige Einwirkung auf die Ausfachung und die Verbauträger aufgebracht.
- Abbildung der Vorspannvorgänge entsprechend der Ausführung.
- Berücksichtigung der durch die Messungen nachgewiesenen Temperaturbeanspruchung von  $\Delta T = 43 \text{ K}$ , bzw.  $\Delta T \approx \pm 25 \text{ K}$  und Untersuchung von nichtkonstanten Temperaturbeanspruchungen im räumlichen Aussteifungssystem.

In der Summe konnte mit diesem - im Vergleich zum Prognosemodell deutlich aufwendigeren und komplexeren - Modell eine bessere Annäherung an den gemessenen Kraftfluss erzielt werden, wobei eine weitgehendere Übereinstimmung nicht erzielbar war (Bild 13).

## **6 Identifikation des horizontalen Bettungsmoduls auf Basis der temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen**

Bereits Schmidt (1963) und Winter (1983), aber auch Boone & Crawford (2000a, b) stellen den Zusammenhang zwischen der Steifigkeit und damit der Nachgiebigkeit des Bodens und den auftretenden Zwangskräften dar. Die gemessenen Normalkraft- und Temperaturänderungen im Aussteifungssystem des Startschachtes werden daher zur Bestimmung des für die Bemessung eines Bohrträgerverbaus im Frankfurter Ton anzusetzenden horizontalen Bettungsmoduls genutzt. Auf das räumliche System (Bild 14) wird für ausgewählte Messzeitpunkte die an 40 Stellen gemessenen Temperaturänderungen  $\Delta T$  als räumliches Temperaturfeld aufgebracht und im Rahmen einer iterativen Berechnung die Steifigkeit der die Ausfachung stützenden horizontalen Bettungsfedern variiert, bis eine weitgehende Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen temperaturinduzierten Normalkraftänderungen erzielt wird. Der auf diese Weise rückgerechnete horizontale Bettungsmodul des Bohrträgerverbaus beträgt im Mittel:

$$\bar{k}_s = 18,9 \text{ MN/m}^3.$$

Der aus dem Lastfall Temperatur bestimmte  $k_s$ -Wert kann durch die Simulation von Spannungsvorgängen verifiziert werden. Folgt man der von Weißenbach (1993a) vorgeschlagenen, stark vereinfachenden Annahme, dass der überwiegende Teil des Erddrucks direkt von den Verbauträgern aufgenommen und hieraus unter Vernachlässigung der Tragwirkung der Ausfachung mit der bekannten Formel für elastisch gebettete Pfähle:

$$k_s = \frac{E_s}{b} \quad \text{mit: } b = \text{Verbauträgerbreite (hier i.M. } b = 0,3 \text{ m)} \quad (5)$$

auf den Steifemodul des anstehenden Bodens geschlossen werden kann, so ergeben sich rund siebenfach größere Bettungsmoduli und hieraus für den mittleren horizontalen Steifemodul des Frankfurter Tons auf den oberen 15 m unter Oberkante Tertiär:

$$\bar{E}_{s,h,w} = 42 \text{ MN/m}^2.$$

Bei diesem Wert handelt es sich wegen des täglichen Lastwechsels aus Temperaturbeanspruchung um einen Wiederbelastungsmodul unter wiederholten Lastwechseln. Breth (1970c · Kapitel 5) gibt als Ergebnis von in einer Versuchsbaugrube in einer Tiefe von 13,0 m unter Gelände durchgeführten horizontalen Druckkissenversuchen ( $\varnothing 1,4 \text{ m}$ ) für den Frankfurter Ton einen horizontalen Steifemodul von  $E_{s,h,e} = 15 \text{ MN/m}^2$  für die Erstbelastung und  $E_{s,h,w} = 37,5 \text{ MN/m}^2$  für die Wiederbelastung an. Die Rückrechnung der Steifenkraftmessungen am Startschacht bestätigen diesen an der begrenzten Druckfläche ermittelten Wert auch für eine großflächige Verbaufäche, wobei zu berücksichtigen ist, dass der rückgerechnete horizontale Steifemodul hier zusätzlich durch die Systemsteifigkeit des Verbausystems und hier insbesondere durch die Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit von Gurtung, Passstücken und Ausfachung beeinflusst wird.

## 7 Resümee und Ausblick

Steifen sind im Hinblick auf Beanspruchung und Gefährdung die empfindlichsten Teile einer Baugrubenkonstruktion. Bei ihrer Bemessung sollten daher auf der sicheren Seite liegende Annahmen zugrunde gelegt werden (EAB · EB52, Abs. 5).

Die detaillierte Analyse der Messergebnisse für den Startschacht zeigt die komplexen Zusammenhänge, durch die die hohen Steifenkräfte in dem räumlichen Aussteifungssystem beeinflusst werden: neben der aushubabhängigen Erddruckentwicklung beeinflussen die Vorspannungsvorgänge und die Temperaturentwicklung die zeitabhängigen Steifenkräfte. Die Messergebnisse belegen, dass sowohl die tageszeitlichen Temperaturwechsel und die Sonneneinstrahlung als auch die saisonalen Temperaturänderungen die Steifenkräfte in einem Maße beeinflussen, das von den heute üblichen Bemessungsansätzen meist unterschätzt wird. So ist auf Basis der gemessenen Temperaturen der Ansatz einer maximalen Temperaturdifferenz  $\Delta T = 50 \text{ K}$  (Oberflächentemperatur) realistisch, sofern die Bauzeit im Zeitraum Frühjahr bis Herbst liegt; umfasst die Bauzeit auch die Wintermonate, sollte  $\Delta T = 65 \text{ K}$  angesetzt werden.

Die Messungen zeigen in Übereinstimmung mit internationalen Erfahrungen, dass die temperaturinduzierte Steifenkraftänderung innerhalb eines Tages mehr als 100 % der mittleren Steifenkraft betragen kann. Bei unverschatteten Steifen ist damit der Lastfall Temperaturänderung der maßgebende Lastfall. Der Einfluss der Temperaturänderungen auf die Steifenkraftentwicklung wächst mit dem Beanspruchungsniveau der Steife.

Die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben, hier: EAB · EB52, Abs. 5, in der die Berücksichtigung des Einflusses von Temperaturerhöhungen nur „bei Langzeitbaustellen mit großen, jahreszeitlich bedingten Temperaturschwankungen zu berücksichtigen ist“, sollte unter Berücksichtigung dieser Erkenntnisse fortgeschrieben werden.

Eine zuverlässige Prognose des Kraftflusses in einem komplexen, räumlichen, mehrlagigen Aussteifungssystem erfordert ein dreidimensionales Berechnungsmodell, in dem das statische System des Aussteifungssystems detailliert, die Bettung zutreffend und die Tem-

peraturbeanspruchung mit ihrer maßgebenden Bandbreite anzusetzen ist. Die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Lagen, die neben dem Aushubfortschritt auch durch Vorspannvorgänge verursacht werden können, sind zu berücksichtigen.

Im Hinblick auf die besonderen Schwierigkeiten bei der rechnerischen Prognose des Tragverhaltens solcher Aussteifungssysteme ist deren messtechnische Überwachung während der Ausführungsphase unverzichtbarer Bestandteil des Sicherheitskonzeptes; dies insbesondere auch unter Würdigung des aus dem Versagen von Steifen folgenden besonders hohen Schadenspotenzials.

Das Beispiel des Startschachtes zeigt aber auch, dass aus einer solchen projektbezogenen Überwachung auch grundsätzliche Erkenntnisse gewonnen werden können. So konnte aus den gemessenen temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen ein horizontaler Bettungsmodul von  $\bar{k}_s = 20 \text{ MN/m}^3$  rückgerechnet werden, der für die Bemessung eines Bohrträgerverbaus im Frankfurter Ton angesetzt werden kann. Beim Lastfall 'Temperatur' bestimmt der angesetzte Bettungsmodul maßgebend den Betrag der ermittelten Zwangsschnittgrößen. Die Ermittlung der temperaturinduzierten Steifenkräfte kann bei einem Bohrträgerverbau im Frankfurter Ton mit einem Temperaturbeiwert von  $f_T = 0,20$  bis  $0,30$  (Gleichung 2) erfolgen, der in dieser Bandbreite aus einer Analyse der gemessenen temperaturinduzierten Steifenkraftänderungen im Startschacht identifiziert werden konnte.

## Literatur

Batten, M., Powrie, W., Boorman, R., Yu, H. (1996)

*Measurements of prop loads in large braced excavation during construction of the JLE station at Canada Water, East London.* Proc. Int. Symp. on Geotech. Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, London, 15-17 April 1996, Balkema, Rotterdam, 57-62

Besler, D. (1994)

*Einfluß von Temperaturerhöhungen auf die Tragfähigkeit von Baugrubensteifen.* Bautechnik 71(9), 582-590

Breth, H. (1970)

*Der Verformungsmodul des Frankfurter Tons.* In: Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 4, 89-97

Bonarens, R. (1974)

*Baugrubensicherung und Sohlplatte des BfG-Hochhauses in Frankfurt.* Der Bauingenieur 49, 214-218

Boone, S.J., Crawford, A.M. (2000a)

*Braced excavations: temperature, elastic modulus and strut loads.* J. Geotech. and Geoenvironm. Eng., ASCE, 126(10), 870-881

Boone, S.J., Crawford, A.M. (2000b)

*Effects of temperature and use of vibrating wire strain gauges for braced excavations.* Geotech. News, 18(3), 24-28

Chapman, K.R., Cording, E.J., Schnabel, H. (1972)

*Performance of a braced excavation in granular and cohesive soils.* Proc. Spec. Conf. on Earth and Earth Supported Structures, Vol. 3, ASCE, 271-293

Endo, M., Kawasaki, T. (1963)

*Study of thermal stresses acting on struts.* Transactions of the Architectural Institute of Japan · AIJ 63, 689-692

Horst, M., Gattermann, J. (1996)

*Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus.* Messen in der Geotechnik '96, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 50, 27-42

Katzenbach, R., Moormann, Ch. (1997)

*Numerische Computersimulation der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung einer 20 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton.* Workshop „Numerik in der Geotechnik“, DGGT · AK 1.6, 24./25. April 1997, Stuttgart, 178-208

Katzenbach, R., Moormann, Ch. (1998)

*Meßtechnische Untersuchungen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung des Hochhauses MAIN TOWER in modifizierter Deckelbauweise.* Messen in der Geotechnik '98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 55, 87-121

Katzenbach, R., Moormann, Ch. (1999)

*Geotechnical field measurements applied to a 240 m high office tower constructed by top/down methods in Frankfurt Clay.* Proc. 5th Int. Symp. on Field Measurements in Geomech. · FMGM99, 1-3 December 1999, Singapore, Balkema, Rotterdam, 325-330

Moormann, Ch. (2002)

*Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion.* Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, Heft 59

Moormann, Ch. (2003a)

*Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub.* Pfahlsymposium 2003, 20.-21. Februar 2003, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 71, 351-378

Moormann, Ch. (2003b)

*A new study on the reliability and quality assurance of inclinometer measurements.* FMGM 2003, 6th Int. Symp. on Field Measurements in GeoMechanics, Oslo, Norway, 15-18 September 2003, A.A. Balkema, ISBN 90-5809-602-5, 575-583

NGI · Norges Geotekniske Institutt (1962a)

*Measurements at a strutted Excavation, Oslo Technical School.* Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Technical Report No. 2

NGI · Norges Geotekniske Institutt (1962b)

*Measurements at a strutted Excavation, the new Headquarter Building of the Norwegian Telecommunication Administration, Oslo.* Norwegian Geotech. Institute, Oslo, Technical Report No. 4

Peck, R.B. (1969a)

*Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground (State of the Art Report)*. Proc. VIIIth ICSMFE, Mexico, State-of-the-Art-Volume, 7(3), 225-290

Peck, R.B. (1969b)

*Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. Géotechnique 19(2), 171-187

Peck, R.B. (1991)

*A commentary on 'Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics'*. Judgement in Geotechnical Engineering, Dunncliff & Deere (eds.), Th. Telford, London, 205

Romberg, W. (1976)

*Experience on braced and anchored deep excavations in a stiff clay*. Proc. 2nd Iranian Congress of Civil Engineering, 3-7 May 1976, Pahlavi University, Shiraz, Iran, 2117-2143

Romberg, W., Katzenbach, R. (1986)

*Measurements of strut loads at deep excavations in tertiary limey sediments*. Berichte zur 8. Donaueuropäischen Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, DGEG, Essen, 31-35

Schmidt, H. (1963)

*Verwendung von IPB- und PSp-Stahl als Baugrubensteifen beim U-Bahn-Bau in Hamburg und ihre Bemessung*. Der Stahlbau 40(2), 46-51

Sommer, H. (1977)

*Verformungsmessungen an Pfahlwänden - Vergleich mit Schlitzwänden und Bohrträgerverbau*. Vortragsband zum Symposium, München, DGEG, Essen, 219-223

Teparaksa, W., Thasnanipan, N., Maung, A.W., Tanseng, P. (1999)

*Lessons from the collapse during construction of an inlet pumping static - Geotechnical instrumentation aspect*. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., 1-3 December 1999, Singapore, Tan & Phoon (eds.), Balkema, Rotterdam, 247-253

Weißbach, A. (1991)

*Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden.* Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 3

Weißbach, A. (1992)

*Einfluss der Temperatur auf die Kräfte in der Aussteifung tiefer Baugruben.* 7. Christian Veder Kolloquium, Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz

Weißbach, A. (1993a)

*Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden.* Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16

Weißbach, A. (1993b)

*Einfluss der Temperatur auf die Bemessung der Aussteifung tiefer Baugruben.* Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 36, 275-285

Winter, K. (1983)

*Baugrubensteifen aus Stahl unter dem Einfluss von Temperatur-Änderungen.* Die Bautechnik 60 (1), 7-14

**Dr.-Ing. Christian Moormann**

Beratender Ingenieur und Partner von

S&P • Smolczyk & Partner GmbH

Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart

Tel.: 0711/131 64-0, Fax: 0711/131 64-64

E-Mail: moormann@smolczykpartner.de

## **Ergebnisse einer Pfahlprobelastung in den Frankfurter Kalken mit 78 MN Grenzlast**

Dr.-Ing. Matthias Vogler

Prof.-Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

### **Einleitung**

Im Zuge der Planung des Baugrubenverbau und der Gründung des Projektes Frankfurt-HochVier in Frankfurt am Main wurde zur Ermittlung der Tragfähigkeit der insgesamt rd. 1000 Bohrpfähle eine Pfahlprobelastung durchgeführt. Aufgrund der projektspezifischen Randbedingungen wurde bei dieser Pfahlprobelastung das Osterbergverfahren mit im Probepfahl eingebauten Osterberg-Zellen angewendet, dass hier erstmalig in Deutschland eingesetzt wurde [1].

Bei Pfahlprobelastungen im Fels sind im Allgemeinen sehr hohe Prüflasten erforderlich, um die Bruchwerte der Mantelreibung und des Pfahlsitzenwiderstandes im Fels zu ermitteln. Am Projektstandort des Projektes Frankfurt-HochVier werden die tragfähigen Felschichten der Frankfurter Kalke durch eine mehrere Dekameter dicke Schicht aus quartärem Lockergestein und dem Frankfurter Ton überlagert. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Felsschichten muss die Übertragung der Mantelreibung der überlagernden Schichten versuchstechnisch ausgeschaltet werden. Die üblicherweise zur Verhinderung der Übertragung der Mantelreibung eingesetzten Hülsenkonstruktionen übertragen häufig eine nur schwer quantifizierbare Restmantelreibung. Aufgrund dieser Randbedingungen stoßen konventionelle statische Pfahlprobelastungen in felsigem Baugrund schnell an die Grenzen der Ausführbarkeit [2].

Beim Osterbergverfahren wird der Probepfahl als Pfahlsegment innerhalb der zu untersuchenden Boden- oder Felsschichten hergestellt und in den überlagernden Bodenschichten entweder das Bohrloch durch Suspension oder einen Einkornkies gestützt bzw. bei ausreichender Standfestigkeit der Bohrlochwand auch ungestützt belassen. Bei der Probelastung wird dann im Allgemeinen der Pfahlmantel des Pfahlsegmentes gegen die Pfahlspitze mittels im Pfahl eingebauten Pressenzellen (Osterberg-Zellen) bis zum Bruch belastet.

## Projekt FrankfurtHochVier

Das rd. 17.400 m<sup>2</sup> große innerstädtische Baufeld soll mit einer Bruttogeschossfläche von rd. 180.000 m<sup>2</sup> (davon 60.000 m<sup>2</sup> unterirdisch) neu bebaut werden (Bild 1). Die bestehende Bebauung, darunter auch das historische Thurn und Taxis Palais, wird zuvor konservatorisch rückgebaut. Hierbei wird u. a. das 1954 errichtete Fernmeldehochhaus, das auf einer Tiefgründung aus Frankipfählen, die am Pfahlkopf mit Verformungselementen versehen waren, also einer modifizierten Pfahl-Plattengründung gegründet wurde, vollständig rückgebaut. Die Fußebene der Gründungspfähle der modifizierten Pfahl-Plattengründung liegt hier rd. 7 m oberhalb der geplanten Baugrubensohle, sodass die gesamte Tiefgründung des Fernmeldehochhauses im Zuge der Aushubarbeiten freigelegt wird.

Nach dem Errichten der Untergeschosse wird das Thurn und Taxis Palais (Bauteil A) inklusive der konservatorisch rückgebauten Sandsteinfassade in den historischen Abmessungen wieder aufgebaut. Die aktuelle und zukünftige Höhe des Bauteils A beträgt rd. 17,8 m. Das geplante Bürohochhaus (Bauteil B), mit rd. 130 m das höchste Gebäude der Baumaßnahme, besitzt 32 Obergeschosse mit einer Grundfläche von je rd. 1.340 m<sup>2</sup> (Bilder 2 und 3). Das Hotelhochhaus (Bauteil C) hat bei 25 Obergeschossen eine Höhe von rd. 94,0 m. Der Retailbereich (Bauteil D) erstreckt sich über die gesamte östliche Hälfte des Baufeldes und hat bei 8 Geschossen eine Höhe von rd. 40 m.



Bild 1: Visualisierung des Projekts FrankfurtHochVier

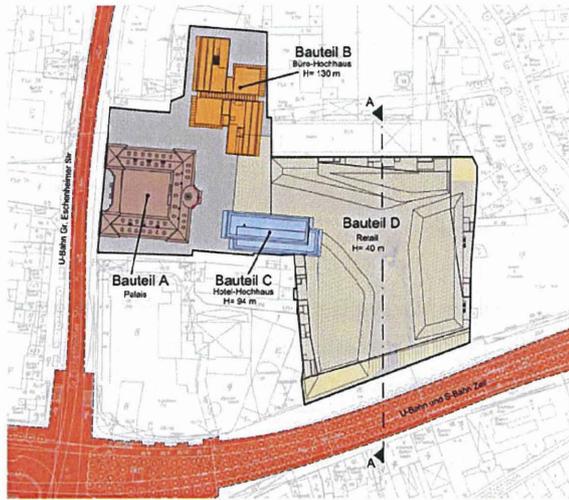


Bild 2: Lageplan Projekt FrankfurtHochVier

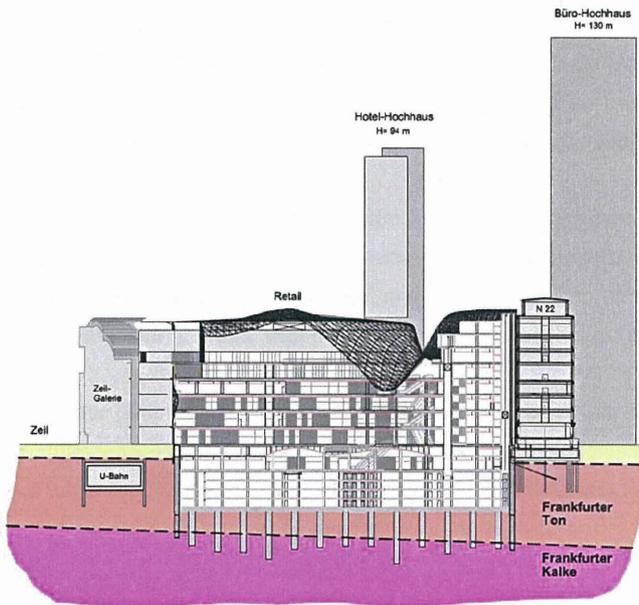


Bild 3: Baugrund- und Projektschnitt FrankfurtHochVier

Die fünfgeschossige Tiefgarage (Bauteil T) erstreckt sich über das gesamte Baufeld. Bei einem rd. 8,0 m hohen ersten Untergeschoss und 4 weiteren Tiefgeschossen ergibt sich eine Gründungstiefe von rd. 21,6 m unter dem Bauwerksnull, d. h. ein Niveau der Baugrubensohle von rd. 80,0 mNN.

## **Baugrund und Grundwasser**

Das Baufeld befindet sich im Mainzer Becken am Nordrand der großtektonischen Grabenstruktur des Rheintalgrabens. Die tertiären Böden und das in mehreren 100 m Tiefe unter Gelände anstehende Grundgebirge sind tektonisch beansprucht.

Unter den künstlichen Auffüllungen stehen bis in eine Tiefe von rd. 2 – 5 m unter der Geländeoberfläche quartäre Sande, Kiese und Auelehme an, sofern das Quartär nicht durch künstliche Auffüllungen ersetzt wurde. Unter dem Quartär stehen die Schichtpakete des Frankfurter Tons und der felsigen Frankfurter Kalke an. Die Schichtpakete des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke haben generell ein nach Nordwesten bis Nord-Nordwesten gerichtetes Schichteinfallen. Im Südosten des Baufeldes liegt die Schichtgrenze zwischen dem Frankfurter Ton und den Frankfurter Kalken nur rd. 4 m tief unter der Baugrubensohle, während sie im Nordwesten des Baufeldes, in dem Bereich in dem sich das Bürohochhaus befindet, rd. 12 m tief unter der Baugrubensohle liegt (Bild 3).

Das Grundwasser zirkuliert im Baufeld in zwei Grundwasserstockwerken, die mittelbar miteinander kommunizieren. Der obere, freie Grundwasserspiegel liegt innerhalb der quartären Sande und Kiese in rd. 8 m Tiefe unter der Geländeoberfläche. Das untere Grundwasserstockwerk liegt im Frankfurter Ton bzw. in den Frankfurter Kalken.

Hier sind die eingelagerten Hydrobiensandschichten mäßig und die klüftigen Kalk- bzw. Dolomitsteinbänke stark wasserführend. In den einzelnen wasserführenden Schichten sind z. T. unterschiedliche Druckhorizonte mit gespanntem Grundwasser ausgebildet.

Aufgrund der Baugrundsituation mit der stark unterschiedlichen Schichtdicke des Frankfurter Tons unterhalb der Gründungsebene, der geometrischen Randbedingungen mit U- und S-Bahnbauwerken in der Zeil und der Großen Eschenheimer Straße, wo keine Rückverankerungen möglich sind, und der hohen Erd- und Wasserlasten wurde als Gründungs- und Verbaukonzept die Herstellung der Baugrube in Deckelbauweise mit der Gründung der Primärstützen und der Bauwerkspfähle als Pfahlgründung in den Frankfurter Kalken gewählt.

Bei den vorliegenden Grundwasserverhältnissen mit einem Bemessungswasserdruck von rd.  $170 \text{ kN/m}^2$  auf die Unterfläche der Fundamentplatte ist in den Bereichen mit geringen Bauwerklasten der Nachweis der Auftriebssicherheit das für die Ermittlung der Pfahllängen entscheidende Kriterium. Im Bereich des Bürohochhauses sind über die Pfahlgründung maximale Stützenlasten von rd.  $46 \text{ MN}$  in den Baugrund abzuleiten. Im Hinblick auf die Anzahl von rd. 1.000 Bohrpfählen für die Gründung und Auftriebssicherung der Bauwerke sowie für die Herstellung der Verbauwände erfolgte die Ermittlung des Pfahlspitzendruckes und der Pfahlmantelreibung innerhalb der Frankfurter Kalke auf der Grundlage der Ergebnisse einer Pfahlprobebelastung.

### **Pfahlprobebelastung in den Frankfurter Kalken beim Projekt FrankfurtHochVier mittels Osterberg-Zellen**

Aufgrund der im Zuge der messtechnischen Überwachung beim Bau des neuen Commerzbank-Hochhauses gewonnenen Erfahrungen [3], [4] und den aus dem Baugrundaufbau am Projektstandort definierten Randbedingungen wurde für die Pfahlprobebelastung beim Bauvorhaben FrankfurtHochVier eine Probebelastung im Maßstab 1:1 geplant. Aufgrund der erwarteten hohen Pfahltragfähigkeit der Pfähle in den Frankfurter Kalken wurde eine Probebelastung mit dem Osterbergverfahren ausgeführt. Die Pfahlprobebelastung wurde als Multi-Level-Versuch ausgeführt, um den Einfluss einer Pfahlmantelverpressung auf die Grenztragfähigkeit der Frankfurter Kalke zu untersuchen.

Das suspensionsgestützt mit Teilverrohrung hergestellte Pfahlsegment an dem der Versuch durchgeführt wurde, besteht aus drei Abschnitten mit Durchmessern von je  $1,68 \text{ m}$  und ist insgesamt  $12,9 \text{ m}$  lang (Bild 4).

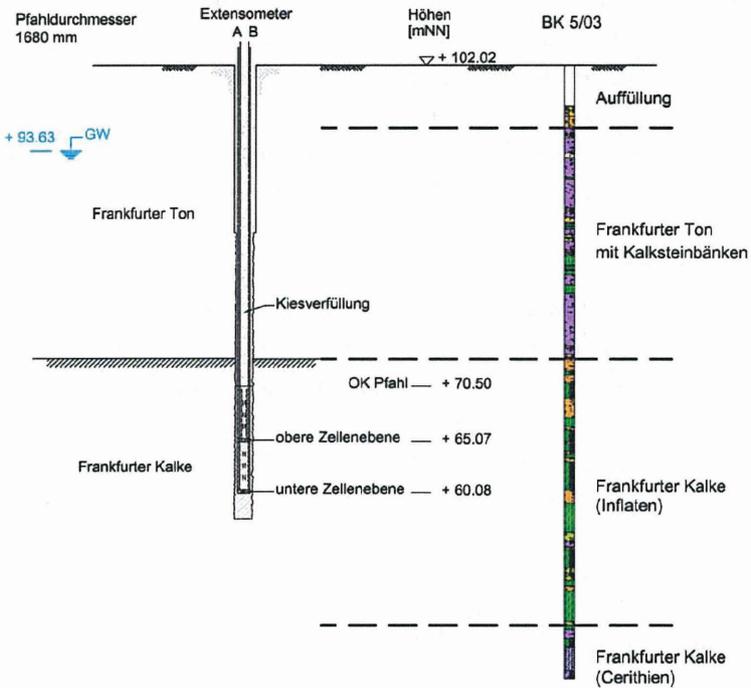


Bild 4: Prinzipdarstellung der Versuchseinrichtung

Die untere Pressenebene, die ebenso wie die obere Pressenebene aus drei Osterberg-Pressenzellen mit je 9 MN Maximaltragfähigkeit besteht, befindet sich rd. 2,5 m oberhalb der Pfahlfußebene, die in 44,4 m Tiefe unter der Geländeoberfläche liegt. Die obere Pressenebene wurde 5 m oberhalb der unteren Pressenebene eingebaut, womit oberhalb des rd. 2,5 m langen Fußsegmentes zwei je rd. 5 – 5,4 m lange Pfahlsegmente entstanden, die unabhängig voneinander geprüft werden konnten.

Vor dem Einbau des Bewehrungskorbes wurde das Bohrloch gespült, bis der verbleibende Sandanteil bei rd. 1,0 % lag. Die Vertikalität des Bohrlochs wurde mit dem Kodon Drilling Monitor gemessen (Bild 6). Die Messungen zeigten einen über die gesamte Länge des Bohrlochs konstanten Durchmesser ohne wesentliche Ausbrüche an der Bohrlochwand im suspensionsgstützten Bereich an. Die gemessene Lotabweichung beträgt rd. 25 cm in der X-Richtung und rd. 20 cm in der Y-Richtung und liegt somit bei rd. 0,6 % der Pfahllänge.

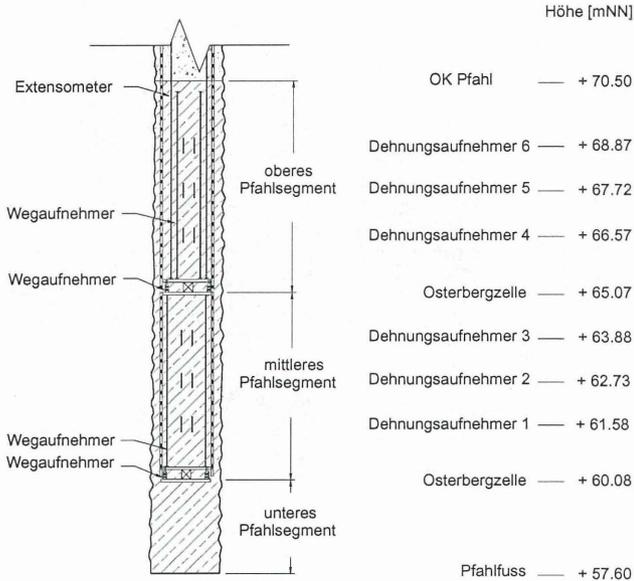


Bild 5: Pfahlsegment mit Osterberg-Zellen und Messtechnik

Das Bewehrungselement besteht aus dem Bewehrungskorb mit den Osterberg-Zellen und der messtechnischen Instrumentierung (Bild 7 und 9) und 2 Montagekörben, die zur Führung des Korbes und zur Befestigung der Messkabel dienen. Nach dem Einbau des Bewehrungselementes wurde der Pfahl im Kontraktorverfahren betoniert. Am Bewehrungselement wurde eine Köcherkonstruktion befestigt, um das Betonierrohr durch die Öffnungen zwischen den Pressenzellen bis zur Bohrlochsohle zu führen (Bild 8).

An dem mittleren Pfahlsegment wurde nach der Herstellung des Probepfahles eine Pfahlmantelverpressung ausgeführt und unterhalb des Pfahlfußes auf einer Länge von 5 m eine Gebirgsvergütung hergestellt. Der Bereich der Leerbohrung oberhalb des 12,9 m langen Pfahlsegments wurde zur Stabilisierung der unverrohrt mit Suspensionsstützung hergestellten Bohrung mit Kies verfüllt. Das Bewehrungselement mit der eingebaute Messtechnik ist im Bild 5 skizziert und in den Bildern 7-9 abgebildet.

Die einaxiale Druckfestigkeit des Pfahlbetons wurde 16 Tage nach der Pfahlherstellung, d. h. am Tage der Probelastung zu  $\beta_{w200} = 45 \text{ N/mm}^2$  ermittelt.



Bild 6: Vertikalitätsmessung mit dem Kodan Drilling Monitoring



Bild 7: Bewehrungselement mit den zwei Pressenebenen vor dem Einbau



Bild 8: Osterberg-Zellenebene und Köcher für das Betonierrohr

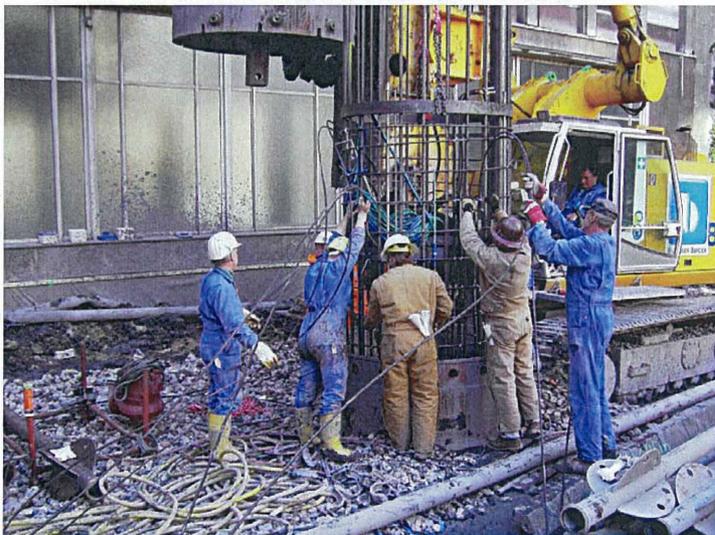


Bild 9: Einfädeln des Bewehrungselementes

In der ersten Phase der Probelastung wurde das obere, nicht mantelverpresste Pfahlsegment mit den Osterberg-Zellen gegen das mittlere und untere Pfahlsegment belastet. In dieser Versuchsstufe wurde eine Grenzlast von rd. 24 MN erreicht. Bis zum Erreichen der Grenzlast hatte sich das obere Pfahlsegment um ca. 1,5 cm aus der Ursprungslage angehoben und das als Widerlager dienende mittlere und untere Pfahlsegment um ca. 1,0 cm gesetzt (Bild 11). Der aus den in je 3 Ebenen im oberen und mittleren Pfahlsegment durchgeführten Dehnungsmessungen ermittelte Normalkraftverlauf zeigt eine weitgehend gleichmäßige Abnahme der Normalkraft im oberen Pfahlsegment und somit eine weitgehend einheitliche Mantelreibung von rd. 830 kN/m<sup>2</sup> über die Pfahllänge an (Bild 12). Nach dem Erreichen der Grenzlast wurden die Pressen der oberen Ebene soweit auseinander gefahren, dass ein ausreichender Zwischenraum für die Versuchsdurchführung am mittleren Pfahlsegment entstand. Anschließend wurde der Druck aus der oberen Pressenebene abgelassen und somit das obere Pfahlsegment vom mittleren und unteren Pfahlsegment entkoppelt.

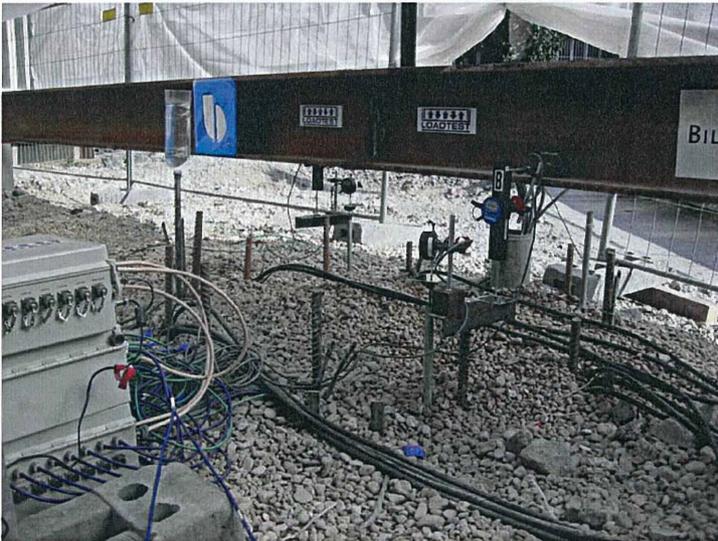


Bild 10: Versuchsaufbau der Pfahlprobelastung mittels Osterberg-Zellen

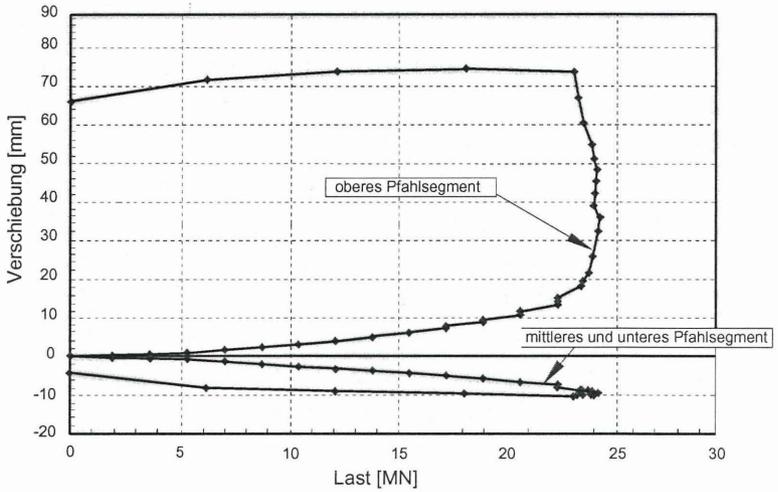


Bild 11: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsphase 1 (obere Pressenebene)

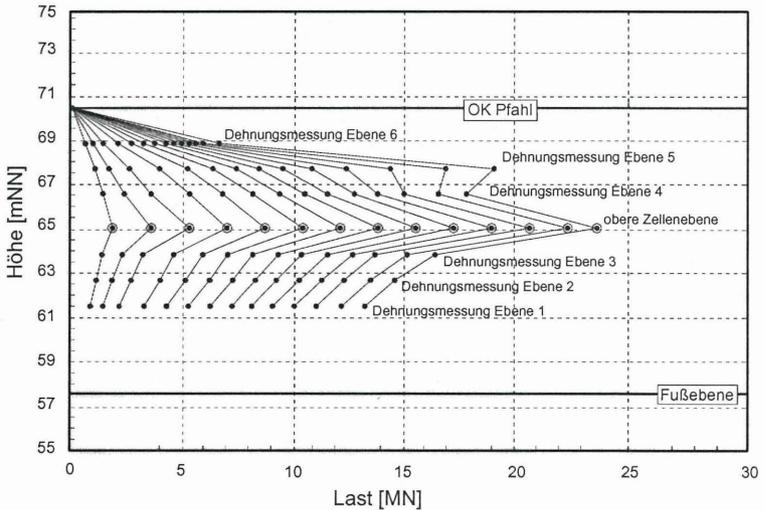


Bild 12: Normalkraftverlauf über die Pfahlänge während der Versuchsphase 1

In der zweiten Versuchsphase wurde das mittlere gegen das untere Pfahlsegment belastet. In dieser Versuchsstufe wurde die Grenzlast des mittleren, mantelverpressten Pfahlsegmentes bei rd. 27,5 MN erreicht. Während das mittlere Pfahlsegment, das die Last nur über die Mantelreibung abträgt, das typische lineare Verhalten bis zum Bruch aufweist, zeigt das untere Pfahlsegment die für den Spitzenwiderstand typischen, parabel-förmigen Verformungen (Bild 13). Auch bei dieser Versuchsstufe zeigt der Normalkraftverlauf eine relativ gleichförmige Mantelreibungsverteilung (Bild 14). Die Grenzmantelreibung des mantelverpressten, mittleren Pfahlsegmentes ist mit rd. 1.040 kN/m<sup>2</sup> um ca. 24 % größer als die Grenzmantelreibung des nicht mantelverpressten, oberen Pfahlsegments. Der Bruchwiderstand der Pfahlspitze des Probepfahles, an dem bis 5 m tief unter die Pfahlfußebene eine Gebirgsvergütung ausgeführt wurde, beträgt unter Berücksichtigung der Mantelreibung des unverpresst hergestellten, unteren Pfahlsegments rd. 7.000 kN/m<sup>2</sup>.

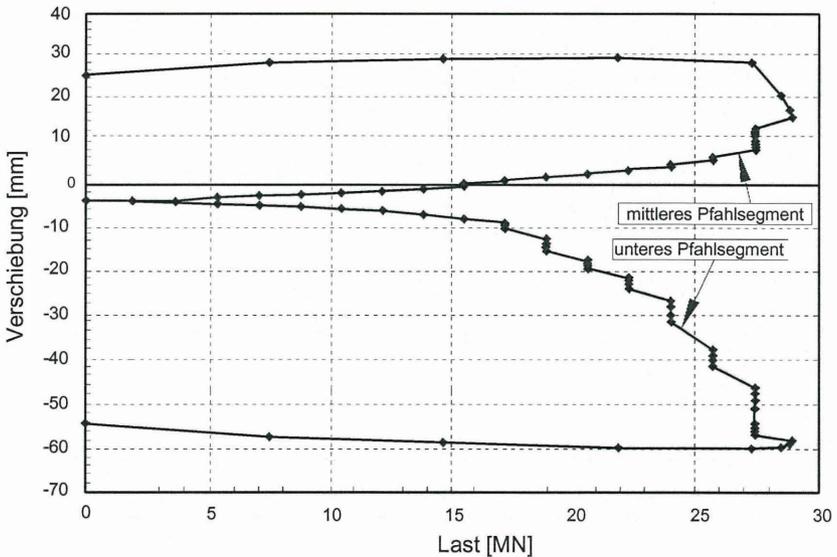


Bild 13: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsphase 2 (untere Pressenebene)

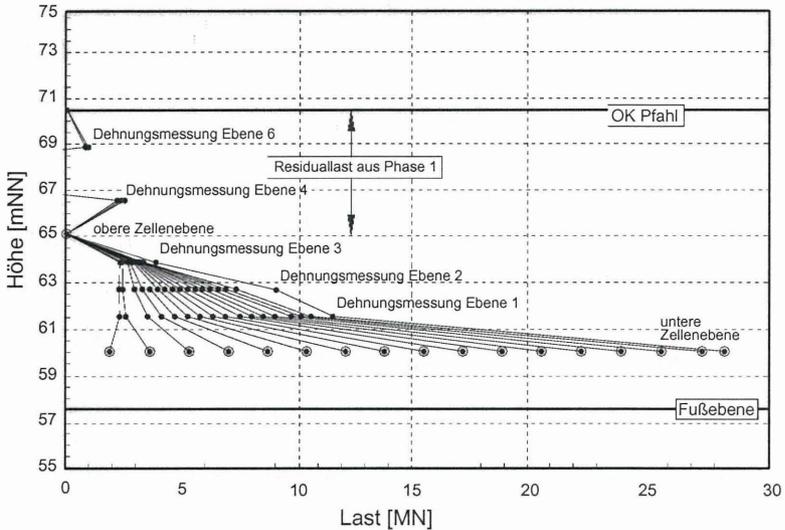


Bild 14: Normalkraftverlauf über die Pfahlänge während der Versuchsphase 2

Mit der Pfahlprobelastung wurde insgesamt eine Grenzlast des rd. 12,5 m langen Pfahlsegmentes von 78 MN erreicht. Auf der Basis der Ergebnisse der Probelastung konnten die hohen Tragfähigkeiten der Frankfurter Kalke im Baufeld bestätigt und der Entwurf der Bauwerksgründung und des Baugrubenverbaus optimiert werden.

### Schlussbemerkungen

Neben den Probelastungen wurde an 76 aus den Frankfurter Kalken entnommenen Kernproben die einaxiale Druckfestigkeit untersucht. Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten liegen zwischen  $18 \text{ MN/m}^2$  und  $200 \text{ MN/m}^2$  mit einem Mittelwert von rd.  $84 \text{ MN/m}^2$ . Bei der Pfahlprobelastung beim Projekt FrankfurtHochVier wurden unter Berücksichtigung der versuchstechnisch ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten um rd. 60-100 % über den Tabellenwerten der DIN 4014 liegende Bruchwerte der Mantelreibung gemessen. Der mittels der Pfahlprobelastung mit Osterberg-Zellen ermittelte Bruchwert des Pfahlsitzenwiderstandes liegt trotz der unterhalb des Pfahlfußes ausgeführten Gebirgsvergütung mit rd.  $7 \text{ MN/m}^2$  unter dem Tabellenwert der DIN 4014 von  $10 \text{ MN/m}^2$  der für gleichförmigen Fels gilt bei dem die Orientierung des Trennflächengefüges keine

Brucherscheinungen begünstigt. Ursächlich ist hier der heterogene Aufbau der Frankfurter Kalke mit den in den Kalksteinschichten vorhandenen Sand-, Mergel- und Tonlagen.

**Literatur:**

1. LOADTEST: Frankfurt pile test breaks German record. European Foundations, Summer 2004, Ground Engineering, London
2. Seitz, J. M.; Schmidt, H.-G.: Bohrpfähle. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000
3. Katzenbach, R.; Arslan, A., Vogler M., Quick, H.: New experiences on deformation and strength behaviour of Frankfurt Limestone. Proceedings of the 1994 ISRM International Symposium, Santiago, Chile, May 10-14, 1994
4. Holzhäuser, J.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42, 1998.

Dr.-Ing. Matthias Vogler

Vereidigter Sachverständiger für Grundbau, Boden- und Felsmechanik,  
Geschäftsführender Gesellschafter der Ingenieursozietät Prof. Dr.-Ing. Katzenbach GmbH,  
65931 Frankfurt am Main, Pfaffenwiese 14A

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Direktor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik  
der Technischen Universität Darmstadt,  
64287 Darmstadt, Petersenstraße 13

## **Messungen zur Beobachtung des Langzeittragverhaltens von horizontal zyklisch beanspruchten Großbohrpfählen**

H. Högl  
R. Mart

### **Kurzfassung**

Im Zuge der Querschnittsverbreiterung einer Bergstraße kommt ein völlig fugen- und lagerloses Brückensystem zur Ausführung. Um die Wechselbeanspruchungen der Gesamtkonstruktion sowie der Großbohrpfähle infolge der extremen Temperaturschwankungen langfristig beobachten zu können, wurde ein umfangreiches Messprogramm installiert. Die seit Herbst 2002 am fertiggestellten Tragwerk messtechnisch festgestellten Beanspruchungen liegen bis dato deutlich unter den ursprünglich im Rahmen der Projektierung ermittelten Werten.

### **1. Einleitung**

Eine bestehende Bergstraße mit einer mittleren Steigung von 10 % in der Nähe von Schladming, Österreich, soll verbreitert werden. Die bestehende schmale Straße schmiegt sich an einen ca. 35 bis 40 Grad steilen, südseitig ausgerichteten Hang. Bergseitig, teilweise auch talseitig, bildet eine Stützmauer die Sicherung der Geländesprünge.

Folgende verkehrstechnische sowie klimatische Randbedingungen waren bei der Planung zu berücksichtigen:

- keine Begradigung des Straßenverlaufes aus sicherheitstechnischen Gründen (Fahrgeschwindigkeit)
- Vermeidung von Fugenkonstruktionen in der Asphaltfläche (Winterdienst - Schneeräumung!)
- extreme jahres- und tageszeitliche Temperaturschwankungen auf Grund der exponierten Lage

## Der Entwurf

Als Ausführungsalternative kam ein integrales, das heißt völlig fugen- und lagerloses Hangbrückensystem zur Anwendung, welches gegenüber der ursprünglich vorgesehenen Stützmauerlösung folgende Vorteile bei der Herstellung und Erhaltung aufweist:

### Umwelt

- gute Anpassung an das Landschaftsbild
- geringe Beeinträchtigung der bestehenden Böschungskulturen (Bannwald, ...)

### Herstellung

- kurze Bauzeit
- kostengünstige Herstellung
- kaum Erdbewegungen

### Betrieb und Erhaltung

- keine Wartungs- bzw. Erhaltungskosten für Dehnfugen, Brückenlager und Fahrbahnübergänge
- keine Schäden durch den Winterdienst (Schneeräumung) an den Dilatationsfugen bzw. Fahrbahnübergängen
- keine Verkehrssperren infolge der Sanierungsarbeiten an Bewegungsfugen

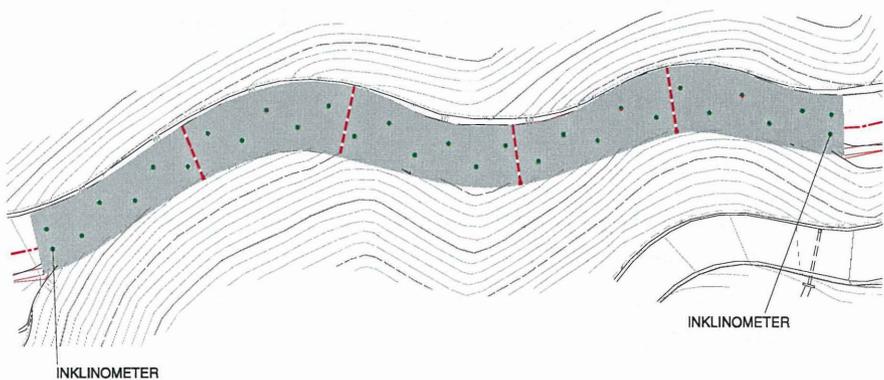


Abb. 1: Grundriss Brückenkonstruktion (Länge 142 m)

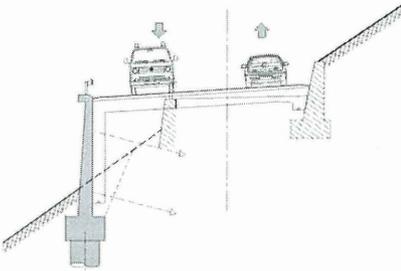


Abb. 2: Stützmauerlösung

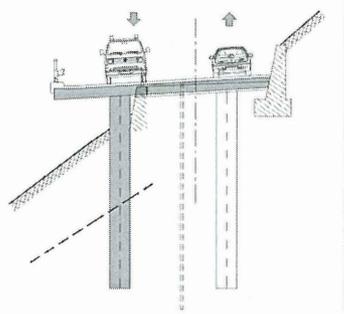


Abb. 3: Querschnitt Hangbrückensystem

## 2. Das monolithische Tragwerk

### Untergrundverhältnisse

Die geologischen Untergrundverhältnisse im Projektgebiet werden durch Würmeiszeitliche Terrassenschotter geprägt, welche auf dem Grundgebirge – altpaläozoische Phyllite – aufliegen. Für die Erstellung des geotechnischen Gutachtens wurden im talseitigen Randbereich der bestehenden Fahrbahn 2 Rotationskernbohrungen sowie mehrere Rammsondierungen für die Untergrunderkundung durchgeführt. Oberflächennah stehen (im talseitigen Randbereich) geringmächtige Anschüttungen bis in ca. 1,5 m Tiefe an. Diese werden von den Terrassenschottern, welche sich aus sandig, steinigem, teilweise mit Blöcken durchsetztem Kies zusammensetzen, unterlagert. Bis in eine Tiefe zwischen ca. 3,0 bis 4,5 m weisen sie eine lockere bis mitteldichte, darunter eine dichte Lagerung auf. Der anstehende Fels wurde bis zur Endtiefe der Bohrungen in 10 m nicht angetroffen.

### Gründung des Brückentragwerkes

Die Gründung der 142 m langen Brückenkonstruktion erfolgte mittels Ortbetonbohrpfählen mit einem Durchmesser von 90 cm und einer Länge von 8 bis 9 m, welche in Brückenlängsrichtung einen Abstand von etwa 10 m aufweisen und im Grundriss „versetzt“ angeordnet sind (Abb. 1). Die Einbindetiefe in den dicht gelagerten tragfähigen Hangschutt beträgt mindestens 3 m. Auch die talseits, außerhalb des bestehenden Straßenquerschnittes liegenden Pfähle (Abb. 3), wurden problemlos vom Bestandsniveau aus hergestellt. Pfahlabstand und -durchmesser sind so gewählt, dass die Vertikallasten mit dem im Bodengutachten angegebenen zulässigen Spitzendruck abgetragen werden.

Ein Ansatz der Mantelreibung erfolgte nicht, da sich diese - zumindest theoretisch - infolge der zyklischen horizontalen Pfahlverformung, die durch die Temperaturdehnung des Brückentragwerkes verursacht wird, im Laufe der Zeit verringert.

### **Fahrbahnplatte**

Das Verhältnis Spannweite - Plattenstärke - Pfahlanordnung - Pfahldurchmesser wurde unter Berücksichtigung der geologischen Randbedingungen (zulässiger Spitzendruck der Pfahlgründung) sowie wirtschaftlicher Gesichtspunkte so gewählt, dass mit der 45 cm starken Betonplatte ein möglichst weiches Tragwerk errichtet wird. Damit werden die Beanspruchungen infolge Temperaturwechsels sowie Schwindens und Kriechens minimiert, aber gleichzeitig die normgemäßen Vorschriften hinsichtlich der zulässigen Durchbiegung eingehalten.

### **Die Berechnung**

Bedingt durch die klimatisch exponierte Lage (1000 m Seehöhe und südseitige Ausrichtung des Hanges) erfährt das Tragwerk - vor allem jahreszeitlich - extreme Temperaturschwankungen. (Außenlufttemperatur  $-20^{\circ}\text{C}$  bis etwa  $+45^{\circ}\text{C}$  an der Straßenoberfläche)

Diese Temperaturänderungen bewirken Längenänderungen der Betonplatte, welche in den Bohrpfählen - die mit der Fahrbahnplatte monolithisch verbunden sind - eine Kopfverschiebung und damit verbundene Biegebeanspruchung hervorrufen. Eine Bewegung der Pfahlköpfe kann erst dann auftreten, wenn die in der Fuge zwischen Betonplatte und bestehendem Untergrund vorhandene Reibungskraft überwunden wird. Bei einem angenommenen Reibungswinkel von  $30^{\circ}$  ist für eine Bewegung über die gesamte Brückenlänge eine gleichmäßige Temperaturänderung von etwa  $5^{\circ}\text{C}$  erforderlich. Neben den Beanspruchungen der Bohrpfähle entstehen auch in der monolithischen Fahrbahnplatte Spannungen auf Grund der Temperaturschwankungen.

Wegen der gekrümmten Grundrissform wirken bereits durch gleichmäßige Temperaturänderungen „Querbiegemomente“ in der Stahlbetonplatte.

Der Einfluss des Schwindens war durch die Anordnung von vier Schwindgassen, die erst kurz vor dem Aufbringen der Brückenisolierung geschlossen wurden, sehr gering.

Außerdem ist das Tragwerk im Endzustand an der Unterseite zu etwa 2/3 erdberührt und auf der Oberseite mit einer Isolierung versehen, wodurch die der Außenluft ausgesetzte Fläche minimiert wird.

Im Zuge der Planung wurde versucht, durch umfangreiche Parameterstudien die Auswirkungen der wesentlichen Einflussfaktoren auf die Gesamtkonstruktion zu erfassen (Abb. 4).

		Einfluss von				
		Pfahlbettung	Nichtlineare Lagerung bergseits	Pfahlsteifigkeit	Plattensteifigkeit	Knoten Platte - Pfahl
Schnitt- größen	Pfahl	groß	vernachlässigbar	groß	vernachlässigbar	groß
	Platte	vernachlässigbar	vernachlässigbar	vernachlässigbar	groß	gering
Verfor- mung	Pfahl	gering	vernachlässigbar	gering	gering	gering
	Platte	vernachlässigbar	vernachlässigbar	vernachlässigbar	gering	vernachlässigbar

Abb. 4: Einflussparameter für Temperaturlastfall - qualitativ

### 3. Das Messprogramm

Um die Auswirkungen der Temperaturschwankungen auf die Gesamtkonstruktion – u.a. die zyklisch horizontale Beanspruchung der Großbohrpfähle - wirklichkeitsnah erfassen zu können, wurde ein umfangreiches Messprogramm ausgearbeitet und installiert. Dieses Programm umfasst:

- Inklinometermessungen zur Bestimmung der Pfahlbieglinie an den Brückenenden
- lokale Dehnungsmessungen mit faseroptischen Sensoren in drei maßgebenden Brückenquerschnitten
- Temperaturmessungen (Außenluft sowie in zwei Brückenquerschnitten)
- Präzisionspolygonzug zur Bestimmung der Längenänderung der Gesamtkonstruktion
- Höhennivellment an maßgebenden Punkten der Brückenränder
- Erfassung des Rissbildes der Fahrbahnplatte an den zugänglichen Bereichen

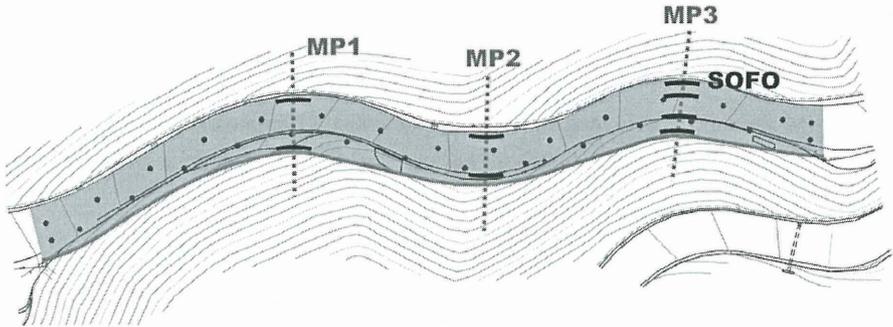


Abb. 5: Grundriss der 142 m langen Hangbrücke mit 30 Bohrpfählen (Kreise) und 8 faser-optischen SOFO-Sensoren

#### 4. Inklinometermessungen

Durch die jahreszeitlich bedingten Temperaturschwankungen und der damit verbundenen Längenänderung des Brückentragwerkes waren an den Randpfählen (oberes und unteres Ende der Brücke) die größten Pfahlkopfverschiebungen zu erwarten. Zur Erfassung der Biegelinie und der horizontalen Pfahlkopfverschiebung wurde im oberen und unteren Randpfahl je ein Inklinometerrohr eingebaut (Abb. 1).

Die im Rahmen des Messprogramms geforderte Messgenauigkeit der Inklinometermessungen sollte  $\pm 0,5$  mm (am Kopf des Inklinometers) betragen.

Die eingebauten Inklinometerrohre waren 8-Nut-Aluminium-Rohre der Bundes-Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg. Für Neigungsmessungen wurde eine Glözl-Analogsonde NMG 30/90 herangezogen. Aus früheren Untersuchungen zur Messgenauigkeit von Inklinometermessungen war bekannt, dass die Konstellation der verwendeten Sonde mit dem eingebauten Inklinometerrohrtyp eine hohe Messgenauigkeit erwarten lässt. Zur Sicherstellung der gestellten Anforderungen wurde die Nullmessung in dreifacher und sämtliche weitere Messungen in zweifacher Ausführung hergestellt. Damit war eine zusätzliche Kontrolle der Messgenauigkeit (bzw. der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse) sichergestellt. Ursprünglich war geplant, aus den doppelten Messungen durch Mittelwertbildung die weiteren Auswertungen durchzuführen. Auf Grund der erreichten hohen Messgenauigkeiten war dies jedoch nicht erforderlich.

Die „Nullmessung“ am fertiggestellten und in Betrieb genommenen Tragwerk wurde im November 2002 durchgeführt.

Weitere Folgemessungen erfolgten im Februar 2003, Juli 2003, Oktober 2003 sowie März 2004. Die Messzeitpunkte wurden jeweils in die Monate mit den niedrigsten (Februar), höchsten (Juli) und mittleren (November) zu erwartenden Temperaturverhältnissen im Brücktragwerk gelegt.

### Messergebnisse

Eine Übersicht über die gemessenen Verformungen im Inklinometerrohr 1 (bergseitig) ist in Abb. 6 zusammengestellt. Die +A-Richtung des bergseitigen Inklinometers weist parallel zur Straßenachse in Richtung des talseitigen Brückendes. In den Wintermonaten (Februar) wurde gegenüber der Nullmessung im November 2002 eine Verkürzung der Brücke und somit ein Verschieben des bergseitigen Pfahlkopfes in Richtung Brückenmitte von ca. 3 mm gemessen. In der Messung vom Sommer 2003 wurde eine Brückenverlängerung und somit eine Verschiebung des bergseitigen Pfahlkopfes von ca. 2 mm in die entgegengesetzte Richtung festgestellt (Abb. 7). In der Messung vom November 2003 wurde in etwa der Zustand der Nullmessung vom November 2002 gemessen.

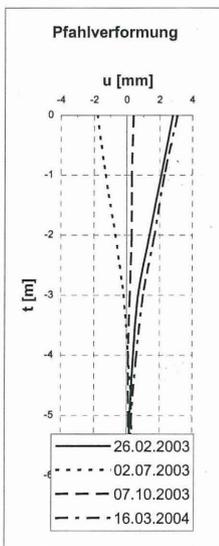


Abb. 6: Pfahlverformung bis  $t = 6$  m

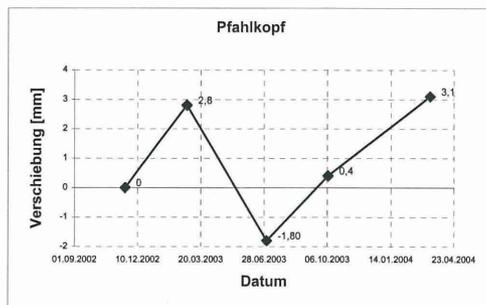


Abb. 7: Zeit-Verschiebungsdiagramm

Die maximale Verschiebungsdifferenz am Pfahlkopf kann zwischen Februar 2003 und Juli 2003 mit 0,46 cm abgelesen werden.

Die zeitliche Änderung der Pfahlkopfverschiebung ist in Abbildung 7 dargestellt. Die Ergebnisse am talseitigen Pfahl stimmen (mit entgegengesetzter Richtung) sehr gut mit jenen am bergseitigen Pfahl (Abb. 6 und 7) überein.

### **Berechnungen**

Aus den gemessenen Verformungen des Pfahles soll nun die realistische Biegebeanspruchung ermittelt und mit den im Zuge der Projektierung errechneten Werten verglichen werden.

Im amerikanischen Raum werden zur Berechnung der Lateraltragfähigkeit häufig tiefenabhängige Last-Verformungskurven (p-y curves) angewandt.

Als in der Praxis im deutschsprachigen Raum übliches Verfahren wird hier jedoch das Bettungsmodulverfahren eingesetzt, obwohl speziell über die Änderung des Bettungsmodules infolge zyklischer Wechselbeanspruchung wenig bekannt ist.

Am Modell des Einzelpfahles - unter Annahme einer gelenkigen Lagerung am Pfahlkopf infolge der konstruktiven Ausbildung - wird nun der Bettungsmodul so lange iteriert, bis die errechnete Biegelinie der 1. Folgemessung mit der gemessenen nahezu identisch ist.

Der Einfachheit halber wird das 2-Schichtmodell mit dem locker (bis mitteldicht) gelagerten Kies im Bereich der oberen ca. 4 m und den dicht gelagerten Kiesen ab 4 m Tiefe beibehalten.

Aus der durchgeführten Berechnung ergibt sich bei einem Bettungsmodul von  $k_s=15.000 \text{ KN/m}^3$  für die oberen 4 m des betrachteten Pfahles und  $k_s=500.000 \text{ KN/m}^3$  für die restlichen 4 m eine gute Übereinstimmung mit der gemessenen Biegelinie. Im Rahmen der Projektierung wurde für die Tragwerksberechnung mit horizontalen Bettungsmoduli von  $k_s=25.000 \text{ KN/m}^3$  für die oberen 4 m des betrachteten Pfahles und  $k_s=80.000 \text{ KN/m}^3$  für die restlichen 4 m gearbeitet. Werden der Rückrechnung diese Berechnungswerte zugrunde gelegt, ergibt sich keine zufrieden stellende Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Allgemein ist anzumerken, dass diese vereinfachte Form der Rückrechnung nur eine näherungsweise Ermittlung der Bettungszahlen erlaubt – da unter anderem schon durch die Vorgabe des 2-Schichtmodelles Einschränkungen erzwungen werden. Speziell der für die unteren 4 m rückgerechnete Wert von  $k_s=500.000 \text{ KN/m}^3$  scheint für die gegebenen Untergrundverhältnisse sehr hoch zu sein.

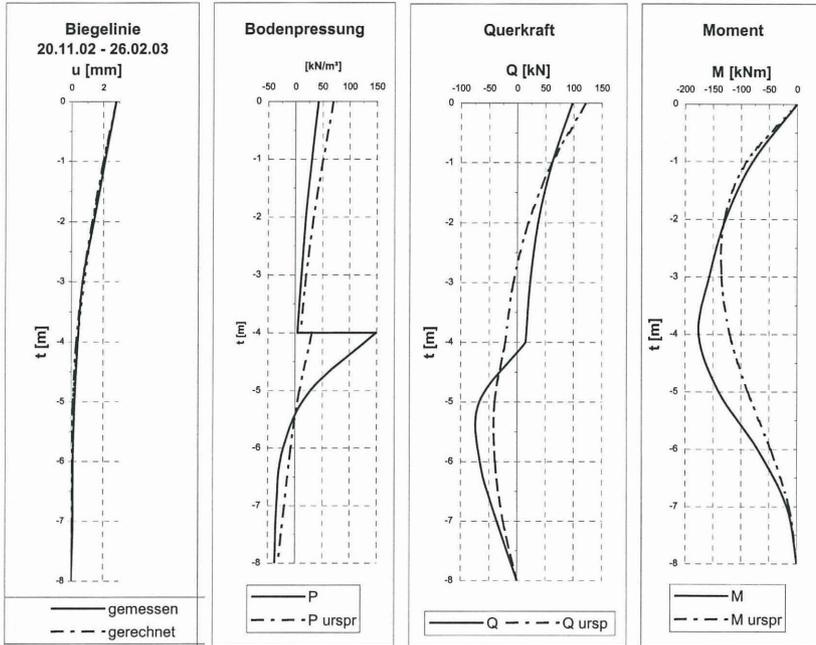


Abb. 8: Biegelinie - Beanspruchung

Wie weitere Berechnungen für die restlichen Folgemessungen zeigten, kann keine signifikante Änderung des rückgerechneten Bettungsmoduls infolge der Wechselbeanspruchung festgestellt werden. Dies ist sicherlich mit der überaus „geringen“ Verformung von ca. 4,5 mm zwischen Winter und Sommer begründet.

Dadurch sind auch die entstehenden Momente so klein, dass die zulässigen Zugspannungen im Pfahlquerschnitt nicht überschritten werden.

Das bedeutet, dass der Pfahl im ungerissenen Zustand 1 bleibt, und eine Änderung der Pfahlsteifigkeit bei der Rückrechnung der Beanspruchung nicht erforderlich ist.

Zum Vergleich zu den ursprünglichen Annahmen des Bettungsmoduls von 25.000 bzw. 80.000  $\text{KN/m}^3$  sind in Abb. 8 noch die für diese Werte errechneten Beanspruchungen aufgetragen.

## 5. Gesamtübersicht wesentlicher Messergebnisse

### Globales Verhalten

Um einen Überblick über das Verhalten der Gesamtkonstruktion zu gewinnen, sind in Abb. 9 wesentliche Messergebnisse zusammengestellt.

		Nov. 02 - Feb. 03	Feb. 03 - Juli 03	Juli 03 - Nov. 03	Nov. 02 - Juli 03
Temperaturdifferenz MP3 (gemittelt)		- 9,4°	+ 24,1°	- 15,7°	+ 14,7°
Längenänderung	$\Delta l$ [mm] (Inklinometer)	- 5,6 mm	+ 9,2 mm	- 4,4 mm	+ 3,6 mm
	$\Delta l$ [mm] (Polygonzug)	-	-	- 10,2 mm	+ 6,8 mm
	$\Delta l$ [mm] (rechnerisch)	- 7 bis - 11 mm	+ 17 bis + 29 mm	- 11 bis - 19 mm	+ 10 bis + 18 mm

Abb. 9: Messergebnisse MP3 / Gesamtkonstruktion

Auffallend ist, dass die rechnerische Gesamtausdehnung - trotz der angenommenen Schwankungsbreite des  $\alpha_T$ -Wertes - großteils deutlich größer ist als die tatsächlich gemessene.

Die Ursache des Unterschiedes zwischen der Längenänderung aus der Polygonzugmessung und der Inklinometermessung liegt möglicherweise in einer „Schlupfwirkung“ am Pfahlkopf (Abb. 10).

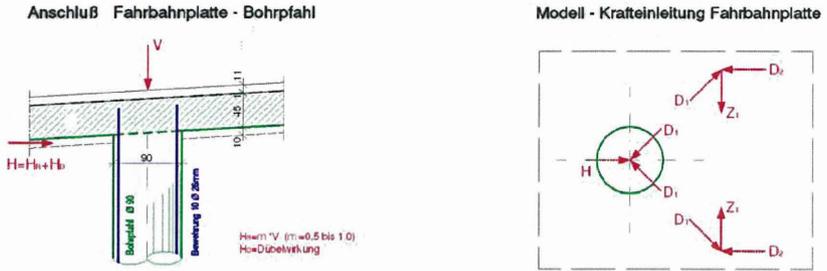


Abb. 10: Konstruktive Ausbildung Pfahlkopf / Betonplatte

### Lokale Dehnungsmessungen

Die faseroptischen Sensoren zeigen gegenüber der Nullmessung im November 2002 „Verkürzungen“. Deutlich ablesbar sind die „wechselnden Querbiegemomente“, die je nach Jahreszeit Zug- bzw. Druckbeanspruchung am talseitigen Brückenrand hervorrufen (Abb. 11 und Abb. 12). Die Langzeitstabilität – Messgenauigkeit bzw. Zuverlässigkeit – des gewählten Messsystems wird zurzeit untersucht.

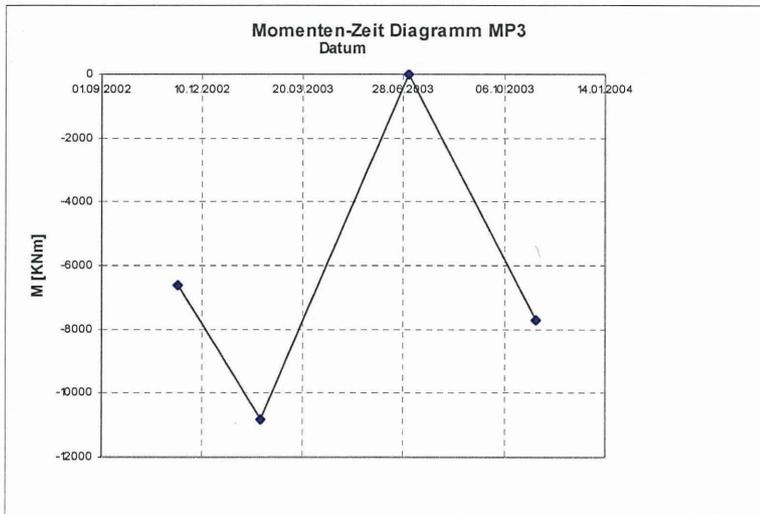


Abb. 11: Momentenverlauf im Messprofil 3

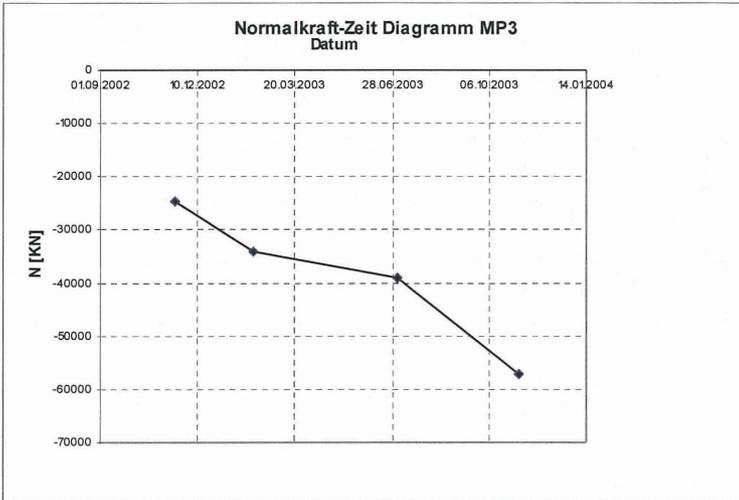


Abb. 12: Normalkraftverlauf im Messprofil 3

### Rissbild an der Fahrbahnplatte

Im April 2004 wurden an den zugänglichen Bereichen der Plattenunterseite über die Brückenlänge von 142 m zehn, im Juli 2004 zwölf Risse festgestellt, die etwa quer zur Fahrbahnrichtung verlaufen.

Die Rissbreite lag dabei zwischen 0,1 und 0,25 mm.

## 6. Zusammenfassung / Ausblick

Wie mit den umfangreichen Messungen nachgewiesen werden konnte, verhält sich das Bauwerk wesentlich „günstiger“ als ursprünglich erwartet.

Weder in den Bohrpfählen noch in der Fahrbahnplatte treten die rechnerisch prognostizierten Beanspruchungen auf.

Trotz der Gesamtlänge von 142 m kann selbst in den Randpfählen keine signifikante Änderung des Bettungsmoduls infolge der zyklischen horizontalen Beanspruchung festgestellt werden.

Auch scheint die völlige Vernachlässigung der Mantelreibung bei der Auslegung der Bohrpfähle nicht erforderlich zu sein.

Auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse kann der Schluss gezogen werden, dass die in ihrer Gesamtheit überaus ökologische und wirtschaftliche Konstruktion in Zukunft bis zu Längen von 300 bis 400 m problemlos ausgeführt werden kann. Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Ausbildung des Pfahlkopfanschlusses an die Fahrbahnplatte und auf die Gestaltung der Brückenenden zu legen.

Durch weitere Messungen an Tragwerken mit einer Länge von 300 bis 400 m könnten darüber hinaus wertvolle Aufschlüsse über das Tragverhalten integraler Konstruktionen und die Bemessung von zyklisch horizontal beanspruchten Großbohrpfählen gewonnen werden.

- [1] Schlaich J., Pötzl M., Beiche H., Ehrke E., Decker U.:  
Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ortsumfahrung Stuttgart-Vaihingen. Beton- und Stahlbetonbau 95, 200, Heft 11, S. 670-678.
- [2] Falkner H., Teutsch M., Klinkert H.:  
Fugenlose Stahlbetonplatten auf Pfahlgründungen. Forschungsarbeiten 1990-1994, Braunschweig (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz; H 109, S. 231-236).
- [3] Marte R.:  
Rückrechnung der Schnittgrößen und Belastung von horizontal beanspruchten Stahlbetonpfählen zur Sicherung von Hangrutschungen aus Verformungsmessungen. Gruppe Geotechnik Graz, Heft 2, 1998.
- [4] Högler H., Lienhart W.:  
Integrales Brückenbauwerk zur Straßenverbreiterung und erste Deformationsmessungen mit faseroptischen Sensoren. GESA-Symposium 2003. VDI-Berichte 1757.

**Autoren:** Dipl.-Ing. **H. Högler**  
Ingenieurbüro Eisner ZT GmbH  
Körösistraße 21  
A-8010 Graz  
++ 43 (0)316 / 681621-0  
++ 43 (0)316 / 672866  
hoegler@zteisner.at  
www.zteisner.at

Dipl.-Ing. Dr. tech. **R. Marte**  
Ingenieurgemeinschaft Dr. Dalmatiner – Dr. Garber  
Leechgasse 37  
A-8010 Graz  
++ 43 (0)316 / 381915-0  
++ 43 (0)316 / 381915-22  
office@garber-dalmatiner.at  
www.garber-dalmatiner.at

# Geotechnische Überwachung kritischer Bauzustände im Grubengebäude des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM)

R. Mauke, M. Mohlfeld, B. Stielow

## 1. Einleitung

Im Rahmen der Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) sind umfangreiche Verfüllmaßnahmen mit hydraulisch abbindendem Salzbeton im gesamten Grubengebäude durchzuführen. Da das Grubengebäude (Bild 1) eine sehr komplexe Struktur aufweist, lassen sich bei den geplanten Verfüllmaßnahmen kritische Bauzustände in einzelnen Tragelementen nicht gänzlich ausschließen. Zur Überwachung von notwendigen vorgezogenen Verfüllmaßnahmen im Zentralteil wurde ein umfangreiches Mess- und Überwachungsprogramm initiiert, wodurch sich in Anlehnung an die Beobachtungsmethode die lokale Standsicherheit und die erforderliche Arbeitssicherheit gewährleisten lassen. Durch die frühzeitige Anwendung eines leistungsfähigen dreidimensionalen Visualisierungsprogramms lassen sich die zahlreichen ständig auflaufenden Messergebnisse schnell zuordnen und die Interpretation wird entscheidend erleichtert und dadurch sicherer.

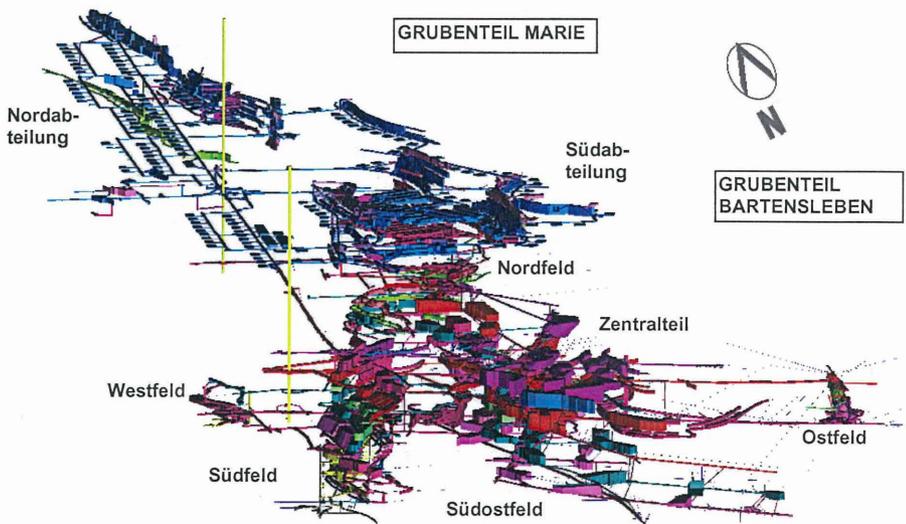
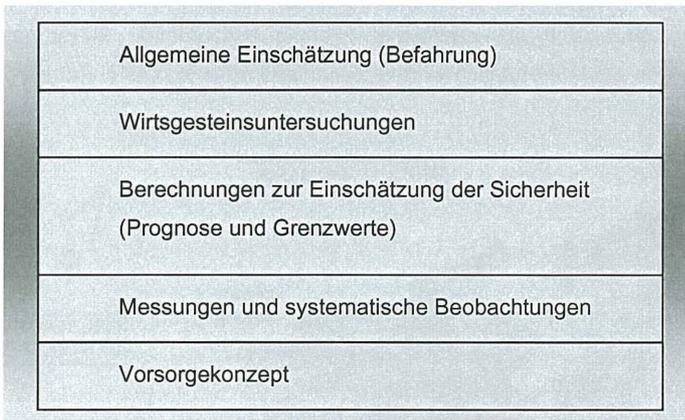


Bild 1: Gesamtansicht des ERAM

## 2. Nachweismethode

Im Zuge der Gewinnungsarbeiten wurden im Zentralteil des Grubengebäudes große Steinsalzabbau geschaffen, die zu einer intensiven Durchbauung dieses Bereiches geführt haben. Durch die lange Standzeit und die damit verbundenen geomechanischen Beanspruchungen der verbliebenen Tragelemente sowie der Barriere zum Deckgebirge treten lokale Schädigungen auf, die zu einem „Sicherheitsverzehr“ führen. Die Grubenbaue reichen teilweise bis auf ca. 80 m an den Salzspiegel heran. Zum Erhalt der Salzbarriere ist eine frühzeitige Stabilisierung der oberen Sohlen durch hochwertige Versatzmaßnahmen vorgesehen. Dazu werden zahlreiche Grubenbaue mit einem pumpfähigen, hydraulisch abbindenden Salzbeton verfüllt. Die Stützwirkung des Salzbetons im Zusammenwirken mit dem anstehenden Gebirge führt zu einer Verringerung von Deformationen und Spannungsumlagerungen. Die Standsicherheit und Integrität des Zentralteils wird dadurch gewährleistet.

Das hier verfolgte Nachweiskonzept basiert auf allgemein anerkannten geotechnischen Regelwerken [1, 2] und beinhaltet die folgenden wesentlichen Elemente:



## 3. Berechnungen zur Einschätzung der Sicherheit

Auf Grundlage von vorlaufenden thermomechanischen Untersuchungen wurde ein Verfüllkonzept entworfen, das die Beanspruchung einzelner Pfeiler und Schweben infolge Spannungen und Verformungen berücksichtigt. Die unter Berücksichtigung der Verfüllmaßnahmen und der dabei entstehenden Hydratationswärme durchgeführten thermomechanischen Standsicherheitsuntersuchungen erlauben eine Prognose für das zukünftige Ge-

birgsverhalten. Größtenteils wird eine ausreichende Standsicherheit für die einzelnen Tragelemente ausgewiesen. Ist die Ausweisung eines hinreichenden Sicherheitsniveaus auf Basis der allgemeinen Einschätzung, der Wirtsgesteinsuntersuchungen und der rechnerischen Nachweise nicht möglich, sind weitere technisch-organisatorische Maßnahmen (Beobachtungen, Vorsorgekonzept) zur Gewährleistung des Sicherheitsniveaus erforderlich. Gemäß der Beobachtungsmethode werden die hierbei als kritisch ausgewiesenen Tragelemente messtechnisch überwacht. Die Beobachtung des realen Gebirgsverhaltens und der Vergleich mit dem prognostizierten Verhalten sowie die Prüfung der Einhaltung von vorab festzulegenden Grenzwerten erlauben auch hier eine ausreichende Sicherheit nachzuweisen. Die Berechnungsmodelle basieren im ersten Schritt auf sinnvollen Annahmen. Sie werden durch die Berücksichtigung von aktuellen Messergebnissen regelmäßig kalibriert. Damit wird die Zuverlässigkeit der Prognosewerte erhöht.

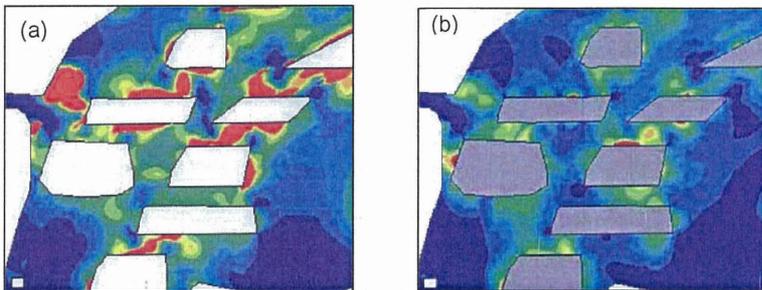


Bild 2: Dilatanzkriterium vor (a) und nach (b) der Verfüllung [3]

Im Bild 2 wird die Entwicklung des Dilatanzkriteriums vor (a) und nach (b) den geplanten Verfüllmaßnahmen der Stilllegung gezeigt. Die dabei erreichte Verbesserung der globalen Standsicherheit ist deutlich am Rückgang der aufgelockerten Bereiche (rot) zu erkennen.

#### 4. Messungen

##### Messkonzept

In besonders beanspruchten Pfeilern und Schweben wurden Messinstrumente zur Ermittlung der Verformungen und Spannungen im Gebirge installiert. Mit diesen Ergebnissen können zunächst die verwendeten Berechnungsmodelle kalibriert und anschließend genauere Kenntnisse über den Zustand des Gebirges erzielt werden. Durch die weitgehende Automatisierung von Messungen, Datenerfassung und Auswertung wird eine zeitnahe In-

teraktion zwischen Messen, Bewerten und Handeln ermöglicht. Unterstützt wird die Anwendung der Beobachtungsmethode durch eine automatische Alarmgebung. Bei Annäherung der Messdaten an noch festzulegende Grenzwerte können so zeitnah ggf. erforderliche Vorsorgemaßnahmen eingeleitet werden. Es wird angestrebt den Beginn von Bruchprozessen zu erkennen und im Idealfall den Zeitpunkt eines Versagensereignis zu extrapolieren.

### Messsysteme

<b>Deformationsmessungen</b>	<b>Extensometer (20)</b> Überwachung der Verformungen zur Bestimmung von Dehnungen und Stauchungen in ausgewählten Schweben und Pfeilern
	<b>Konvergenzmessquerschnitte (17)</b> Erfassung der Konvergenzverformungen zwischen freien Oberflächen an repräsentativen Querschnitten
	<b>Fissurometer (2)</b> Beobachtung von Verschiebungen entlang von Trennflächen bzw. Rissen an der Hohlraumkontur
	<b>Lageänderungsmessungen (4)</b> abschnittsweise Erfassung von Stauchungen, Dehnungen und Auflockerungen sowie von Neigungsänderungen entlang vorgegebener Messlinien
<b>Spannungsmessungen</b>	<b>Hydro-Frac-Messungen (13)</b> Bestimmung des Betrags und der Richtung der kleinsten Hauptspannung
	<b>Spannungsmonitorstationen (13)</b> Beobachtung von thermisch induzierten Spannungsänderungen durch die Verfüllung und den langfristigen Spannungumlagerungen beim Abtrag der aus dem Gebirgsdruck resultierenden Lasten
	<b>Versatzdruckkissen (ca. 60)</b> Überwachung der Lastaufnahme zur Kontrolle des Verfüll- und Hydratationsvorgangs
<b>Temperaturmessungen</b> im Gebirge, in den Abbauen bzw. im Versatz zur Beurteilung der thermischen Beanspruchungen durch die Verfüllung und der Temperaturkalibrierung der Messsysteme	

## 5. Vorsorgekonzept

Grenzwerte sollen mit Hilfe der kalibrierten Berechnungsmodelle und der Übertragung eines Extrapolationsverfahrens [4] bestimmt werden. Bei Überschreitung von Grenzwerten müssen ggf. Vorsorgemaßnahmen ergriffen werden. Zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit werden die Einwirkungsbereiche generell gesperrt. Weitere Vorsorgemaßnahmen (z.B. Pfeileranschüttungen, Ankerungen usw.) können ein Fortschreiten von zu großen Verformungen verhindern.

## 6. Visualisierung und Management der geotechnischen Daten

Schon bei der Planung eines solchen Überwachungsprogramms lassen sich im Bergbau dreidimensionale Visualisierungsmethoden sehr gut einsetzen. Häufig existieren nur Schnitte bzw. Grundrisse mit in die Ebene projizierten Bohrlochverläufen, so dass die räumliche Vorstellung bzw. Einordnung verloren geht. Beim ERAM lagen umfangreiche Kenntnisse zum Hohlraumvolumen und auch zu dessen Geometrie (teilweise auch geschnittene Abbaue) in Form einer Datenbank und eines 3D-CAD-Modells bereits vor.

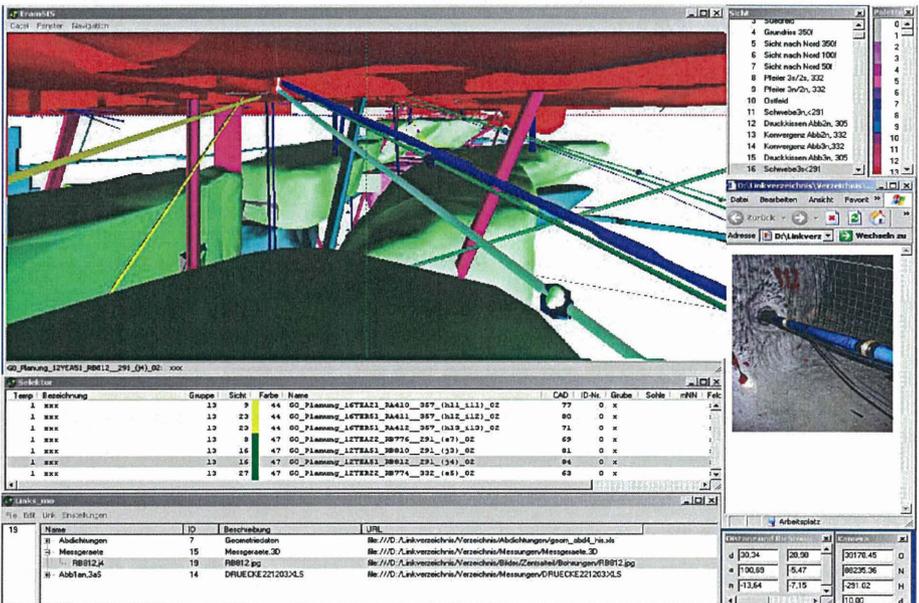


Bild 3: Preprozessor mit Selektortabelle, zugehöriger 3D-Ansicht und verlinkten Zusatzinformationen – Einbau der Messgeräte

Es ist gelungen, durch die Verwendung eines Preprozessors [5], der ähnlich einer EXCEL-Tabelle aufgebaut ist, und der Verknüpfung mit einem leistungsfähigen Visualisierungsprogramm die Datenmengen zu verarbeiten.

Jeder Benutzer kann mit dem Preprozessor die für ihn wesentlichen Daten individuell zusammenstellen. Dadurch wird die Übersichtlichkeit gesteigert und die Datenmenge reduziert. Die Filterung der gewünschten Informationen ist einfach und schnell. Die 3D-Ansicht der gefilterten Informationen kann an üblichen PC's betrachtet werden.

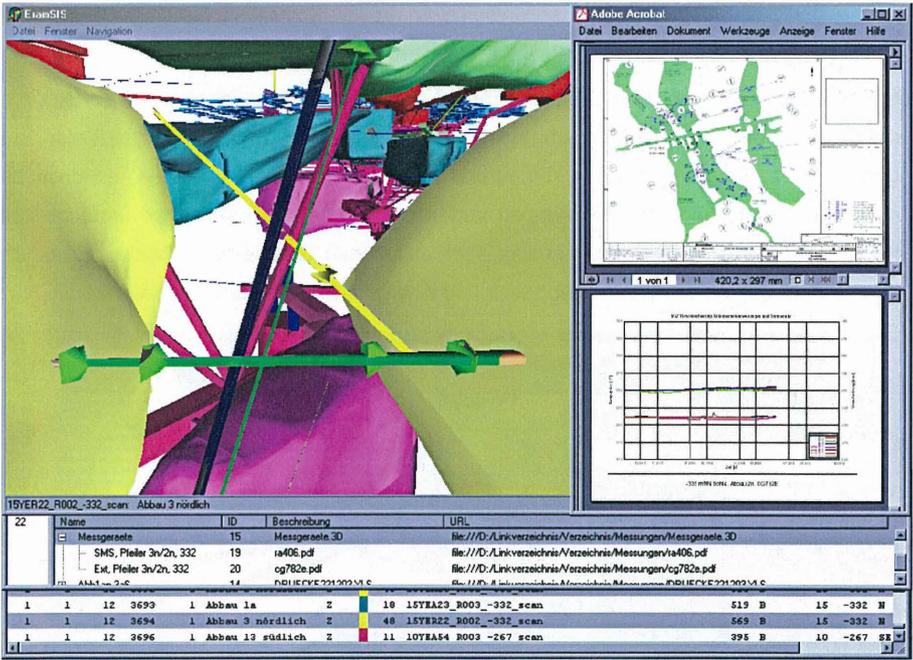


Bild 4: 3D-Ansicht mit Messgeräten und verlinkten Messdaten

Wesentlich für die geplante Nachweisführung ist die Verlinkung des visualisierten Grubengebäudes mit den aktuellen Messdaten (Bild 4). Dadurch ist eine zeitnahe geomechanische Interpretation der Messwerte und die permanente Überwachung zwischen Messdaten und Prognosewerten gewährleistet. Bei Annäherung an die im Vorfeld ermittelten Grenzwerte erfolgt eine automatische Alarmmeldung, wenn z.B. 80% des Grenzwertes erreicht wurden. Dadurch kann frühzeitig erkannt werden, in welchen Bereichen der Grube eventuell Vorsorgemaßnahmen zu ergreifen sind.

Durch die Verknüpfung aller Informationsquellen im leistungsfähigen ERAM-SIS (Spatial Information System) ist somit ein Werkzeug entstanden, dass einem breiten Anwenderspektrum zugänglich gemacht werden kann. Es fördert den interdisziplinäre Informationsaustausch und hilft Verständnisschwierigkeiten zu minimieren.

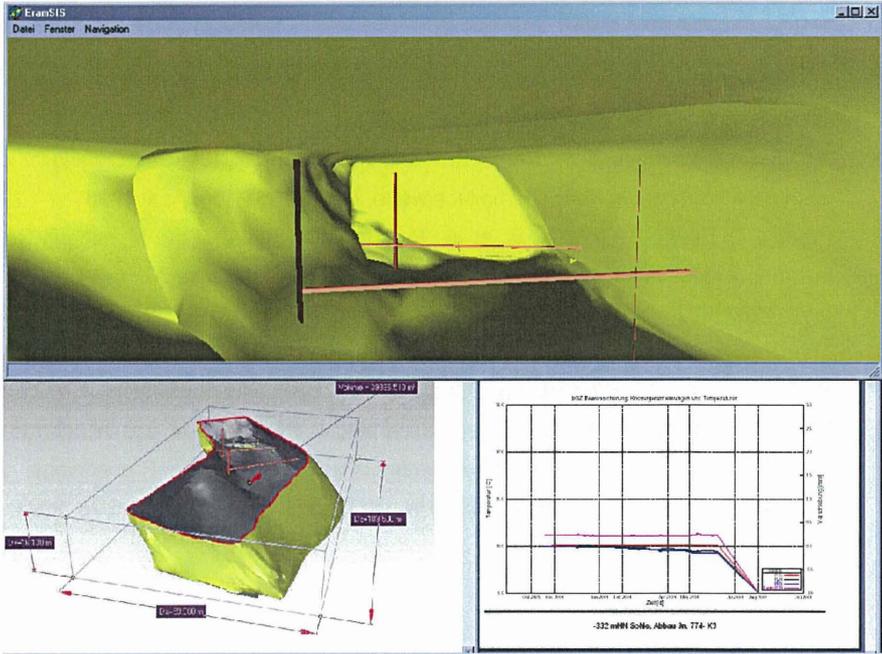


Bild 5: Blick in einen Abbau mit Konvergenzmessungen und verlinkten zugehörigen Messwertediagramm

## 7. Zusammenfassung

Bei dem hier betrachteten Grubengebäude handelt es sich um ein sehr komplexes Hohlraumsystem, dass zur Wahrung der langfristigen Standsicherheit verfüllt wird. Umfangreiche thermomechanische Untersuchungen haben gezeigt, dass sich während der geplanten Verfüllmaßnahme in einigen Tragelementen kritische Bauzustände nicht gänzlich ausschließen lassen. Unter Berücksichtigung dieser Erkenntnis wurde auf Grundlage der Beobachtungsmethode ein umfassendes geotechnisches Messprogramm entworfen, mit dessen Hilfe die kritischen Pfeiler und Schweben geotechnisch überwacht werden und bei Bedarf, d. h. beim Überschreiten von vorher festgelegten Grenzwerten, geeignete Vorsorgemaßnahmen eingeleitet werden können. Sinnvoll unterstützt wird diese Vorgehensweise

durch die Verwendung eines leistungsfähigen Visualisierungsprogramms, das eine zügige und dennoch sichere Interpretation der zahlreichen Messergebnisse ermöglicht.

### **Literaturhinweise**

- [1] Eurocode 7, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, T. 1; Allgemeine Regeln, DIN V, ENV 1997-1, April 1996
- [2] Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte, DIN V 1054-100, April 1996
- [3] Preuss, J.; Eilers, G.; Mauke, R. et al.: Post Closure Safety of the Morsleben Repository, Proceedings, Waste Management Conference, Tucson, AZ, USA, February 24-28, 2002
- [4] The Current Bases for Roof Fall Prediction at WIPP and a Preliminary Prediction for SPDV Room 2, DOE/WIPP 93-033, Carlsbad, NM, USA, Oktober 1993
- [5] Heller, M., Mauke, R., Mohlfeld, M. and Skryppek, J.: ERAM-SIS: A spatial information system for visualization and management of geotechnical data, Proceedings, International Conference on Radioactive Waste Disposal, Berlin, April 26-28, 2004

Dipl.-Ing. Ralf Mauke  
Bundesamt für Strahlenschutz (BfS)  
Postfach 10 01 49  
38201 Salzgitter

Dipl.-Ing. Matthias Mohlfeld  
Dipl.-Ing. Beatrix Stielow  
Zerna, Köpper & Partner, Ingenieurgesellschaft für Bautechnik (ZKP)  
Industriestr. 27  
44892 Bochum

# MESSTECHNISCHE ÜBERWACHUNG EINES BAHNDAMMES AUF EINER GEOKUNSTSTOFFBEWEHRTEN TRAGSCHICHT ÜBER HSP- PFÄHLEN

Florian Bussert, Norbert Meyer, Andre P. de Lange, Martin de Kant

## 1. Projektübersicht

Zum Anschluss des neuen Vorstadtbezirkes Carnisselande (Gemeinde Barendrecht) an das Nahverkehrsnetz von Rotterdam wird derzeit die sogenannte „Carnisselandelijn“ erstellt. Der Anschluss an das bestehende Verkehrsnetz quert hierbei die A15 (Barendrecht – Rotterdam) und erfordert die Errichtung einer Vierfeldbrücke sowie der anschließenden Dammbauwerke. Der bis zu 8,5 m hohe und ca. 40 m breite nördliche Damm muss auf einer Länge von ca. 350 m auf der für die Region typischen 10–20 m mächtigen tonig-torfigen holozänen Ablagerungen gegründet werden.



**Abb. 1:** Dammsicht während Bauausführung

Um die Setzungen des Bahndammes, die Unterhaltungskosten sowie die Bauzeit soweit wie möglich zu minimieren, konnten aufgrund der projektspezifischen Randbedingungen keine konventionellen Maßnahmen zur Kosten- und Setzungsreduzierung (Überschüttung, Vertikaldrains) ausgeführt werden. Zur Gewährleistung der behördlichen Auflagen (keine Beeinflussung des Grundwasserspiegels, Schutz der Erholungsflächen, kurzfristige Inbe-

triebnahme der Trasse) wurde vom Bauunternehmen Voorbij Funderingstechniek BV in Zusammenarbeit mit dem geotechnischen Ingenieurbüro CRUX Engineering b.v. ein System aus Voton HSP- Pfählen (Hochgeschwindigkeitspfählen) und einem darüber liegenden geokunststoffbewehrtem Erdkörper (Geogittermatratze) geplant und erstellt. Für die Gründung des Dammes wurden insgesamt 8.000 Pfähle in einem Raster von 0,8 m bis 1,6 m erstellt. Zur Überbrückung des wenig tragfähigen Bodens zwischen den Pfählen wurde eine dreilagige Geogitterbewehrung verwendet. Da die Trag- und Dauerhaftigkeit der Kombination von HSP-Pfählen (vertikale Tragglieder) und geokunststoffbewehrtem Verbundkörper bisher nicht ausreichend bekannt ist, wurde ein umfangreiches Messsystem installiert.

## 2. Baugrundverhältnisse/ Gründungsausführung

Der Baugrund besteht aus der für küstennahe Regionen typische Abfolge gering tragfähiger toniger und torfiger Ablagerungen mit zwischengelagerten Sandschichten unterschiedlicher Tragfähigkeit und Mächtigkeit. Aufgrund lokaler Inhomogenitäten können sich die Tragfähigkeiten sprunghaft innerhalb kleinster Bereiche ändern.

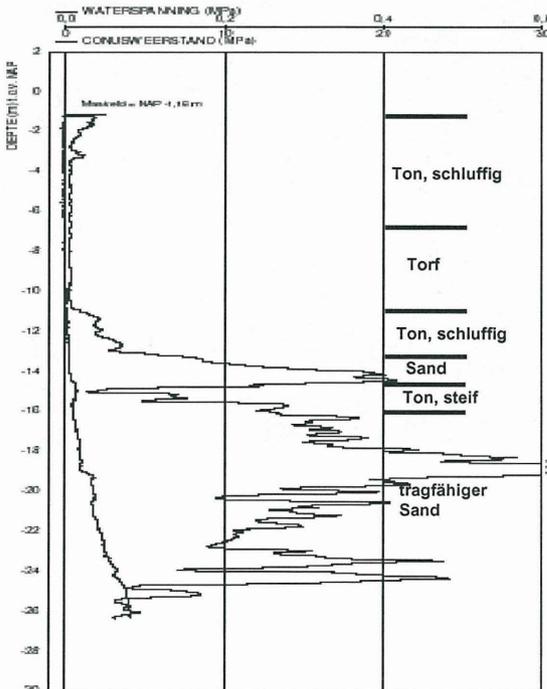


Abb. 2: Ergebnis CPT- Sondierung im Dammbereich

Durch zahlreiche CPT- Sondierungen konnte die Tragfähigkeit des Untergrundes ausreichend genau beschrieben werden; zusätzlich wird während der Pfahlinstallation der Eindringwiderstand jedes einzelnen Pfahles gemessen und die Pfahllänge individuell angepasst. Die tragfähige pleistozäne Sandschicht, in der die meisten Bauwerke der Umgebung gegründet sind, liegt im Bereich des Dammes ca. 16 m unter Geländeoberfläche, was für Rotterdamer Verhältnisse relativ tief ist (siehe Abb.2).

Zur Problematik der lokal wechselnden Tragfähigkeiten kamen noch die projektspezifischen Randbedingungen dazu. Der sehr hoch liegende Grundwasserspiegel durfte nicht beeinträchtigt werden, Quellwasser war in der Bemessung zu berücksichtigen und zur Reduzierung des Eingriffes in die Natur sollte der Damm möglichst schmal ausgebildet werden. In enger Zusammenarbeit von Voorbij, CRUX und dem Auftraggeber wurde daher ein flexibles Gründungssystem entworfen, dass lokal an die Tragfähigkeit des Untergrundes angepasst werden kann, geringe Setzungsdifferenzen bauwerksverträglich überbrückt und zu einer minimalen Beeinträchtigung des Naherholungsbereiches führt.

### 3. Gründungskonzept

#### 3.1 Tragsystem Geokunststoffbewehrter Bahndamm auf Pfählen

Als Gründungssystem wurde ein bewehrter Verbundkörper aus Geokunststoffen und Erdstoff (Gründungsmatratze) gewählt, der auf Pfählen aufgelagert wird (Abb. 3).

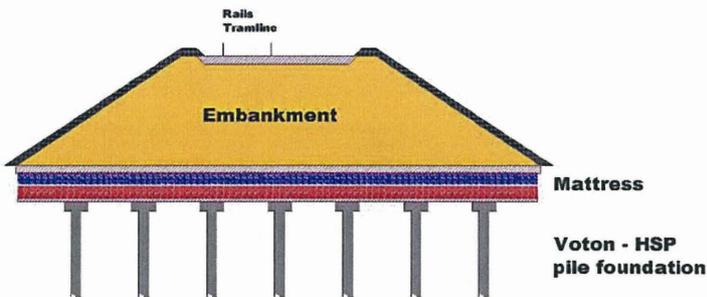


Abb. 3: Geokunststoffbewehrter Bahndamm auf Pfählen

Mit dem bewehrten Erdkörper soll die Einleitung der Lasten durch Lastumverteilung innerhalb des bewehrten Erdkörpers auf die Pfähle sichergestellt und Durchstanzeffekte vermieden werden. Die Bewehrung „überbrückt“ durch eine Membranwirkung den wenig tragfähigen Boden zwischen den Pfählen, der je nach den Steifigkeitsverhältnissen zwischen

dem bewehrten Erdkörper und den Pfählen infolge Gewölbewirkung teilweise entlastet wird (Abb. 4a).

Die Bewehrung wird von der infolge der Gewölbewirkung reduzierten senkrechten Auflast zwischen den Pfählen belastet und durch den Reaktionsdruck des Bodens unterhalb der Bewehrung entlastet (Abb. 4b). Zwischen dem Durchhang der Bewehrung und dem Reaktionsdruck besteht eine Wechselbeziehung, die vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit der Bewehrung und der Bettungssteifigkeit des Bodens abhängt.

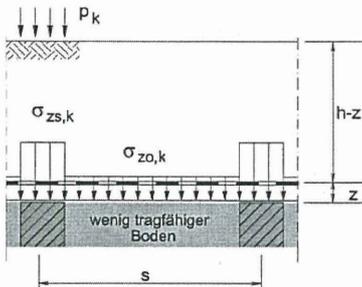


Abb. 4a: Spannungsumlagerung in der Aufstandsebene infolge Gewölbewirkung

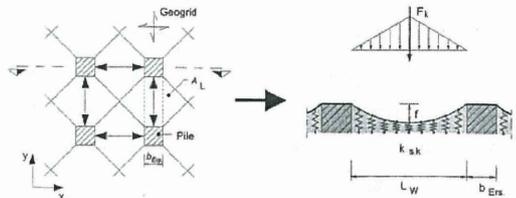


Abb. 4b: Lastabtrag und vereinfachtes 2D Tragverhalten (Zaeske, 2001)

In den Böschungsbereichen der Dämme entstehen infolge der fehlenden seitlichen Stützung des bewehrten Erdkörpers Horizontalkräfte (Spreizkräfte) in der Aufstandsebene. Diese Spreizkräfte müssen ebenfalls von der Geokunststoffbewehrung aufgenommen werden (Abb. 5).

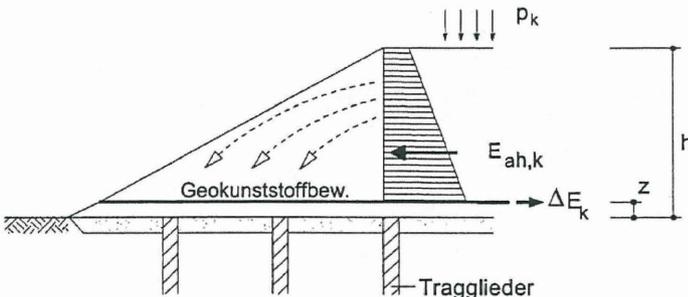


Abb. 5: Zusätzliche Beanspruchungen in der Geokunststoffbewehrung im Böschungsbereich von Dämmen

Die Berechnung des bewehrten Erdkörpers erfolgt derzeit i.d.R. mit numerischen Methoden (FEM) oder nach dem British Standard BS 8006. Demnächst erscheint hierzu auch die deutsche Empfehlung 6.9 der EBGEO (siehe KEMPFERT et al., 2004).

### **3.2 Berechnungsergebnisse**

Die Berechnung wurde für ein Gründungssystem mit 3 Geogitterlagen mit einer Dehnsteifigkeit von je  $EA = 2.000 \text{ kN/m}$  durchgeführt. Für die Pfähle wurde ein Abstand bis zu 1,6 m gewählt.

Die numerischen Berechnungen von CRUX Engineering mit PLAXIS ergaben eine summarische Zugkraft in den Geokunststoffen von max.  $25 \text{ kN/m}$  (obere und untere Lage  $9 \text{ kN/m}$ , mittlere Lage  $7 \text{ kN/m}$ ) infolge des Durchhanges und der Spannungsumlagerungen in der Aufstandsebene. Die Berechnung nach BS 8006 ergab eine höhere Gesamtzugkraft von  $90 \text{ kN/m}$ .

Bei den Horizontalkräften infolge der Spreizspannung ergaben sich maximale Zugkräfte von  $3 \times 25 = 75 \text{ kN/m}$  in den drei Geokunststoffbewehrungslagen. Die Berechnung nach BS 8006 ergab auch hier eine höhere Gesamtzugkraft von  $231 \text{ kN/m}$ .

### **3.3 Ausführungsdetails**

Zur Ausführung kamen 3 einaxiale Geogitter ENKAGRID PRO 180 mit einer Kurzzeitfestigkeit von  $180 \text{ kN/m}$ . Die anzusetzende Langzeitfestigkeit bei 120 Jahren und einer Dehnungsbegrenzung auf 5% beträgt  $48 \text{ kN/m}$  in Längsrichtung und  $11 \text{ kN/m}$  in Querrichtung. Die Geogitter wurden in einem horizontalen Abstand von  $0,2 \text{ m}$  verlegt. Die untere und obere Lage wurde quer zum Damm, die mittlere Lage in Dammlängsrichtung verlegt.

Als Dammschüttmaterial wurden Sande verwendet.

Als Pfähle wurden 7.500 HSP-Pfähle mit einem Durchmesser von  $180 \text{ mm}$  und 500 Pfähle mit einem Durchmesser von  $273 \text{ mm}$  ausgeführt. Die Pfahlkopfvergrößerung betrug  $0,3$  bzw.  $0,5 \text{ m}$ . Die Pfähle wurden in einem Rechteckraster mit Pfahlabständen von  $0,8$  bis  $1,6 \text{ m}$  und einer mittleren Länge von  $16 \text{ m}$  erstellt. Die Tragfähigkeit der Pfähle betrug max.  $200 \text{ kN}$  und wurde durch Probelastungen nachgewiesen.

## **4. Herstellung des Gründungssystems**

Zur Installation eines HSP- Pfahles wird ein doppelwandiges Rohr mit einem Durchmesser von  $170 \text{ mm}$  durch einen Hochfrequenzrüttler in den Untergrund eingebracht. Sobald die vorgegebene Tiefe oder die tragfähige Schicht erreicht wird, wird das mit einer Betonpumpe verbundenen Mantelrohr gezogen und der Hohlraum durch einen gleichmäßigen Betondruck verfüllt (Abb. 6). Nach Erreichen der Geländeoberkante wird das Rohr automatisch verschlossen, und ein Bewehrungskorb als Verbindungsdübel eingebracht und anschließend der Pfahlkopf mit einem Durchmesser von bis zu  $0,6 \text{ m}$  nachträglich betoniert. Damit die Horizontalbelastung der Pfähle durch die Spreizkräfte des Dammes aufgrund der ex-

trem geringen Tragfähigkeit des Untergrundes nicht zu einem Versagen führt, wurden diese mit Stahlfasern bewehrt.

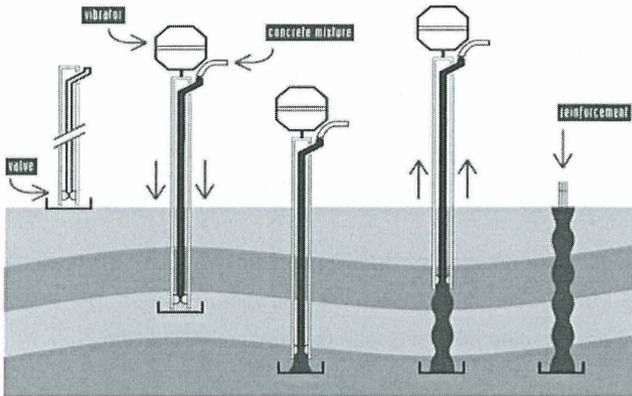


Abb. 6: Installationsprinzip eines HSP- Pfahls

Nach Abbinden der Pfahlköpfe wurde eine Sandschicht mit einer Mächtigkeit von 10 cm aufgebracht, auf der die erste Lage des Geogitters aufgelegt wurde. Diese wurde in der Umschlagtechnik eingebaut und ermöglicht somit die Aufnahme der Zugkräfte in den Boden. Darüber wurden Steinschüttungen und die anderen beiden Geogitterlagen längs und quer zur Dammrichtung aufgebracht.

Da die Tragfähigkeit der Pfähle nicht direkt aus den Eindringwiderständen abgeleitet werden kann, wurden zur Gewährleistung ausreichender Tragfähigkeit in den Bereichen mit geringem Eindringwiderstand Pfahlprobelastungen durchgeführt; diese bestätigten die Bemessungswerte der Pfahltragfähigkeit von bis zu 200 kN.

Durch die Herstellungsgeschwindigkeit der HSP- Pfähle (bis zu 250 Pfähle/ Tag) konnten die 8.000 Pfähle mit einer mittleren Länge von 16,5 m sowie der vollständige Dammkörper innerhalb weniger Monate termingerecht erstellt werden.

## 5. Messung der Pfahl- und Geogitterkräfte

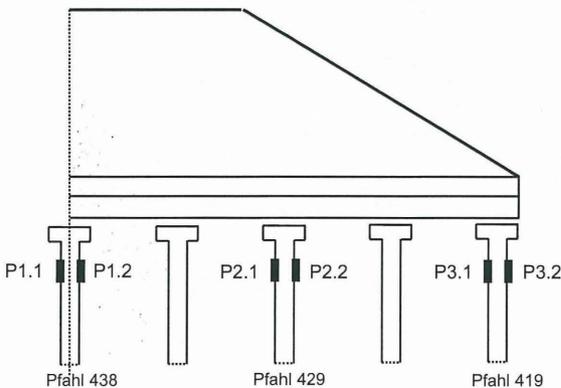
### 5.1 Zielstellung, Positionierung und Einbau der Messgeber

Da die gewählte Konstruktion in Verbindung mit den HSP- Pfählen keine Regelkonstruktion darstellt, die Randbedingungen des Bauvorhabens jedoch eine hohe Dauerhaftigkeit fordern, wurde ein umfangreiches Messsystem installiert, um die Bodenverformungen (ho-

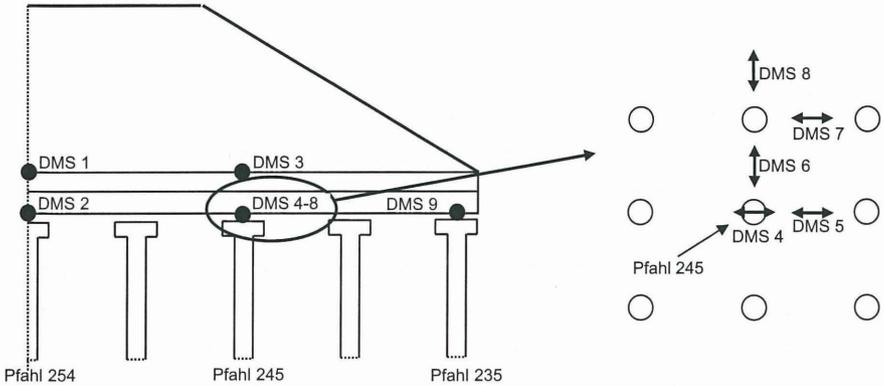
rizontal und vertikal), Porenwasserdrücke, Pfahl- und Geokunststoffkräfte während der Bauzeit und des Betriebes des Bahndammes zu erfassen.

Die Ergebnisse der Geokunststoffdehnungen und Pfahlkräfte werden hier genauer vorgestellt, da diese komplexe Interaktion bisher nicht ausreichend bekannt ist, und besonders mögliche Biegemomente in den Pfählen kritische Belastungszustände hervorrufen können.

Aufgrund des setzungsempfindlichen Untergrundes wurde eine dauerhafte Messeinrichtung gefordert, die die kontinuierliche Messung und damit die Erfassung der Interaktion von Tragwerk und Baugrund gewährleistet. Zur Überwachung der auftretenden Geokunststoffdehnungen sowie der Lastverteilung des Dammes auf die Pfähle wurde ein Messquerschnitt angeordnet. Drei Pfähle wurden mit paarweise angeordneten Schwingsaiten-Dehnungsmessstellen bestückt, um Biegemomente in Dammquerrichtung zu erfassen. Die Dehnungen der Geokunststoffe wurden an neun Punkten mittels Dehnungsmessstreifen in zwei Höhenlagen gemessen. Die Dehnungsmessgeber wurden sowohl über den Pfahlköpfen als auch im Bereich zwischen den Pfählen sowie in Dammlängs- und Dammquerrichtung angeordnet, um Aussagen über das räumliche Lastabtragsverhalten zu bekommen. Die messtechnische Ausstattung für die Messung die Pfahlkraftmessungen ist in Abbildung 7, die Positionierung der Messgeber für die Geokunststoffdehnungen in Abbildung 8 dargestellt. Aufgrund der Heterogenität des Untergrundes wurde für den Messquerschnitt der Bereich mit geringen Tragfähigkeiten des Untergrundes bei gleichzeitig hohen Bauwerkslasten ausgewählt, und erfolgte daher auf der westlichen Seite des nördlichen Dammes.



**Abb. 7: Schematische Darstellung der Messpunkte der Pfahlkräfte**



**Abb. 8: Schematische Darstellung der Messpunkte der Geokunststoffdehnungen**

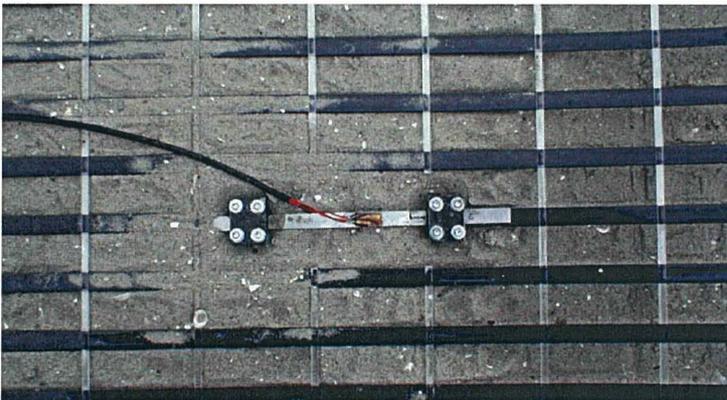
Aufgrund der Konstruktionsweise der HSP- Pfähle wurden die Pfahldehnungsmessgeber an die Bewehrungskörbe vormontiert und anschließend nach Erstellung des Pfahles in den noch frischen Beton eingedrückt (Abbildung 9).



**Abb. 9: Einbringen des Bewehrungskorbes eines instrumentierten Pfahls**

Eine direkte Applizierung von Dehnungsmessstreifen auf den Geokunststoffen ist nur begrenzt möglich, da die Klebeverbindung nach sehr geringen Dehnungen versagt (Meyer et al., 2003). Zusätzlich weisen die Geokunststoffe viskoses Verhalten auf, sodass aus der gemessenen Dehnung des Dehnungsmessstreifens nicht auf die im Gitter vorhandene Kraft geschlossen werden kann. Zur Messung der Zugkräfte und Biegungen der Geokunststoffe können daher nur zusätzlich applizierte Messinstrumente aus Materialien mit bekannten Spannungs- Dehnungsverhalten verwendet werden, die eine möglichst geringe Beeinflussung des Spannungs- Dehnungsverhalten der Geokunststoffe zur Folge haben. Hierfür wurden am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal ein Dehnungsmessstreifen auf jeder Seite eines 0,1mm starken Federstahls appliziert. Durch die Dicke des Federstahles kann die Dehnsteifigkeit des Stahles der Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes angenähert werden. Damit wird die Beeinflussung des Spannungs- Dehnungsverhaltens des Geokunststoffes durch das Messinstrument minimiert, und die gemessenen Kräfte im Federstahl entsprechen den Kräften im Geokunststoff. Der Federstahl wird über zwei massive Stahlblöcke mit dem Geogitter verschraubt und zusätzlich mittels Klebeverbindung gesichert. Dadurch kann ausgeschlossen werden, dass sich die Schraubverbindung bei eintretender Korrosion löst, und kein vollständiger Verbund zwischen Federstahl und Geokunststoff gegeben ist.

Abbildung 10 zeigt eine Dehnungsmessstelle bevor diese vor mechanischer Beschädigung geschützt und abgedeckt wurde. Die Dauerhaftigkeit der Konstruktion ist weit über den Beobachtungszeitraum hinaus gesichert; bis heute funktionieren alle Pfahl- und Geo-



**Abb. 10: Geokunststoffdehnungsmessstelle nach Installation vor Installation des mechanischen Schutzes**

kunststoffdehnungen einwandfrei.

## 5.2 Darstellung und Auswertung der Messergebnisse

Aufgrund der erforderlichen hohen Qualität der Messdaten, wurde darauf geachtet, dass im Messquerschnitt nach der Pfahlherstellung die gemessenen Dehnungen nicht vom Abbindeprozess des Betons überlagert sind. Es wurde eine Zeitspanne von ca. 2 Monaten eingeplant, in denen der Beton vollständig abbinden kann, und die Messwerte der Pfahldehnungsgeber daher vom Abbindeprozess unbeeinflusst sind.

Die kontinuierlich aufgezeichneten Messwerte zeigen die Richtigkeit der Annahmen, und verlaufen in den letzten Wochen vor Beginn der Dammschüttung nahezu horizontal. Der Beginn der Dammschüttung konnte daher als Nullpunkt gesetzt werden.

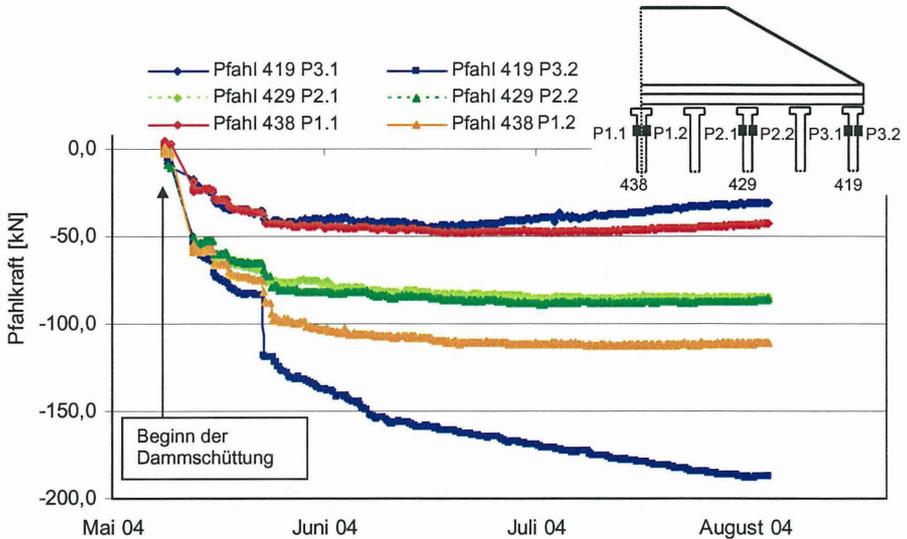


Abb. 11: Messergebnisse der Pfahlkräfte

Die Dammschüttung wurde in mehreren Lagen innerhalb weniger Tage bis ca.  $\frac{3}{4}$  der Dammhöhe von 8,5 m geschüttet. Nach einer kurzen Konsolidierungsphase wurde anschließend der restliche Teil des Dammes erstellt. Diese Schüttabschnitte führen jeweils zu einem Anstieg der Pfahlkräfte und bei den Pfählen in Dammmitte und an der Außenseite zu Biegemomenten. Während dies an der Dammaußenseite auf eine Horizontalbelastung des Pfahles schließen lässt, da die Biegemomente auch nach Beendigung der Schüttung weiter zunehmen, kann das Biegemoment in Dammmitte nur durch die Installation (schräges Eindrücken) erklärt werden, zumal hier nach Beendigung der Schüttung kein weiteres Biegemoment auftritt.

Der Sprung in den Messwerten des Außenpfahles 419 kann nicht mechanisch erklärt werden. Er stellt aber einen für Schwingsaiten-Messgeber des Öffterens zu beobachtenden Sprung dar, der in der Regel durch einfache Anpassung der Folgewerte eliminiert werden kann. Die Pfahlkräfte entsprechen dem Überlagerungsdruck sodass die lastverteilende Wirkung der Geokunststoffe die Vorstellungen bestätigte. Seit Beendigung der Dammschüttung sind nur geringe Veränderungen der Pfahlkräfte aufgetreten, die durch Schwankungen des Wasserspiegels zu erklären sind. Die Tragfähigkeit der Pfähle und damit die Standsicherheit des Dammes wurden für alle Bauphasen nachgewiesen und führten nicht zu kritischen Zuständen.

Die Geokunststoffdehnungen zeigen naturgemäß kein so eindeutiges, von der Auflast abhängiges Lastabtragsverhalten. Aufgrund der vielfältigen Randbedingungen sind die Messergebnisse deutlich heterogener. Bedingt durch das dreidimensionale Tragverhalten der Geokunststoffe im Untergrund, die Abhängigkeit der eingetragenen Dehnungen von der Verdichtungsenergie, der Untergrundsteifigkeit sowie des verwendeten Bodenmaterials ergeben sich selbst bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen variierende Messergebnisse. Wie schon von anderen Messergebnissen bekannt, steigen die Dehnungen sofort nach der Verdichtung der überlagernden Bodenschicht stark an. Nach Fertigstellung der Geogittermatratze wurde ca. 2 Wochen keine weitere Belastung aufgebracht. Daher gleichen sich die Messwerte in einer Ebene in etwa an: größere Kräfte (Dehnungen) reduzieren sich geringfügig, wohingegen geringere Kräfte (Dehnungen) etwas erhöht werden, sodass sich ein homogener Verbundkörper ohne Spannungskonzentrationen ausbildet.

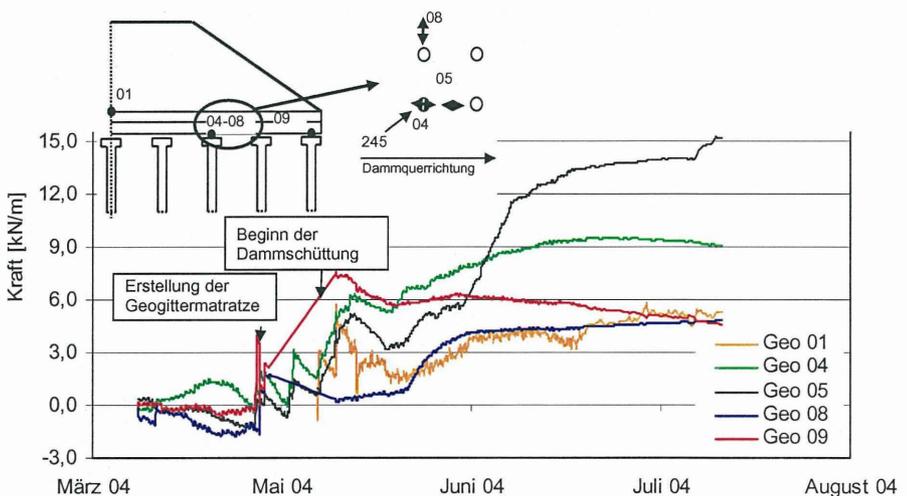


Abb. 12: ausgewählte Messergebnisse der Kräfte in den Geokunststoffen

Mit Beginn der Dammschüttung steigen die gemessenen Kräfte in den Geogittern stark an, und nähern sich wiederum in den Ruhephasen einem Grenzwert an. Durch Konsolidierung nach Beendigung der Dammschüttung erhöhen sich die Dehnungen zwischen den Pfählen und es kommt zu Umlagerungen der Kräfte des Dammes auf die Pfähle. Es ist deutlich erkennbar, dass die Messergebnisse im Beobachtungszeitraum bereits einem Grenzwert entgegenstreben.

Die gemessenen Zugkräfte in den Geogittern entsprechen in etwa den berechneten Zugkräften mit PLAXIS für den Belastungszustand infolge des Durchhanges. Durch die vollständige Konsolidierung des Untergrundes können sich aber noch Änderungen ergeben.

Die zusätzlichen Horizontalkräfte infolge der Spreizspannung können bisher nicht nachgewiesen werden, was auch daran liegen könnte, dass anders als bei der Berechnung vorgesehen eine zusätzliche Zementstabilisierung des Dammkörpers ausgeführt wurde und erheblich geringere Erddrücke auftreten.

Über den Pfahlköpfen ergeben sich Lastkonzentrationen die zu reduzierten Vertikalkräften auf die Geokunststoffe zwischen den Pfählen führen. Es wird erwartet, dass durch die weitere Konsolidierung des Untergrundes und den Verkehrslasten infolge Bahnverkehrs noch Veränderungen der Pfahl- und Geokunststoffkräfte auftreten werden. Die Messungen werden daher noch ca. 1 Jahr fortgeführt.

### **5.3 Fazit**

Nur durch ein sehr hohes Verständnis aller am Bau Beteiligten für die durch die Instrumentierung von Messsensoren hervorgerufenen Störungen im Bauablauf sowie zeitlich sehr gut organisierte Informationen zum Bauablauf konnten überdurchschnittlich gute Messergebnisse ermittelt werden. Hierbei sei besonders der ausführenden Firma Voorbij Funderingstechniek BV und dem Erdbauunternehmen gedankt.

## **6. Literatur**

- BS 8006 (1995): Code of Practice for Strengthened/ reinforced Soils and other Fills, British Standard, 1995
- Delmas, P.; Gourc, J.P.; Blivet, J.C.; Matichard, Y. (1988): "Geotextile-reinforced retaining structures: A few instrumented samples", Int. Geot. Symp. On theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan
- Kempfert, H.-G., Göbel, C., Alexiew, D., Heitz, C. (2004): „German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements“; Proc. Of the 3<sup>rd</sup> European Geosynthetics Conference, Munich

Meyer, N.; Bussert, F.; Retzlaff, J. (2003): „Der Bau einer 36 m hohen geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion im Steinbruch Gundelsheim“, Tagungsband 8. FS-KGEO München

Zaeske, D. (2001): Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen, Schriftenreihe Geotechnik Universität Gh Kassel, Heft 10

## **7. Kontakt**

### **Florian Bussert, Norbert Meyer**

Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, Technische Universität Clausthal,  
Erzstraße 18

38678 Clausthal-Zellerfeld

Tel.: 0049 – 5323 – 722294

Fax.: 0049 – 5323 – 722479

Email.: [florian.bussert@tu-clausthal.de](mailto:florian.bussert@tu-clausthal.de)

[norbert.meyer@tu-clausthal.de](mailto:norbert.meyer@tu-clausthal.de)

### **Andre P. de Lange**

Voorbij Funderingstechniek B.V.

Sicilieweg 61

1045 AX Amsterdam

Tel.: 0031 – (0)20 – 4077077

Fax.: 0031 – (0)20 – 4077099

Email.: [a.delange@voorbij-groep.nl](mailto:a.delange@voorbij-groep.nl)

### **Martin de Kant**

CRUX Engineering B.V.

Asterweg 20 L1

1031 HN Amsterdam

Tel.: 0031 – (0)20 – 494 30 70

Fax.: 0031 – (0)20 – 494 30 71

Email.: [dekant@cruxbv.nl](mailto:dekant@cruxbv.nl)



## TISSY® - Ein Informations- und Managementsystem für Tunnelbauvorhaben

Markus Schäfer, Wolfgang Niemeier  
Thomas Stolp, Maria-Barbara Schaller

**Zusammenfassung:** Die Leistungsfähigkeit moderner Informationstechnologie macht es möglich, mit einem Informationssystem ein Managementwerkzeug zu erstellen, das die Aufgaben von der Bau- und geotechnischen Überwachung über die Qualitätssicherung bis hin zu einem übergreifenden Projekt- und Informationsmanagement bündelt und wirkungsvoll unterstützt. Das neu entwickelte Tunnelinformationssystem TISSY® umfasst die Integration fachübergreifender Daten, die Datenanalyse, die Modellierung und Visualisierung projektbezogener Daten im Tunnelbau und ist somit ein wichtiger Baustein im Wissenstransfer einer Baustelle.

### 1 Motivation

Die Analyse der komplexen Prozesse innerhalb eines Tunnelbauprojektes hat gezeigt, dass vom Anwender keine fachspezifische Insellösung erwartet wird. Die Vorstellung geht vielmehr in Richtung eines Informationssystems, das die starke Vernetzung der Arbeitsmethoden auf den Gebieten Bautechnik, Geodäsie, Geotechnik sowie Geologie widerspiegelt und die Bereiche geometrisches Projektmanagement und Dokumentenmanagement beinhaltet.

Ein solches Informationssystem liefert darüber hinaus, aufgrund seiner homogenen Datenstruktur, einen nicht unerheblichen Beitrag zur Qualitätssicherung eines Tunnelbauprojektes.

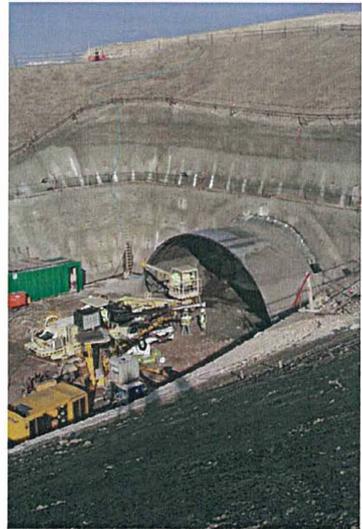


Abb. 1.1: Tunnelbaustelle

## 1.1 Forschungsprojekt

Das von der Sächsischen Aufbaubank geförderte Forschungsvorhaben „Entwicklung eines Informations- und Managementsystems für den Tunnelbau“ wurde seit Frühjahr 2002 bearbeitet und im Februar 2004 abgeschlossen. Als Forschungspartner am Projekt beteiligt waren die Gesellschaft für Geomechanik und Baumeßtechnik mbH Espenhain und das Institut für Geodäsie und

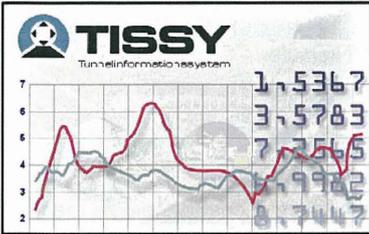


Abb. 1.2: Startbildschirm des Programmsystems TISSY®

Photogrammetrie der Technischen Universität Braunschweig. Entwicklungsziel war die Beta-Version des Programmsystems TISSY® (TunnelInformationSSystem).

## 1.2 Systemaufbau

Der grundsätzliche Systemaufbau sieht die Speicherung der anfallenden Daten eines Tunnelbauvorhabens wie z.B. Messdaten, Planungsdaten oder Betriebsdaten, unabhängig von ihrer Struktur und fachlichen Zuordnung vor. Das System hat eine transparente und jederzeit nachvollziehbare Datenstruktur. Das integrierte Datenmodell ist zunächst konzipiert worden für die sachgerechte Archivierung sämtlicher geodätischer als auch geotechnischer Daten. Es könne aber auch dokumentierende Daten wie Fotos, Videos, gescannte Dokumente oder Office-Dokumente etc. im Sinne der Beweissicherung abgelegt werden. Für den Datenimport bestehen neben der manuellen Eingabe die Möglichkeiten des Import über standardisierte Schnittstellen, des Import über offene Schnittstellen z.B. für das Lesen von Daten aus automatischen Messanlagen. Eine SQL-Schnittstelle zur Integration von Daten aus anderen Datenbanken ist ebenfalls vorhanden. Die Datenstruktur aus messtechnischer Sicht sieht z.B. zeitcodierte Lage- und Höheninformationen vor, die in der Datenbank verwaltet und analysiert werden. Messwerte diverser geotechnischer Systeme können mit diesen bauwerksgeometrischen Informationen interpretiert und visualisiert werden. Es wurden gemeinsam zwei- und dreidimensionale Verfahren für die Projektnavigation entwickelt, die einerseits einen Zugang zu den Daten bieten, zum anderen aber auch bauwerksgeometrische Sachverhalte direkt visuell ausdrücken und damit einer effizienten Interpretation und Kontrolle zugänglich machen.

Zukunftsträchtige Technologien im Bereich der Datengewinnung, z.B. Laserscannertechnologie, wurden in der Konzeption und der Entwicklung des Systems mit berücksichtigt.

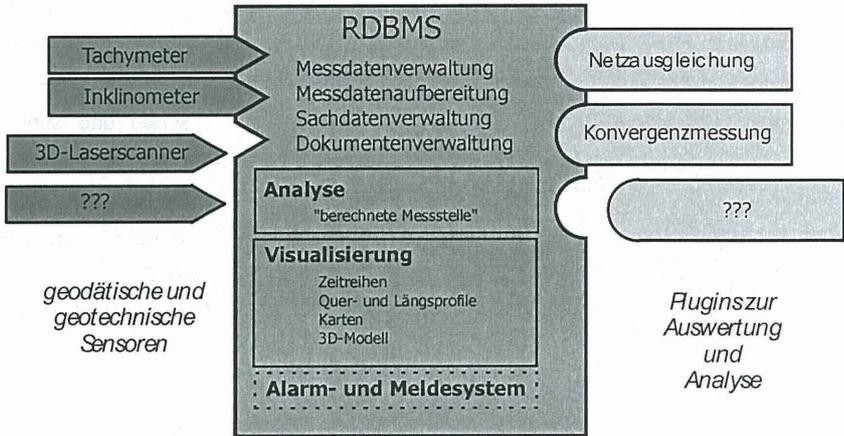


Abb. 1.3: TISSY®-Systemaufbau-

Das System TISSY® sieht eine Mehrbenutzfähigkeit mit benutzer- und gruppenspezifischer Vergabe von Zugriffsrechten sowie eine entsprechende Anpassung der Bedienoberfläche vor.

## 2 Grundlagen der Systementwicklung

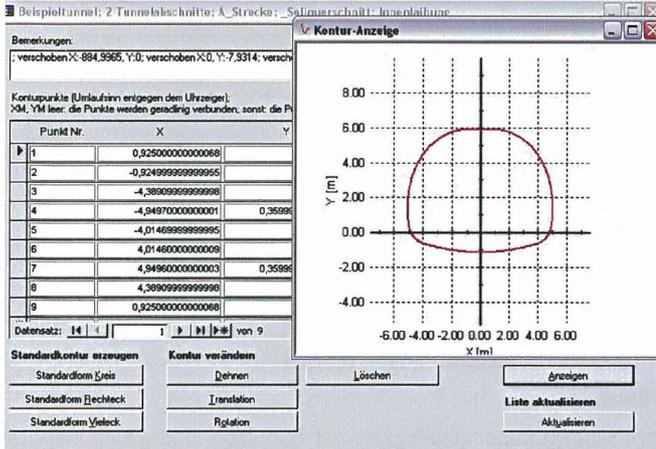
Die Entwicklung des Tunnelinformationssystems wurde zum Teil auf vorhandene Bausteine aus dem Bereich der Erfassung, Speicherung, Verarbeitung und Auswertung von geodätischen, geotechnischen und Bauüberwachungsdaten aufgebaut, deren Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit sich in verschiedenen Projekten - u.a. in der Überwachung von Talsperren und Verkehrswegen – bewährt hat. Damit war im Forschungsvorhaben eine Konzentration auf die speziellen Aspekte des Tunnelbaus möglich und das Entwicklungsvolumen kalkulierbar.

Neben leistungsfähigen Berechnungs-, Analyse-, Visualisierungs-, Berichts- sowie Im- und Exportfunktionen stehen integrierte Programmierschnittstellen für projektspezifische Erweiterungen zur Verfügung. Projektgebundene Datenstrukturen, Berechnungsverfahren, Strukturelemente und Oberflächenpräsentationen, z.B. Übersichtspläne, technische Zeichnungen, Fotos, können eingebunden werden. Auf dieser Grundlage entstehen vorhabenspezifische Auswertungsplattformen, die sich den Anforderungen von konkreten Projekten anpassen und offen sind für spätere Erweiterungen.

### 3 Schwerpunkte der Systementwicklung

#### 3.1 Entwicklung der Elemente eines tunnelspezifischen Datenmodells

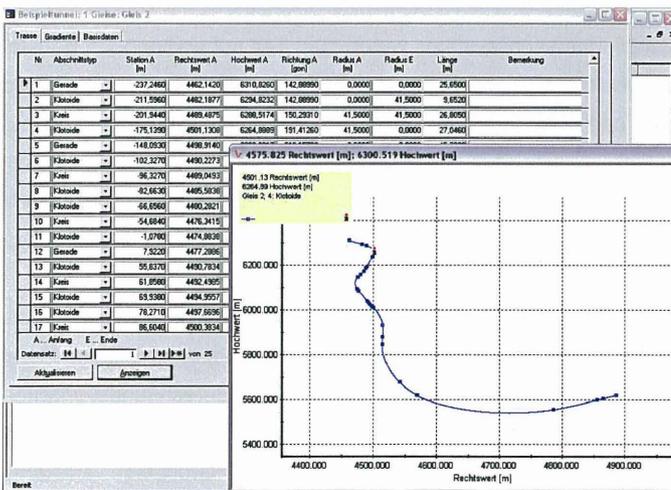
Basis der Modellierung eines Tunnelbauvorhabens sind spezifische Objekttypen, wie *Tunnelabschnitt*, *Profil*, *Gleis*, *Messquerschnitt* etc., die mit ihren Beziehungen und den



jeweiligen geometrischen und sonstigen Attributen die relevanten Aspekte des Bauvorhabens und seiner Realisierung beschreiben. Die Objekttypen werden nach einheitlichen Prinzipien auf die relationale Datenbank abgebildet.

Abb. 3.1: Sollquerschnitt der Innenlaibung eines Beispieletunnels

#### 3.2 Integration von tunnelspezifischen Planungsdaten



Die Soll-Geometrie des Tunnels wird dreidimensional modelliert. Hierzu sind Trassen, Gradienten und Profile (Querschnitte) geometrisch zu beschreiben. Dies ist gleichzeitig die Basis für den Vergleich mit Ist-Geometrien aus Messinformationen.

Abb. 3.2: TISSY® Auszug - Modellierung der Sollgeometrie „Trasse“ -



### 3.4 Strukturelle und geometrische Integration von zweidimensionalen grafischen Informationsträgern in das räumliche Modell

Grafiken unterschiedlicher Formate können durch Angabe beliebig angeordneter Projektionsflächen in das 3D-Modell integriert werden. So können z.B. Abbildungen der Ortsbrust oder grafisch aufbereitete geologische Informationen –etwa zu Sondierungsbohrungen- im räumlichen Kontext angeordnet und visualisiert werden. Nicht zuletzt können die grafischen Informationen zusammen mit Ergebnissen aus Standardauswertungen, z.B. bei der Darstellung der Bewegungsvektoren von Konvergenzmesspunkten dargestellt werden.

### 3.5 Systematische Integration von Daten geodätischer Sensoren

Für die Integration der geodätischen Messinformationen aus Tachymeter, Nivellier, GPS etc. wurden entsprechende Routinen entwickelt. Die Verwaltung von Messsensoren mit Kalibrierdaten, Kenngrößen, eine umfassende Koordinatenverwaltung mit entsprechender Definition der Parameter eines Koordinatensystems und die Integration von Standardroutinen zur Berechnung, Auswertung und Visualisierung geodätischer Messdaten, wie z.B. die Berechnung eines freien Standpunktes, wurden realisiert.

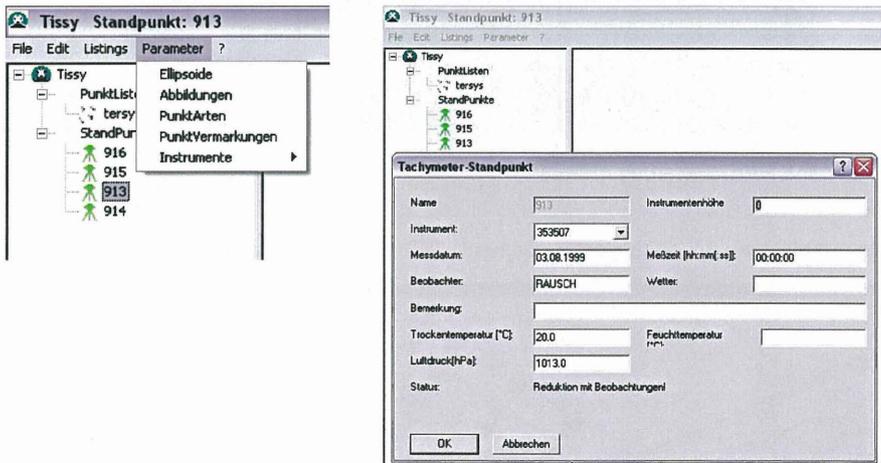


Abb. 3.5: Grundstruktur geodätischer Sensorverwaltung

Die strukturelle und räumliche Verknüpfung der geodätischen Daten mit geotechnischen, geologischen und sonstigen Informationen ist über die Visualisierungstools implementiert.

## 4 Fazit

Das Tunnelinformationssystem TISSY® integriert die Daten eines Tunnelbauvorhabens in einem fachübergreifenden Datenbestand.

Verbunden mit leistungsfähigen und einheitlichen Werkzeugen für Datennavigation, -Auswertung und -Visualisierung bildet dies die Basis für Sicherheit, Effizienz, Transparenz und Kontinuität im projektbezogenen Informationsmanagement.

Weitere Entwicklungsansätze liegen in den Bereichen eines effizienten Planmanagements mit Revisionskontrolle sowie bei einer internetbasierten Dokumentenmanagementlösung für TISSY®

### Literatur:

- Kehne, G. [2002]: Raumbezogenes Informationssystem für den Bereich unterirdischer Verkehrsanlagen. Geodätische Schriftenreihe der Technischen Universität Braunschweig Nr. 16, 2002
- Schäfer, M., Weithe, G. [2000]: Messtechnische Konzepte im Tunnelbau von der Planung bis zur Fertigstellung. In: Zeitschrift für Vermessungswesen 11/00, S. 381-386.
- Schäfer, M., Kern, F., Thomsen, S., Stolp, T., Schaller, M.-B. [2004]: Ein Informations- und Managementsystem für Tunnelbauvorhaben - TISSY® -. In: Ingenieurvermessung 2004, Beiträge, S. 295-300.
- Schäfer, M., Weithe, G. [2004]: Vermessungstechnische Lösungen auf den Baustellen North Downs Tunnel und Medway Crossing – Hochgeschwindigkeitstrasse von London zum Eurotunnel. In: Bauingenieur 06/04, S. 280-285.

### Anschriften:

Technische Universität Braunschweig:  
Institut für Geodäsie und Photogrammetrie  
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Niemeier  
Dipl.-Ing. Markus Schäfer  
Gaußstraße 22  
38106 Braunschweig  
w.niemeier@tu-bs.de, ma.schaefer@tu-bs.de

Gesellschaft für Geomechanik:  
und Baumeßtechnik mbH  
Dr. Ing. Thomas Stolp  
Dipl.-Ing. Maria-Barbara Schaller  
Leipziger Straße 14  
04579 Espenhain  
espenhain@ggb.de

Gefördert durch die Sächsische Aufbaubank





## **Intermetric Laser Profiler – iLP**

### **Laser-Scanning in der Geotechnik**

Dipl.-Geol. Patrick Hartkorn

Dipl. Math. Ulrich Völter

## **1 Einleitung**

Laser-Scanning ist ein äußerst leistungsfähiges Verfahren zur 3D-Erfassung von Oberflächen, das in vielen Bereichen der messtechnischen Bildaufnahme wie der Photogrammetrie oder der Gebäudedokumentation bereits eine wichtige Rolle neben den klassischen Bilderfassungsmethoden spielt.

Ausgehend von der Tunnelvermessung, wo Oberflächenaufnahmen zum Tagesgeschäft gehören, hat man bei intermetric schon früh begonnen, sich mit dieser Technologie zu beschäftigen.

Die Vorteile des Verfahrens liegen auf der Hand:

- Hohe Punktdichte bei hoher Erfassungsgeschwindigkeit
- Digitale Aufnahme mit hohem Informationsgehalt pro Punkt

Die hohe Punktdichte, die man erreichen kann, stellt aber auch Hürden auf, die es zu bewältigen gilt:

- Hohe Datenmengen stellen hohe Anforderungen an Hard- und Software sowie an die Qualifikation für die Auswertung
- Hohe Kosten für Erstinvestition, Ausbildung bzw. Entwicklung
- Absoluter Raumbezug nicht automatisch Teil der Messung

Der Markt bietet heute eine ganze Reihe von erprobten Geräten, die nach unterschiedlichen Prinzipien arbeiten und deshalb individuelle Stärken und Schwächen aufweisen.

Es gibt auf der einen Seite Flächenscanner, die große Flächen grundsätzlich mit hoher Geschwindigkeit und hoher Punktdichte aufnehmen und auf der anderen Seite Scanner, die punktorientiert arbeiten und damit gezieltere Bereiche und flexiblere Raster erfassen können.

Natürlich kann man diesen Effekt auch durch nachträgliches Ausdünnen von hochdichten Punktwolken erreichen, aber gerade bei Online-Anwendungen oder der Weiterverarbeitung mit CAD- oder anderen Standardprogrammen ist dies nach wie vor ein äußerst rechenaufwendiger und zeitintensiver Schritt, der erhebliche zusätzliche Ressourcen fordert. Wir erleben zwar nach wie vor einen ungebremsen Zuwachs an Rechen- und Speicherleistung, aber wenn man Aspekte wie z.B. PDA-Steuerungen, mobile Datenübertragung oder drahtlose Vernetzung im Blick hat, dann bleibt die Konzentration der erfassten Datenmengen auf das tatsächlich erforderliche Maß nach wie vor ein Thema von entscheidender wirtschaftlicher Bedeutung.

Die Gerätekosten kommen zwar immer mehr in einen Bereich, der den Einsatz auch für kleinere Unternehmen und kleinere Projekte interessant werden lässt, die Gesamtinvestition ist aber nach wie vor hoch und erfordert deshalb eine sorgfältige Auswahl von Aufnahmegerät und Software für die jeweilige Anwendung.

## **2 Anwendungsgebiete**

Bei intermetric beschäftigt man sich bereits seit einiger Zeit mit der Scanning-Technologie. Konkreter Anlass für die Entwicklung eines baustellentauglichen Systems für Geotechnische Messungen war eine Anfrage zum Lötschberg Basistunnel, wo Profilaufnahme im Raster 4 x 4 cm zur Minimierung von Über- und Unterprofilen und der Optimierung des Spritzbetonauftrags gefordert waren. Die Genauigkeitsanforderungen waren zentimetergenaue Messungen bis 50 m Entfernung.

### **2.1 Profilkontrolle**

Als Erfassungsgerät wurde für diese Aufgabe ein Scanner der Fa. RiegI vom Typ LPM-25HA ausgewählt. Dies ist ein Scanner der punktorientiert arbeitet und in seiner Aufnahmemethode an eine Totalstation erinnert.

Es wurde eine spezielle Software entwickelt, die den Scanner online steuert und die Messergebnisse ebenfalls online als farbige 3D-Grafik darstellt.

Die Steuerung und Auswertung erfolgt mit einem Laptop, der über einen WLAN-Adapter mit dem Gerät kommuniziert.

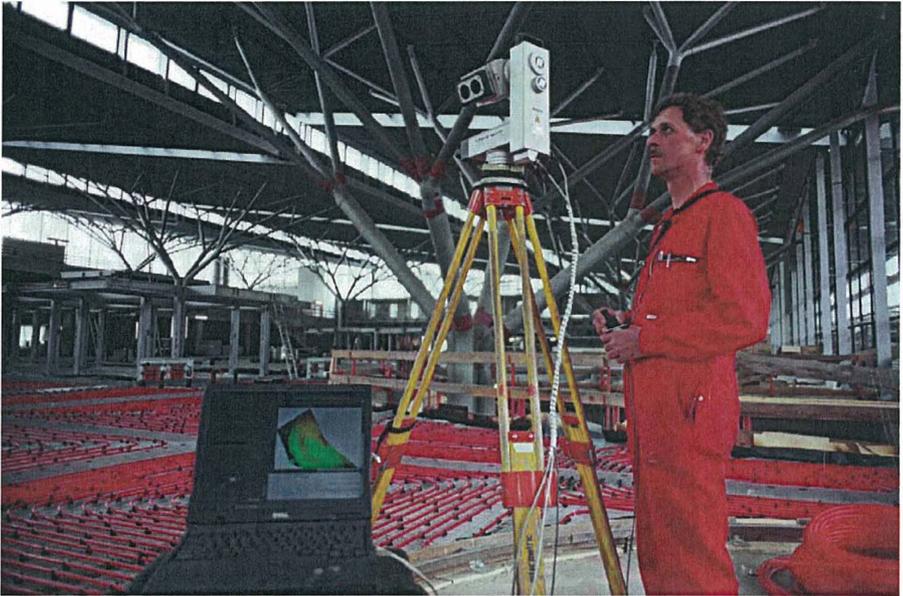


Abb. 1 Messsystem intermetric Laser Profiler - iLP

Der Scanner lässt sich wie eine normale Totalstation frei stationieren und arbeitet dann direkt im gewünschten absoluten Koordinatensystem. Jeder gescannte Punkt kann auf diese Weise bereits während der Messung z.B. in Tunnelkoordinaten transformiert und auf dem Bildschirm dargestellt werden.

Für Profilkontrollen im Tunnel heißt dies, dass ein frei definierbares Raster auf der Tunneloberfläche abgescannt wird – unabhängig von Abstand und Winkel zum Beobachtungspunkt.

Noch während des Messvorgangs werden die Messwerte direkt in Tunnelkoordinaten transformiert und grafisch dargestellt. Das Ergebnis ist ein kompakter Datensatz mit allen notwendigen Informationen. Die gespeicherten Daten können ohne weitere Transformationen direkt weiter verarbeitet werden. Ein Ausdünnen oder Mitteln der Messwerte ist nicht erforderlich. Ein Ausdünnen oder Mitteln der Messwerte ist nicht erforderlich oder erfolgt direkt in der Erfassungssoftware. Isolinien- oder Farbflächendarstellungen können daher direkt auf dem erfassten Datenmaterial erstellt werden.

Die Messergebnisse werden mit dem Programmsystem „intermetric Geo Profile“ ausgewertet und grafisch dargestellt.

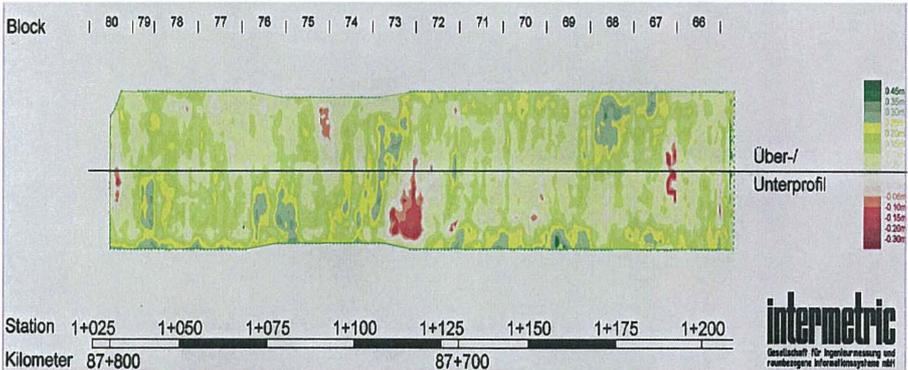


Abb. 2 Darstellung von Über- und Unterprofilen in der Tunnelabwicklung

## 2.2 Lichtraumkontrolle

Neben der reinen Profilkontrolle eignet sich der intermetric Laser Profiler auch ausgezeichnet zur Dokumentation von Engstellen im Rahmen der Lichtraumkontrolle. Insbesondere zur Planung von Sanierungsmaßnahmen, bei denen die erst noch herzustellende Solllage des Gleises mit der Ist-Geometrie der Engstelle, z.B. des Tunnels, verglichen werden muss.

Das System wird auch hier vor Ort frei stationiert und arbeitet im gewünschten Koordinatensystem. Während des Messvorgangs werden die Messwerte in Echtzeit auf das Lichtraumprofil transformiert. Engstellen und Einschränkungen des Lichtraumes können direkt vor Ort erkannt werden. Der gesamte Vorgang Messen und Auswerten wird vor Ort abgeschlossen und dokumentiert. Die Daten können außerdem für Simulationszwecke in die LIRA-Datenbank der DB AG importiert werden.

Das System iLP ist mittlerweile in verschiedenen Tunneln zur Planung von Sanierungsmaßnahmen eingesetzt worden und hat seine Tauglichkeit auch für andere Aufgabenstellungen unter Beweis gestellt.

## Nitteler Tunnel

Der Nitteler Tunnel ist ein um 1880 erbauter Tunnel an der Strecke Koblenz – Perl nahe der luxemburgischen Grenze. Diese Strecke wird momentan im Rahmen einer Serienbaustelle mit 169 Einzelmaßnahmen saniert.

Die Aufgabe war eine detaillierte Erfassung des geometrischen Bestandes und der Gleisanlage als Grundlage für weitere Planungen.

Im Stationsabstand von 0,5 m sollten Querprofile mit einem Punktabstand von 20 cm gemessen werden. Jedes zehnte Querprofil war auf ein Regelprofil zu beziehen.

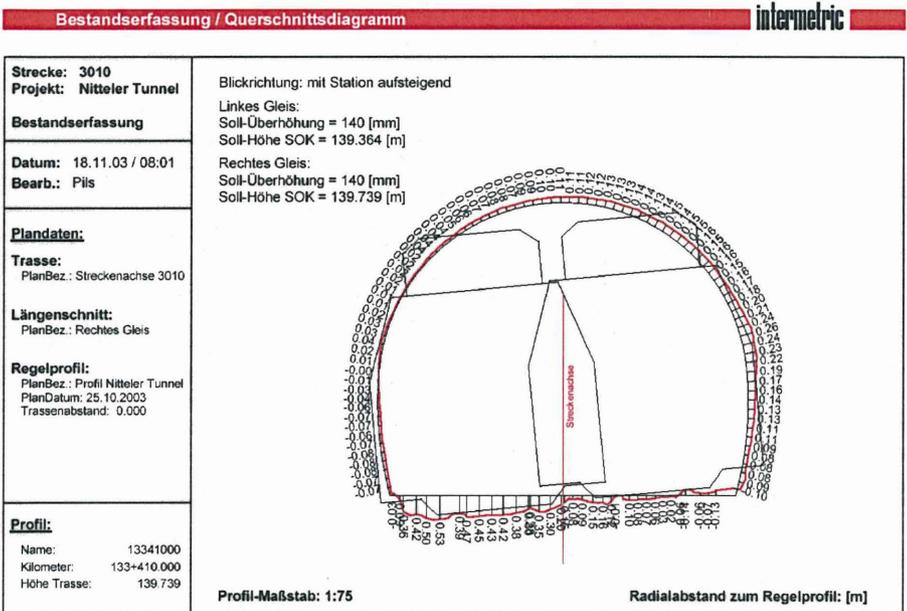


Abb. 3 Vergleich der Messdaten mit dem geforderten Lichtraumprofil

Parallel zur Dokumentation der Gleislage wurde die Tunneloberfläche mit Scansystem iLP im Raster von 0,5 x 0,2 m aufgenommen. Dazu wurde der Scanner einmal pro Mastfeld aufgebaut und seine Position über eine freie Stationierung bestimmt.

Die Differenzen zwischen den gemessenen Koordinaten und dem Regelprofil konnten sofort angezeigt werden. Der Vergleich mit dem Regelprofil und dem zulässigen Lichtraumprofil macht es möglich, die Scanergebnisse bereits vor Ort auf Plausibilität zu prüfen.

## Klotztunnel

Auf der Bahnstrecke Mannheim-Basel liegt kurz nach der schweizerischen Grenze der 240 m lange Klotztunnel. Die Strecke wird intensiv vom Güter- und Personenverkehr genutzt. In den vergangenen Jahrzehnten wurden sämtliche routinemäßigen Gleislagekorrekturen durch Stopfen durchgeführt.

Dies hat mit der Zeit die Gleislage angehoben. Ein weiterer Stopfgang schien für die neuerlich anstehende Sanierung nicht mehr in Frage zu kommen, da befürchtet wurde, dass danach die Tunnelwand ins Lichtraumprofil ragt.

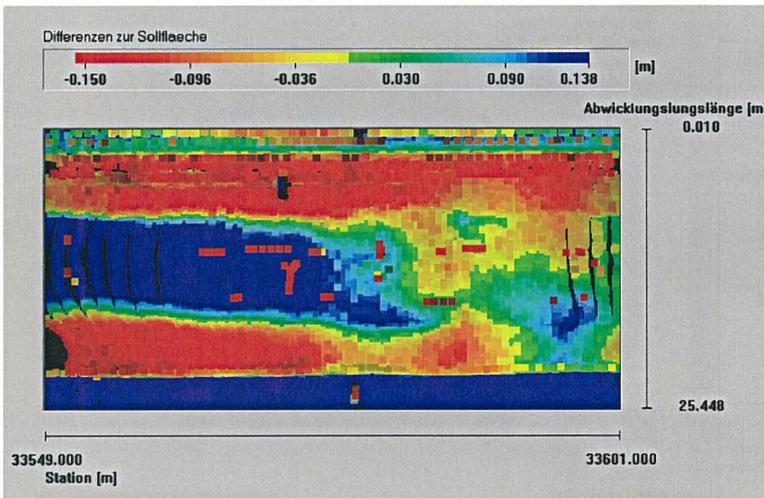


Abb. 4 Darstellung der Differenzen zur Sollfläche

Der Tunnel wurde in einem Raster von 1,0 x 0,5 m innerhalb einer Nachtschicht unter laufendem eingleisigen Bahnbetrieb gescannt.

Die erhobenen Daten wurden auf das Lichtraumprofil transformiert und numerisch und grafisch dargestellt. Für Simulationszwecke beim Auftraggeber wurden die Daten zum Import in die LIRA-Datenbank übergeben.

Mit Hilfe der Messdaten konnte sehr schnell und anschaulich gezeigt werden, dass ein weiterer Stopfgang möglich ist und auf ein kostspieliges Absenken der Schienen verzichtet werden kann.

### 2.3 Spritzbetonsteuerung

Eine weitere interessante Anwendung ist die Spritzbetonsteuerung.

Dabei wird die Tunneloberfläche während dem Spritzvorgang permanent gescannt. Die Software zeigt Über- und Unterprofile in Echtzeit an. Der Spritzbetonführer kann so das Sollprofil optimal annähern. Aufwändiges Nachprofilieren der Tunnelaußenschale kann dadurch entfallen.

Das System ist mittlerweile patentiert und befindet sich in der Erprobung.

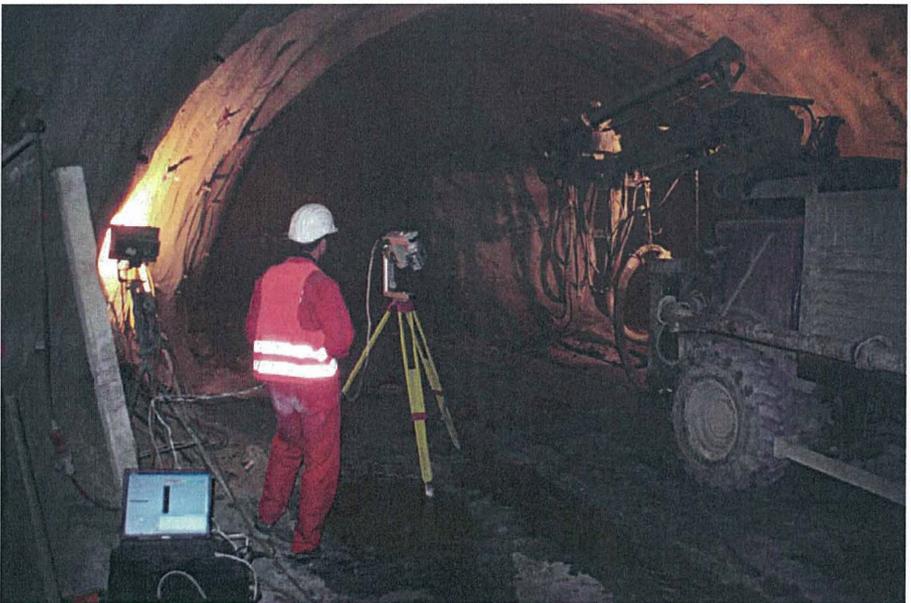


Abb. 5 Das System iLP im Einsatz neben dem Spritzbüffel

## **2.4 Bestandsdokumentation und Massenermittlung**

Selbstverständlich eignet sich das System auch hervorragend zur Dokumentation von Fassaden und Innenräumen oder anderen Objekten wie z.B. Denkmälern. Der absolute Raumbezug ermöglicht es, mehrere Scans ohne Genauigkeitsverlust aneinander zu fügen. So können sehr leicht vollständige Außenansichten oder zusammenhängende Innenansichten von Gebäuden erzeugt werden.

Auch für Massenermittlungen oder Volumenberechnungen ist die absolut stationierte Aufnahme ein großer Vorteil. Da die Punktwolken in Großkoordinaten vorliegen, können die daraus resultierenden digitalen Geländemodelle direkt miteinander oder mit der Planung verglichen werden.

### **Flughafen Stuttgart**

Wie beim Neubau des Terminal T1 sollte auch beim Neubau des Terminal 3 die genaue Lage der verlegten Leitungen der Heiz- bzw. Kühlleitungen der Fußbodenheizung aufgenommen werden. Diesmal handelte es sich jedoch um wesentlich größere Flächen und die Zeitvorgaben waren äußerst eng. Die Leitungen waren zum Großteil bereits verlegt und sollten schnellstmöglich eingegossen werden.

Versuche ergaben, dass aufgrund der sehr unregelmäßigen Geometrie der bereits verlegten Leitungen eine Tachymeteraufnahme viel zu lange dauern würde. Man entschied sich daher für den Einsatz des Scannersystems iLP.

Um die Flächen optimal abzustrahlen, wurde der Scanner für die meisten Aufnahmen unter der Decke aufgehängt. Einige Abschnitte blieben dennoch am Rande der möglichen Auflösung oder unsichtbar im Schatten anderer Objekte, so dass tachymetrische Ergänzungsaufnahmen notwendig waren.

Das Zusammenfügen der Einzelbilder sowie die Übernahme der Ergebnisse in das GIS des Auftraggebers bereitete dann keine Schwierigkeiten mehr. Die Informationen werden bereits bei Umplanungen genutzt.

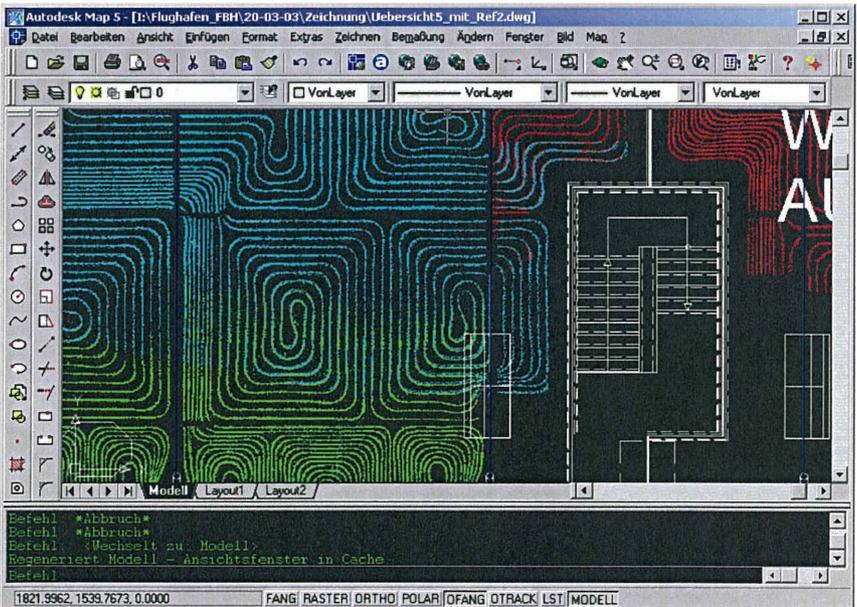


Abb. 6 u. 7 Heizröhren am Flughafen Stuttgart und Darstellung in der CAD

### **3 Zusammenfassung**

Der intermetric Laser Profiler zeichnet sich durch die individuelle Steuerungsmöglichkeit der Scanparameter und die Möglichkeit der Freien Stationierung in einem beliebigen Großkoordinatensystem aus. Dadurch ist eine unmittelbare Kontrolle der Ergebnisse vor Ort oder ein visualisierter Vergleich von Soll- und Istwerten in Echtzeit möglich. Außerdem kann die entstehende Datenmenge im Vorfeld auf das gewünschte Maß begrenzt werden.

So wird die Weiterverarbeitung der Daten erheblich vereinfacht, da es sich um überschaubare Datenmengen handelt und keine Transformationen mehr notwendig sind. Damit ist das System für Anwendungen wie Profil- und Lichtraumkontrolle sowie Spritzbetonsteuerung oder Bestandsdokumentation und Massenermittlung vielseitig einsetzbar.

# **Einfederungsmessungen am Siegauentunnel mittels hochfrequenter laseroptischer Verformungsbestimmung**

Dipl.-Ing. Christian Kuhn, Dipl.-Ing. Klauspeter Meier,  
Dr.-Ing. Jörg Gattermann, Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

## **1 Kurzfassung**

Zur Bestimmung der dynamischen Verformungen der Fahrbahn während einer Zugüberfahrt wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) mit Einfederungsmessungen im Siegauentunnel der NBS Köln – Rhein/Main beauftragt. Mit Hilfe laseroptischer Sensoren, die an eine hochfrequent messende Datenerfassung angeschlossen waren, war es möglich, die Verformungen des Masse-Feder-System während einer Zugüberfahrt darzustellen und so die dynamischen Verformungen nachzuweisen. Anhand der aufgezeichneten Signale konnten die Geschwindigkeiten der Züge gemessen und Aussagen über die Korrelationen zwischen Geschwindigkeit und Verformungen des Fahrweges getroffen werden.

## **2 Einleitung**

Mit der Neubaustrecke Köln – Rhein/Main verbindet die Deutsche Bahn AG zwei wichtige Ballungszentren mit dem ICE-Hochgeschwindigkeitsnetz. Die bestehende linksrheinische Bahnstrecke hat eine Länge von 222 km und folgt weitestgehend dem kurvenreichen Verlauf des Rheins. Unter diesem Aspekt bringt die rechtsrheinische Neubaustrecke mit ihrem 177 km langen, relativ geradlinigen Verlauf deutliche Vorteile im Bezug auf die Reisezeit. Das Teillos 2.4 der NBS beginnt im Nordwesten bei km 26,100 im Bereich der Stadt Siegburg (Raum Bonn) und endet 5120 m südlich im Bereich der Stadt St. Augustin. Die in Dammlage beginnende NBS schwenkt von der bestehenden Trasse der Siegstrecke ab und geht in der Siegaue in den Siegauentunnel über. Der Tunnel unterquert die Sieg, die Bundesautobahn A 560, den Friedhof Niederpleis, ein Gemeindezentrum und kommt nach 2502 m wieder an die Oberfläche (Bild 1 und 2). Von hier durchquert die Trasse in einem

Trog die Pleisbachaue bis sie parallel zur BAB 3 verläuft, wo sie teils in Einschnitt- und teils in Dammlage weitergeführt wird.

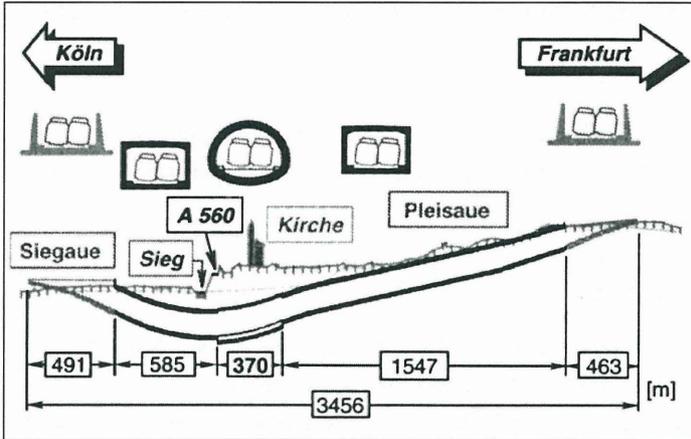


Bild 1: Längsschnitt des Bauabschnittes 2.4 der NBS Köln-Rhein/Main [1]

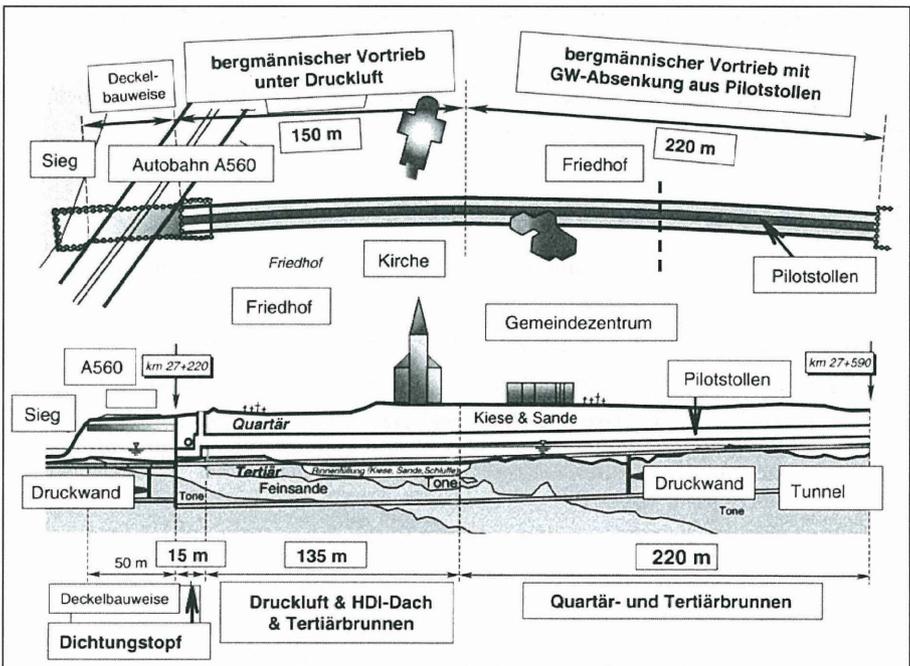


Bild 2: Bergmännischer Tunnel (Grundriss und Längsschnitt) [1]

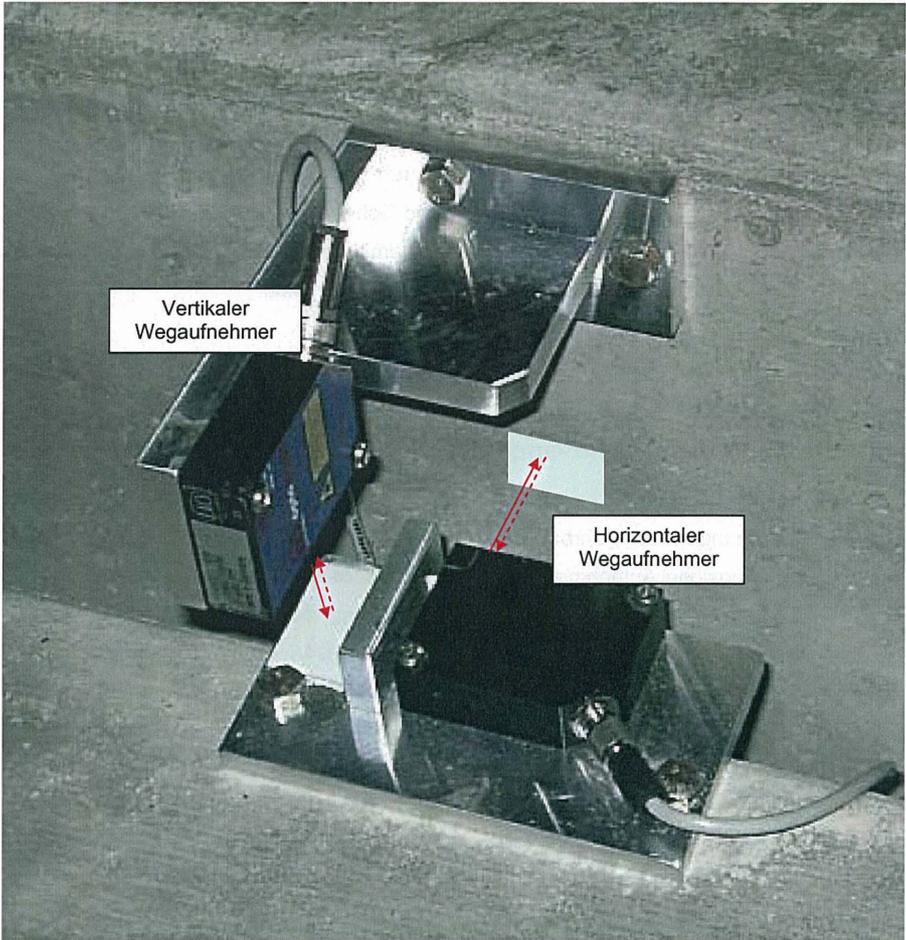
Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) erhielt von der ARGE Siegquerung den Auftrag, Einfederungsmessungen am Fahrweg im Siegauentunnel durchzuführen.

Im Bereich des Tunnels besteht der Unterbau aus einem monolithischen Betonkörper, auf dem der Oberbau auf zwei Neoprenlagerstreifen ruht. Der Oberbau besteht aus einer Betonplatte, auf die der Gleisrost aus Schienen und Schwellen aufgelegt und kraftschlüssig verbunden wurde. Die genannte Bauart bildet damit ein Masse-Feder-System, dessen Verformungen während der Zugdurchfahrten nachzuweisen sind.

### **3 Durchführung und Bewertung der Messungen**

#### **3.1 Messeinrichtung und -anordnung**

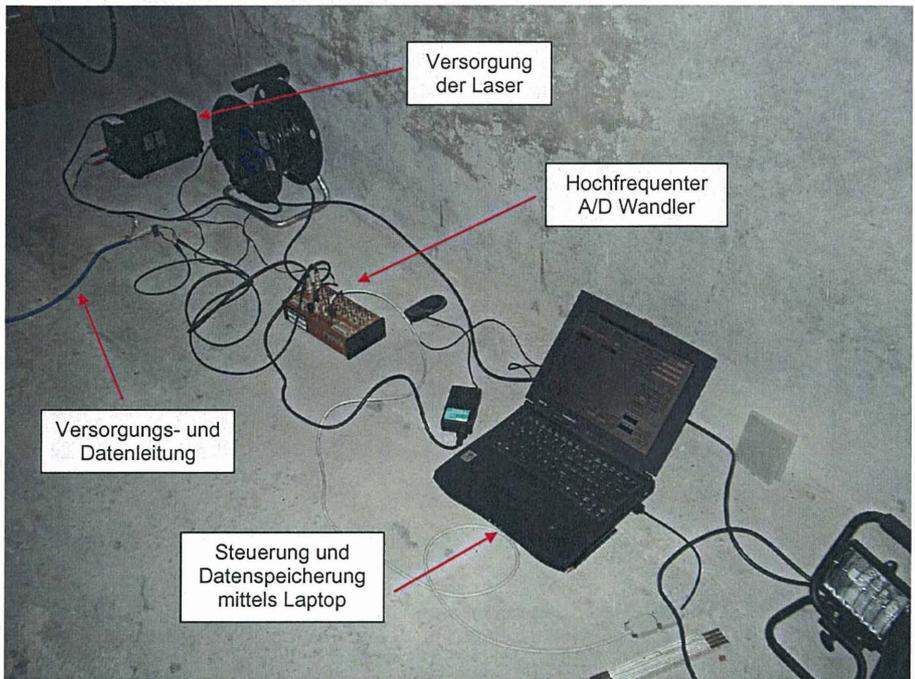
Um die Verformungen der Fahrbahn während einer Zugüberfahrt ermitteln zu können, wurden berührungslose Aufnehmer mit einer hochfrequenten Abtastrate und einer Auflösung im Submillimeterbereich verwendet. Zur Ermittlung der vertikalen und horizontalen Verformungen kamen laseroptische Wegsensoren der Fa. Micro-Epsilon zum Einsatz. Die Sensoren arbeiten in einem Messbereich von 100 mm mit einer Auflösung von 0,1 mm bei einer Abtastrate von 1 kHz. Das von den Aufnehmern gelieferte Ausgangssignal von 4-20 mA wurde an einem Shunt-Widerstand in ein Spannungssignal umgewandelt und aufgezeichnet. Mit Hilfe der eigens hergestellten Halterungen wurden die Sensoren kraftschlüssig mit der Fahrbahn bzw. der Tunnelsohle verbunden (Bild 3). Da ein Betreten der Strecke nur während weniger Stunden, in denen die Strecke nicht benutzt wurde, möglich war, wurde die Messeinrichtung nachts eingebaut und in der darauf folgenden Nacht deinstalliert.



*Bild 3: Befestigung der optoelektronischen Wegaufnehmer*

Zur hochfrequenten Messwertaufzeichnung wurde ein externes A/D-Wandlersystem mit integriertem Prozessor (DSP) und lokalem Speicher verwendet. Das System enthielt A/D-Wandlungsmodule mit einer 12-bit-Auflösung bei einer Abtastrate von bis zu 1 MHz. Die Steuerung und Speicherung wurde mit einem PC realisiert, der über eine Datenschnittstelle mit dem A/D-Wandlersystem verbunden war. Die Messsteuerung wurde mit Hilfe einer am IGB-TUBS entwickeltem TESTPOINT Anwendung umgesetzt [2].

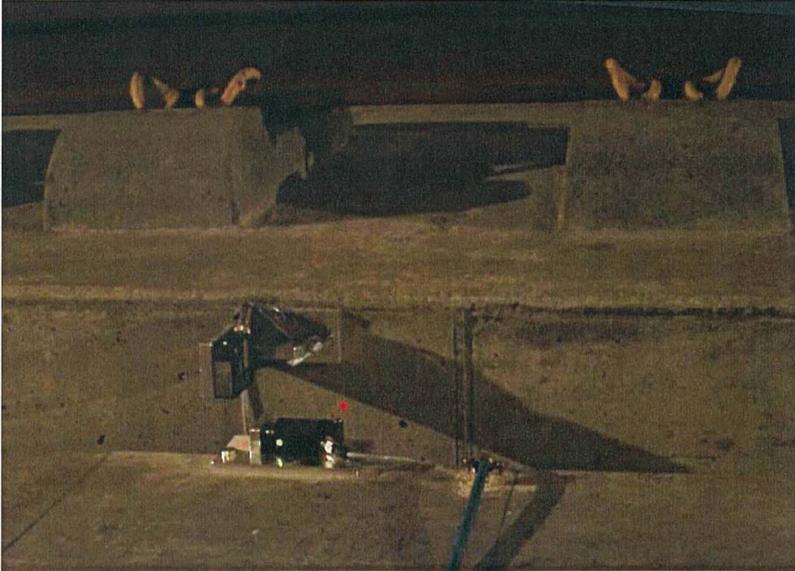
Die Datenerfassungsanlage war ca. 50,0 m von der Messstelle im Treppenhaus eines Rettungszuganges untergebracht (Bild 4). Bei Herannahen eines Zuges wurde die Messung durch einen manuellen Trigger ausgelöst. Mit der vorhandenen Messeinrichtung konnten Signale bis zu einer Dauer von 32 Sekunden aufgezeichnet werden. Die zum Betrieb der Wegaufnehmer nötige Versorgungs- und Datenleitung wurde alle 5 Meter am Handlauf gegen den Sog der vorbeifahrenden Züge gesichert.



*Bild 4: Hochfrequente Messwerterfassung im Treppenhauszugang*

Aufgrund der Verhältnisse vor Ort, musste der die vertikalen Verformungen messende Wegaufnehmer an dem sich bewegenden Bauteil angebracht werden. Die Ergebnisse der Signalauswertung zeigen, dass die Qualität des Messsignals dadurch jedoch nicht beeinträchtigt wurde (s.u.).

In Bild 5 ist die betriebsbereite Messanlage dargestellt. Deutlich zu erkennen sind die beiden roten Laserprojektionen der Aufnehmer. Ebenfalls zu erkennen sind die grünen Dioden der Aufnehmer, die den gültigen Messbereich anzeigen.



*Bild 5: Betriebsbereite laseroptische Wegaufnehmer*

### **3.2 Darstellung der Messergebnisse**

Insgesamt wurden sieben Signale aufgezeichnet. Zwei dieser Signale wurden durch einen zusammengesetzten ICE, der aus 16 Wagen besteht, verursacht. Man erkennt deutlich die durch die Lastkonzentration in den Drehgestellen bedingten vertikalen Verformungen des Fahrweges und die Anzahl der den Zug bildenden Einzelwagen. Zur besseren Übersicht ist über jedem Signal der entsprechende Zug größenskaliert abgebildet. Für die kurzen Züge wurde ein Signalausschnitt von fünf Sekunden, für die langen Züge ein Ausschnitt von 10 Sekunden gewählt.

Bei Annäherung des ersten Drehgestelles findet zunächst eine Hebung des Oberbaues statt, der bei Überfahrt des Drehgestelles in eine charakteristische Setzung übergeht. Mit fortschreitender Überfahrt findet jeweils eine Verformung in die Ausgangslage (oder auch

darüber hinaus) und eine anschließende vertikale Verformung bei Überfahrt eines Drehgestelles statt.

Da die ermittelten Signale durch ein Grundrauschen charakterisiert sind, wurde das originale Signal zunächst mit einem Filter bearbeitet. Dabei wurden die Nachbarwerte zur Mittelwertbildung herangezogen. Die kalibrierten und normierten Rohdaten und die durch den Filter erzielten Signalanpassungen sind anhand einer Beispielmessung in Bild 6 dargestellt.

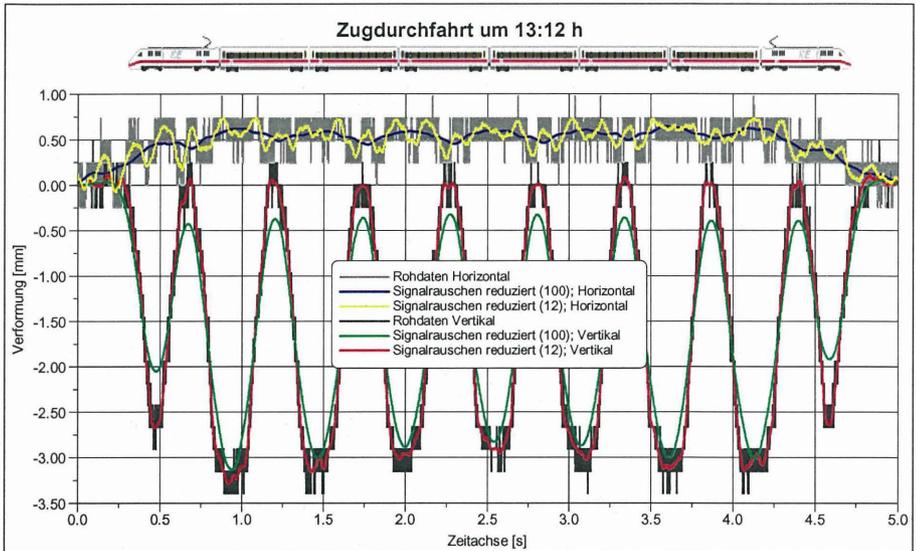


Bild 6: Originäres und gefiltertes Messsignal

Aus den aufgezeichneten Signalen lassen sich einige charakteristische Größen ableiten (Bild 7). Die Signaldauer, gemessen zwischen dem ersten und letzten Maximum der vertikalen Verformung, definiert die Zeitspanne zwischen dem Passieren des ersten und letzten Drehgestelles am Messquerschnitt. Die maximale horizontale und vertikale Verformung findet jeweils bei Überfahrt der Drehgestelle über den Messquerschnitt statt. Bei Zugüberfahrten mit großen Geschwindigkeiten findet eine Hebung des Oberbaues über die Ausgangslage statt, die als maximaler vertikale Rückfederung bezeichnet wird. Beispielhaft sind in den Bildern 7 und 8 die aufgezeichneten Signale für die Zugdurchfahrten um 13:32h und 14:14h dargestellt.

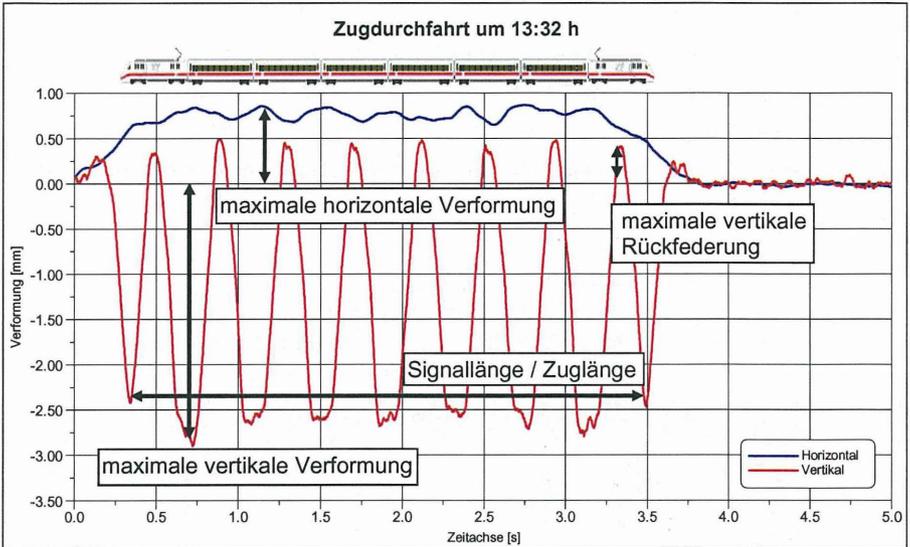


Bild 7: Zugdurchfahrt 13:32 h

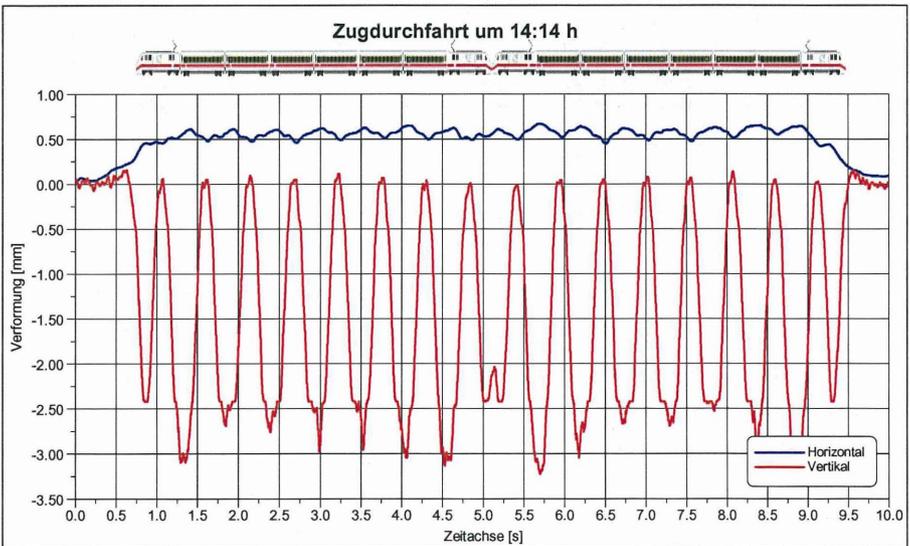


Bild 8: Zugdurchfahrt 14:14 h

### 3.3 Korrelation zwischen Geschwindigkeit und Verformungen

Mit Hilfe der Durchfahrtszeiten und des aktuellen Fahrplans der DB AG ließen sich die Zugnummern zu den aufgezeichneten Signalen ermitteln. Die Signaldauer wurde zwischen dem ersten und dem letzten Peak der vertikalen Verformung, also zwischen dem ersten und dem letzten Drehgestell des Zuges, bestimmt. Unter Berücksichtigung der Zuglängen zwischen erstem und letztem Drehgestell, ließen sich die aktuellen Zuggeschwindigkeiten beim Überfahren des Messquerschnittes ermitteln (Tabelle 1).

Tabelle 1: Zugdaten

Zugnummer	Durchfahrtszeit	Signaldauer	Zuglänge	Zuggeschwindigkeit
[-]	[-]	[s]	[m]	[km/h]
ICE 507	13:12:00	4,10	193,14	169,58
ICE 527	13:32:00	3,18	193,14	218,99
ICE 925	14:03:00	3,60	193,14	193,14
ICE 519	14:14:00	8,45	394,01	167,86
ICE 509	15:15:00	4,15	193,14	167,54
ICE 529	15:30:00	3,55	193,14	195,86
ICE 611	16:16:00	9,40	394,01	150,90

Die resultierenden Verformungen des Fahrweges sind in Tabelle 2 dargestellt. Alle gemessenen vertikalen Verformungen lagen in einem Bereich von 2,9 – 3,3 mm. Die Summe aus vertikaler Verformung und Rückfederung, die Amplitude der vertikalen Verformung, ergibt eine annähernd konstante Größe von ca. 3,4 mm. Alle horizontalen Verformungen lagen zwischen 0,60 und 0,85 mm.

Neben den maximalen Verformungsgrößen (Tabelle 2) konnten mit der installierten Messeinrichtung auch Zusammenhänge zwischen der Geschwindigkeit der vorbeifahrenden Züge und den ermittelten Verformungsgrößen bestimmt werden.

Tabelle 2: Resultierende maximale Verformungen des Fahrweges

Zugnummer	Zuggeschwindigkeit	vertikale Verformung	Federweg	Amplitude	horizontale Verformung
[-]	[km/h]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
ICE 507	169,58	3,25	0,15	3,40	0,65
ICE 527	218,99	2,90	0,50	3,40	<b>0,85</b>
ICE 925	193,14	3,10	0,25	3,35	0,75
ICE 519	167,86	3,25	0,15	3,40	0,70
ICE 509	167,54	<b>3,30</b>	0,15	3,45	0,60
ICE 529	195,86	3,00	0,25	3,25	0,75
ICE 611	150,90	<b>3,30</b>	0,10	3,40	0,60

In den Bildern 9 bis 12 sind die ermittelten Verformungsgrößen in Abhängigkeit der Zuggeschwindigkeit dargestellt. Für den dargestellten Geschwindigkeitsbereich von 150 - 220 km/h lassen sich aus den aufgezeichneten Messergebnissen die folgenden Zusammenhänge formulieren:

- Mit zunehmender Geschwindigkeit nehmen die horizontalen Verschiebungen des Fahrweges aufgrund der Fliehkräfte linear zu.
- Die maximalen vertikalen Verformungen des Fahrweges dagegen verringern sich mit zunehmender Geschwindigkeit, hervorgerufen durch die Trägheit des Masse-Feder-Systems.
- Mit steigender Geschwindigkeit nimmt dagegen der Rückfederweg fast im selben Verhältnis zu, so dass
- die gesamte Amplitude der vertikalen Verformung von der Zuggeschwindigkeit annähernd unbeeinflusst bleibt.

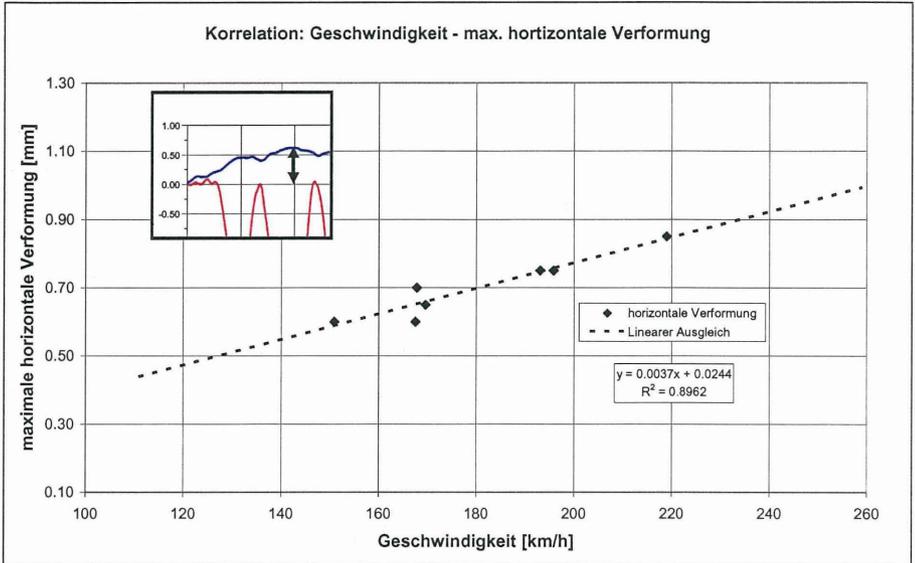


Bild 9: Korrelation Geschwindigkeit – max. horizontale Verformung

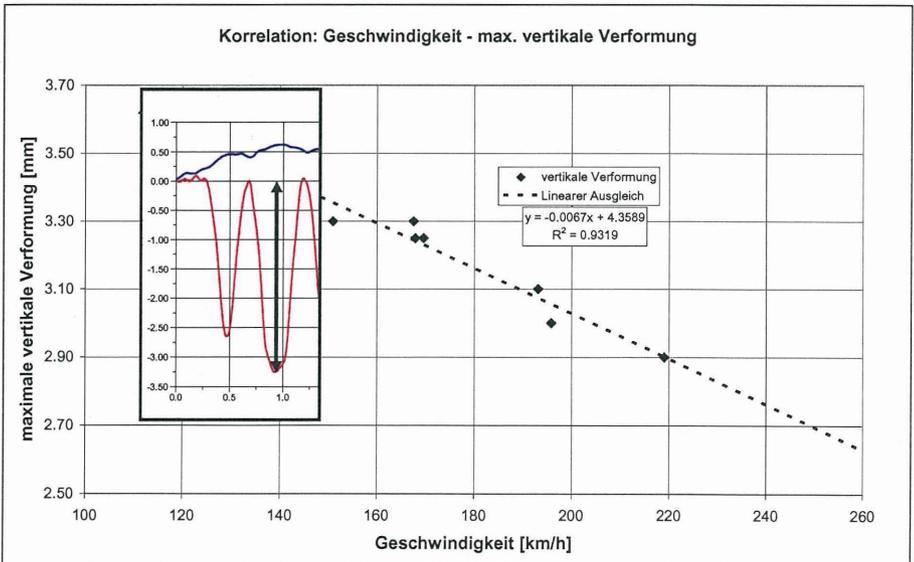


Bild 10: Korrelation Geschwindigkeit – max. vertikale Verformung

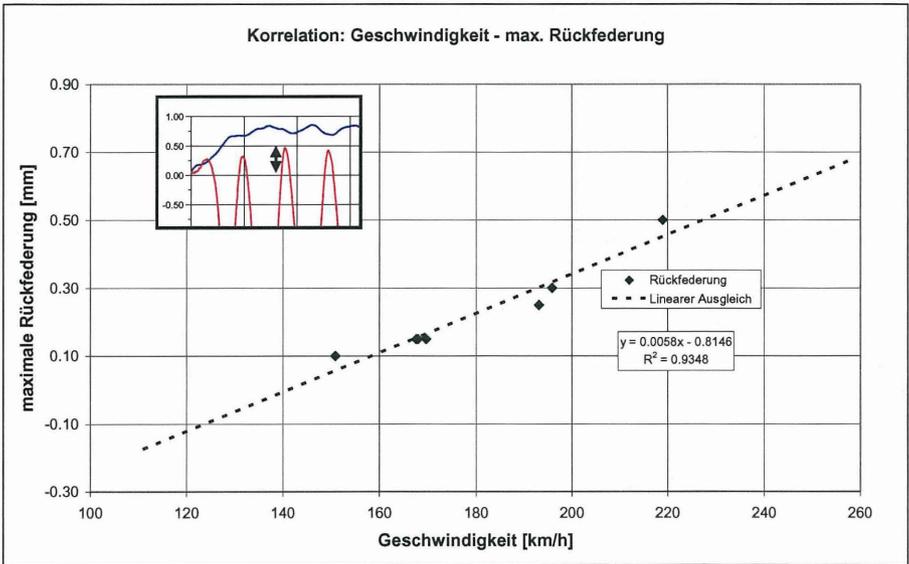


Bild 11: Korrelation Geschwindigkeit – max. Rückfederung

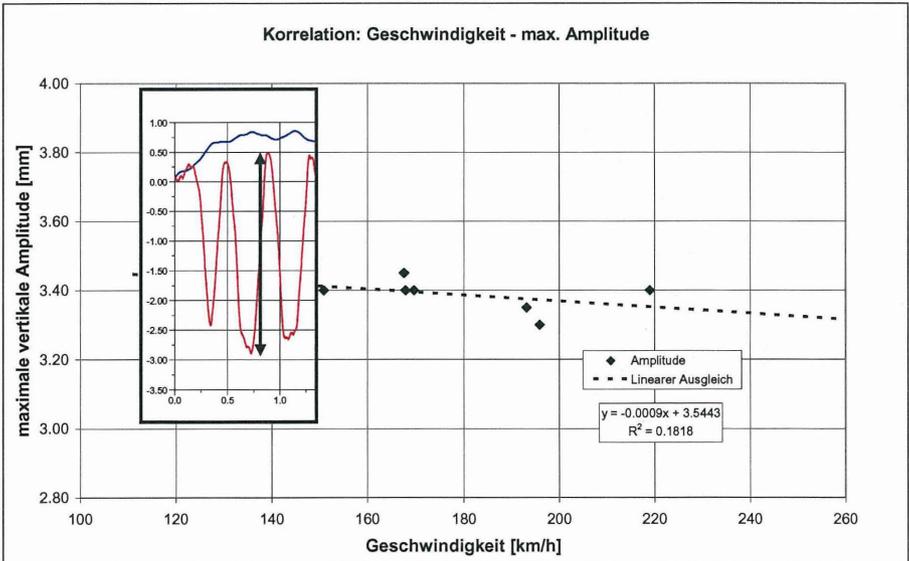


Bild 12: Korrelation Geschwindigkeit – max. Amplitude

## 4 Zusammenfassung

Mit Hilfe der laseroptischen Wegaufnehmer und der hochfrequenten Datenaufzeichnung ist die Ermittlung der dynamischen Verformungen des Fahrweges während einer Zugüberfahrt möglich. Die dabei aufgezeichneten Signale wurden mit Hilfe eines Filters bearbeitet, die maximalen Verformungsgrößen ermittelt und gegenüber der gemessenen Zuggeschwindigkeit dargestellt. Auf diese Weise lassen sich Rückschlüsse auf die Verformung des Fahrweges bei beliebigen Geschwindigkeiten innerhalb des beobachteten Geschwindigkeitsintervalls ziehen.

## 5 Verwendete Unterlagen

- [1] Nußbaumer, M.; Hartwig, U.: Tunnelbau in Deutschland: Stand der Technik - Vortriebsverfahren; aus: Natau, Fecker, Pimentel (Hrsg.): Geotechnical Measurements and Modelling, Karlsruhe 2003
- [2] Plaßmann, B.: Zur Optimierung der Messtechnik und Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen, Technische Universität Braunschweig, 2002

### Autoren

---

Dipl.-Ing. Christian Kuhn  
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

c.kuhn@tu-bs.de  
j.gattermann@tu-bs.de  
j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig  
Gaußstraße 2  
38106 Braunschweig  
Tel.: (0531) 391 2730  
Email: igb@tu-bs.de  
<http://www.igb-tubs.de>

---

Dipl.-Ing. Klauspeter Meier

Ed. Züblin AG  
Niederlassung Duisburg  
Düsseldorfer Straße 181-185  
47053 Duisburg  
Tel.: (0203) 2820 278



## Messtechnische Überwachung des Tunnelvortriebs mit 4 EPB-TBMs beim ECIS-Projekt in Los Angeles

Jörg Holzhäuser

Peter C. Raleigh

Theo R. Seeley

### 1. Einführung

Das Projekt "East Central Interceptor Sewer" (ECIS) ist Teil eines großen Bauprogrammes der Stadt Los Angeles, das die Errichtung eines neuen Hauptsammlersystems vom San Fernando Valley im Norden von Los Angeles (L.A.) bis zur Hauptkläranlage in der Bucht von Santa Monica im Süden der Stadt umfasst. Die Trasse des 18,5 km langen Tunnels des ECIS-Projektes beginnt östlich der Innenstadt von L.A. und unterfährt anschließend den L.A.-River sowie Eisenbahnlinsen, Gewerbe- und Wohngebiete im Süden von L.A. sowie ein Ölfeld in den Blair Hills, bevor der Tunnel dann an den bestehenden Hauptsammler „North Outfall Replacement Sewer“ (NORS) anschließt (Bilder 1 + 2).

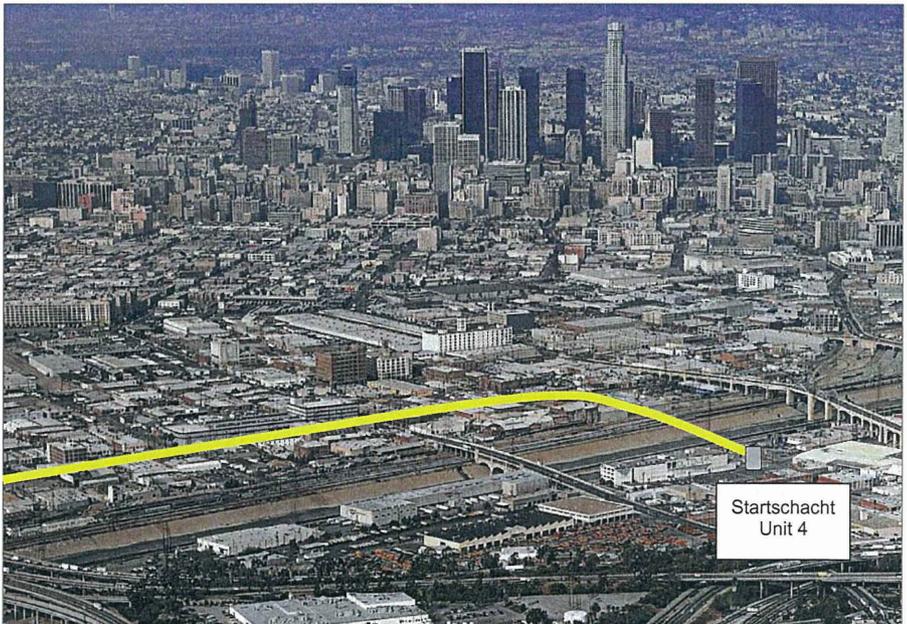


Bild 1. Tunneltrasse des ECIS-Projektes östlich der Innenstadt von Los Angeles

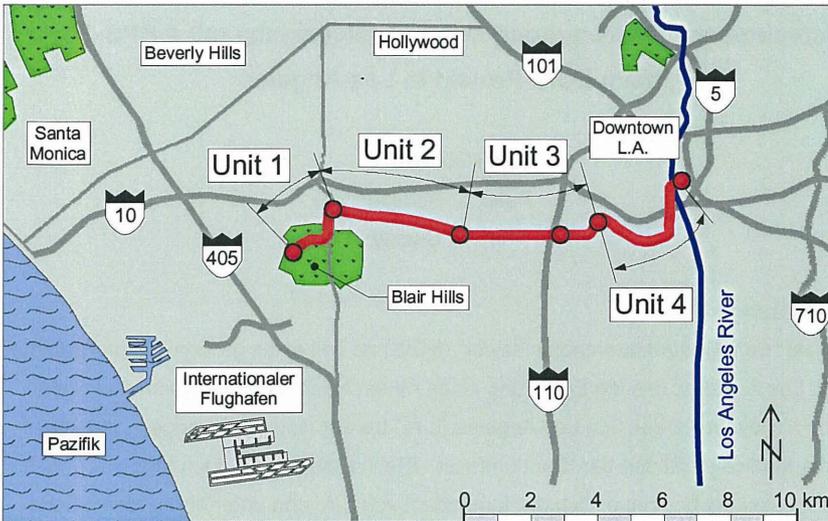


Bild 2. Lageplan der Tunneltrasse des ECIS-Projektes

## 2. Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Das ECIS-Projekt befindet sich am nördlichen Rand des Beckens von L.A. (Yerkes et al., 1965), einem 75 x 20 km großen Flachland, das leicht nach Süden und Westen hin abfällt. Tektonische Bewegungen des Newport-Inglewood Uplift haben die Blair Hills entstehen lassen sowie unterirdische Senken, die Lagerstätten für größere Ölfelder darstellen.

Die Tunneltrasse des ECIS-Projektes verläuft am westlichen Ende durch sehr harte und massive Tone und Schluffe, die innerhalb einer aktiven Störungszone und auch im Inglewood-Ölfeld liegen, in dem seit mehr als 100 Jahren und auch noch heute Öl gefördert wird. Hier war während des Tunnelvortriebs mit nicht gezogenen und nicht dokumentierten Bohrrohren der Ölgesellschaften und mit dem Auftreten von Gas (z.B. Methan) zu rechnen.

Der größte Teil der Tunneltrasse liegt in heterogenen Lockergesteinen mit einer sehr großen Bandbreite hinsichtlich der Körngrößenverteilung (Ton, Schluff, Sand und Kies) und der Lagerungsdichte bzw. der Konsistenz. Die Lockergesteine stehen überwiegend oberhalb des Grundwassers an (Bild 3). Nur am östlichen Ende des Projekts in der Nähe des L.A. River liegt die Tunnelsohle bis zu 7,5 m unterhalb des Grundwasserspiegels (Bild 3).

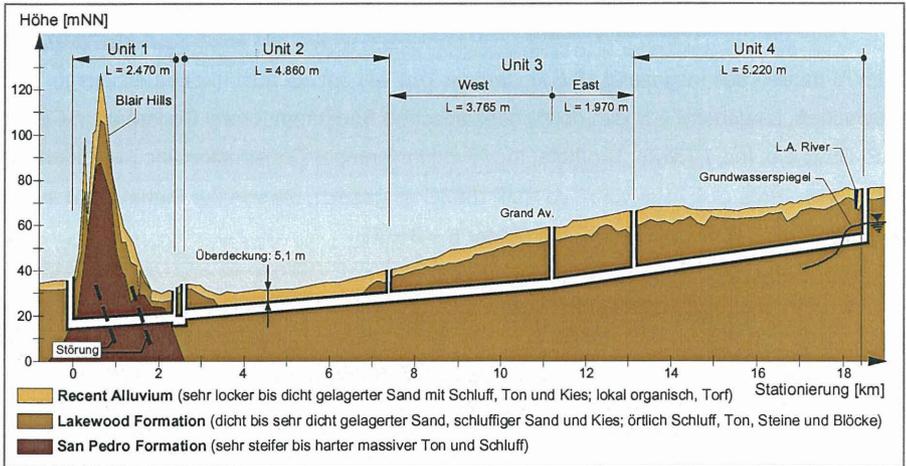


Bild 3. Längsschnitt entlang der Tunneltrasse des ECIS-Projektes

	Baugrundbeschreibung	Überdeckung [m]	Grundwasserspiegel
<b>Unit 1</b>	San Pedro Formation (sehr harter und massiver Schluff und Ton) und untergeordnet Sand. Tunnel durchfährt ein Ölfeld und auf ca. 100 m Länge eine aktive Störungszone. Östl. Abschnitt liegt in Lakewood Formation.	9-105	Tunnel oberhalb des Grundwasserspiegels (GWSP), lokal Schichtenwasser.
<b>Unit 2</b>	„Mixed face“-Bedingungen mit locker gelagerter Auffüllung oberhalb von dicht gelagerter Lakewood Formation mit einigen Steinen und Blöcken.	5-11	Tunnel oberhalb des GWSP, lokal Schichtenwasser.
<b>Unit 3</b>	Lakewood Formation mit einigen Steinen und Blöcken. „Mixed face“-Bedingungen mit locker und dicht gelagerten Böden.	10-24	Tunnel oberhalb des Grundwasserspiegels
<b>Unit 4</b>	Lakewood Formation einschließlich erheblichem Anteil von Steinen und Blöcken.	11-25	Tunnel oberhalb des GWSP, Osten: Tunnelsohle liegt 7,5 m unterhalb des GWSP.

Bild 4. Zusammenfassung der Baugrundverhältnisse in der Tunneltrasse

## 2. Tunnelbohrmaschinen (TBMs)

Zum Auffahren des insgesamt 18,5 km langen Tunnels hat die ausführende Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den nordamerikanischen Baufirmen Kenny Construction Co. / J. F. Shea Co. Inc. / Traylor Brothers, Inc./ Frontier-Kemper Constructors Inc., vier identische EPB-TBMs  $\varnothing$  4,71 m vom Typ RMP185SE eingesetzt, die von der Firma Lovat Inc., Toronto (Kanada) hergestellt wurden (Bilder 5 + 6 + 7).

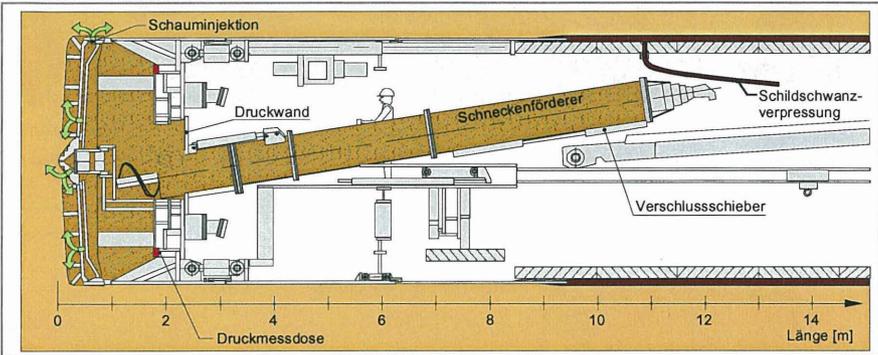


Bild 5. EPB-TBM  $\varnothing$  4,71 m, eingesetzt beim ECIS-Projekt



Bild 6. Montage der EPB-TBM am Startschacht Unit 4

Beim Tunnelvortrieb mit EPB-TBMs wird die Ortsbrust aktiv gestützt durch den abgebauten Boden in der Abbaukammer, d.h. die Ortsbrust ist „earth pressure balanced“ (EPB). Hierzu wird Schaum in den Werkzeugspalt zwischen dem Schneidrad und der Ortsbrust injiziert, um den abgebauten Boden in eine viskose Flüssigkeit zu verwandeln.

Durch Einlaßschlitze im Schneidrad gelangt der gelöste Boden in die Abbaukammer und wird von dort mit einem Schneckenförderer abtransportiert. Der Aushub fällt dann auf ein Förderband und von dort in Schutterwagen, mit denen er schließlich aus dem Tunnel herausgefahren wird.

In nicht standfestem Boden ist eine Stützung der Ortsbrust erforderlich. Hierzu muss die Abbaukammer während des Vortriebs stets gefüllt sein mit Aushubmaterial und unter einem definierten Druck stehen. Dieser Druck, der Stützdruck, wird dadurch erzeugt, dass das in die Abbaukammer hineingewonnene Bodenvolumen und das mit der Förderschnecke aus der Abbaukammer abtransportierte Bodenvolumen in Balance stehen. Der Maschinenfahrer kann den Stützdruck durch die Vorschubgeschwindigkeit der TBM und die Umdrehungsgeschwindigkeit der Förderschnecke regeln.

<p><b>Abmessungen TBM</b>                      Bohrdurchmesser: 4,714 m                      Länge TBM: 9,4 m                      Gewicht: 175 Tonnen                      Min. Kurvenradius: 130 m</p>	<p><b>Leistung</b>                      Gesamtleistung: 1060 kW                      Schneidradantrieb: 600 kW                      Max. Schneidrad-Drehmoment:                      3,5 MNm (0 to 1,6 rpm)                      Max. Vorschubkraft: 20,7 MN                      (340 bar)</p>	<p><b>Boden-Konditionierung</b>                      - 1 Dosierpumpe 50 L/min (max.)                      - 4 Pumpen für Wasserzugabe                      100 L/min (max.)                      - Injektionsauslässe:  <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 1 Zentrum</li> <li>▪ 2 Vorderseite Schneidrad</li> <li>▪ 1 Felge Schneidrad</li> <li>▪ 3 Schneckenförderer</li> </ul> </p>
<p><b>Schildschwanzverpressung</b>                      Verpressung durch die Tübbinge:                      18 m<sup>3</sup> / h (max.) mit Doppelkolbenpumpe.                      Mörtel: Sand/Flugasche/Zement.</p>	<p><b>Abbauwerkzeuge</b>                      17 Stichelwerkzeuge austauschbar gegen Rollenmeißel (Doppeldisken)                      23 Stichelwerkzeuge                      104 Schälmesser                      Schneidrad mit Hartmetallplatten besetzt (Carbid) and Werkzeuge mit Carbid-Picks.</p>	<p><b>Tübbinge</b>                      - Tübbingring <math>\varnothing_{\text{außen}}</math>: 4,55 m                      - Dicke: 200 mm                      - je Ring: 6 Tübbinge (Trapez / Parallelogramm-Form)                      - Länge (gerade Ringe): 1,524 m                      - Länge (130 m Radius): 1,375 m</p>
<p><b>Transport Ausbruchmaterial</b>                      Förderband auf TBM belädt 4 Schutterwagen (je 10 m<sup>3</sup>), Zugtransport zum Schacht und dort Krantransport zur Geländeoberfläche.</p>	<p><b>Schneckenförderer</b>                      Länge: 10,4 m                      Durchmesser: 724 mm</p>	

Bild 7. Technische Daten der EPB-TBMs

### **3. Messtechnische Überwachung des Tunnelvortriebs**

#### **Organisation**

Beim ECIS-Projekt war die Informationsbeschaffung zur Überwachung der Vortriebsarbeiten zwischen der Baufirma und dem Bauherrn aufgeteilt. Die Baufirma war verantwortlich für die Erfassung und Registrierung der Maschinendaten der TBMs sowie für die Eigenüberwachung des Vortriebspersonals. Der Bauherr, d.h. die Stadt Los Angeles, hatte als Überwachungsinstrumente ein Construction Management Team aufgestellt, das auf eine eigene Bauüberwachung sowie eine geodätische- und geotechnische Messüberwachung zurückgreifen konnte.

#### **Bauüberwachung**

Die Bauüberwachung bestand aus je einem Inspektor pro Schicht und TBM, der ständig auf der TBM war und insbesondere solche Aktivitäten und Ereignisse protokollierte, die nicht durch die Maschinendaten der TBMs erfasst wurden. Dies umfasst z.B. die Größe des abtransportierten Aushubvolumens, Besonderheiten beim Ringbau wie z.B. Versätze und Abplatzungen sowie Art und Umfang von Stillstandszeiten, wie z.B. Wartungsarbeiten und insbesondere Werkzeugwechsel. Diese Informationen wurden bei Schichtende in computergenerierte Schicht- und Ringprotokolle eingegeben und standen dann unmittelbar dem Construction Management Team zur Verfügung. Weitere Inspektoren überwachten das Baugeschehen über Tage.

#### **Geodätische Messüberwachung**

Die geodätische Messüberwachung bestand aus Nivellements, die im Vortriebsbereich täglich und später wöchentlich bzw. monatlich durchgeführt wurden. Hierzu waren an der Geländeoberfläche oberhalb der Tunnelachse Setzungsbolzen in einem Abstand von 12,5 m angeordnet. Alle 75 m wurden jeweils 7 Setzungsbolzen als Querprofil angeordnet. Die Breite dieser Überwachungszone ergab sich aus einer gedachten 45°-Linie von der Ulme des Tunnels bis zur Geländeoberfläche. Zusätzliche Bolzen wurden an Gebäuden, Brücken und anderen setzungsempfindlichen Bauwerken installiert. Daraus ergab sich eine Gesamtanzahl der Setzungsbolzen von ca. 5000 Stück. Die vertraglich vereinbarte max. Setzung der Geländeoberfläche betrug 19 mm. Die gemessenen Setzungswerte wurden in eine Datenbank eingelesen und standen somit für weitere Analysen der Vortriebsarbeiten zur Verfügung.

### **Geotechnische Messüberwachung**

Zur geotechnischen Messüberwachung wurden oberhalb der Tunnelachse insgesamt etwa 250 Mehrfachextensometer in einem Abstand von ca. 75 m bzw. ca. 35 m in kritischen Bereichen installiert, mit denen die Setzungen im Boden in drei unterschiedlichen Tiefen gemessen werden. Anker Nr. 1 und 3 waren ca. 1,5 m oberhalb der Tunnelfirste bzw. 1,5 m unterhalb der Geländeoberfläche installiert und der Anker Nr. 2 befand sich in der Mitte dazwischen. Die Messwerte der nach dem Prinzip der Schwingenden Saite arbeitenden Messgeber wurden in Messintervallen von ca. 2 Minuten während der Vortriebsarbeiten und sonst stündlich aufgezeichnet. Mindestens zweimal pro Tag wurde der Extensometerkopf geodätisch nivelliert. In kritischen Bereichen wurden mit einem Datalogger alle 10 Sekunden Messwerte registriert. Bei schwer zugänglichen Extensometern, z.B. in Hauptverkehrsstraßen und im L.A. River wurden die Daten aus dem Datalogger per Funkübertragung ausgelesen.

Zudem wurden von den Inspektoren regelmässig Proben des Ausbruchmaterials gezogen. Damit wurde unter anderem das Ausbreitmaß im Slump Test bestimmt (EFNARC 2001), um eine Einschätzung der Fließfähigkeit des konditionierten Bodens zu erhalten. Zudem wurde die Trockenwichte ermittelt, um den Auflockerungsfaktor zu bestimmen, der für die Kontrolle des Aushubvolumens benötigt wird (siehe Abschnitt 4.5).

### **TBM-Daten**

Jede der vier TBMs ist mit ca. 450 Sensoren bestückt, deren Messwerte dem Maschinenfahrer die Entscheidungsgrundlage zum Fahren der TBM liefern. Dies betrifft insbesondere die Parameter Drehmoment und Umdrehungsgeschwindigkeit des Schneidrades und des Schneckenförderers, Vorschublänge, Pressendruck der Vorschub- bzw. Steuerpressen, Stützdruck an der Druckwand sowie Druck und Volumen der Schildschwanzverpressung. Die wichtigsten Maschinendaten sowie die Messwerte des Steuerleitsystems werden dem Maschinenfahrer auf 2 Monitoren im Steuerstand der TBM angezeigt. Diese Daten werden zudem online zu weiteren Computern in Baustellenbüros der Baufirma und des Bauherrn übertragen und in einem Meßintervall von 10 Sekunden gespeichert.

### **Analyse der Vortriebsdaten**

Im Zuge der messtechnischen Überwachung des Tunnelvortriebs mit 4 TBMs entstehen sehr große Informationsmengen. Es wurde deshalb ein darauf abgestimmtes Datenmanagementsystem entwickelt, das die zahlreichen eingebundenen Abteilungen der Projektbeteiligten, von denen Informationen zur Verfügung gestellt wurden, sowie die unter-

schiedlichen Arten und Formate der Informationen bzw. Daten berücksichtigt. Damit gelang es, täglich für jede TBM eine graphische Auswertung der wichtigsten Parameter in Abhängigkeit von der Kilometrierung (Tunnelmeter) zu erstellen. Diese Grafiken enthielten zudem Angaben zu den installierten Messgebern des Monitoring-Programms sowie ein geologisches Profil, Stützdruckmesswerte, Oberflächen- und Extensometersetzungen, Ausbruchvolumen und Volumen der Schildschwanzverpressung. Diese übersichtlichen Berichte waren eine wesentliche Voraussetzung für die täglich anstehenden Management-Entscheidungen.

#### 4. Ausführung des Tunnelvortriebs

##### 4.1 Vortriebsleistung

Der Tunnelvortrieb begann zum Jahresende 2001 im Tunnelabschnitt Unit 3E. Schrittweise wurden innerhalb der darauffolgenden 10 Monate auch die übrigen 3 TBMs in Betrieb genommen.

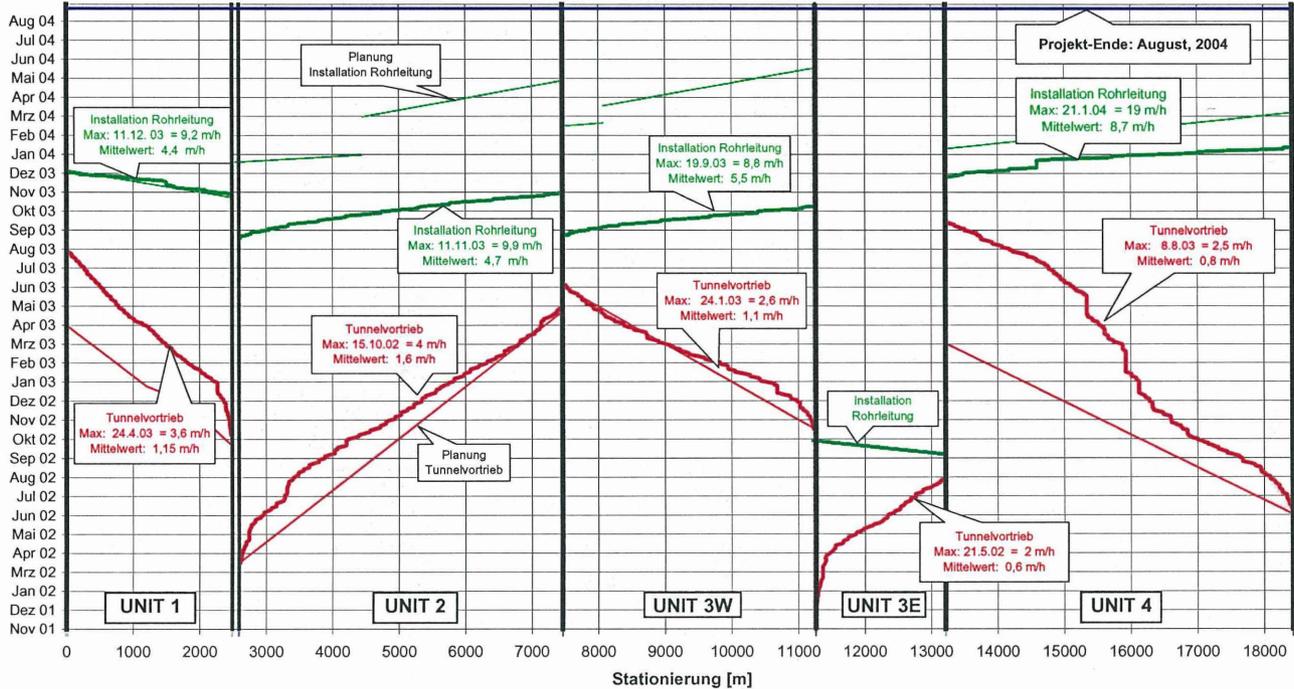
Im Gesamtprojekt lag die mittlere Vortriebsleistung in einer Bandbreite von 0,6 bis 1,6 Metern pro Arbeitsstunde, wobei die tägliche Arbeitszeit 10 bzw. 20 Stunden betrug (Bild 8). Die beste Vortriebsleistung wurde in Unit 2 mit 4 m/h erreicht, d.h. an diesem Tag wurden in einer 10 h-Schicht insgesamt 27 Ringe mit einer Breite von 1,5 m eingebaut (Bild 9).

Im Anschluß an den Tunnelvortrieb wurde eine zweite Tunnelauskleidung in Form von polymerbeschichteten Stahlbetonrohren mit einem Innendurchmesser von 4,15 m installiert. Die Verlegeleistung dieser Rohrleitung ist ebenfalls in Bild 9 eingezeichnet.

	Unit 1	Unit 2	Unit 3		Unit 4
			West	East	
Länge des Tunnels im Teilabschnitt [m]	2,470	4,860	3,765	1,967	5,220
Beginn der Vortriebsarbeiten [-]	11.19.02	10.3.02	24.10.02	20.12.01	3.6.02
Ende der Vortriebsarbeiten [-]	8.8.03	8.5.03	18.6.03	6.8.02	26.9.03
Anzahl der Schichten je Arbeitstag [-]	1	1	2	2	2
Arbeitsstunden je Schicht [h]	10	10	10	10	10
Arbeitstage je Woche [d] (plus Samstag: Wartungsarbeiten)	5	5	5	5	5
Mittlere Vortriebsleistung [m/Tag]	23	16	22	12	16

Bild 8. Übersicht Vortriebsleistung

## Bauablauf ECIS-Projekt Los Angeles



## 4.2 Setzungen der Geländeoberfläche

In Unit 1 waren die gemessenen Setzungen aufgrund der Standfestigkeit des Bodens (harte Schluffe und Tone) und der vergleichsweise großen Überdeckung durchweg kleiner als 10 mm (Bild 10).

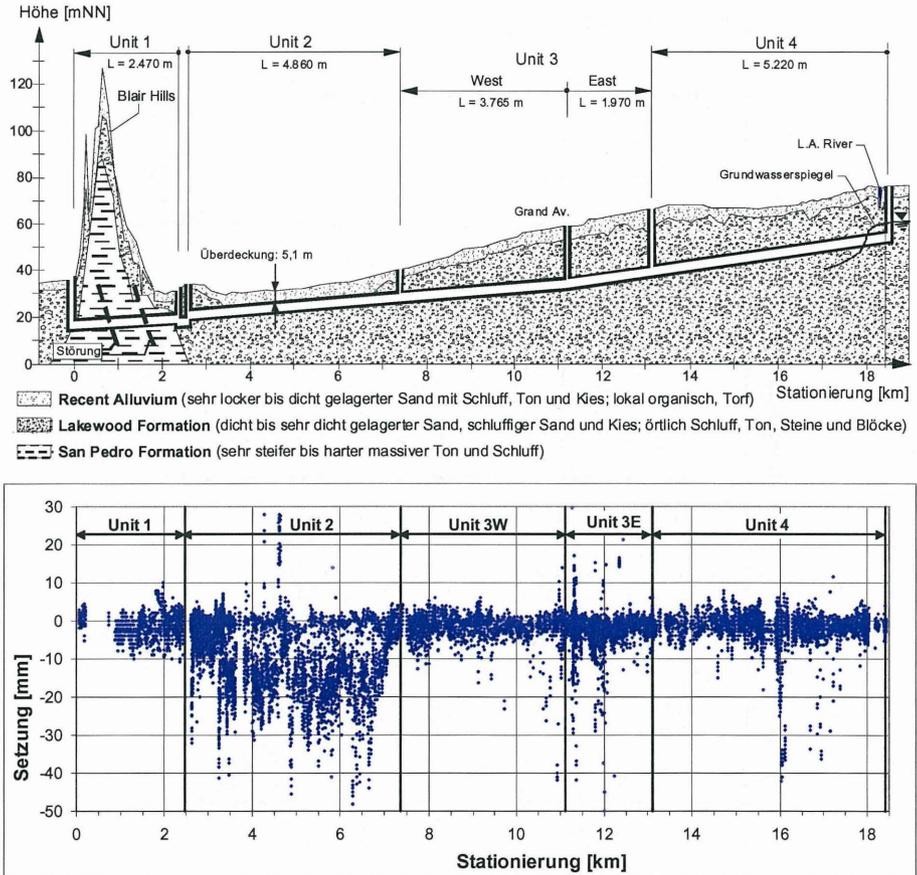


Bild 10. Gemessene Setzungen der Geländeoberfläche oberhalb der Tunnelachse

Im Abschnitt Unit 2, in dem die Überdeckung im Mittel bei etwa 7 m ( 1,5-facher Tunnel-durchmesser D) und minimal 5,1 m (1,1 x D) liegt, sind die Oberflächensetzungen im Allgemeinen etwas größer als in den anderen Abschnitten und übersteigen die zulässige Gesamtsetzung von 19 mm in folgenden Teilstrecken, die überwiegend in kohäsionslosen Sanden und schluffigen Sanden liegen:

- ◆ Anfahren aus dem Injektionsblock am Startschacht verbunden mit erhöhtem Ausbruchvolumen
- ◆ Durchfahren der Auffüllung eines im offenen Graben verlegten Regenwassersammlers (Querschnitt 5 x 6 m), der 1,6 m neben dem Tunnel verläuft
- ◆ Unterfahren eines Regenwassersammlers (Querschnitt 2 x 2 m) im Abstand von 1,4 m im schleifenden Schnitt
- ◆ Unterfahren einer vernieteten Stahlrohrleitung ( $\varnothing$  1,12 m, Baujahr 1920) auf einer Länge von ca. 1350 m.

In den Tunnelabschnitten Unit 3 und 4, beträgt die Überdeckung etwa 15 bis 20 m, dies entspricht etwa dem 3- bis 4-fachen des Tunneldurchmessers. Hier sind die Oberflächensetzungen in der Regel kleiner als 15 mm und erreichen nur örtlich größere Werte von ca. 40 mm.

### 4.3 Analyse der Setzungen in Unit 2

Ein repräsentatives Beispiel für die Entstehung der Setzungen an der Geländeoberfläche ist in Bild 11 dargestellt für den Vortriebsabschnitt 5.059 m bis 5.073 m. Im dreidimensionalen Plot im unteren Teil des Bildes wird deutlich, dass nahezu keine Setzungen vor der TBM aufgetreten sind. Die Entstehung der Setzungen begann, als sich der Schild der TBM unmittelbar unterhalb der Messpunkte befand und setzte sich fort, als der Schildschwanz die Messpunkte passiert hatte. Dies deutet darauf hin, dass die Ortsbruststützung mit konditioniertem Erdbrei gut funktioniert hat. Es zeigt aber auch, dass die auf weiter Strecke in Unit 2 erzielten Setzungen der Geländeoberfläche von etwa 20 bis 25 mm wahrscheinlich hauptsächlich durch den Überschnitt entstanden sind, der abhängig vom Verschleiß der Werkzeuge eine Dicke von etwa 19 mm hat und einen ringförmigen Spalt um den Schild herum erzeugt, der zum Steuern der TBM erforderlich ist. Der Boden im Steuerspalt ist jedoch ungestützt, bis die Tübbinge mit Mörtel hinterfüllt werden (Schildschwanzverpressung). Die Fähigkeit des Bodens, ein Gewölbe über dem Hohlraum auszubilden, ist dabei abhängig von dessen Standzeit.

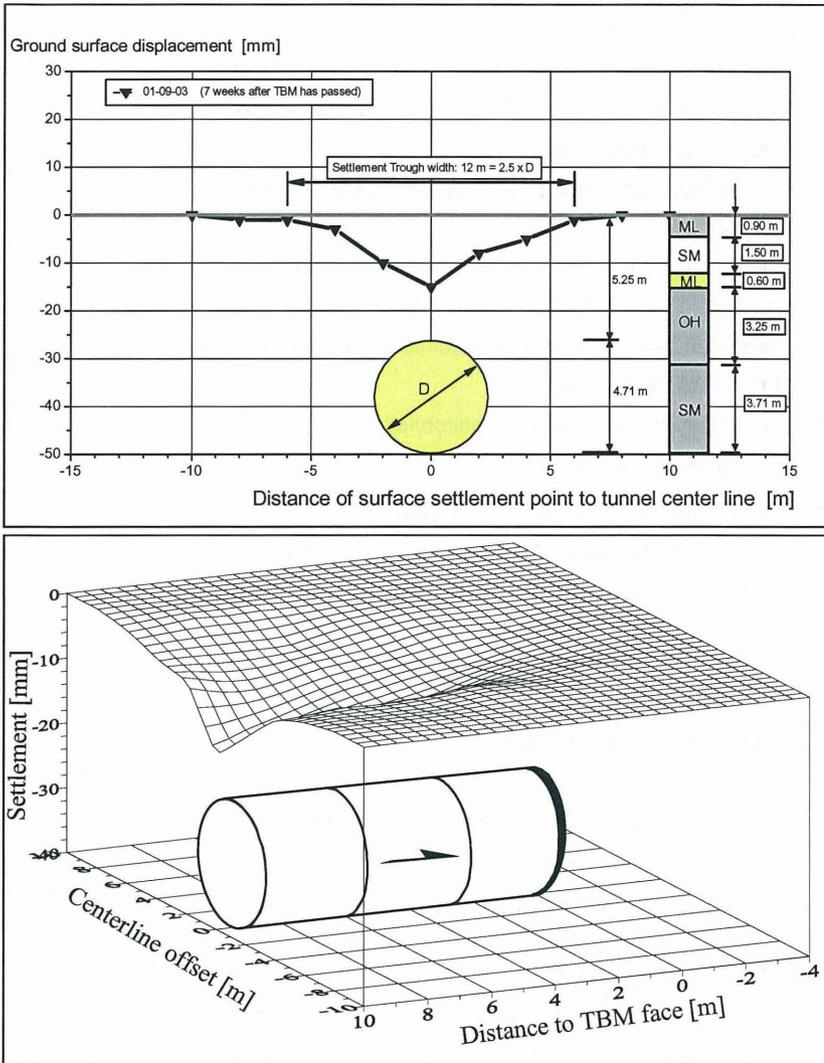


Bild 11. Gemessene Setzungen im Tunnelabschnitt Unit 2 (Station 5059 m bis 5073 m)

Der Mörtel der Schildschwanzverpressung wurde durch Injektionslöcher in den Tübbingn des vorletzten gebauten Ringes injiziert. Dabei wurde ein Verpressdruck an der Kolbenpumpe von etwa 3,5 bis 4 bar gemessen und das injizierte Mörtelvolumen entsprach einem Füllungsgrad der Schildschwanzfuge von etwa 95%.

Aufgrund der geringen Überdeckung, die in diesem Fall etwa dem 1,1-fachen Tunnel-durchmesser entspricht, ist offensichtlich keine ausreichende Gewölbewirkung vorhanden, um den Steuerspalt auf der gesamten Länge der TBM von etwa 9,4 m offen zu halten. Der Boden dringt in den Steuerspalt ein, bis er am Schildmantel aufliegt, wobei er sich entspannt und auflockert. Die Folge sind Setzungen, die sich innerhalb kurzer Zeit bis zur Geländeoberfläche fortsetzen.

Die Setzungen könnten vermindert werden, wenn der Steuerspalt mit einer Stützflüssigkeit, wie z.B. einer Bentonit-Suspension gefüllt und unter einen definierten Druck gesetzt wird. Dieses Verfahren wurde z.B. bei einem Vortrieb in Porto (Portugal) erfolgreich eingesetzt.

#### 4.4 Hebungen in Unit 2

Ein Beispiel dafür, welche Auswirkungen ein zu hoher Stützdruck an der Ortsbrust haben kann, ist in Bild 12 für den Bereich der Station 4.625 m dargestellt. Der Boden besteht hier aus Schluff mit einer eingelagerten schluffigen Sandschicht oberhalb des Tunnels. Hier wurden Hebungen der Geländeoberfläche von max. 70 mm beobachtet, die sich unmittelbar nach dem Unterfahren wieder vermindert haben, 2 Monate später noch etwa 25 mm betragen und nach 2 Jahren auf null zurückgingen.

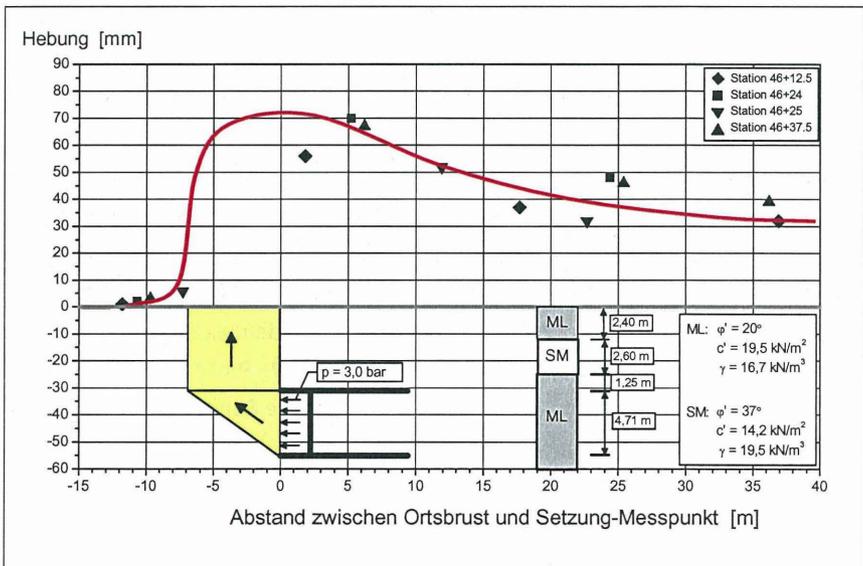


Bild 12. Gemessene Hebungen der Geländeoberfläche

Glücklicherweise sind keine Schäden an der oberhalb des Tunnels gelegenen Strasse aufgetreten. Lediglich die vergrößerten Spalten zwischen den Betonplatten der Fahrbahndecke mussten geschlossen werden. Warum der Maschinenfahrer an dieser Stelle einen derart großen Stützdruck von bis zu 3 bar gefahren ist, blieb ungeklärt. Wahrscheinlich wollte er möglichst schnell fahren. Er erreichte immerhin eine mittlere Vorschubgeschwindigkeit von 23 cm/min. Gleichzeitig hätte er jedoch auch die Förderschnecke schneller drehen lassen müssen, sodass das in die Abbaukammer hineingewonnene Bodenvolumen dem Volumen, das durch die Förderschnecke ausgetragen wird, entspricht. Eine Berechnung des passiven räumlichen Erddrucks mit einem räumlichen Gleitkeilmmodell, das dem Modell von Anagnostou und Kovari (1996) für den aktiven Fall ähnlich ist, zeigte, dass bei 70 mm Hebungen etwa 50% des passiven Erddrucks mobilisiert werden.

#### **4.5 Aushubkontrolle**

Ein wesentlicher Bestandteil der Überwachung der Vortriebsarbeiten ist die Aushubkontrolle. Hierbei ist das Volumen des abgeförderten Bodens mit dem Volumen des Bodens in situ zu vergleichen. Zur Abschätzung des Aushubvolumens muss der Auflockerungsfaktor bekannt sein, der in ähnlicher Form auch aus dem Erdbau bekannt ist. Beim Tunnelvortrieb mit EPB-TBMs wird jedoch der gelöste Boden zusätzlich mit Konditionierungsmitteln (z.B. Schaum) vermischt, sodass der Anteil von Wasser und Luft im Porenraum des Bodens gegenüber dem in situ Zustand verändert wird.

Der Auflockerungsfaktor kann aus dem Verhältnis der Trockenwichte des gelösten Bodens und derjenigen des Bodens in situ ermittelt werden (Bild 13). Die Trockenwichte des gelösten Bodens wurde im Labor an Proben ermittelt, die zuvor an der Übergabestelle zwischen dem Förderband und dem Schutterwagen im Nachläuferbereich der TBM gezogen wurden. Da die Konsistenz des konditionierten Bodens ständig schwankt, ist die Ermittlung des Auflockerungsfaktors für einen bestimmten Vortriebsabschnitt schwierig und muss sehr sorgfältig ausgeführt werden. Basierend auf den Erfahrungen beim ECIS-Projekt sollte daher darauf geachtet werden, dass repräsentative Proben gezogen werden. Mehrere Proben z.B. für den Vorschub eines Ringes können die Bandbreite des Auflockerungsfaktors angeben. In Los Angeles wurden projektbezogen die Auflockerungsfaktoren für typische Bodenarten bestimmt. Sie sind in Bild 14 in Abhängigkeit vom Sandgehalt dargestellt, der nach der amerikanischen Norm ASTM D2419-02 (Sand Equivalent Test) ermittelt wurde. Bild 15 zeigt ein Beispiel für einen konditionierten schluffigen Sand, der ein Ausbreitmaß von 50 mm aufweist.

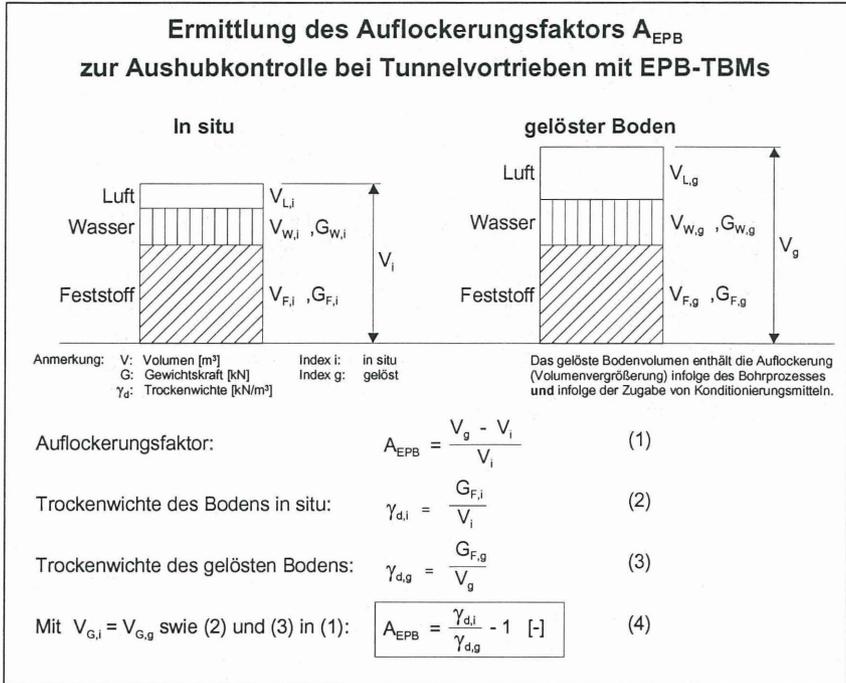


Bild 13. Ermittlung des Auflockerungsfaktors für Tunnelvortriebe mit EPB-TBMs

**Sandgehalt [%]**

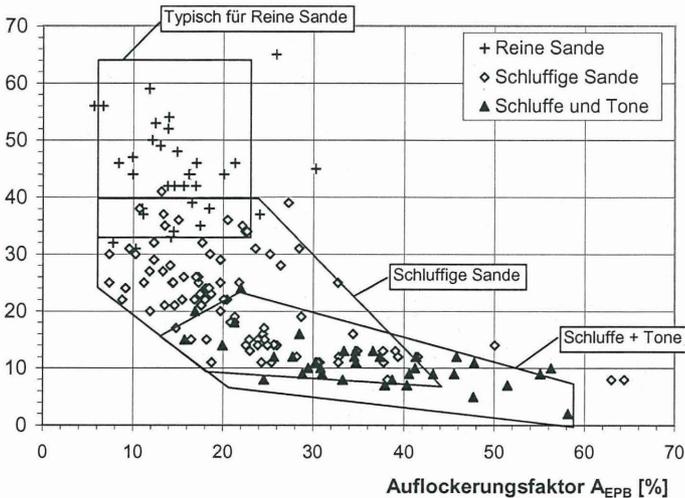


Bild 14. Gemessener Auflockerungsfaktor für typische Bodenarten in Los Angeles



Bild 15. Konditionierter schluffiger Sand (Ausbreitmass 50 mm im Slump Test)

Im Falle, dass aufgrund des beobachteten Aushubvolumens, großer Setzungen der Extensometer oder der Geländeoberfläche oder aufgrund eines zu geringen Stützdruckes der Verdacht auf Mehrausbruch bestand, wurden vom Nachläufer aus Bohrungen und anschließend eine Nachverpressung durchgeführt (Ground loss check grouting).

Hierbei wurden 3 m tiefe Bohrlöcher mit einem hydraulischen Schneckenbohrgerät ( $\varnothing$  40 mm) im Firstbereich des Tunnels unmittelbar hinter dem Schildschwanz ausgeführt (Bild 16). Anschliessend wurde Zementmörtel unter einem Druck von etwa 3 bis 4 bar injiziert, um etwaige Hohlräume bzw. Auflockerungszonen zu verfüllen.



Bild 16. Bohren und Nachverpressen vom Nachläufer der TBM aus

Wurden weitere Hohlräume vermutet, wurden von der Geländeoberfläche aus Erkundungsbohrungen abgeteuft und mit einem Mörtel auf Sandbasis und geringem Zementgehalt verfüllt, die in kritischen Zonen durch ein Injektionsprogramm (Compaction Grouting) ergänzt wurden.

## **5. Zusammenfassung**

Einige der bei der Ausführung des ECIS-Projektes in Los Angeles gewonnenen Erfahrungen lassen sich wie folgt zusammenfassen

1. In nichtbindigen und bindigen Böden oberhalb und unterhalb des Grundwassers können durch einen zuverlässigen Tunnelvortrieb mit einer EPB-TBM die Setzungen der Geländeoberfläche minimiert werden.
2. Hebungen und Setzungen der Geländeoberfläche können dadurch kontrolliert werden, dass die TBM innerhalb eines Arbeitsbereiches zwischen einem minimalen und maximalen Stützdruck betrieben wird.
3. Die Integration der zahlreichen Informationen der Bauüberwachung, der Messdaten der geodätischen und geotechnischen Messüberwachung und der Vortriebsdaten der TBM in einem Datenmanagementsystem sowie die Präsentation der wichtigsten Informationen in Grafiken in Abhängigkeit von der Tunnelstation stellen ein sehr hilfreiches Werkzeug für das Prozess-Controlling der Tunnelvortriebsarbeiten dar.
4. Die Durchführung einer Nachverpressung vom Nachläufer der TBM aus (Ground loss check grouting) hat sich als effektive Massnahme bewährt, um Setzungen der Geländeoberfläche zu minimieren, wenn Mehrausbruch aufgetreten ist.

## **Literatur**

Anagnostou, G., and K. Kovári. 1996. Face stability in slurry and EPB shield tunnelling. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, UK., Balkema, Rotterdam, p. 453-458

Budd, T., and V. Goubanov. 2003. East Central Interceptor Sewer, Los Angeles, California. Proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Society for Mining, Metalurgy, and Exploration, Littleton, Colorado, USA, p.1143-1155

EFNARC. 2001. Specification and Guidelines for the specialist products for Soft Ground Tunnelling. EFNARC, Aldershot, UK

Hanks, K., F. Fong, W. Edgerton, and B. Miya. 1999. City of Los Angeles Large Diameter Interceptor Sewer Tunnels. Proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, Colorado, USA, p. 307-329.

Crow, M., und J. Holzhäuser. 2003. Performance of four EPB-TBMs above and below the groundwater table on the ECIS Project, Los Angeles, CA, USA. Proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, Colorado, USA, p. 905-926.

Williamson, G.E., M.T. Traylor, and M. Higuchi. 1999. Soil conditioning for EPB shield tunneling on the South Bay Ocean Outfall. Proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, Colorado, USA, p. 897-925

Yerkes, R.F., T.H. McCulloh, J.E. Schoelhamer, and J.G. Vedder. 1965. Geology of the Los Angeles Basin, California - An Introduction, U.S. Geological Survey Professional Paper 420-A .

Autoren:

Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser  
Babendererde Ingenieure GmbH  
Am Lotsenberg 8  
23570 Lübeck-Travemünde

Peter C. Raleigh B.Sc. ME  
Babendererde Engineers LLC  
28205, 203rd Ave. SE  
Kent, WA 98042  
USA

Theo. R. Seeley P.E.  
Geotechnical Engineering Division, Bureau of Engineering  
650 South Spring Street, Suite 600  
Los Angeles, CA 90014-1915  
USA

# **Seismische Standorterkundung für Anwendungen in der Geotechnik**

Hans-Gottfried Schmidt & Frank Wuttke

## **1. Einleitung, Standorterkundung**

Mit geotechnischen Felduntersuchungen ist eine sehr vielfältig variierende Struktur der oberflächennahen geologischen Schichtungen zu erfassen und für bautechnische Zwecke zu bewerten. Für die einzelnen Schichten sind Bodenparameter für numerische Berechnungen bereitzustellen, die das Bodenverhalten im Freifeld und Zusammenwirken mit Bauwerken unter variablen Beanspruchungen realistisch erfassen: geo-statische Spannungen und Lastgeschichten, geologische Vorbelastungen, hydraulische Verhältnisse, Deformations- und Festigkeitsverhalten unter statischer und dynamischer Beanspruchung in einem breiten Bereich der Verzerrungen für alle Bodenarten und Dränagebedingungen.

Zur Erfüllung dieser Anforderungen steht eine breite Palette von konventionellen Standort- und Bodenuntersuchungen entsprechend der Zusammenstellung in DIN 4020 zur Verfügung. Auf Grund der unterschiedlichen Leistungs- und Aussagefähigkeiten einzelner Methoden ist eine sinnvolle Kombination von Labor und Feldversuchen notwendig. Seismische Methoden werden hier den indirekten Verfahren zugeordnet, die durch direkte Verfahren zu ergänzen sind. Neben diesen Aufschlüssen im Feld werden noch Laboruntersuchungen zur Klassifizierung der Böden und zur Parameterermittlung durchgeführt. In den zurückliegenden Jahrzehnten sind besonders intensiv die Labormethoden zur Verbesserung der Kenntnisse über das Stoffverhalten von Böden entwickelt worden. Im Bereich der Felduntersuchungen haben die seismischen Messungen in den letzten Jahren eine starke Entwicklung genommen. Nach (Jamiolkowski et al. 1995) nehmen seismisch ermittelte Bodenparameter eine zentrale Stellung bei der Beschreibung des spannungs- und dehnungsabhängigen Bodenverhaltens ein.

## **2. Aussagen zum Bodenverhalten**

Das mechanische Verhalten des Bodens muss unter monotonen und zyklischen Belastungspfaden in einem weiten Bereich der Scherdehnungen beschrieben werden (Ishihara 1996, Mayne 1999). Grund für diese Forderung ist das allgemein erreichte Dehnungsni-

veau bei verschiedenen geotechnischen Anwendungen (s. Bild 1) und das nichtlineare Stoffverhalten.

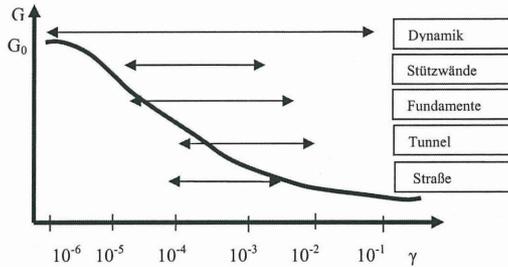


Bild 1: Einordnung der Verzerrungsbereiche in geotechnische Aufgabenstellungen

Für die meisten geotechnischen Anwendungen können die in den Nachweisen benötigten Kennwerte nicht durch die konventionellen geotechnischen Versuche ermittelt werden (Bild 2). Andererseits besteht die Aufgabe, alle verwendbaren experimentellen Verfahren nach dem erzeugten Dehnungsniveau zu bewerten (Jamiolkowski et al. 1995).

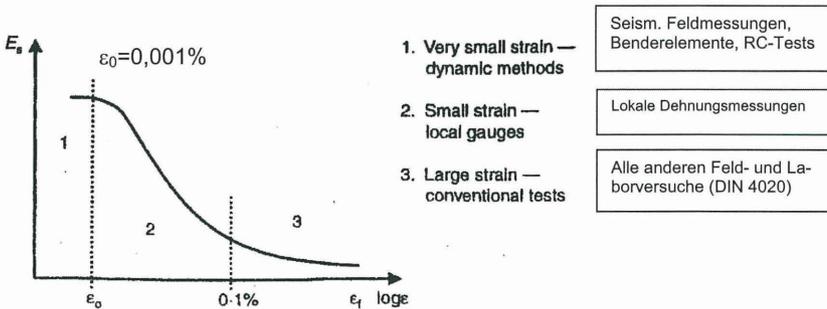


Bild 2: Erreichbares Dehnungsniveau bei geotechnischen Versuchen (Atkinson 2000)

Für kleine und sehr kleine Dehnungsbereiche stehen z.Zt. nur dynamisch basierte Testverfahren zur Verfügung, um das Bodenverhalten zu untersuchen. Bei dynamischen Laborversuchen tritt die Bereitstellung ungestörter Bodenproben in den Vordergrund, die international stark diskutiert wird (LoPresti 1994, Lunne et al. 1997). Die Bereitstellung von ungestörten Bodenproben (nach EC7 Bodenproben der Güteklasse 1) für Laboruntersuchungen ist aufwendig und mit Unzulänglichkeiten behaftet.

Deshalb besitzen die seismischen Feldmessungen z.Zt. eine Ausnahmestellung, da mit diesen Messungen Materialparameter (z.B. Bodensteifigkeiten) im ungestörten Zustand des natürlichen Bodens im Bereich kleiner Dehnungen ermittelt werden können (Hight 1997). Es werden die maximalen Steifigkeiten im rein elastischen Zustand des Bodens ermittelt, die allgemein als unbeeinflusst von Frequenzen oder Porenwasserdruckentwicklungen im Boden gelten.

In den Bildern 1 und 2 sind diese maximalen Steifigkeiten  $G_0$  die Startwerte für die dehnungsabhängige Beschreibung der Bodensteifigkeiten und somit eine unabdingbare Voraussetzung (Fahay 1998, Mayne 1999). Die weiteren Zusammenhänge bei größeren Scherdehnungsraten können mit Laboruntersuchungen (z.B. in Resonant Column-, Hollow Cylinder- oder Triaxial-Geräten) abgeklärt werden. Die ermittelten „S-Kurven“ werden neben dem aufgetragenen Dehnungsniveau u.a. durch die Lastcharakteristik (statisch, zyklisch, dynamisch), durch die Bodenarten, den Überkonsolidierungsgrad und die hydraulischen Verhältnisse (Sättigung, Saugspannungen) und Drainagebedingungen beeinflusst.

### **3. Seismische Feldversuche – eine Übersicht**

Entsprechend der Anforderungen an die Bereitstellung von Stoffparametern zur Beschreibung des Bodenverhaltens stehen verschiedene Versuchstechniken zur Verfügung, die grundsätzlich nach der Größe der erzeugten Scherdehnungen unterschieden werden müssen (s. Abschnitt 2). Bei den seismischen Verfahren wird nur ein sehr kleines Verzerrungsniveau ( $\varepsilon < 10^{-5}$ ) induziert, wodurch die maximalen Anfangsparameter (z.B.  $G_0$ ) des Bodens bestimmt werden. Mit allen anderen Verfahren (u.a. Penetrometer, Pressiometer, Dilatometer) werden größere Verzerrungen in den Boden eingetragen. Mit diesen Verfahren kann man deshalb in der Regel die verzerrungsabhängige Veränderung der Stoffparameter.

Die Auswertung seismischer Feldmessungen erfordert ein gutes Verständnis physikalischer Vorgänge im Boden entsprechend der verwendeten Versuchsmethodik und des mechanischen Verhaltens von Erdstoffen, um brauchbare Beziehungen zwischen dem Bodenverhalten und den Messergebnissen herstellen zu können.

Nach DIN 4020 werden geophysikalische Verfahren, bei denen seismische Wellen in den Untergrund eingetragen werden, in Oberflächen- und Bohrlochmethoden unterschieden. Mit diesen Verfahren werden Raum- und/oder Oberflächenwellen erzeugt, deren Laufzeiten bzw. Geschwindigkeiten zu ermitteln sind. Mit den ermittelten Geschwindigkeiten lassen sich die folgenden elastischen Eingangskenngrößen des Bodens für kleine Dehnungen ermitteln:

- Schubmodul  $G_0 = \rho \cdot v_s^2$
- Hooke-Modul  $E_0 = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot v_s^2$
- Steifenzahl  $E_s = \rho \cdot v_p^2$
- Querdehnzahl  $\nu = (v_p^2 - 2v_s^2) / 2(v_p^2 - v_s^2)$
- Geschwindigkeitsverhältnis  $v_R/v_s \cong (0,862 + 1,14\nu) / (1 + \nu)$ .

In den Gleichungen sind  $v_p$ ,  $v_s$ ,  $v_R$  die Geschwindigkeiten der Longitudinal-, Scher- und Rayleighwellen. Diese Beziehungen gelten für elastisch isotrope Einphasensysteme.

Die üblichen *Bohrlochverfahren* sind durch die notwendigen Bohrlöcher relativ aufwendig und teuer. Man unterscheidet hier Crosshole, Down- and Uphole-Messungen. Kombiniert man diese Messungen z.B. mit den CPT-Sonden (SCPT), so können die Aufwendungen verringert werden. Allgemein liefern die Crosshole-Messungen die zuverlässigsten Werte, da ein Direktdurchschallung stattfindet. Exakte Quellen und Aufnehmer mit gutem Verbund zur Bohrwandung sind dazu Voraussetzung. Bei der Nutzung seismischer Drucksonde mit einem Schwingungsaufnehmer im Sondenkopf besteht dieses Verbundproblem nicht.

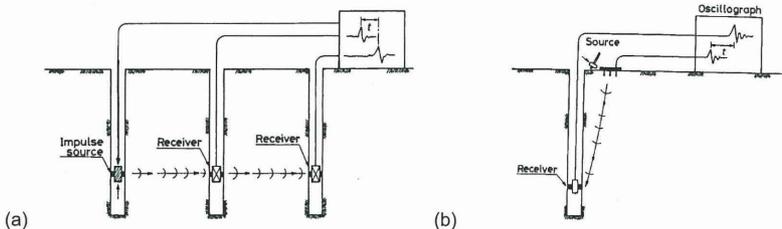


Bild 3: Seismische Bohrlochverfahren (a) Crosshole-Messung; (b) Downhole-Messung

Bei den *Oberflächenverfahren* werden im Gegensatz zu den Bohrlochverfahren die Standortverhältnisse zerstörungsfrei erkundet. Erreger und Aufnehmer befinden sich dabei auf

der Geländeoberfläche. Die Aufnehmer (Geophone) werden in der Regel in einer Reihe mit konstanten oder variablen Abständen  $s$  (1D – Array, Bild 4) angeordnet. Mit einer Anregung an der Geländeoberfläche (harmonischer Erreger, Hammerschlag – Bild 4) entstehen Raum- und Oberflächenwellen, deren Modifikation beim Durchlaufen des Mediums die gesuchten Informationen des Untergrundes beinhaltet. Geophone an den entsprechenden Aufpunkten registrieren die Zeitverläufe der durchlaufenden Wellenfelder. Die Auswertungen dieser Aufzeichnungen erfolgen nun entsprechend der gesuchten Information in sehr unterschiedlicher Weise (Refraktion- und Reflexionsseismik, Phasendifferenzen-Verfahren, Frequenz-Wellenzahl- Analysen bzw. Wellenfeld-Transformation).

Bei der klassischen seismischen Erkundung mit der *Reflexions-* bzw. *Refraktionsseismik* werden im Wesentlichen die Ersteinsätze der registrierten Zeitverläufe, die den schnelleren Raum- bzw. Körperwellen entsprechen, zum Erhalt der Informationen genutzt. Für den Erhalt verwertbarer Informationen sind gute Steifigkeitskontraste zwischen den Schichten erforderlich (Haupt 1986). Die Auswertungen gestalten sich bei zunehmender Schichtanzahl schwieriger, sind aber bei deutlichen Kontraste zwischen den Schichten möglich (Wang et al. 2000).

Da bereits in einem geringem Abstand von der Quelle (größer als eine Wellenlänge) die *Oberflächenwellen* (Rayleigh- und Lovewellen) das Wellenfeld dominieren und das Signal/Rausch- Verhältnis weitaus besser als bei Raumwellen ist, ist es oft günstiger, die Oberflächenwellen als Grundlage für die Auswertung der Zeitaufzeichnungen zu verwenden. Oberflächenwellen besitzen dispersive Eigenschaften, d.h. die Geschwindigkeiten sind frequenzabhängig. Diese Eigenschaft bildet die Grundlage in der Standortanalyse. Infolge der Frequenzabhängigkeit dieser Wellen besitzen die unterschiedlichen harmonischen Anteile eines Wellenfeldes verschiedene Wellenlängen. Somit erfassen hochfrequente Wellenanteile den oberflächennahen Bereich mit kleinen Wellenlängen und die tieffrequenten Anteile die größeren Tiefen durch entsprechend große Wellenlängen. Neben diesen Eigenschaften ist ein weiterer Vorzug der Oberflächenwellen deren ausgeprägte Empfindlichkeit für die Schubsteifigkeit eines Mediums.

Die Frequenzabhängigkeit der Geschwindigkeiten bewirkt, dass bei Hammerschlaganregung (Anregung eines Frequenzspektrums) der ursprüngliche Impuls mit zunehmender Entfernung dispergiert. Ursache dieser Erscheinung sind die frequenzabhängigen Phasengeschwindigkeiten.

In mehrfach geschichteten Böden können in einem Oberflächenwellenfeld neben dem Fundamentalmode auch höheren Moden auftreten. Die Anregung dieser Moden ist von dem Schichtaufbau sowie der Art und Lage der Quelle abhängig. Damit sind bei einer Frequenz mehrere Phasengeschwindigkeiten vorhanden. Bei der Darstellung dieser Effekte mit Dispersionskurven ergeben sich dann mehrere Kurven, Fundamentalmode und die höheren Moden.

In der Regel wird als seismische Quelle eine normale, auf der Oberfläche aufliegende Platte genutzt. Dabei werden vorrangig rayleighwellenähnliche Oberflächenwellen in einem Baugrund erzeugt. Üblich ist dabei die Aufzeichnung der Vertikalkomponente eines Verschiebungsfeldes mit entsprechenden Geophonen.

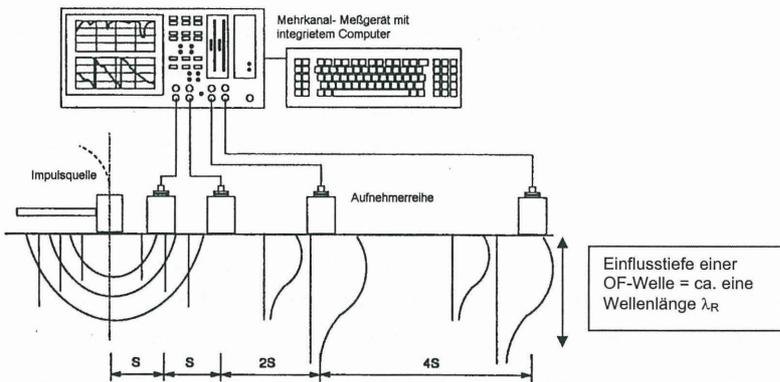


Bild 4: Messung seismischer Oberflächenwellenfelder (unterschiedliche Geophonabstände – SASW) mit den Einflusstiefen von OF-Wellen mit unterschiedlichen Frequenzen /Wellenlängen

Bei der herkömmlichen *Rayleighwellen – Dispersionsmessung* werden auf rein experimentellem Wege mit vertikaler, harmonischer Anregung angenäherte tiefenabhängige Geschwindigkeitsprofile ermittelt, indem die bei unterschiedlich angeregten Frequenzen  $f_R$  ermittelten Geschwindigkeiten der R-Wellen  $v_R$  (oder  $v_S \cong v_R / 0,92$ ) ihren typischen Tiefenbereichen zugeordnet werden (ca. 0,3 bis 0,5 mal der Wellenlänge  $\lambda_R = v_R / f_R$ ). Die bei unterschiedlichen Frequenzen ermittelten Geschwindigkeiten können graphisch als „experimentelle Dispersionskurve“ dargestellt werden (DGfZP-Merkblatt 1996, Richart et al. 1970).

## 4. Standortidentifizierung mit Hilfe von Oberflächenwellenfeldern

### 4.1 Grundlagen und Anwendung

Die Standortidentifizierung mit Hilfe von Oberflächenwellen kann in folgende vier wesentliche Bereiche gegliedert werden: die Strukturmodellierung, die Wellenfeldanalyse, die Sensitivitätsanalyse und die eigentliche Parameteridentifikation als nichtlineare Inversion der Ergebnisse der Wellenfeldanalyse. Nur in der engen Verknüpfung aller vier Bereiche ist eine erfolgreiche Identifizierung geologischer Strukturen möglich.

In unterschiedlichen Gegenüberstellungen dieser Methode zu anderen Erkundungsverfahren, wie Bohrlochmessungen, SCPT, CPT oder auch Laboruntersuchungen, wurde eine gute Übereinstimmung in den Scherwellengeschwindigkeitsprofilen oder resultierenden Steifigkeitsprofilen nachgewiesen. Diese Kongruenz des Datenmaterials und der Vorteil der zerstörungsfreien Erkundung ermöglichen eine Vielzahl von speziellen Untersuchungszwecken, z.B. die Analyse von Deponien und Bodenverbesserungen. Zusätzlich ermöglicht die recht einfache Durchführung der erforderlichen Messungen die Bereitstellung elastischer Parameter bei kleinen Dehnungswerten.

In der Regel werden die seismischen Messungen mit Hilfe einer Impulsquelle durchgeführt, um zeitraubende Frequenzwechsel mit harmonischen Quellen zu vermeiden. Da allerdings oft verschiedene Frequenzbereiche in den Untersuchungen von Interesse sind, ist eine Modifizierung der seismischen Quelle notwendig. Abhängig von der Art der Anregung ergibt sich ein entsprechender auswertbarer Frequenzbereich im Signal. Neben der Art der seismischen Quelle ist die Ankopplung der Aufnehmer von größter Wichtigkeit für den Erhalt brauchbarer Seismogramme. Die Ankopplung der Geophone sollte mit Erdnägeln im festen Untergrund erfolgen.

Mit den auf der Oberfläche angeordneten Geophonen wird das durchlaufende Wellenfeld neben einer zeitlichen Abtastung auch räumlich entlang dieser Linie abgetastet. Für die korrekte Wiedergabe des Signals muss das Abtasttheorem erfüllt werden. Das bedeutet, dass die maximal aufzulösende Frequenz bzw. Wellenzahl kleiner als der Nyquistwert der Frequenz  $\omega_N$  bzw. Wellenzahl  $k_N$  ist:

$$\omega_N = \frac{2\pi}{2\Delta t} \geq \omega_{\max} \quad \text{und} \quad k_N = \frac{2\pi}{2\Delta t} \geq k_{\max} .$$

Im Allgemeinen stellt diese Forderung für den Zeitbereich kein Problem dar, da die Aufnehmer über ein ausreichendes kleines Abtastintervall für die Zeit verfügen und zudem in den meisten Geräten ein Anti-Alias Filter in der Hardware eingebaut ist. Im Wellenzahlbereich spielt das mögliche Aliasing infolge der groben räumlichen Abtastung eine weitaus größere Rolle, da weder ein Hard- noch Softwarefilter genutzt werden kann.

Die nachfolgend vorgestellten Verfahren sind begrenzt auf eine Anwendung in nahezu horizontalen Schichtungsverläufen. Eine Signalverbesserung wird durch die Mittelung der Ergebnisse aus entgegengesetzten Schussrichtungen und die vertikale Stapelung mehrerer synchroner Versuchsdurchläufe erreicht (Bild 5).

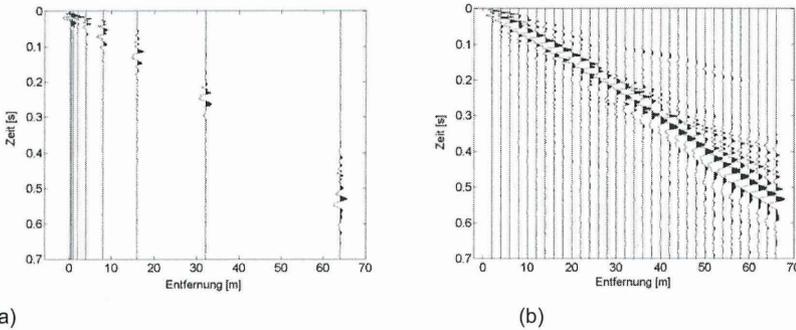


Bild 5: Seismogrammspuren für a) Phasen- Differenzen- Auswertung und b) Wellenfeld-Transformation. Die Abbildungen sind spurnormiert.

## 4.2 Dispersionsanalyse

Zur Analyse propagierender Wellenfelder existieren unterschiedliche Verfahren. In eigenen Untersuchungen wurden vorrangig das Phasendifferenzverfahren, die Frequenz-Wellenzahlanalyse und die Wellenfeldtransformationen kompletter Wellenfelder genutzt. Die in der Geotechnik bekannte SASW (Spektrale Analyse von Oberflächenwellen) basiert auf der Nutzung des Phasendifferenzverfahrens. Nazarian (1984) koppelte die Wellenfeldanalyse mit einer numerischen Rückrechnung zur Ermittlung der Untergrundparameter, einer Inversionsrechnung. Dadurch ergeben sich verbesserte Aussagen zu vorhandenen Standortparametern.

Beim *Phasendifferenzen-Verfahren* werden die experimentellen Dispersionskurven auf der Basis der Ermittlung der Phasenveränderung zwischen jeweils zwei Aufnehmern berechnet. Für die Untersuchung der Phasenänderung wird üblicherweise die Kreuzkorrelation, vorzugsweise im Frequenzbereich, genutzt:

$$\Phi_{ij}(f) = \overline{G_i(f)} \cdot G_j(f),$$

Der Balken stellt dabei die komplex Konjugierte der Funktion  $G_i(f)$  dar.

Die Phasengeschwindigkeit als Funktion der Frequenz wird aus dem komplexen Spektrum  $\Phi_{ij}$  über die Phasendifferenz  $\varphi(f)$  zwischen zwei Geophonen (Bild 4) mit der Beziehung

$$c(f) = \frac{\Delta s \cdot 2\pi f}{\varphi(f)} \quad \text{mit} \quad \varphi(f) = \arctan\left(\frac{\Im(\Phi_{ij}(f))}{\Re(\Phi_{ij}(f))}\right)$$

berechnet, wobei  $\Im$  und  $\Re$  Imaginär- und Realteil der komplexen Kreuzkorrelierten im Frequenzbereich sind.

Die vorhandene Kohärenz zwischen den Signalen, d.h. die Verwandtschaft zwischen den Signalen, wird über die Kohärenzfunktion

$$\gamma_{ij}^2(f) = \frac{\Phi_{ij}(f) \overline{\Phi_{ij}(f)}}{\Phi_{ii}(f) \Phi_{jj}(f)}$$

mit  $\Phi_{ii}$  und  $\Phi_{jj}$  als die Autokorrelierten der Eingangssignale berechnet (Bild 6). Signalbereiche, die einen ausreichend kohärenten Signalverlauf besitzen (d.h. Kohärenz > 0,9), werden für die weitere Auswertung genutzt (Nazarian et al. 1994).

Verbesserte Aussagen zur Dispersion erhält man, wenn deutliche Phasengänge mit einer Kohärenzen > 0,9 aus dem berechneten Phasenverlauf numerisch „herausgeschnitten“ und mit einer Polynomentwicklungen in Sinn des kleinsten Fehlerquadrates geglättet (Bild 7) werden (Schmidt 2003).

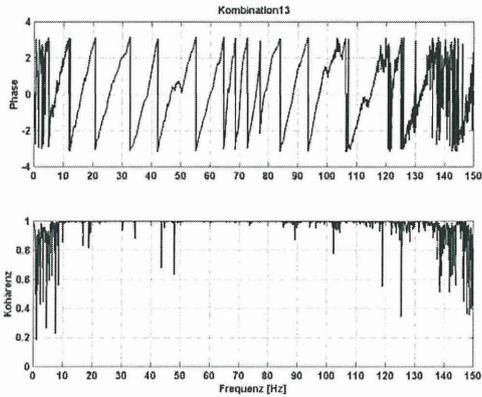


Bild 6: Phasendifferenz und Kohärenz ausgewerteter Signale

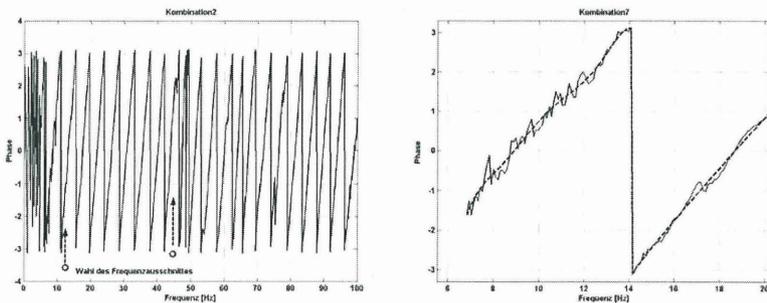


Bild 7: Auswahl und Glättung verwendbarer Bereiche des Phasenganges

Für die Berechnung der frequenzabhängigen Phasengeschwindigkeiten (Dispersionskurven) werden die Phasengänge anschließend entfaltet (Bild 8). Aus diesen entfalten frequenzabhängigen Phasenabschnitten können mit Kenntnis der Frequenz  $f$  und des Abstandes  $\Delta s$  die gewünschten Dispersionskurven ermittelt werden (Bild 8).

Die Dispersionskurven in Bild 8 stellen nur den Grundmode bzw. einen gemittelten Mode dar. Das Erkennen höherer Modi ist mit diesem Phasendifferenzenverfahren nicht möglich, was eine wesentliche Beschränkung dieses Verfahrens darstellt (Aki & Richards 1980). Auftretende höhere Moden treten dann z.B. als störendes Rauschen in dieser Dispersionsanalyse auf. Bei regulär geschichteten Böden ist die Verwendung des Grundmode ggf.

ausreichend, bei irregulär geschichteten Böden mit möglicherweise vorkommender anormalen Dispersion ist es dagegen zwingend erforderlich, höhere Moden mit in die Inversion einzubeziehen. Aus diesem Grunde ist es zwingend erforderlich, zuverlässigere Wellenfeld-Interpretation hinzuzuziehen.

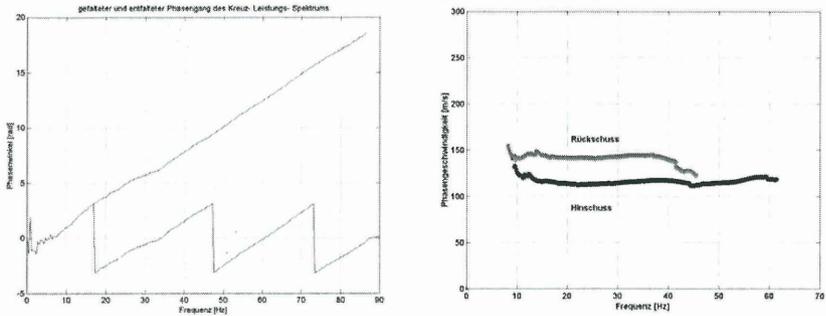


Bild 8: Entfaltung des Phasenganges und die berechneten Dispersionskurven; Hin- und Rückschuß

Zum Analysieren höherer Modi in Oberflächenwellenfeldern können folgende Möglichkeiten genutzt werden:

(a) Frequenz – Wellenzahl –Analyse:

Bei dieser Methode werden Aufzeichnungen vom Zeit-Raum-Bereich  $f(t, x)$  in den Frequenz-Wellenzahl-Bereich transformiert. Die auch als  $f/k$  – Analyse bekannte zweidimensionale Fouriertransformation eines Wellenfeldes ist eine der verbreitetsten Analysetechniken.

$$F(\omega, k) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(t, x) e^{-i(\omega t + 2pkx)} dt dx$$

Nachteilig ist die mitunter schlechte Auflösung der Dispersionsabbildung und damit der Modentrennung (Bild 9a). Zur Vermeidung von Fehlern ist das Auftreten eines räumlichen Aliasing zwingend zu beachten. In diesem Sinn sind im Versuchsaufbau gewisse Festlegungen mit einem Aufnehmerabstand zu beachten, um die gewünschten Aussagen zu vorhandenen Wellenzahlen zu erhalten. Zur Minimierung des auftretenden

Gibbs'schen Phänomens in den transformierten Darstellungen hat sich die Wichtung des Wellenfeldes mit einem seitengedämpften Fensters (Hanning-Fenster) vor der Transformation bewährt.

Das Ergebnis der Transformation ist ein 3D - Spektrum bzw. ein Höhenlinien – Plot der dominanten Frequenzen bzw. Wellenzahlen (Bild 9a). Über die bekannten Beziehungen zwischen Wellenzahl, Frequenz und Phasengeschwindigkeit können Grund- und höhere Moden extrahiert werden.

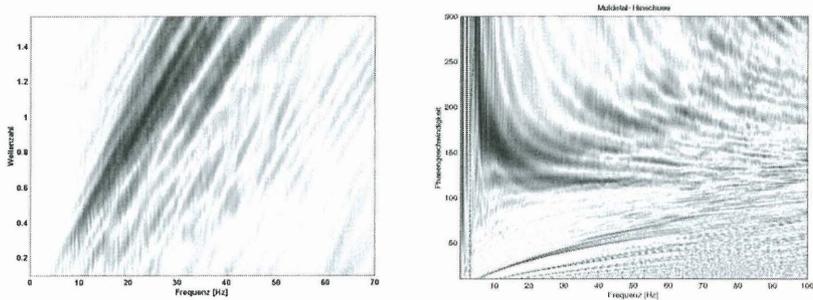


Bild 9: Berechnete Dispersionscharakteristiken mit Wellenzahl- bzw. Wellenfeldanalysen, (a) Frequenz – Wellenzahl – Analyse, (b) Wellenfeldtransformation

(b) Wellenfeld – Transformation:

Eine wesentliche Verbesserung in der Dispersionsdarstellung gegenüber des  $f/k$ -Analyse ist die von (McMechan & Yedlin 1981) entwickelte Wellenfeldtransformation oder auch Slant-Stack-Transformation (Bild 9b).

$$U(p, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} U(x, t - px) dx \leftrightarrow U(\omega, p) = \sum_{i=1}^M u(\omega, r_j) f_j e^{-i\omega p r_j} \delta r_j$$

Zur Verbesserung der Abbildungsqualität in diesen Spektren wird nur das zweidimensionale Phasenspektrum verwendet, da dieses die entsprechenden Dispersionsinformationen enthält (Park et al. 1998).

$$U(\omega, \phi) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\phi x} [U(x, \omega) / |U(x, \omega)|] dx$$

Die Wellenzahl-Transformation kann auch als eine lineare Radon-Transformation betrachtet werden.

### 4.3 Inversion der experimentellen Dispersionsdaten

Um aus der experimentellen Analyse von Wellen die entsprechenden Informationen zu vorhandenen Materialparametern bzw. geometrischen Strukturen zu erhalten, muss diese einer Inversion unterzogen werden. In diesem Sinne kann die Inversion als formale Interpretation der Daten mit Hilfe eines möglichen Modells verstanden werden. Da die physikalischen Modellformulierungen in der Regel sehr komplex sind, sind die Materialeigenschaften oft nur durch einen numerischen Suchprozess zu finden. Die Form der Abhängigkeit von Modellparametern und Beobachtungsdaten ist in dem betrachteten bodendynamischen Problemfeld prinzipiell nichtlinearer Natur.

Für die Umsetzung der Inversion von experimentellen Daten können unterschiedliche Optimierungsstrategien genutzt werden. Abhängig von dem genutzten Weg ist die weitere Handhabung der vorhandenen nichtlinearen Funktion  $F_i$  zwischen diskreten Beobachtungsdaten und Modellparametern ggf. zu linearisieren. Prinzipiell wird bei den genutzten Optimierungsmethoden zwischen globalen und lokalen Suchverfahren unterschieden. Der Vorteil globaler Suchmethoden ist die Abtastung des gesamten Modellraums bei der Suche nach dem Minimum zwischen Beobachtungsdaten und Modellparametern. Der Nachteil besteht in dem hohen Zeitaufwand und der oft vorhandenen numerischen Instabilität. Zu den globalen Suchmethoden zählen Monte-Carlo-Verfahren, genetische Verfahren und Gitter-Such-Verfahren.

Sind an den Standorten Vor- oder Zusatzinformationen aus anderen geotechnischen oder geophysikalischen Erkundungsmethoden bekannt, kann es von Vorteil sein, eine zielgerichtete Suche in der Nähe des zu erwartenden Minimums anstelle einer Abtastung des gesamten Modellraums durchzuführen. Diese lokalen Suchverfahren, zu denen die Gradientenverfahren der nichtlinearen Optimierung zählen, haben den Vorteil, dass sie sehr schnell gegen das Minimum konvergieren können und durch die eingegrenzte Suche numerisch stabiler sind. Diese Verfahren werden nachfolgend näher betrachtet.

Zur Durchführung wird die Linearisierung des Zusammenhangs zwischen Modellparametern und Beobachtungsdaten notwendig. Dazu wird eine Taylorreihenentwicklung um ein Startmodell durchgeführt und die Reihe nach dem zweiten Glied abgebrochen:

$$d_i = \underbrace{F_i(m_{i0})}_{d_{i0}} + \sum_{j=1}^M \underbrace{\frac{\partial F_i}{\partial m_j}(m_{i0})}_{G_{ij}} \underbrace{(m_j - m_{j0})}_{\delta m_j}$$

Nach dem Zusammenfassen der entstehenden Daten- und Modellparametervektoren kann die zu minimierende Zielfunktion im Sinn des kleinsten Fehlerquadrats für die Suche nach dem minimalen Fehlervektor  $e = (d_{obs} - d_{syn})$  definiert werden zu:

$$E = e^T e = (\delta d_i - G_{ij} \delta m_j)^T (\delta d_i - G_{ij} \delta m_j)$$

Die Ausdrücke  $\delta d_i$  und  $\delta m_i$  stellen den Datendifferenzen- bzw. den Modelldifferenzenvektor dar. Der Ausdruck  $G_{ij}$  ist die Matrix der partiellen Ableitungen. Durch die Forderung nach dem Verschwinden der Ableitung von  $\frac{\partial E}{\partial \delta m^T} = 0$  ergibt sich das linearisierte Inversionsproblem

$$\vec{\delta m} = (G^T G)^{-1} G^T \vec{\delta d}$$

Bei der Berechnung des Ausdrucks  $(G^T G)^{-1}$  können numerische Schwierigkeiten und Ungenauigkeiten infolge einer schlecht konditionierten bzw. nahezu singulären Matrix entstehen. Da im Allgemeinen mehr Daten als Modellparameter vorhanden sind, ist die Matrix  $G$  zusätzlich von der Größe  $i \times j$ , d.h. nichtquadratisch. Das Problem kann durch Anwendung einer Eigenwertzerlegung der Matrix  $G$  behoben werden.

Ein wesentliches Element in der Optimierung ist die Ermittlung der partiellen Ableitungen  $G_{ij}$  zur Bestimmung des Profiländerungsvektors (Bild 10). Die direkte numerische Ableitung dieser Variablen ist zu instabil. Aus diesem Grund wird zur Ermittlung der Ableitungen auf die Energiemethoden ausgewichen. Bei Ansatz des Variationsprinzips in der Kontinuumsmechanik können die benötigten Ableitungen über die entsprechenden Energieintegrale numerisch stabil ermittelt werden.

Für die Einbeziehung höherer Moden in die Inversion und die Stabilisierung der Numerik wird auf eine gewichtete und gedämpfte Zielfunktion übergegangen, die damit einem gewichteten Levenberg-Marquardt-Algorithmus entspricht.

$$E = (\delta d_i - G_{ij} \delta m_j)^T W (\delta d_i - G_{ij} \delta m_j) + \beta (\delta m_j)^T (\delta m_j)$$

Die Wichtung der Daten hat den Zweck, diese im Anpassungsmaß während der Iterationsschritte stärker bzw. schwächer zu betonen, d.h. zu gewichten. Der eingeführte Wichtungsterm  $W$  beinhaltet die normierte Amplitude der jeweiligen Moden, womit gleichzeitig die Anregung der Moden beinhaltet ist. Damit wird von der ursprünglichen Form der Wichtung mit den vorhandenen Datenvarianzen abgewichen. Der Hauptgrund für die Vernachlässigung der Varianzen ist die ungenügende Kenntnis über die Messfehler.

Für das zu nutzende theoretische Modell steht die Forderung nach möglichst wenig freien Parametern im Inversionsablauf bei gleichzeitiger ausreichend guter Beschreibung der realen Situation. Die Formulierung des geschichteten Untergrunds erfolgt auf Basis der allgemeinen Reflexions- und Transmissionskoeffizienten in einem Schichtpaket. Die daraus resultierenden Beschränkungen sind horizontale Schichtungsannahme und elastisch, isotropes Materialverhalten in einer Schichtdefinition. Der Vorteil ist eine numerisch stabile Beschreibung der Wellenausbreitung in geschichteten Böden und die Berechnung eines reinen Oberflächenwellenfeldes bei Nutzung der Funktionstheorie zur Lösung der Verschiebungsgleichungen (Green'sche Funktionen) des Wellenfeldes.

Für die Berechnung der Standortparameter unter Nutzung des Fundamentalmoden auf Basis der generalisierten Inversen kann der Inversionsalgorithmus in folgender übersichtlicher Form mit Bild 10 angegeben werden.

Bei Berücksichtigung höherer Moden wird der Ablauf der Inversion komplizierter. Die Angabe eines genäherten Bodenprofils für das Startprofil auf Basis des Fundamentalmoden führt nicht immer zum Erfolg. Als Startmodelle können auch Profile auf der Basis von geologischen Erfahrungswerten und von konventionellen Baugrunderkundungen dienen. Während der Iterationsschritte ist der auftretende Fehler zu beobachten und gegebenenfalls über den Dämpfungsterm zu korrigieren.

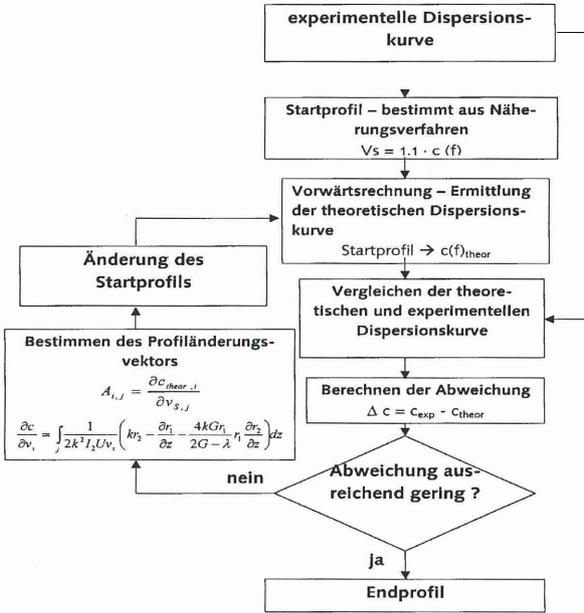


Bild 10: Flussbild der inversen Berechnung experimenteller Dispersionskurven

Das Ergebnis solcher Berechnungen unter Beachtung höherer Moden ist in Bild 11a,b dargestellt. Die experimentelle Dispersionsabbildung, welche mit einer Wellenfeld – Transformation ermittelt wurde, wurde mit den theoretischen Dispersionskurven aus dem resultierenden Inversionsergebnis grafisch überlagert.

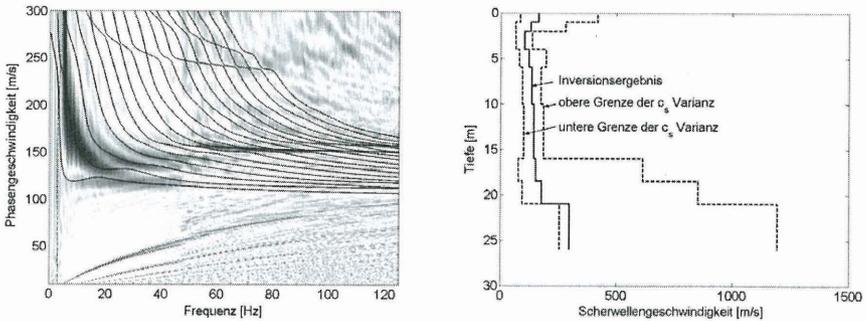


Bild 11: Theoretisch und experimentell ermittelte Dispersionskurven (a) mit dem Endprofil der Scherwellengeschwindigkeit bzw. Bodensteifigkeit (b)

## 5. Anwendung der seismischen Erkundung in der Geotechnik am Beispiel einer rekultivierten Tagebaukippe

Die Tagebaukippen der Lausitz werden intensiv für die Errichtung von Windkraftanlagen genutzt (Bild 12).



*Bild 12: Windkraftanlagen auf Tagebaukippen*

Mit konventionellen Erkundungsverfahren wurden Standortparameter erkundet, auf deren Grundlage Setzungen von ca. 15 – 20 cm und zu große Schiefstellungen für die turmartigen Bauwerke (Höhen 80 bis 100 m) errechnet wurden. Nach veranlassten Baugrundverbesserungen (49 Rüttelstopfsäulen bis ca. 15 m unter UK Fundament) ergaben sich mit einem Verbesserungsfaktor nach dem Verfahren Priebe Setzungsvorhersagen von ca. 8 - 14 cm. Observierte Setzungen an allen Fundamenten über einen längeren Zeitraum ergaben einen Mittelwert von ca. 4,5 cm.

Aus diesem Grunde wurden an einem ausgewählten Fundament ergänzende seismische Messungen (Crosshole – Tests durch Geotomographie Dr. Fechner / Neuwied und Messung / Auswertung der Oberflächenwellenfelder – BU Weimar) durchgeführt.

Die gemessenen Oberflächenwellenfelder wurden nach den zuvor genannten Berechnungsschritten ausgewertet und mit den Crosshole – Tests unter Freifeldbedingungen verglichen (Bild 14a). Die Vergleiche der Ergebnisse von Wellenfeld-Transformation und Phasendifferenzenverfahren ergaben eine gute Übereinstimmung, da nur der Grundmode angeregt wurde. Der Ergebnisvergleich zwischen Bohrlochmessung (cross-hole) und Oberflächenwellenmessung erbrachte ebenfalls eine gute Übereinstimmung, ebenso wie Vergleiche mit vorhandenen CPT – Messungen.

Zusätzlich wurde eine Crosshole-Messung im Bereich der Bodenverbesserung durchgeführt und eine Erhöhung der Steifigkeit von ca. 40 % gegenüber dem Freifeld nachgewiesen. Nach entsprechender Reduzierung der gemessenen maximalen Steifigkeiten (Bilder 1 und 2) auf ca. 20 % (konservativ) entsprechend des zu erwartenden Verformungsniveaus unter dem Fundament konnten Setzungen von  $< 3,0$  cm für das untersuchte Fundament nachgewiesen werden. Die gemessene Setzung für dieses Fundament liegt bei ca. 2,6 cm.



Bild 13: Crosshole – Test (Bohrlochquelle) und Oberflächenwellenfeldmessung

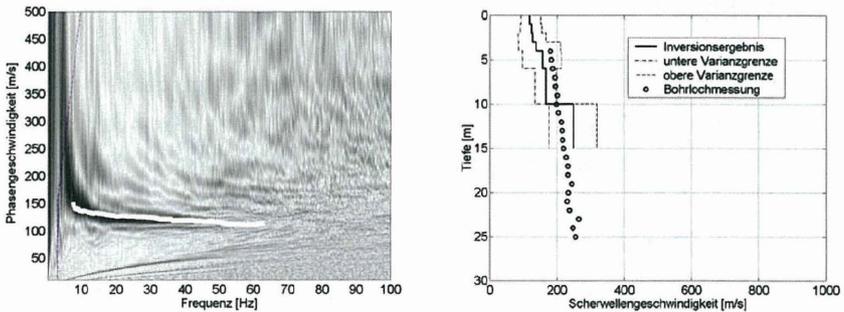


Bild 14: Dispersionskurven mit der Wellenfeld-Transformation (a) und das ermittelte Steifigkeitsprofil (b) mit Varianzen und Vergleich Crosshole - Messung

## 6. Zusammenfassung

Mit den vorgestellten seismischen Feldmessungen und deren Auswertungen werden sehr klare experimentelle Aussagen (Dispersionskurven) erhalten, deren theoretische Rückrechnung zu realistischen tiefenabhängigen Steifigkeitsprofilen führen. Diese ermittelten Steifigkeiten im Bereich sehr kleiner Dehnungen sind weitestgehend invariant und gelten als unabdingbare Voraussetzung für die dehnungsabhängige Beschreibung der Steifigkeiten und die Verwendung realistischer Parameter bei numerischen Berechnungen von geotechnischen Strukturen.

## Literatur

- Aki, K., Richards, P.G.(1980): Qualitative Seismology: Theory and Methods, Vol. I & Vol. II, Freeman and Company, 1980
- Atkinson, J.H. (2000): Non-linear soil stiffness in routine design, *Geotechnique* 50:5487-508
- Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e.V.: Merkblatt über die seismische Verfahren zur Untergrunderkundung und Ermittlung von Materialkennwerten des Bodens, Merkblatt B8, 1996
- DIN 4020 (2003/2004): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- Fahay, M. (1998): Deformation and in situ stress measurement, *Geotechnical Site Charact., Balkema*.
- Hardin, O.B. and Drnevich, V.P. (1972): Shear modulus and damping in soils: design equation and curves, *Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE*, 98, 353 – 369
- Haupt, W. (1986): *Bodendynamik*, Vieweg Verlag 1986
- Hight, D.W. et al. (1997): Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell, *Géotechnique* 47, 3:451-474
- Ishihara, K. (1996): *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Clarendon Press: Oxford 1996
- Jamiolkowski, M., D.C.F. LoPresti, O. Pallara (1995): Role of In-situ Testing in Geotechnical Earthquake Engineering, *Proc. of Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dyn.: St. Louis 1995, vol III, 1523-1546*
- LoPresti, D.C.F., Pallara, O., Constanzo, D., Impavido, M. (1994): Small strain measurements during triaxial tests: Many problems, some solutions., *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterial, Balkema*

- Lunne, T. et al. (1997): Sample disturbance effects in soft low Norwegian clay; Conf. on recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, Proc. pp. 81-102
- Mayne, P.W., J.A.Schneider, G.K.Martin (1999): Small- and large strain soil properties from seismic flat dilatometer test, in: Pre-failure Deformation characteristics of geomaterials, Balkema, M. Jamiolkowski; R. Lancelotta: LoPresti (eds)
- Mauerer, H.R, Van der Veen, M., Gindici, J., Springman, S.(1999): Determining elastic soil properties at small strains, in Proc. Sympos. on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP)
- McMechan, G.A., Yedlin, M.J.(1981): Analysis of dispersive waves by wave field transformation, Geophysics, Vol. 46, 6:869-874, 1981
- Nazarian, S., Yuan, D., Baker, M.R. (1994): Automation of Spectral Analysis of Surface Wave Method, Dynamic Geotechnical Testing II, S.88-100, Ed. Ebelhar, Drevinch, Kutter, 1994
- Nazarian, S.(1984): In situ determination of elastic moduli of soil deposits and pavement systems by Spectral-Analysis-of-Surface-Wave-Method, Phd thesis, University of Texas
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J.(1998): Imaging dispersion curves of surface waves in multi-channel record, SEG, 1998
- Richart, F.E., J.R.Hall, R.D.Woods (1970): Vibration of soil and foundations, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1970
- Schmidt, H.-G. & Wuttke, F. (2002): Aktueller Überblick über dynamische Probleme im Verkehrswegebau, Schriftenreihe Geotechnik der BU Weimar, Heft 6: Geotechnikseminar 2002.
- Schmidt, H.-G. & Wuttke, F. (2003): Seismische Feldmessungen zur Identifikation von Standortparametern, 6. Symposium "Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen"; EMPA Dübendorf - Zürich, Juni 2003
- Wang, Z., R.L.Street, E.W.Woolery, I.P.Madin (2000): SH-wave refraction/reflection and site characterisation, Proc. of Sessions of GEO-Denver 2000, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 108, pp. 126-140
- Wuttke, F.; H.-G.Schmidt, T.Schanz (2004): Geotechnical Site Investigation of subsurfaces by surface waves considering higher modes, Proc. 13. World Conf. of Earthquake Engineering, Vancouver

*Kontaktadresse:*

Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Professur Bodenmechanik, Coudraystrasse 11c, 99423 Weimar, [www.uni-weimar.de/geotechnik](http://www.uni-weimar.de/geotechnik)

## Hohlraumerkundung im Tunnelbau

Dipl.-Ing. J. Schmitt, Dr.-Ing. J. Gattermann, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

### 1 Einleitung

Das Bauen im Untergrund stellt für den Ingenieur immer eine Herausforderung dar. Die „stichpunktartige“ Erkundung liefert nur ansatzweise Grundlagen für die Interpretation der geologischen Verhältnisse in dem ein Tunnelbauwerk aufgefahren wird. Die Erkenntnisse über die tatsächliche geologische Situation ergeben sich im Grunde erst bei der Herstellung des Bauwerkes. Störungs- und Karstzonen, wasserführende Gebirgsabschnitte, Hohlräume und anthropogene Hindernisse (z. B. Bomben, Fundamente) stellen ein großes Gefährdungspotential für den Tunnelbau dar. Insbesondere im maschinellen Tunnelbau kann ein plötzliches Anfahren von geologischen Grenzflächen oder Störungen zu kostenintensiven Schäden an Mensch und Material und in deren Folge zu Vortriebsstillständen führen. Das Szenario reicht vom Wassereinbruch bis hin zum Totalschaden am System. Unentdeckte Hohlräume im näheren Umfeld eines Tunnels können nicht nur den Bauzustand sondern auch den Betriebszustand gefährden. Zum Beispiel sind auf den Hochgeschwindigkeitsstrecken der Deutschen Bahn auch kleinere Hohlräume relevant, da diese großen dynamischen Einwirkungen unterliegen.

Bei der Spritzbetonbauweise behilft man sich durch spezielle Ausbruchsklassen, die für unvorhersehbare Situationen bereits bei der Ausführungsplanung berücksichtigt wurden. Von Vorteil bei der Spritzbetonbauweise ist, dass man die Ortsbrust direkt in Augenschein nehmen und somit schon meistens im Vorfeld auf eine wechselnde Geologie reagieren kann. Im Vergleich dazu hat man bei einer Tunnelbohrmaschine (TBM) nur eingeschränkt eine Reaktionszeit auf eine wechselnde Geologie. Es besteht zwar die Möglichkeit auch von einer TBM aus Erkundungsbohrungen analog dem Verfahren, welches bei der Spritzbetonbauweise angewendet wird, durchzuführen. Allerdings wird dadurch der Bauablauf verzögert, da für die Durchführung der Erkundungsbohrung das Schneidrad der TBM stillstehen muss und sich dadurch ein Vorteil des maschinellen Tunnelbaus negiert.

Durch den wachsenden Marktanteil des maschinellen Tunnelbaus gegenüber der Spritzbetonbauweise besteht daher ein wachsend Bedarf an Vorauserkundungsver-

fahren. Die Anforderungen an das Vorauserkundungsverfahren lassen sich wie folgt definieren:

- das Vorauserkundungssystem muss aus dem Tunnel heraus einsetzbar sein, da Erkundmaßnahmen von der Geländeoberfläche aus insbesondere bei hoher Überlagerung oder großflächiger Überbauung der Tunneltrasse wenig aufschlussreich sind
- keine Einschränkungen des Vortriebs (Stillstandzeiten) während der Messungen
- kontinuierliche Erkundung
- hohe Auflösung des Untergrundes
- große Reichweite (mehrere 10 m)
- zerstörungsfrei
- ebene und räumliche Visualisierung der Ergebnisse vor Ort in Echtzeit
- eindeutige Interpretierbarkeit der Ergebnisse durch Baustellenpersonal
- baustellengerecht, d.h. robust und wartungsarm, leichte Bedienbarkeit
- schneller Ersatz von Komponenten bei Ermüdung, Verschleiß oder Defekt
- kostengünstig

Im Nachfolgenden werden Funktion, Einsatzgrenzen und Referenzen der aktuell verfügbaren Messgeräte (Stand: Januar 2003) zur Vorauserkundung im Tunnelbau erläutert.

## **2 Systeme zur Vorauserkundung im Tunnelbau**

### **2.1 Bore-Tunnelling Electrical Ahead Monitoring (BEAM)**

BEAM ist ein Vorauserkundungsverfahren für den Untertagebau und wird von der Gesellschaft GEOHYDRAULIK DATA GdBR seit 1998 entwickelt und vertrieben. BEAM ist sowohl in Locker- als auch in Festgestein einsetzbar und kann gleichzeitig zur hydrologischen und geotechnischen Gebirgsklassifikation und -dokumentation seitens des Bauherrns oder Auftragnehmers genutzt werden.

Derzeit sind vier Varianten des BEAM-Systems für unterschiedliche Aufgaben und Einsatzbereiche verfügbar:

- a) BEAM-TBM für TBM-Vortrieb
- b) BEAM-Drill & Blast für den konventionellen Sprengvortrieb
- c) BEAM-Perimeter für die Umfelderkundung im Tunnel
- d) BEAM-Surface für Kartierungsmaßnahmen von der Oberfläche aus

Darüber hinaus besteht eine weitere Variante, das Verfahren aus Horizontalbohrungen heraus anzuwenden. Die interne Bezeichnung für dieses Verfahren lautet BEAM-HDD (BEAM-Horizontal Directional Drilling) und wurde speziell zur Vorauserkundung in verkarstungsfähigen Gesteinen entwickelt. Zurzeit können hierfür jedoch keine Referenzprojekte angeführt werden.

Alle fünf BEAM-Varianten funktionieren nach demselben geophysikalischen Prinzip, das eine Kombination aus induzierter Polarisation (Frequenzbereichs-IP) und fokussierender Geoelektrik darstellt. Während durch die induzierte Polarisation Kontraste in den elektrischen Eigenschaften des Bodens erkannt werden, dient die Fokussierung des eingeleiteten Stroms zur Erhöhung der Auflösung. Das System ist laut Hersteller besonders geeignet, Klüftzonen, Karststrukturen, wasserführende Schichten und Verwitterungszonen in Festgesteinen zu lokalisieren und darzustellen.

Das Verfahren kann entweder vortriebsbegleitend (BEAM-TBM, BEAM-Drill & Blast, BEAM-HDD) oder vortriebsentkoppelt (BEAM-Perimeter, BEAM-Surface) zur Erkundung eingesetzt werden.

Bei der Variante BEAM-TBM wird bei dem Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine wird ein Strom über mehrere isolierte Meißel im Schneidrad (ca. 4 bis 10 Stück je nach TBM-Durchmesser), die die A0-Elektroden bilden in die Ortsbrust induziert (s. Abb. 1). Das Schild selbst sowie das Schneidrad dienen als Steuerelektrode A1, um den fokussierenden Schirmstrom ringförmig anzulegen. A0 und A1 weisen synchron die gleiche Polarität (+/+ bzw. -/-) und Spannung auf, so dass kein Potentialgefälle entstehen kann. Der Gegenpol B soll entsprechend [8] mindestens 200 m vor der TBM in feuchtem Untergrund angeordnet werden. Um den Stromkreis zu schließen, können Anker, Bohrungen oder lange Metallspieße verwendet werden.

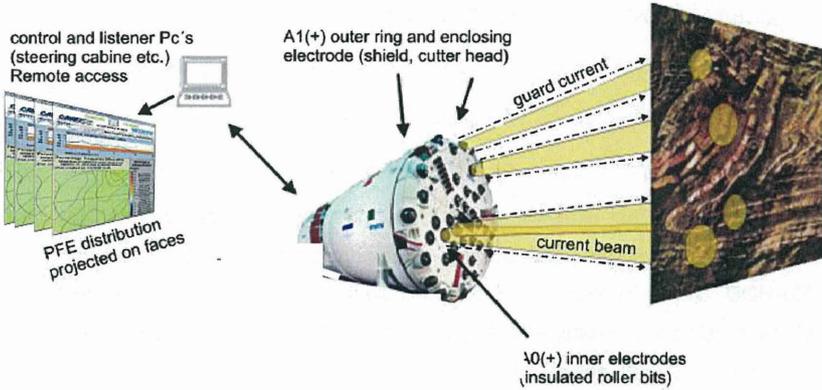


Abb. 1: Prinzip BEAM-TBM nach [7]

Entsprechend der Frequenzbereichs-IP werden über die A0-Elektroden Ströme mit wechselnder Frequenz  $10(f)$  induziert. Bei konstant gehaltener Spannung  $U(f)$  werden die frequenzabhängigen Widerstände und der prozentuale Frequenzeffekt PFE über Gl. 1 berechnet:

$$PFE = 100 \cdot \frac{R(f_1) - R(f_2)}{R(f_1)} \quad [\%] \quad (1)$$

$R(f_1) = U(f_1) / I_0(f_1)$   $[\Omega]$  frequenzabhängiger Widerstand

$$R(f_2) = U(f_2) / I_0(f_2) \quad [\Omega] \quad \text{mit } f_2 > f_1$$

mit  $U(f) = \text{konst. Spannung}$

Der PFE-Wert gibt an, wie groß die elektrische Energie ist, die durch das durchstrahlte Gestein gespeichert werden kann. Wasser und Luft haben einen PFE-Wert von Null. Daher weisen niedrige und negative PFE-Werte auf einen hohen Kluft-Anteil, Karst-Hohlräume oder locker gelagerte Sand- und Kiesschichten hin. Dagegen ist ein hoher PFE-Wert ein Indikator für dicht gelagerte, homogene Gebirgsformationen, wie z.B. ton-, graphit- und erzhaltige Böden.

Zusätzlich zu dem PFE-Wert wird durch das BEAM noch einen Ground Change Indicator (GCI), der kritische Gesteinswechsel im Voraus anzeigen soll, berechnet. Hier-

bei wird im Prinzip der aktuelle durchschnittliche PFE-Wert an der Ortsbrust zu dem 10 m zurückliegenden PFE-Wert ins Verhältnis gesetzt:

$$GCI = 100 \cdot \frac{PFE_0}{PFE_{-10m}} \quad [\%] \quad (2)$$

Ein sehr kleiner GCI weist demnach auf einen ungünstigen Gesteinswechsel im Vorfeld des Tunnels hin. Größere positive Werte zeigen eine Verbesserung der Gebirgsverhältnisse an.

Die Darstellung des PFE- und GCI-Wertes erfolgt in einem Quer- bzw. Längsschnitt der Tunnelachse und kann in der Steuerkabine der TBM (Abb. 2) kontinuierlich beobachtet werden. Dabei wird die graphische Ausgabe während des Vortriebs in einem „refresh“ ca. alle zehn Minuten aktualisiert.

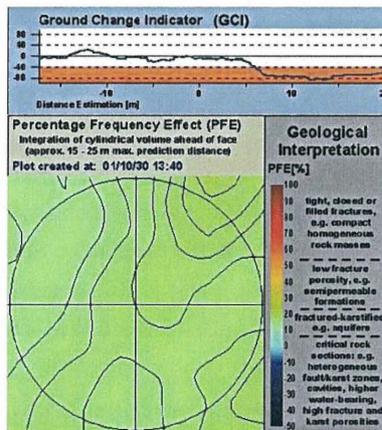


Abb. 2: Visualisierung von PFE und GCI am Beispiel des Ginori-Tunnels nach [9]

Die Reichweite der Vorauserkundung von BEAM-TBM beträgt entsprechend [9] das 2- bis 5-fache des Tunneldurchmessers, d.h. im Durchschnitt 30 m. Grundsätzlich ist zu berücksichtigen, dass die Auflösung mit zunehmender Entfernung kleiner und die Gefahr von Fehlinterpretationen größer wird. Ebenso wird in [15] darauf hingewiesen, dass Störströme im Tunnel die Messdaten beeinflussen können.

Bei konventionellen Sprengvortrieben kommt das System BEAM-Drill & Blast zur Anwendung, dabei dient die Bewehrung des bereits gesicherten Abschnitts oder

mehrere elektrisch verbundene Anker als A1-Kontakt. Das Bohrgestänge eines Bohrjumbos bildet die A0-Elektrode (Abb. 3). Die Gegenelektrode B befindet sich im rückwärtigen Tunnelbereich.

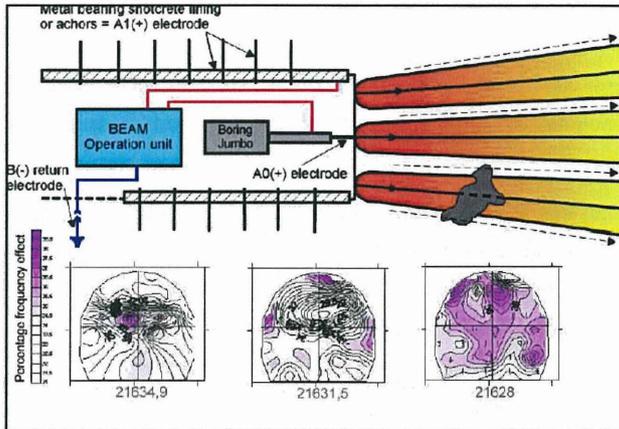


Abb. 3: Prinzip von BEAM-Drill & Blast nach [9]

Gemessen wird während des Bohrens der Sprenglöcher. Anschließend wird für jeden Bohrpunkt ein PFE-Wert berechnet. Bei bekanntem Bohrplan kann dessen Verteilung über die Ortsbrust dargestellt und der GCI abgeleitet werden. Wegen der großen Messintervalle kann bei BEAM-Drill & Blast nicht mehr von einer Visualisierung in Echtzeit gesprochen werden.

Die Reichweite des Systems wird nach [9] auf den 3-fachen Durchmesser der Schirmelektrode (Tunneldurchmesser + Ankerlänge) beziffert.

Das Verfahren wurde bereits angewendet bei Testmessungen im Lötschberg-Basis Tunnel (Schweiz).

Zur BEAM-HDD existieren bisher weder Referenzen noch Veröffentlichungen. Im Prinzip wird aus einer verrohrten horizontalen oder geneigten Bohrung das radiale Umfeld erkundet. Der Radius des aufgeklärten Zylinders wird auf 5 m geschätzt. Innerhalb eines Hüllrohres, das als A1-Elektrode dient, wird eine Art Stahlbürste (A0-Elektrode) eingeführt und während der Messung drehend zurückgezogen.

Das BEAM-Perimeter wird zur Umfelderkundung von bereits fertiggestellten Tunneln eingesetzt. Als A1-Kontakt für den Schirmstrom wird die Bewehrung der Tunnelscha-

le genutzt. Der polarisierende Strom wird in regelmäßigen Abständen mit Handbohrmaschinen (A0-Kontakt) in die Außenhaut eingespeist. Unterstützt werden die Arbeiten durch mobile Hubbühnen. Der Gegenpol B befindet sich in einigen hundert Metern Entfernung vom Messort. Die Erkundungsreichweite wird mit einem Tunneldurchmesser angegeben.

Angewandt wurde dieses Verfahren bereits zur Lokalisierung von Hohlräumen und Karstmorphologien im Umfeld dreier Tunnel bei Ingolstadt.

Das Verfahren BEAM-Surface wurde erstmals bei einer Hochhausgründung in Frankfurt eingesetzt. Dabei wurden die Spundwände der Baugrubenumschließung als A1-Elektrode genutzt. Mit einem Metallspeer (A0-Kontakt) wurde in einem 1 m x 2 m-Raster der Baugrund vermessen. Die Reichweite bei diesen Verfahren beträgt ca. 10 m.

## **2.2 Tunnel Seismic Prediction (TSP 203)**

Das TSP-System wird seit den frühen 1990er Jahren von der Amberg Messtechnik AG (Schweiz) entwickelt und vertrieben. Es ist somit das älteste Vorauserkundungsverfahren dieser Art und verfügt bereits über zahlreiche Referenzen. Die aktuellste Version trägt die Bezeichnung TSP 203.

TSP kann sowohl bei konventionellen als auch bei TBM-Vortrieben in Festgesteinen eingesetzt werden. Für Lockergesteine wurde in Kooperation mit der Herrenknecht AG das SSP-System konzipiert (vgl. Abs. 2.5).

Aus der Auswertung eines künstlich erzeugten seismischen Echos können Rückschlüsse auf Lage und Ausdehnung geologischer Grenzflächen sowie Störungszonen, Karsthohlräume und wasserführende Schichten gezogen werden. Das TSP liefert die Wellengeschwindigkeit P- und S-Wellen sowie die Poissonzahl. Über empirische Beziehungen können gebirgsmechanischen Kennwerte wie z.B. Dichte, statischer und dynamischer E-Modul bestimmt werden.

Das Messprinzip beruht auf dem VSP-Verfahren (Vertical Seismic Profiling, Typ C), welches aus der Bohrlochgeophysik stammt, mit dem Ansatz, dass ein Tunnel vergleichbar mit einer überdimensionalen horizontalen Bohrung ist.

Die Abb. 4 zeigt den üblichen TSP-Versuchsaufbau. Entlang einer Tunnelflanke werden in regelmäßigen Abständen bis zu 30 seismische Sprengladungen in Bohrungen

mit Längen von 1,5 m installiert. Dahinter wird beidseits der Tunnelachse jeweils ein 2 m langer 3-Komponenten-Empfänger eingebaut, der die reflektierten S- und P-Wellen registriert. Arbeiten an der Ortsbrust sind nicht erforderlich, jedoch sollte das System unmittelbar dahinter eingesetzt werden, um eine maximale Erkundungsreichweite im Vorfeld zu erzielen.

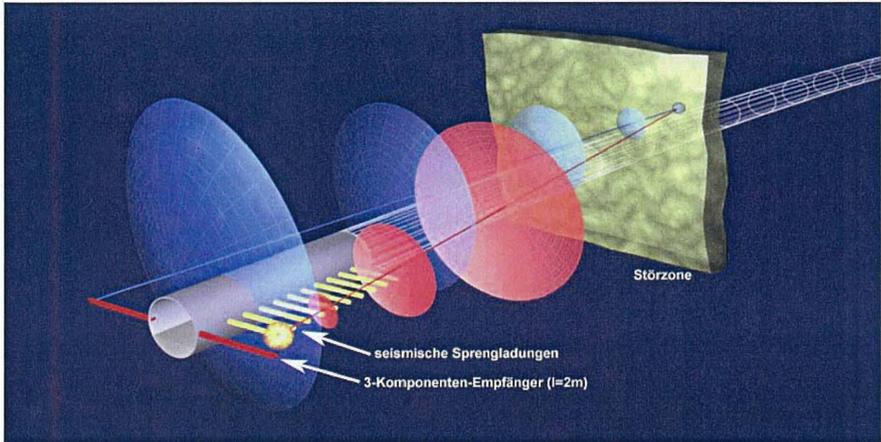


Abb. 4: Versuchsaufbau und Prinzip des TSP-Systems nach [2]

Vor Beginn der Messungen muss die Versuchsgeometrie z. B. die Neigung der Empfänger sorgfältig aufgenommen werden. Die in Abb. 4 dargestellten roten Bereiche bezeichnen Gebiete mit zunehmender Gebirgsfestigkeiten, die blauen Bereiche Gebiete mit abnehmender Gebirgsfestigkeit.

Die Analyse der Messergebnisse kann durch geschultes Baustellenpersonal erfolgen und bis zu 6 Stunden in Anspruch nehmen. Die Vorarbeiten sowie die Datenerfassung selbst, bei dem der Vortrieb eingestellt werden muss, sind nach 2 Stunden abgeschlossen.

Sowohl 2D- als auch 3D-Darstellungen des Tunnelvor- und umfelds ist auch die räumliche Darstellung möglich. In Abb. 5 sind die Ergebnisse eines TSP-Einsatzes beim Bau des Abwassertunnels unter dem Zuckerberg bei Stuttgart ( $l=2.747$  m,  $\varnothing=3,4$  m) dargestellt. Der Tunnel wurde mit einer offenen Schild im Muschelkalk aufgefahen. Nach ca. 2,1 km traten Karsterscheinungen auf, die einen Überausbruch und ergänzende bergmännische Arbeiten notwendig machten. Das TSP sollte anzei-

gen, in welcher Entfernung mit dem Ende der Karstzone zu rechnen ist sowie Hinweise auf weitere kritische Gebirgsabschnitte geben. Aus den berechneten Verläufen von Körperwellengeschwindigkeit, Dichte und E-Modul ergab sich ein detailliertes Modell der geologischen Verhältnisse. Der Fehler in der Vorhersage des Karstendes betrug bei diesem Projekt 2 m.

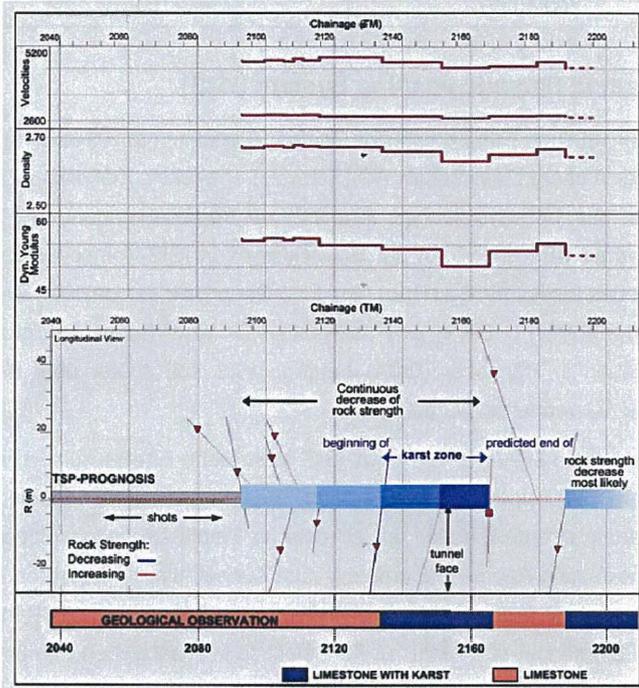


Abb. 5: Ergebnis der TSP-Untersuchung im Zuckerberg-Tunnel nach [2]

Grundsätzlich nimmt der Fehler bei Entfernungsvorhersagen von geologischen Grenzflächen mit der Erkundungsreichweite zu (Tab. 1). Des Weiteren ist er umso größer, je flacher der Einfallswinkel der Störung zur Tunnelachse ist. Steil stehende Formationen können wegen ihres stärkeren Reflexionsverhaltens genauer vorhergesagt werden. Dies sind aber auch die gefährlicheren für den Tunnelbau, da diese plötzlich auftreten. Nach [5] wird empfohlen, alle 150 m bis 200 m Vortriebsstrecke eine neue Messung durchzuführen.

Tab. 1: Fehlergrenzen bei unterschiedlichen Erkundungsreichweiten nach [5]

Erkundungsreichweite [m]	Fehler bei der Vorhersage von Entfernungen von Grenzflächen
0-50	± 5%
50-200	± 10%
200-1.000	Mindestens ± 20%

### 2.3 Integrated Seismic Imaging System (ISIS)

ISIS wird seit 1998 am Geo Forschungs Zentrum-Potsdam (GFZ-Potsdam) in Kooperation mit der Amberg Messtechnik AG (Schweiz) entwickelt. Ziel dieser Zusammenarbeit ist es, das TSP-System (vgl. Abs. 2.2) zur Vorauserkundung im Festgestein entscheidend zu verbessern. An der Entwicklung von ISIS-Komponenten sind darüber hinaus das Institut für Geologie, Abteilung Geophysik der Uni Kiel, die Fachrichtung Geophysik der FU Berlin und das Institut für Geowissenschaftliche Gemeinschaftsaufgaben in Hannover (GGA) beteiligt. ISIS soll später über die Amberg Messtechnik AG vertrieben werden.

Ebenso wie beim TSP-Verfahren nutzt ISIS seismische Effekte zur Erkundung des Untergrundes. Die Innovation besteht darin, dass Felsanker, die ohnehin zur Ausbruchssicherung erforderlich sind, als seismische Empfänger mitgenutzt werden. So entsteht eine radiale Antennenanordnung zum Tunnel, die ein besseres Abbild des Gebirges ermöglicht (Abb. 6). Im Vergleich hierzu werden bei der TSP-Methode lediglich zwei Empfänger senkrecht zur Tunnelachse in zusätzlichen Bohrungen installiert.

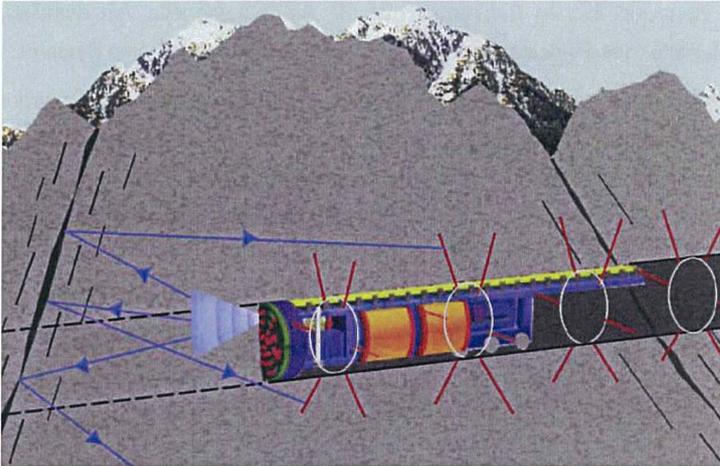


Abb. 6: Radiale Antennenanordnung durch Mitnutzung der Gebirgsanker nach [16]

In die Spitzen der glasfaserverstärkten Gebirgsanker werden Miniatur-Geophone in Form eines orthogonalen Dreibeins eingebaut. Die Anker-Bohrungen können mehrere Meter tief sein und haben einen Mindestdurchmesser von 32 mm. Um eine optimale akustische Anbindung der Empfänger an den Untergrund zu erhalten, werden die Geophon-Anker mit einem 2-Komponenten-Polyesterharz verpress und sind somit verloren. In jüngster Zeit werden daher Geophone entwickelt, die nach Abschluss der Messungen geborgen werden können und vergleichbare Ergebnisse zur vollverklebten Variante liefern.

Nach [4] können die Geophone Signale bis 3 kHz sowie das gesamte seismische Wellenfeld (P-, S- und Oberflächenwellen) registrieren. Auf Grund der rechtwinkligen Anordnung zueinander eignen sie sich besonders zur räumlichen Erfassung von geologischen Störfächen. Weitere Vorteile sind, dass sie automatisch mit Großgeräten und ohne Behinderung des Bauablaufs an jedem beliebigen Punkt der Tunneloberfläche eingebaut werden können. Dies reduziert den Arbeits- und Kostenaufwand deutlich.

Alternativ zur strahlenförmigen Anordnung können die Geophone auch in Richtung des Tunnels nach vorne, d.h. axial eingebaut werden. Somit ergibt sich ein zusätzlicher Blickwinkel für die seismische Tomographie, der zu einer Erhöhung der Auflösung beiträgt.

Neben den seismischen Empfängern ist die Anregungsquelle von entscheidender Bedeutung für das Einsatzspektrum des Integrated Seismic Imaging Systems.

Seismische Sprengungen, wie sie z.B. beim TSP-System verwendet werden, sind ideal, um hochfrequente Energie, d.h. starke Signale, abzustrahlen. Gleichzeitig verfügen sie aber über mehrere gewichtige Nachteile. Neben zahlreichen teuren und zeitaufwendigen Sprengbohrungen dürfen die Arbeiten nur von Personal mit einer Sprengberechtigung ausgeführt werden. Darüber hinaus muss der Vortrieb während der Sprengungen eingestellt werden, wodurch zusätzliche Kosten entstehen. Einige Auftraggeber verbieten daher gänzlich den Einsatz seismischer Sprengungen.

Aus diesen Gründen wurden am GFZ-Potsdam zwei mechanische Impulsquellen mit den folgenden Zielvorgaben entwickelt ([10]):

- Reiner Signalimpuls, kein Doppelschlag o.ä.
- Signale gleicher Energie (exakte Reproduzierbarkeit)
- Handliches, möglichst autarkes und leichtes Gerät
- Freie räumliche Positionierung
- Betriebssicherheit > 50.000 Schläge
- Fernbedienbarkeit

Die Geräte und ihre charakteristischen Eigenschaften sind in Tab. 2 dargestellt.

Tab. 2: Signalquellen des ISIS nach [4]

<b>1. Pneumatischer Hammer (Impulsgenerator)</b>	
Schlaggewicht	5 kg
Impulsdauer	1 ms
Frequenzen	bis zu 2 kHz
Wiederholungsrate	5 s
Maximaler Auslösefehler	$\leq 0,1$ ms
<b>2. Sweep vibrator (mechanische Schwingungen)</b>	
Frequenzen	10 Hz - 5 kHz
Maximale Kraft	22 kN

Beide Geräte erzeugen Signale hoher Qualität. Die exakte Reproduzierbarkeit der Impulse ist eine notwendige Voraussetzung zur Stapelung der Registrierungen, d.h. zur Unterdrückung der Störsignale (Hintergrundrauschen) durch wiederholte Messungen.

Die Sender können sowohl an einem Minibagger als auch in einer TBM installiert werden, sofern die Betriebsvoraussetzungen gegeben sind (Elektrizität: 24 V / 2 A sowie Druckluft: 50 l/min Ansaugleistung und 8 bar Enddruck).

Analog den Verfahren in der Seismik werden die direkten Wellen mit den transformierten Wellen verglichen. Anhand der Reflexion, Beugung und Streuung der Signale können Aussagen zu Diskontinuitäten im Untergrund, wie z.B. Formationswechsel oder geologischen Störungsflächen, getroffen werden.

Eine erste Interpretation der Daten ist innerhalb von 2 bis 3 h nach Abschluss der Messungen möglich. Die Darstellung der Gebirgsverhältnisse im Umfeld der Tunneltrasse erfolgt in Form eines dreidimensionalen Modells. Dabei werden auch seismische Daten aus dem Erkundungsbereich mit geologischen Aufschlüssen verglichen, um die 3D-Abbildung der Reflektoren evtl. zu korrigieren. Ein Beispiel ist in Abb. 7 dargestellt. Dabei wurde ISIS zur Erkundung der Doppelröhren des Gotthard-Basistunnels im Bereich der Multifunktionsstelle Faido eingesetzt. Rote Färbungen deuten einen Wechsel zu härterem Gestein an, blaue hingegen zu weicheren Zonen.

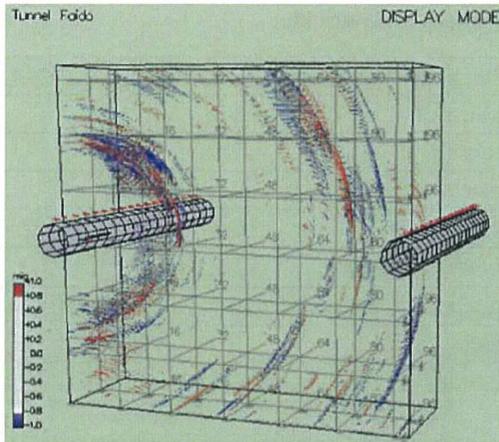


Abb. 7: Bereiche des Gebirgsmodells des Gotthard-Basistunnels (Faido) mit ISIS nach [4]

Nach [3] beträgt die Erkundungsreichweite des ISIS zwischen einigen zehn Metern und hundert Metern. Die Qualität des berechneten Modells ist im hohen Maß abhängig von den Störgeräuschen, die mit aufgezeichnet werden. Das so genannte Rauschen nimmt jedoch mit zunehmender Entfernung von der Tunneloberfläche stark ab.

Die bisherigen Erfahrungen mit ISIS beschränken sich auf Einsätze in den Schweizer Alpen, d.h. kristalline Festgesteine, die optimale Einsatzbedingungen für die Seismik darstellen. Eine Erprobung des Systems im Dauereinsatz auf einer Tunnelbaustelle wurde bis jetzt noch nicht durchgeführt.

## 2.4 True Reflection Tomography (TRT)

Das TRT-System wurde in den späten neunziger Jahren von der Firma NSA Engineering (USA) entwickelt und erstmals 1999 im Tunnelbau eingesetzt. Es handelt sich um ein reflexionsseismisches Verfahren, das beispielsweise Grenzflächen zwischen Locker- und Festgesteinen sowie zerklüftete, verwitterte und verkarstete Gebirgsformationen orten kann. Zur räumlichen Darstellung der Messdaten wird es mit dem Software-Paket RockVision3D kombiniert. Ein ergänzendes Programm



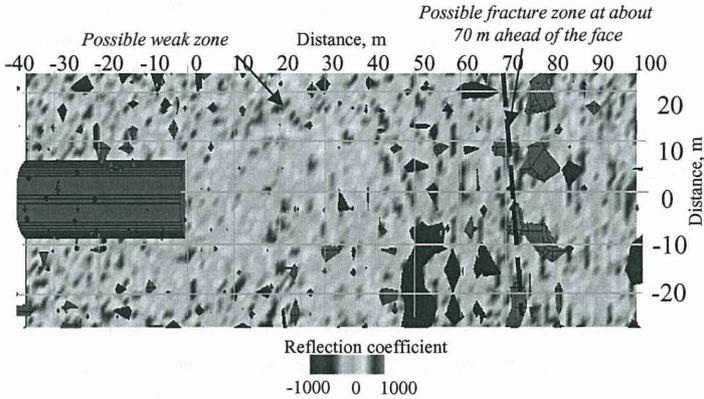


Abb. 9: TRT-Ergebnis nach [11]

Seismische Reflexionsuntersuchungen nutzen Kontraste in der akustischen Impedanz, wie sie an Grenzflächen im Untergrund auftreten. Der Reflexionskoeffizient am Übergang von Schicht 1 zu Schicht 2 errechnet sich nach Gl. (3):

$$R = \frac{\rho_2 \cdot v_2 - \rho_1 \cdot v_1}{\rho_2 \cdot v_2 + \rho_1 \cdot v_1} \quad (3)$$

mit:  $\rho$  [kg/m<sup>3</sup>], Dichte  
 $v$  [m/s], Geschwindigkeit

Je größer der Unterschied in der akustischen Impedanz zweier Materialien ist, desto größer ist der Reflexionskoeffizient und desto leichter kann das seismische Echo registriert werden.

Die Abb. 10 zeigt, wie seismische Reflexionen genutzt werden, um ein dreidimensionales Bild des Untergrundes zu erhalten. Nach [11] bilden jeweils Sender und Empfänger die Brennpunkte einer Ellipse, deren Bahn die mögliche Lage eines Reflektors angibt. Durch Anordnung ausreichend vieler Sender und Empfänger im Raum wird die Position der Grenzfläche auf den Bereich eingeschränkt, in dem sich mehrere Ellipsen überschneiden.

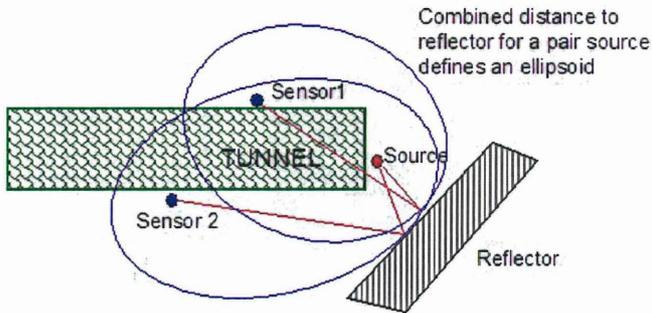


Abb. 10: Prinzip der Reflexionsseismik zur 3D-Darstellung des Untergrundes nach [11]

Bei dem TRT-Verfahren wird ein quaderförmiges Gittermodell des untersuchten Tunnelumfelds aufgestellt, um Lage und Ausdehnung reflektierender Körper zu berechnen. Im so genannten Startmodell wird jedem Gitterpunkt ein Reflexionskoeffizient zugeordnet, der anhand begleitender geologischer Untersuchungen oder aus der Erfahrung abgeschätzt wird. Hiernach wird die Ausbreitung seismischer Wellen zwischen jeder möglichen Kombination aus Sender, Knotenpunkt und Empfänger simuliert. Nach einem Vergleich von berechneten und gemessenen Laufzeiten und Amplituden, werden gegebenenfalls die Reflexionskoeffizienten einzelner Knoten korrigiert und weitere Simulationen durchgeführt. Erst bei einer hinreichend genauen Anpassung an die Messergebnisse wird die Iteration abgebrochen.

Diese Vorgehensweise zur Auswertung von reflektierten S- und P-Wellen ist in der Seismik weit verbreitet und wird auch als iterative Vorwärtsmodellierung (Inversionsverfahren) bezeichnet. In Abb. 11 ist das Prinzip der Vorwärtsmodellierung dargestellt.

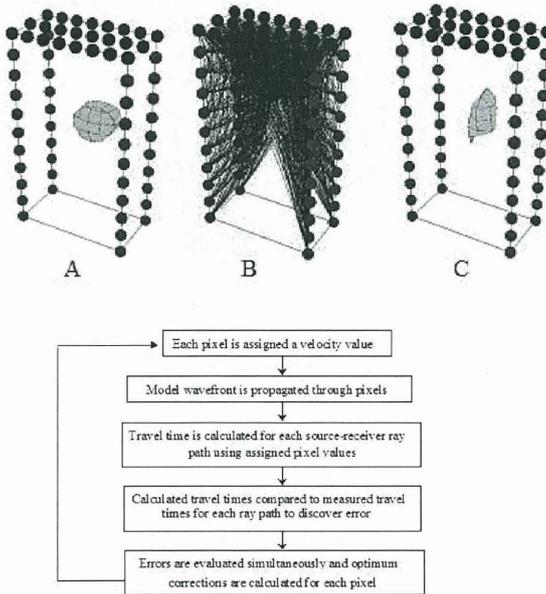


Abb. 11 : Prinzip der Vorwärtsmodellierung nach [11]: A) Startmodell; B) Simulation; C) modifiziertes Modell

Da sich durch diese Methode ein räumliches Bild von Anomalien im Untergrund erzeugen lässt, spricht man in diesem Zusammenhang auch von Reflexions-Tomographie /Holographie.

Einige allgemeine Regeln zur Anwendung des TRT-Verfahrens können aus theoretischen Überlegungen und empirischen Beobachtungen abgeleitet werden:

- 1) Die Auflösung wird bestimmt durch den Gitterabstand im Modell, die kürzeste, noch registrierte Wellenlänge und den Abstand zum Empfänger. Im Allgemeinen liegt sie im Nahbereich bei etwa 1m und nimmt mit der Entfernung deutlich ab. Ebenso kann sie nur maximal ein Viertel der kürzesten Wellenlänge betragen.
- 2) Je nach Ausrichtung der Beschleunigungsaufnehmer, kann der Erkundungsschwerpunkt auf das Vorfeld oder aber auf das seitliche Umfeld gelegt werden.

- 3) Eine exakte Positionierung von Sender und Empfänger ist entscheidend für die Genauigkeit des Verfahrens.

## 2.5 Sonic Softground Probing (SSP)

Das SSP-System ist ein Vorauserkundungsverfahren für den maschinellen Tunnelbau im Lockergestein. Es wird von der Herrenknecht AG in Verbindung mit den ebenso von der Herrenknecht AG produzierten Mix-, Slurry- und Erddruckschilden vertrieben und weiterentwickelt. Initiiert wurde die Entwicklung durch die Partner der ARGE „4. Röhre Elbtunnel“, bei der dieses System erstmals 1997 in einer sehr heterogenen Geologie (Kies, Sand, Schluff, Ton, Torf und Schlick) zum Einsatz kam.

Die Aufgaben des SSP sind nach [6] im Einzelnen:

- Orten und Lagebestimmung von Diskontinuitäten mit unregelmäßiger Oberfläche (z.B. Findlinge) in maximal 50 m Entfernung zur Ortsbrust
- Lokalisieren von planaren Diskontinuitäten (z.B. Übergänge zu anderen Lockergesteinsschichten, Verwerfungszonen)
- Ausgabe eines 3D-Bodenmodells in Echtzeit
- Klassifizierung der Festigkeit und Homogenität des durchfahrenen Lockergesteins

In Abb. 12 sind die Komponenten und das Funktionsprinzip des Sonic Softground Probing dargestellt. Ebenso wie bei den Systemen TSP, ISIS und TRT handelt es sich hierbei um ein reflexionsseismisches Verfahren.

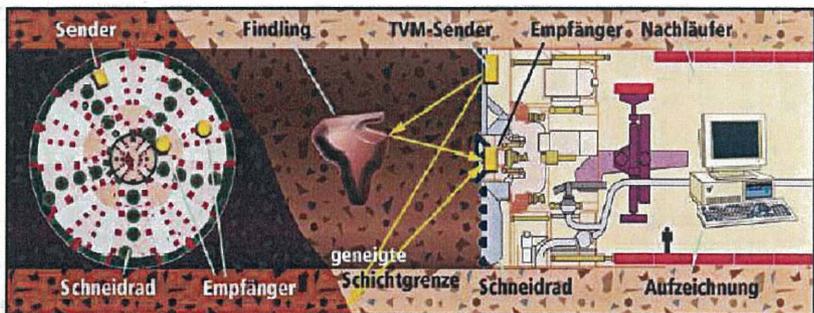


Abb. 12: Komponenten und Funktionsprinzip des SSP-Systems aus [1]

Beim SSP wird das frequenzcodierte akustische Signal durch einen Sender (Inertialvibrator) im Schneidrad in das Stützmedium und von dort in den Untergrund eingeleitet. Die reflektierten seismischen Wellen werden von den Empfängern im Schneidrad registriert und digitalisiert. Von dort aus werden die Messdaten über Schleifringe an der Rotationsachse des Bohrkopfes zum Schaltschrank im Nachläufer übertragen. Hier findet die Weiterverarbeitung der Daten bis hin zur Berechnung eines dreidimensionalen Bodenmodells statt. Im Einzelnen lässt sich die Datenverarbeitung entsprechend [12] in die folgenden fünf Kategorien einteilen:

1. **Rauschunterdrückung:** Die Nutzsignale werden vom Hintergrundrauschen, das z.B. durch die Schneidradumdrehungen oder andere Aggregate der TBM verursacht wird, getrennt (Verbesserung des „Signal-Noise-Verhältnisses“). Dies geschieht u.a. durch einen Entspikungsfilter, der kurzzeitige amplitudenstarke Empfangssignale (spikes) entfernt. Durch eine Kreuzkorrelation zwischen Sende- und Empfangssignal werden die größten Energieübertragungen und damit die stärksten Reflektoren bestimmt (vgl. Abb. 13).

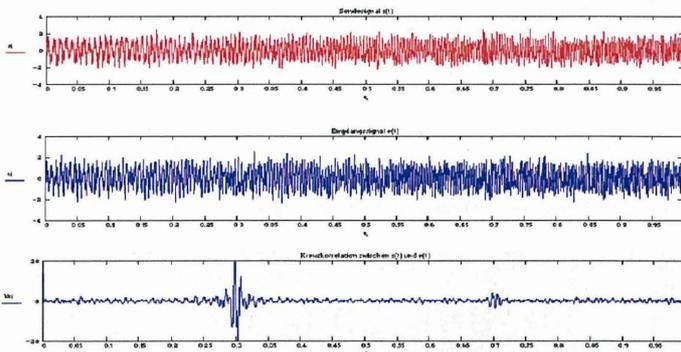


Abb. 13: Kreuzkorrelation von Sende- und Empfangssignal aus [1]

2. **Energieausgleich:** Der Energieverlust seismischer Wellen durch Absorption (Dämpfung) und sphärischer Divergenz (Amplitudenabnahme, Auseinandergehen) muss berücksichtigt werden. Da die Amplituden mit zunehmender Eindringtiefe abnehmen und höherfrequente Wellen eine stärkere Dämpfung erfahren als niederfrequente, werden später registrierte Wellen in der Auswertung stärker gewichtet.

3. **Wellenfeldtrennung:** Die direkten Wellen werden von den reflektierten Wellen getrennt. Dies geschieht für unterschiedliche Abschnitte, in die der untersuchte Raum vor der Ortsbrust unterteilt wird.
4. **Geschwindigkeitsberechnung:** Aus den Messdaten werden die Geschwindigkeiten der seismischen Wellen im Untergrund iterativ berechnet (Abb. 14). Bei variiert Position des Empfängers muss sich die Lage des Reflektors im Raum als unverändert darstellen. Für alle seismischen Spuren eines reflektierenden Punktes müssen gleiche Reflexionen bestimmt werden.

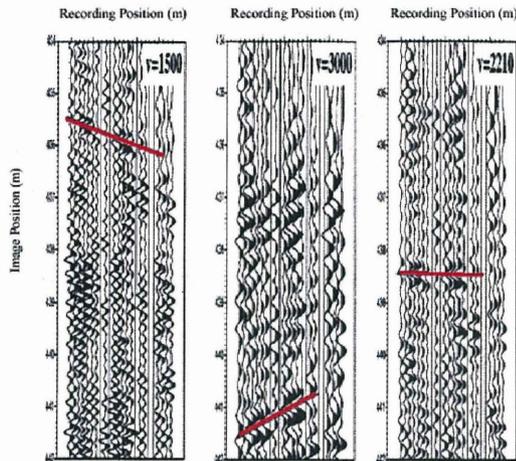


Abb. 14: Geschwindigkeitsberechnung aus [1]

5. **3D-Strukturmodell (Migration):** Durch Kombination der zweidimensionalen Entfernungsbilder wird die Lage der Reflektoren in einem quaderförmigen Bereich ( $b/h/l = 20 \text{ m}/20 \text{ m}/40 \text{ m}$ ) vor der TBM berechnet und dargestellt. Der Quader kann aus verschiedenen Blickwinkeln betrachtet und virtuell durchfahren werden. In Abb. 15 ist ein Beispiel für das Strukturmodell dargestellt. Grüne und rote Farben markieren hohe Reflexionseigenschaften, die auf härtere Materialien hinweisen. In dem dargestellten Fall handelt es sich um eine diagonal durch den Körper verlaufende Gchiebemergellinse.

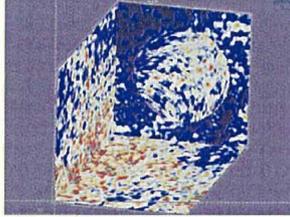


Abb. 15: SSP-Ergebniskubus (20 m x 20 m x 40 m) nach [6]

Das SSP ist ein System, welches in dem Schneidrad von Mix-, Slurry- und Erddruckschilden integriert ist. Es ist somit nur in Lockergesteinen (Kies, Sand, Ton etc.) bis hin zu leichtem Fels (Mergel, Sandstein etc.) einsetzbar. Des Weiteren muss der Maschinendurchmesser mindestens 5 m betragen. Andernfalls würde der Abstand zwischen Sender und Empfänger zu gering ausfallen, um ein dreidimensionales Bild des Untergrundes berechnen zu können. Der erkundete Bereich vor der Ortsbrust hat in etwa die Abmessungen Breite/ Höhe/ Länge =  $D+2$  m/  $D+2$  m/ 40 m ( $D$  = Tunneldurchmesser).

Eine genaue Benennung der anstehenden Hindernisse ist bei Vortriebsbeginn noch nicht möglich. Beim erstmaligen Antreffen von Anomalien werden Erfahrungswerte gesammelt, die später zur Interpretation gleichartiger Detektionen genutzt werden können. Insofern findet erst beim Vortrieb eine Kalibrierung des SSP-Systems statt. Ergänzend kann auf Erfahrungen und Datenbanken anderer Baustellen in ähnlicher Geologie mit gleichem Maschinentyp zurückgegriffen werden. Im Allgemeinen werden die Messergebnisse des SSP noch mit anderen Vortriebsparametern abgeglichen, wie beispielsweise dem Drehmoment und dem Bohrfortschritt.

Nach [6] sind bisher Erkundungsreichweiten von über 40 m möglich, wobei die Auflösung im Nahbereich unter einem Meter liegen kann. Die seismischen Empfänger sind zudem so installiert, dass sie hauptsächlich axial, d.h. in Vortriebsrichtung des Tunnels, sondieren. Die Auflösung zur Seite (lateral) ist somit deutlich geringer.

In der Tab. 3 sind die erforderlichen Eigenschaften des Reflektors angegeben, die eine Ortung durch das SSP-System möglich machen. Die Tab. 4 gibt einen Überblick über bereits detektierte und theoretisch detektierbare Anomalien durch das SSP.

Tab. 3: Erforderliche Reflektoreigenschaften zur Ortung durch SSP aus [1]

<b>Reflektoreigenschaft</b>	<b>Größenordnung</b>
Impedanzkontrast	>20%
Objektgröße	>0,5 m
Lage des Reflektors	Möglichst in der Tunneltrasse
Orientierung des Reflektors	Vorzugsweise parallel zur Ortsbrust
Entfernung des Reflektors	≤40 m

Tab. 4: Detektierte und detektierbare Anomalien mittels SSP aus [1]

	<b>detektiert</b>	<b>detektierbar</b>
HDI Dichtblöcke	ja	ja
Senkkästen	ja	ja
Kieslinsen	ja	ja
Vertikale Schichtgrenzen	nein	ja
Horizontale Schichtgrenzen	nein	nein
Findlinge	nein	ja
Hohlräume	nein	ja

### 3 Zusammenfassung und Bewertung der Verfahren

In der Tab. 5 sind die wichtigsten Merkmale der fünf Tunnelbauspezifischen Systeme zusammengefasst.

Mit Ausnahme von BEAM nutzen alle Systeme das Prinzip der Reflexionsseismik, um ein dreidimensionales Baugrundmodell des Tunnelumfeldes zu erstellen und geotechnisch relevante Anomalien zu orten. BEAM ist eine Kombination aus induzierter Polarisation und fokussierender Geoelektrik, mit der entsprechende Aussagen getroffen werden können.

Für eine gute Auflösung von Störungsflächen sind in der Seismik immer große Auslagen von Sendern und Empfängern erforderlich. So können reflektierende Objekte aus vielen verschiedenen Blickwinkeln durchschallt werden, wodurch die Rekonstruktion eines dreidimensionalen Abbildes aus den Messdaten erleichtert wird (Prinzip der Holographie). Im Tunnel ist dies nur möglich, wenn Sender und Empfänger

auch in radialen oder axialen Bohrungen installiert werden. Optimal sind sehr tiefe und lagegenaue Bohrungen (100 m und mehr), wodurch aber jede Wirtschaftlichkeit der Vorauserkundung verloren gehen würde. Bei den Systemen TSP, ISIS und TRT sind Bohrungen von ca. 3 m üblich, wobei Lageabweichungen von bis zu 20 cm toleriert werden.

Tab. 5: Übersicht zu den Vorauserkundungsverfahren im Tunnelbau

<b>Tunnelbau-spezifische Systeme</b>					
	<b>BEAM-TBM</b>	<b>TSP</b>	<b>ISIS</b>	<b>TRT</b>	<b>SSP</b>
<b>Hersteller / Institut</b>	Geohydraulik Data	Amberg Messtechnik (AMT)	Geo Forschungs Zentrum Potsdam (GFZ)	NSA Engineering	Herrenknecht AG
<b>Entwicklungsbeginn</b>	1998	Frühe 1990er Jahre	1998	1999	1997
<b>Geophysikalisches Prinzip</b>	Induzierte Polarisation und fokussierende Geoelektrik	Reflexionsseismik	Reflexionsseismik	Reflexionsseismik	Reflexionsseismik
<b>Einsatzgebiet (Geologie)</b>	Locker- und Festgestein	Festgestein	Festgestein	Festgestein	Lockergestein
<b>Position des Signalgebers</b>	Ortsbrust	Tunnelflanken	Tunnelflanken	Ortsbrust	Ortsbrust
<b>Position des Empfängers</b>	Ortsbrust	Tunnelflanken	Tunnelflanken	Tunnelflanken	Ortsbrust
<b>Reichweite im Vorfeld</b>	2 – 5Ø <sub>Tunnel</sub> (ca. 30 m)	150 – 200 m	200 m im Kristallin	60 – 100 m	40 m
<b>Messdauer / Down-time</b>	Kontinuierliche Messung	Bis zu 2 h	ca. 2 h	ca. 4 h	Kontinuierliche Messung
<b>Auswertung</b>	Echtzeit	Bis zu 6 h	2 – 3 h	Bis zu 20 h	Echtzeit
<b>TBM-kompatibel</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja
<b>Messung / Auswertung durch</b>	Baustellenpersonal	Baustellenpersonal	Baustellenpersonal	Baustellenpersonal	Baustellenpersonal
<b>Referenzen</b>	Ginori-Tunnel	Vereina-Tunnel, Zuckerberg-Tunnel	Piora-Mulde	Unterwald-Tunnel	4. Röhre Elbtunnel, Pannerdensch Kanaal-Tunnel

Bei dem SSP-System handelt es sich um ein schneidradintegriertes Verfahren, das eigens für maschinelle Vortriebe im Lockergestein entwickelt wurde. Der Einsatz von TSP, ISIS und TRT ist auf Festgesteine begrenzt. Sie kommen sowohl bei konventioneller Bauweise als auch im Schildvortrieb von den Tunnelflanken aus zur Anwendung, die zu diesem Zweck auf den letzten 50 m vor der Ortsbrust noch zugänglich sein müssen. Das BEAM-System ist unabhängig von der Vortriebsart sowohl für Locker- als auch für Festgesteine geeignet und bietet somit das größte Einsatzspektrum. Mit Ausnahme von ISIS, welches sich noch in der Erprobungsphase befindet, verfügen alle Systeme bereits über Referenzen bei größeren Tunnelbauwerken.

Ein gewichtiger Nachteil der seismischen Verfahren mit Ausnahme des SSP ist, dass während der Messungen alle anderen Arbeiten für ca. 2 h bis 4 h ruhen müssen, um die Störsignale deutlich zu reduzieren. Auch sind seismische Sprengungen aus Bohrungen heraus kosten- und zeitintensive Anregungsquellen, so dass derzeit mechanisch arbeitende Alternativen entwickelt werden (ISIS).

Im Unterschied zu den kontinuierlich messenden, schneidradintegrierten Systemen BEAM-TBM und SSP, werden TSP, ISIS und TRT nur im Bedarfsfall eingesetzt. Je nach Reichweite ist nur alle 60 bis 150 m Vortriebsstrecke eine Messung notwendig.

Die Auswertung der Messdaten erfolgt bei den schneidradintegrierten Verfahren nahezu in Echtzeit, während dies bei der Seismik im Durchschnitt 6 h in Anspruch nehmen kann. Ausgeglichen wird dies jedoch durch die wesentlich größeren Erkundungreichweiten der Geoakustik von bis zu 150 m gegenüber ca. 30 m bei der BEAM-TBM. Im Regelfall soll die Auswertung und Interpretation der Messdaten durch geschultes Baustellenpersonal möglich sein. Insbesondere in risikoreicher Geologie empfiehlt sich eine zusätzliche Beratung und Überwachung durch die Hersteller.

Grundsätzlich gilt, dass keines der beschriebenen Verfahren eine absolute Sicherheit für den Tunnelbauer vor Havarien bietet. Insbesondere die Auflösung, d.h. der minimale Abstand zweier Körper, bei dem beide gerade noch einzeln zu identifizieren sind, nimmt mit der Entfernung zu den Messapparaturen rapide ab. Dies ist insofern unproblematisch, als dass kleine Hohlräume nur in unmittelbarer Nähe zum Tunnel bautechnisch relevant sind, während aus der Ferne lediglich größere Höhlen die Statik gefährden können.

Belastbare Interpretationen der Messdaten sind oft erst dann möglich, wenn andere Informationsquellen hinzugezogen werden. Zum einen können dies Erkundungsbohrungen und Sondierungen von der Geländeoberfläche aus oder aus dem Tunnel heraus sein. Zum anderen findet vortriebsbegleitend eine Kalibrierung der Systeme statt, d.h. die aufgestellten Baugrundmodelle werden mit der später angetroffenen Geologie verglichen und gegebenenfalls modifiziert. Ebenso können die Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten berücksichtigt werden.

Die Tatsache, dass auf andere Erkundungsmaßnahmen nicht vollständig verzichtet werden kann und die Systempreise oft im sechsstelligen Bereich liegen, haben die geophysikalische Vorauserkundung im Tunnelbau noch nicht alltäglich werden lassen. Wegen des großen Gefährdungspotentials von z.B. verkarstetem Gebirge wird aber weiterhin an der Optimierung der Methoden gearbeitet. Darüber hinaus könnten die Verfahren für folgende Zwecke eingesetzt werden:

- Verzicht auf Überdimensionierung der Tunnelschale, wenn relevante felsmechanische Parameter im Voraus bekannt sind
- Dokumentation der Ausbruchsklassen, um eventuelle Nachtragsforderungen der Auftragnehmer zu beurteilen
- Grundwasserschonendes Bauen

## 4 Literatur

- [1] Adam, N.: Anwendung erweiterter Methoden der Baugrunderkundung zur Minimierung von Fehlerquellen bei Schildvortrieben. Diplomarbeit an der Fachhochschule Nordostniedersachsen Suderburg, 2002 (unveröffentlicht)
- [2] Informationsbroschüre der Amberg Messtechnik AG, Regensburg, 2002
- [3] Borm, G.; Giese, R.: Weiter sehen als der Tunnel reicht. Beitrag im HGF-Jahresheft 2003, 2002
- [4] Borm, G.; Giese, R.; Klose, C.; Mielitz, S.; Otto, P.; Bohlen, Th.: ISIS – Integrated Seismic Imaging System for the geological prediction ahead of underground construction. Extended Abstract für die EAGE 65th Conference & Exhibition – Stavanger, Norway, 2.-5. Juni 2003, 2003
- [5] Dickmann, T.; Sander, B.: Drivage-Concurrent Tunnel Seismic Prediction (TSP). Felsbau 14 (1996) Nr. 6
- [6] Dickmann, T.: Tunnelbaubegleitende Vorauserkundung im Lockergestein. Felsbau 16 (1998) Nr. 4
- [7] Geohydraulik Data: Looking forward with BEAM. Informationsbroschüre, 2002
- [8] Geohydraulik Data: BEAM On Board - Maßnahmen zur Installation des BEAM-Vorauserkundungssystems sowie Anforderungen an TBM-Hersteller und Baustelle. Informationsbroschüre, 2002
- [9] Geohydraulik Data im Internet: [www.geohydraulikdata.de](http://www.geohydraulikdata.de). Zuletzt aktualisiert 01/2003
- [10] GeoForschungsZentrum-Potsdam im Internet: [www.gfz-potsdam.de](http://www.gfz-potsdam.de). Zuletzt aktualisiert 06/2002
- [11] Hanson, D.; Haramy, K.; Neil, D.: Seismic Tomography Applied to Site Characterization. Geo-Denver 2000 Conference, Denver (CO), 2000
- [12] Herrenknecht, M.: Hightech im maschinellen Tunnelvortrieb. Messen in der Geotechnik, Schriftenreihe am IGB der TU Braunschweig, 2000
- [13] Neil, D.; Descour, J.: 3D forward vision for Mt. Fuji's tunnels. Tunnels & Tunneling, 05/2002

- [14] Neil, D.; Descour, J.; Nishioka, K.; Shirasagi, S.; Yamamoto, T.: Imaging Ground Conditions ahead of the Tunnel Face Using True Reflective Tomography "TRT". AITES-ITA Downunder 2002 Congress, Sydney, Australia, 2002
- [15] Pöttler, R.; Schneider, V.; Rehfeld, E.; Quick, H.: Grundkonzept zur Lösung der Karst- und Erdfallproblematik für den Bau von Verkehrswegen. Felsbau 20 (2002) Nr.3
- [16] Stroink, L.: Geotechnologien. Informationsbroschüre zum Forschungs- und Entwicklungsprogramm Geotechnologien, Potsdam, 2002

Autoren:

Dipl.-Ing. J. Schmitt

Akad. Oberrat Dr.-Ing. J. Gattermann

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Tel.: (0531) 391-2730

E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de)

## **TBM integrierte Geophysikalische Vorauserkundung im Tunnelbau**

Dipl.-Geophys. K. Lorenz, Dipl.-Geophys. A. Kassel, Dr. G. Kneib

### **1 Einleitung**

Dem modernen Tunnelbau stellen sich immer wieder neue Herausforderungen, die nur mit ständiger technischer Innovation zu meistern sind. Eines der dringlichsten Probleme, die einer Lösung bedürfen ist die sichere und störungsarme Bewältigung der zu durchörternden Baustrecke, die viele geologische „Überraschungen“ wie rasche Formationswechsel oder Hindernisse natürlicher oder künstlicher Art (z.B. Findlinge bzw. Fundamente oder Injektionskörper) aufweisen kann. In vielen Fällen ist eine hochauflösende Baugrunderkundung von der Oberfläche aus aufgrund von z.B. erhöhter Überlagerung oder Unzugänglichkeit nicht möglich. Um dieses Problem zu lösen sind Vororterkundungsverfahren notwendig, die möglichst ohne den Tunnelvortrieb zu unterbrechen direkt von der Tunnelbohrmaschine aus eingesetzt werden können. Die dafür notwendigen Messgeräte sollten weitestgehend in die Vortriebsmaschine integriert sein.

Somit machte sich die die Entwicklung von geophysikalischen Ortungssystemen für die Vororterkundung notwendig.

Eine Übersicht über die existierenden Systeme gibt [3].

Das bisher existierende System mit dem höchsten Integrationsgrad ist das **Sonic Soft Ground Probing System SSP**. Es wird speziell für ein kontinuierliches Monitoring der Lockergesteinsformation vor der Tunnelbrust eingesetzt.

Initiiert wurde die Entwicklung von der Amberg Messtechnik AG in Kooperation mit Ph. Holzmann AG / Geophysik GGD mbH, Ed. Züblin AG und Herrenknecht GmbH. Die Mitglieder dieser Entwicklungsgemeinschaft waren auch Partner der ARGE „4. Röhre Elbtunnel“, die den Prototyp dieses Systems erstmals 1997 einsetzte. Das System wird von der Herrenknecht AG produziert und weiterentwickelt. Es kommt in den ebenfalls von der Herrenknecht AG produzierten Mix-, Slurry- und Erddruckschilden zum Einsatz.

### **2 Prinzip des Sonic Softground Probing (SSP)**

Sende- und Empfangsgeräte sind in das Schneidrad der Tunnelbohrmaschine integriert. Der komplizierte Prozess der Datenbearbeitung, Auswertung und Visualisierung wurde

weitgehend automatisiert. Er wird nahezu in Echtzeit in der Vortriebsmaschine durchgeführt.

Für die zur Zeit eingesetzten SSP-Systeme wurde ein vibrationsseismisches Korrelationsortungssystem entwickelt. Korrelationsortungsverfahren sind besonders für den Einsatz in Umgebungen mit sehr hohem Störpegel geeignet. Bei laufendem Vortrieb wird das codierte Sendesignal direkt aus dem Schneidrad über das Stützmedium vor der Ortsbrust in Vortriebsrichtung abgestrahlt. Die seismischen Empfänger sind ebenfalls in der Front des Schneidrades platziert.

Das vor Ort zu interpretierende Ergebnis des geophysikalischen Bearbeitungsprozesses ist ein dreidimensionales Abbild der in einem quaderförmigen Bereich vor der Tunnelbohrmaschine auftretenden Reflexionselemente; repräsentiert durch die von ihnen rückgestreute Energiemenge.

Das Messverfahren basiert auf der akustischen Reflexionsmessung, bei der ausreichende petrophysikalische Kontraste (z.B. in Dichte und Geschwindigkeit der seismischen Wellen) im durchschallten Boden Reflexionen der ausgesendeten Signale hervorrufen. Das speziell codierte akustische Sendesignal wird direkt aus dem Schneidrad über das Stützmedium vor der Ortsbrust bei laufendem Vortrieb, im schnellen Zeittakt, in den Baugrund abgestrahlt. Die Signalenergie breitet sich mit der jeweiligen Kompressionswellengeschwindigkeit des Lockergesteins aus und wird gegebenenfalls wie oben beschrieben reflektiert. Zwei oder mehr akustische Empfänger, in einem gewissen Abstand zum Sender in der Front des Schneidrades platziert, nehmen das reflektierte Signal von den Grenzflächen auf, das sofort in digitaler Form an das Steuer- und Verarbeitungssystem im Steuerstand der TBM gesendet wird (Abbildung 1). Dort wird der registrierte Datensatz mit der entsprechenden Tunnel- und Messgeometrie versehen und durchläuft einen automatisierten Datenverarbeitungsprozess, der aus einer Vielzahl modernster seismischer Bearbeitungsmodule besteht, um das eigentliche Nutz(Reflexions)-Signal zu extrahieren. Alle gewonnenen Informationen eines kontinuierlichen Messzyklus von 2 bis 3 Stunden werden in ansprechend visualisierter Weise dem TBM-Bedienungspersonal zur Interpretation auf einem Monitor präsentiert.

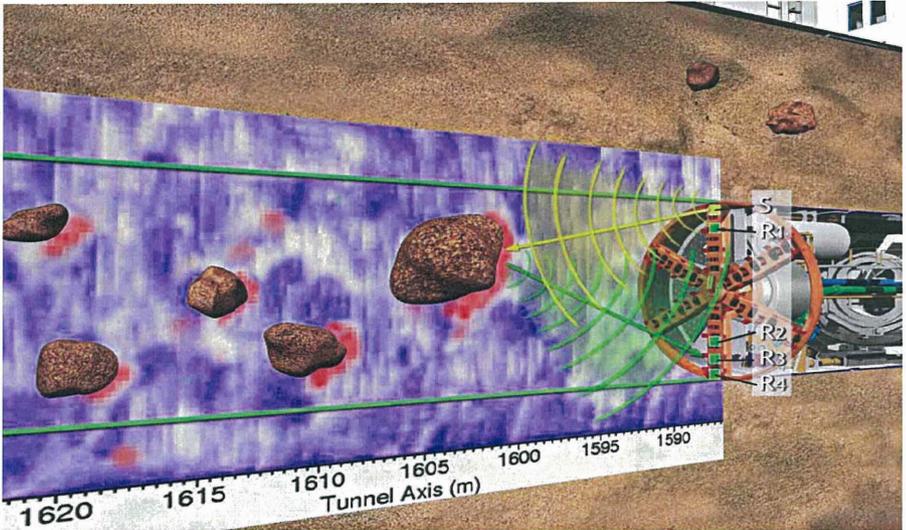


Abb. 1 Prinzip des SSP-Systems

Die Leistungsfähigkeit des SSP® Systems ist in seiner Reichweite bzw. Auflösung massgeblich bestimmt durch die physikalischen Prozesse der sphärischen Ausbreitung der Signalenergie, Absorption und Streuung bzw. durch Datenüberdeckung, Lage und Geometrie der reflektierenden Grenzflächen/Körper, Bodenheterogenität und Hintergrundrauschen. Im praktischen Einsatz wurden Erkundungsreichweiten bis über 40 m erreicht, wobei das Auflösungsvermögen im Nahbereich unter einem Meter liegen kann.

### 3 Hardware und Messung

Im Idealfall werden die Sender- und Empfängerpositionen im Schneidrad so gewählt, dass man die beste Informationsdichte im Erkundungsraum erhält, in der Praxis jedoch ist dies in der Regel nicht durchführbar. Während der Rotation des Schneidrades und der Vorwärtsbewegung der TBM bewegen sich Sender und Empfänger auf spiralförmigen Bahnen. Vernachlässigt man die Vorwärtsbewegung während einer Rotation des Schneidrades, bewegen sie sich auf Kreisen mit festen Sender- Empfängerabständen. Während der Sendevibrator Wellen nach vorn abstrahlt, werden deren Reflexionen an Diskontinuitäten durch Beschleunigungsmesser im Schneidrad registriert und die Daten für die parallele Datenverarbeitung aufgezeichnet. Die Hardware hat Komponenten im Schneid-

rad und in der Beobachtungskabine, die sich einige Meter dahinter in der TBM befindet. Das Prinzip der Hardwarekomponenten und ihrer Zusammenarbeit ist in Abb. 2 enthalten.

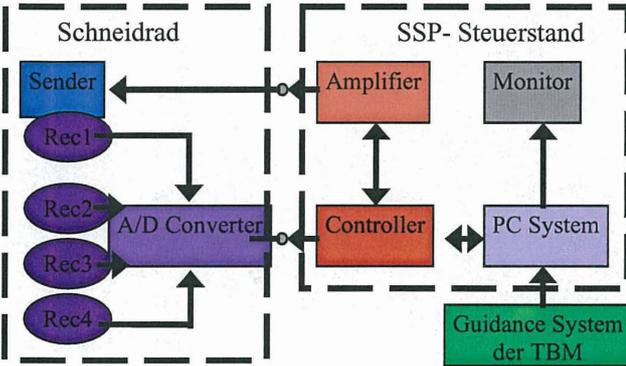
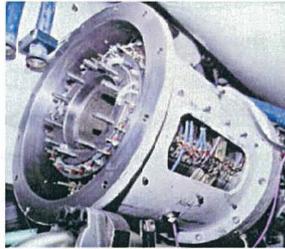


Abb. 2 Prinzipdarstellung der Hardwarekomponenten und ihrer Zusammenarbeit



A



B



C

Abb. 3 A Steuerschrank, B Schleifringssystem der Drehdurchführung, C Sende-Schwinger

Mit einem System von zwei Linux-PCs werden die seismischen Messungen gesteuert und verarbeitet. Sie aktivieren einen Controller, der die Digital-Analog-Umsetzung eines speziell berechneten Quellsignals realisiert. Dieses Quellsignal ist ein Sweep, der Schwingungen mit Frequenzen von einigen Hundert bis zu einigen Tausend Hertz erzeugt. Dieser Sweep steuert einen Verstärker an und die verstärkten Signale werden über ein Schleifringssystem (Abb.:3B) in der Drehdurchführung der TBM zu einem Schwinger (Abb.: 3 C) im Schneidrad geleitet. Ein elektromagnetisches Feld bringt mit einer Ausgangsleistung

von einigen Kilowatt eine kleine Masse, die mit der Sendemembran verbunden ist, zum Schwingen. Die Schwingmembran ist über die Bentonitschicht, die sich vor dem Schneidrad zur Stützung der Ortsbrust befindet, an den Boden angekoppelt. Das Quellsignal an der Membran und die Reflexionen von Inhomogenitäten vor der TBM werden durch Beschleunigungsaufnehmer im Schneidrad registriert. Die Stahlplatten, die Schwinger und Empfänger schützen, müssen so ausgelegt sein, dass sie auch mehrere Jahre ohne Unterbrechung störungsfrei arbeiten können. Es ist sehr wichtig, diese Metallmembranen akustisch von der eigentlichen Konstruktion des Schneidrades zu trennen. Die Empfänger nehmen sehr schwache aber komplexe Signale auf, in denen sich Frequenzen bis zu einigen Kilohertz überlagern. Diese Signale werden im Schneidrad digitalisiert, verstärkt und zum Computersystem über Schleifringe und einen Controller geleitet. Parallel zu den seismischen Messungen die sie steuern, kommunizieren die PCs mit dem Guidance-System der TBM, um die exakte Position des Schneidrades im Raum während der Messungen zu ermitteln. Außerdem übernimmt man noch weitere Statusinformationen dieses Systems. Diese Informationen werden zusammen mit den zugehörigen Messwerten als Rohdaten auf Festplatte gespeichert. Zwischen den Einzelmessungen liegen jeweils nur einige Sekunden. Ein Computermonitor kann sowohl die Statusinformationen über die augenblicklichen Messungen, als auch das aktuelle 3D-Modell der räumlichen Verteilung der Reflektoren die sich vor der der TBM befinden abbilden. Die Bearbeitung der Daten geschieht mit mehreren PC. Die SSP-Steuerkabine enthält zwei Computer, die mit sehr hoher Datenübertragungsrate verbunden sind. Auf dem PC Nr. 1 läuft der Server, der die Positionierungsdaten von der Tunnelbohrmaschine übernimmt. Er stellt auch verschiedene Messparameter dar. Wenn PC Nr. 1 feststellt, dass der Vortrieb gestartet hat, initialisiert er die Messungen, die von PC Nr. 2 gesteuert und ausgeführt werden. Dieser PC kontrolliert den Messvorgang selbst, speichert die Messdaten und führt das seismische Prozessing durch. Die Verarbeitung von neuen Messdaten erfolgt automatisch, sobald sie auf der Festplatte abgelegt sind. Diverse Programm-Module arbeiten zusammen und parallel, um die Datenverarbeitung durchzuführen. Von Zeit zu Zeit werden die Rohdaten der Messung und die bearbeiteten Messdaten auf Magnetbändern gespeichert, um die Festplatten wieder freizumachen. Nach wenigen Metern Vortrieb wird ein aktuelles 3D-Modell an einen dritten PC übertragen, auf dem die graphische interaktive Darstellungs- und Interpretationssoftware läuft. Die erste routinemäßige Anwendung des SSP-Systems geschah in der größten Tunnelbohrmaschine der Welt. Sie hat einen Durchmesser von 14,20m und wurde eingesetzt, um die 4. Röhre des Elbtunnels in Hamburg aufzufahren. (Abb. 4) In dieser Abbildung sieht man die Front des Schneidrades mit den

Abbauwerkzeugen. Die Lage der SSP-Quellen und –Empfänger ist markiert. Dieses System hatte einen zweiten Sender als Reserve, dessen Einsatz nicht erforderlich war. Der eingesetzte Sender erzeugte mehr als 350.000 Sendesweeps störungs- und wartungsfrei.

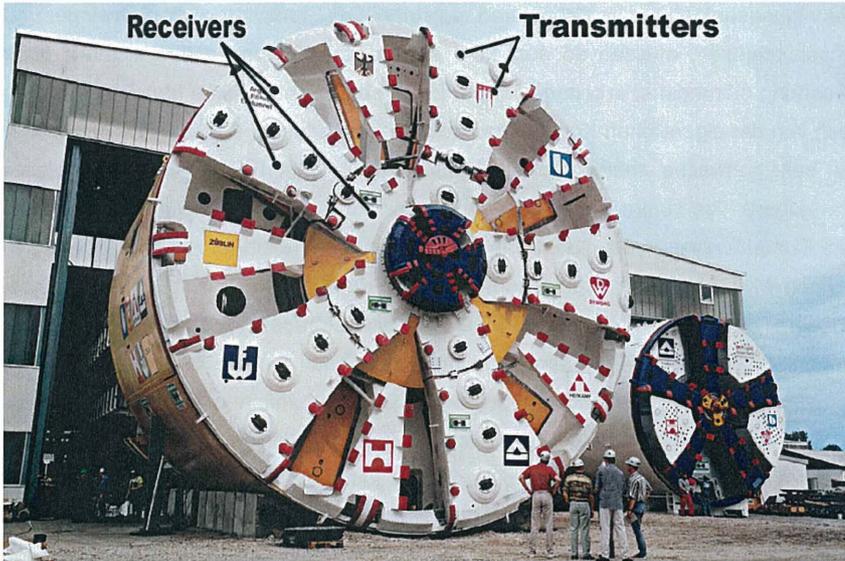


Abb. 4 Herrenknecht TBM für die 4. Röhre des Elbtunnels in Hamburg

#### 4 Besondere Anforderungen an die seismischen Datenverarbeitung

Erkundungsseismik von der Erdoberfläche aus ist die bekannteste und am weitesten entwickelte geophysikalische Methode. Integriert in eine Tunnelbohrmaschine ergeben sich jedoch erhöhte Anforderungen an die Messung und Datenverarbeitung, die wegen folgender Probleme auftreten:

- komplizierte und begrenzte Messgeometrie
- hoher Level von Störschwingungen
- hohe Menge von Messdaten, die in Echtzeit verarbeitet werden müssen
- komplizierter Charakter der Wellenausbreitung
- Notwendigkeit der Automatisierung der Datenbearbeitung von der Messung bis zur Darstellung des Ergebnisses in einem 3D-Abbild der Verhältnisse vor der TBM
- häufig niedrige Informationsdichte bezüglich der geologischen Vorerkundung

Die Automatisierung des Prozesses ist notwendig, weil kein Geophysiker in der Lage ist, in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeitspanne die anfallenden Datenmengen interaktiv mit Hilfe herkömmlicher Bearbeitungsprogrammsysteme zu bearbeiten und zu interpretieren. Besonders kompliziert ist die Bestimmung der korrekten Prozessparameter. Die optimalen Bearbeitungsparameter können sich während des Vortriebs ändern, weil sich die Bodenzusammensetzung und die Vortriebsparameter verändern. Deshalb werden bestimmte Eigenschaften der reflektierten Signale ständig analysiert. Zum Beispiel informieren Statistiken der Amplitudenspektren darüber, ob eine Änderung erfolgte. Alle Prozesse müssen sauber synchronisiert sein, um eine hohe Akquisitionsrate an Daten zu erreichen. Das Nutz-Stör-Verhältnis ist üblicherweise nicht gleichförmig und sehr ungünstig. Die Störungen werden hauptsächlich durch Aggregate der TBM selbst (Kompressoren, Pumpen usw.) und den Abbauvorgang an sich verursacht. Das Spektrum der Störungen ist sehr breitbandig. Die Amplituden nehmen jedoch mit zunehmender Frequenz ab. Die Einzelsweeps werden in Abständen von wenigen Sekunden ausgelöst und die Reflexionen an allen Empfängern gleichzeitig registriert. Das führt zu ca. 50.000 Messungen pro Tag und einer Datenmenge von 3 Gigabyte und mehr. Diese Datenmenge und die Notwendigkeit, dass mindestens ein aktuelles Vorerkundungsmodell pro Tag benötigt wird, erfordern eine sehr hohe Rechenleistung.

Wie schon erwähnt, existiert eine feste Messgeometrie aufgrund der Anordnung von Sendern und Empfängern im Schneidrad. Diese Geometrie rotiert während des Messvorganges. Daraus resultieren komplizierte Anforderungen an die Datenverarbeitung um ein wahres Bild der Verhältnisse vor der Tunnelbohrmaschine zu erzeugen. Die Auflösung parallel zur Tunnelachse ist im Allgemeinen abgesehen von den ersten Metern vor dem Schneidrad recht gut. Der Sender kann sich jedoch mehr als einen Meter während eines Sweeps weiterbewegen. Im Ergebnis dessen werden Reflexionspunkte in der Ebene parallel zur Ortsbrust unschärfer (breitgeschmiert). Diese Effekte müssen berücksichtigt werden und möglichst mit Hilfe hoher Redundanz, d. h. vielen Einzelmessungen vom gleichen Reflexionspunkt minimiert werden.

Weil das SSP in Lockergesteinen verwendet wird, tritt eine hohe Absorption der Nutzenergie mit zunehmender Entfernung auf. Auch dies kann zu einer Reduktion des räumlichen Auflösungsvermögens führen. Im Rahmen dieses Artikels kann nicht detailliert auf die Einzelheiten des komplexen und komplizierten seismischen Bearbeitungsprozesses eingegangen werden.

Eine kurze Aufzählung der wichtigsten Bearbeitungsschritte soll jedoch einen Eindruck vermitteln. Es handelt sich um die fünf folgenden Kategorien:

1. Unterdrückung von Störschwingungen
2. Kompensation der Dämpfung in Abhängigkeit von der Laufzeit
3. Extraktion des primären reflektierten Wellenfeldes
4. Bestimmung der Migrationsgeschwindigkeit (die Geschwindigkeit der Wellen im Boden, mit der Laufzeiten von Reflexionssignalen in Entfernungen umgerechnet werden).
5. Konstruktion des 3D-Strukturmodells

Einen großen Anteil der Datenverarbeitung nimmt die Unterdrückung von Störschwingungen ein. Die meisten der Prozesse müssen vor der Kreuzkorrelation der Reflexionssignale mit dem Sendesignal erfolgen. Besonders wichtig ist es auch, einzelne große Störimpulse (sog. Spikes) zu identifizieren und zu entfernen. Die Entfernung von Noise geschieht im Frequenzbereich unter Verwendung der Amplitudenspektren des Rauschens, die gewonnen werden, indem man Störschwingungen registriert ohne ein Sendesignal abzustrahlen. Besonders wichtig ist es auch, die Effekte rückgängig zu machen, die durch die Dämpfung und die geometrische Divergenz während der Ausbreitung des Signals auftreten. Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Extraktion des reflektierten Wellenfeldes. Die Laufzeit der Reflexionssignale von einem bestimmten Reflektorpunkt verringert sich mit dem Vortrieb der TBM in Richtung auf diesen Punkt. Stellt man entsprechende zeitlich nacheinander gewonnene seismische Spuren nebeneinander in einem Zeitschnitt dar, so sieht man korrelierbare Reflexionsamplituden, deren Korrelationsgerade eine Neigung aufweist. Diese Neigung ist abhängig von der Ausbreitungsgeschwindigkeit der seismischen Wellen zwischen Sende- und Empfangsmembranen und dem Reflektor. Abb. 5 zeigt eine solche Darstellung.

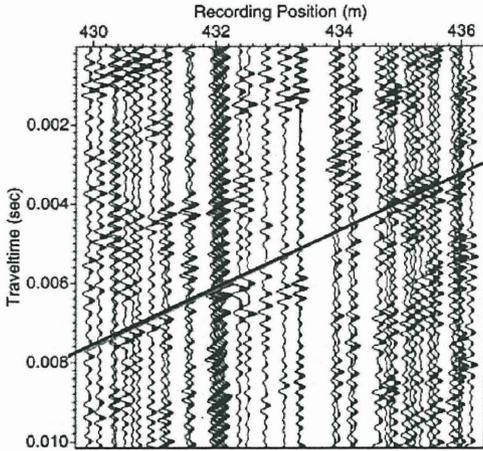


Abb. 5 Zeitschnittdarstellung (sogen. Common receiver gather) nach [1]

Reflexionen erscheinen als linear korrelierbare Schwingungseinsätze. Die Korrelationsgerade markiert den stärksten Reflektor

Zur Bestimmung der Geschwindigkeiten die auch für die Berechnung der Entfernungen notwendig sind, werden solche Darstellungen mit einer Vielzahl wahrscheinlicher Geschwindigkeiten berechnet. Mit Hilfe mathematischer Verfahren lässt sich die optimale Geschwindigkeit bestimmen. Dies muss ebenfalls vollautomatisch während der Messungen geschehen.

## 5 Ergebnisse und ihre Darstellung

Wenn die Geschwindigkeitsverteilung für den Bereich vor der Tunnelbohrmaschine bestimmt ist, kann mit Hilfe einer 3D-Migration das Strukturbild konstruiert werden. Ergebnis dieser Migration ist die räumliche Verteilung der Reflektivität (ein Maß für die reflektierte Energie) in einem Erkundungskubus. Für die folgenden Beispiele ist dieser 20m breit, 20m hoch und 40m lang. Seine Längsachse ist identisch mit der Tunnelachse (Abb.: 6). Er besteht aus würfelförmigen Volumenelementen. Die Kantenlänge eines solchen Voxel genannten Würfels beträgt 20 cm. Der gesamte Kubus besteht somit aus 2 Millionen Einzelkörpern, für die jeweils die Reflektivität bestimmt wird.

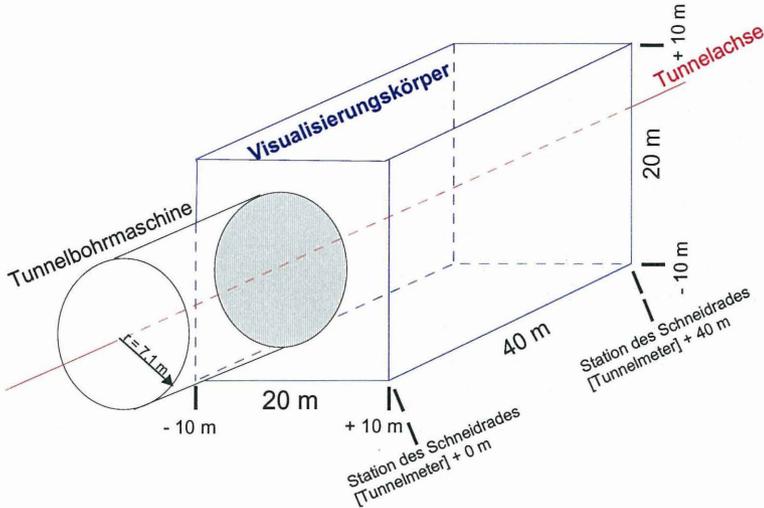


Abb. 6 Lage des Visualisierungskörpers

Außer dem Ergebniskubus, der die Reflektivität (die Energiesumme der Reflexionsamplituden in einem jeweiligen Elementarwürfel) abbildet, wird noch ein Informationsdichtekubus erzeugt, der die Anzahl der für den jeweiligen Elementarwürfel verwendeten Reflexionsamplituden abbildet.

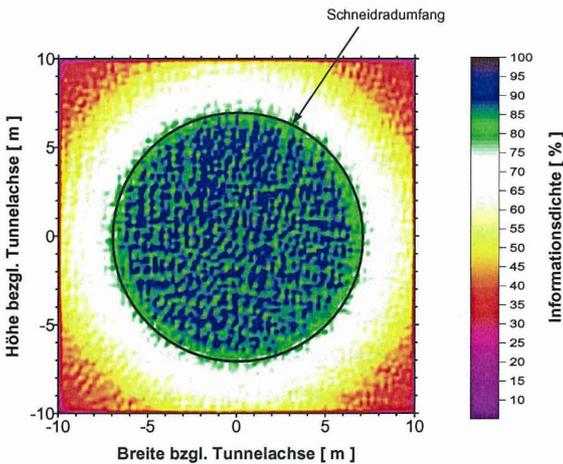


Abb. 7 Verteilung der Informationsdichte in der Ebene orthogonal zur Tunnelachse.

Diese Verteilung ist das Resultat der zwangsläufig begrenzten Messgeometrie und der Abstrahlcharakteristik des Sendeschwingers

Mit Hilfe dieses Informationsdichtefeldes lassen sich aufgrund ungünstiger Messgeometrie erzeugte Anomalien in den Amplitudenfeldern korrigieren (Informationsdichteverteilung siehe Abb. 7). Dies ist eine Normierung auf die wahre Informationsdichte. Visualisiert wird dieses korrigierte Ergebnis in einem Spezialprogramm, mit dem beliebige Schnitte durch den Ergebniskubus gelegt werden können (Abb.8).

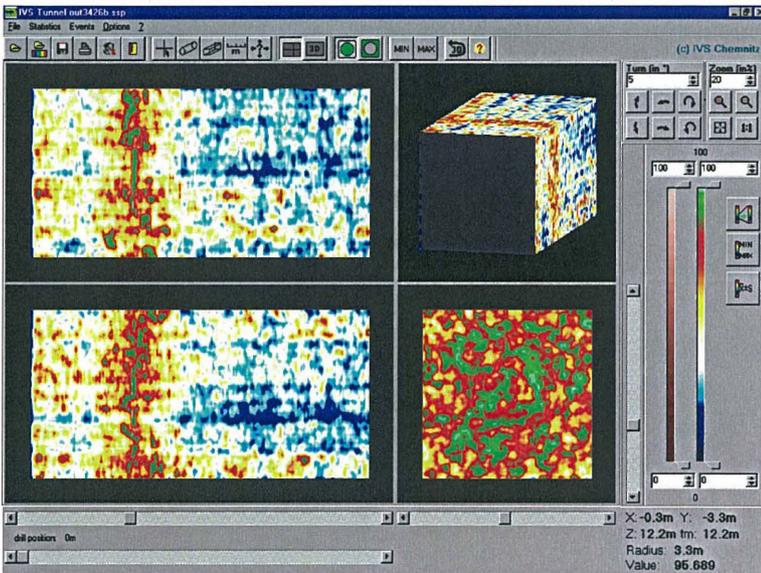


Abb. 8 Beispiel für Visualisierung eines Ergebniskubus

Dargestellt sind die aktuell ausgewählten Schnittebene (je ein Vertikal-, Horizontal- und Querschnittsbild), sowie eine 3D-Ansicht.

Mit grünen und roten Farben sind die Bereiche hoher Reflektivität (Grenzen zu festem Material) gekennzeichnet. Weiße und blaue Gebiete bilden vergleichsweise reflexionsarme Zonen ab.

Eine 3D-Darstellung unter Berücksichtigung besonderer Amplitudenwerte ist ebenfalls möglich. Abb. 8 enthält Beispiele für eine solche Ergebnisdarstellung.

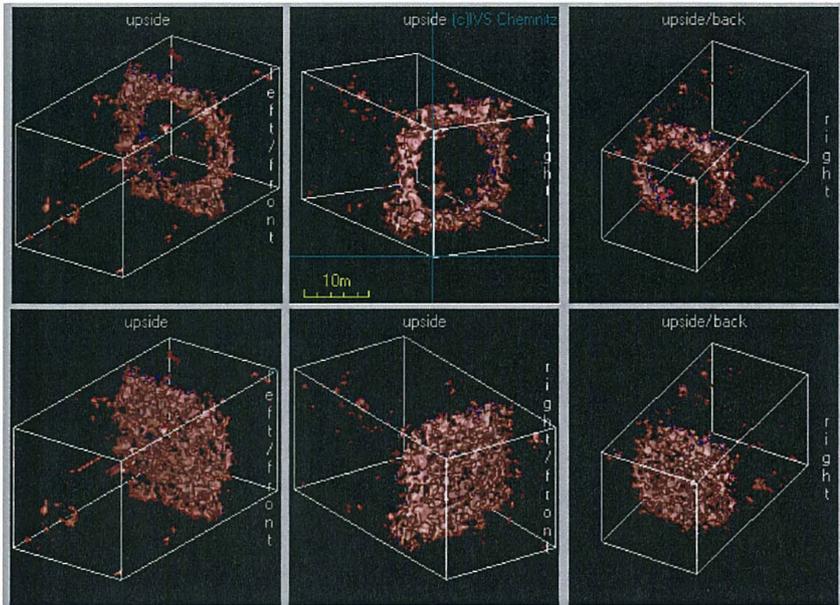


Abb. 8 Ortungsergebnis der Vorderseite eines Injektionskörpers (nach [1])

Darstellung der Bereiche besonders hoher Reflektivität aus verschiedenen Blickwinkeln, untere Reihe: Originaldarstellung, obere Reihe: Darstellung nach Computersimulation des Vortriebes.

Die Visualisierungssoftware ermöglicht die genaue Lagebestimmung von Anomalien. Verwendet werden die realen Tunnelkoordinaten.

Abschließend muss darauf hingewiesen werden, dass Reflektorelemente, bzw. deren Reflexionsvermögen dargestellt werden. Diese Ergebnisse müssen hinsichtlich ihrer verursachenden Strukturen interpretiert werden. Die bisher mit dem SSP gewonnenen Ergebnisse ermöglichen bereits eine reale Vororterkundung. Forschungs- und Entwicklungsarbeiten zur Verbesserung des Systems erfolgen ständig.

## 6 Literatur

- [1] Dickmann, T., Lorenz, K.: Tunnelbaubegleitende Vorauserkundung im Lockergestein. Felsbau 16 (1998) Nr. 4
- [2] Kneib, G. Kassel, A. Lorenz, K.: Automatic seismic prediction ahead of the tunnel bore machine. FIRST BREAK, Volume 18 (2000) Heft 7
- [3] Schmitt, J., Gattermann, J., Stahlmann, J. Hohlraumerkundung im Tunnelbau Messen in der Geotechnik, Schriftenreihe am IGB der TU Braunschweig, 2004

### Autoren:

Dipl.-Geophys. K. Lorenz, GEOPHYSIK Support, Oberer Weg 6, 09477 Steinbach

Dipl.-Geophys. A. Kassel, Herrenknecht AG, Schlehenweg 2, 77963 Schwanau

Dr. G. Kneib, Tunnelseis, Friedleweg 25, 79771 Klettgau



## **Einsatz der Bohrloch-Radartechnologie zur Strukturvorfelderkundung**

Dipl.-Geophys. Dr. Thomas Richter; Dipl.-Geophys. Uwe Pippig

### ***Zusammenfassung***

Die Entwicklung der Bohrloch-Radartechnologie als eigenständiges geophysikalisches Bohrloch-Messverfahren ist eng an den Bedarf und die messtechnische Absicherung der Erkundung und zeitlichen Überwachung von radioaktiven Endlagern zu Beginn der 80er Jahre gebunden. Insbesondere im letzten Jahrzehnt wurden die Verfahren der Bohrloch-Radartechnologie in Form von Reflexions-, Crosshole- und tomographischen Messungen aus und zwischen Bohrungen von den klassischen Anwendungen und Einsatzgebieten im Salzbergbau und in der Hartsteinindustrie für ein breites Spektrum anderer Anwendungen im Ingenieurbau, in der Hydrogeologie und auf dem Umweltsektor entscheidend weiterentwickelt. Auf Grund der Spezifik des Verfahrens eröffnen sich weitreichende Möglichkeiten, die traditionelle Vorauserkundung mittels Bohrungen durch ein geophysikalisches Messverfahren zu ergänzen, welches dreidimensionale Strukturaussagen zum bohrlochumgebenden Gestein im Meter- und Dekameterbereich liefern kann. Der Beitrag soll einen Überblick über den gegenwärtigen Entwicklungsstand der Methoden der Bohrloch-Radartechnologie, ihrer unterschiedlichen Messmodi und Bedingungen für einen erfolgreichen Einsatz geben. Anhand von ausgewählten Messbeispielen der Praxis sollen die Möglichkeiten des Verfahrens im Hinblick auf den perspektivischen Einsatz in der Vorauserkundung von Tunnelbauten und anderen Erkundungsprojekten erläutert werden. Der Beitrag soll damit fachlich unmittelbar an den Vortrag von Kneib, Kassel und Lorenz zum Thema „TBM integrierte Geophysikalische Vorauserkundung im Tunnelbau“ anschließen.

### ***Einleitung***

In der Phase der Planung und Realisierung von Tunnel-, Brücken- und anderen Ingenieurbauten im Fest- als auch im Lockergestein werden für eine gefahrlose und havariefreie Realisierung der Baumaßnahmen umfangreiche Kenntnisse zu geologischen, hydrologischen, geotektonischen und gebirgsmechanischen Parametern des Festgesteins benötigt. Eine gezielte, mit hohen Kosten verbundene Bohrerkundung des Vorfeldes des geplanten Bauwerks zur Gewinnung von in situ – Parametern ist dabei obligatorisch. Die gemessenen Daten widerspiegeln dabei immer den punktuellen Zustand des Gebirges in oder entlang einer Bohrung. Zusätzliche Informationen zu petrophysikalischen, hydraulischen, ge-

birgsmechanischen und strukturellen Parametern des Gesteins, welches das Bohrloch umgibt, sind für eine optimale Planung sowie zur Gefahrenminimierung bei unterirdischen Bauwerken von ausschlaggebender Bedeutung.

Oberflächen- und Bohrloch-Radarmethoden werden seit mehreren Jahrzehnten, letztere seit etwa 20 Jahren, erfolgreich für unterschiedlichste Prospektionsaufgabenstellungen im Bergbau und in der Hartsteinindustrie, im Ingenieurbau, in der Hydrogeologie und für umweltrelevante Aufgabenstellungen eingesetzt. Trotz großer Erfolge wird der Einsatz des Radarverfahrens von der Oberfläche durch oftmals anstehende bindige Oberflächenbedeckungen stark limitiert. Ein entscheidender Vorteil der Bohrloch-Radartechnologie besteht darin, dass die Messung bereits in dem für die Prospektionserkundung interessierenden Gestein erfolgt und auf diese Weise die vorab erläuterte Beschränkung bindiger Deckschichten überwindet. Ein weiterer Vorteil des Verfahrens liegt in der zu erzielenden Teufenreichweite. Während der überwiegende Teil der konventionellen geophysikalischen Bohrloch-Messmethoden nur petrophysikalische Aussagen zum Gestein im Bohrloch selbst oder der unmittelbaren Umgebung bis maximal einige Dezimeter ermöglicht, können mit Bohrloch-Radarmessungen Strukturaussagen zum bohrlochumgebenden Gestein im Teufenbereich bis zu mehreren Dekametern, unter besonderen Bedingungen auch bis zu mehreren 100 Meter getroffen werden. Im Vergleich zur Bohrlochelektromagnetik, Bohrlochgravimetrie und Bohrlochseismik, die ebenfalls räumliche Strukturaussagen geben können, zeichnet sich das Bohrloch-Radar insbesondere durch eine sehr hohe Auflösung im Nachweis kleindimensionaler Strukturen aus.

Neben dem unmittelbaren Nachweis von geologisch-geotektonischen Strukturelementen des räumlichen Umfeldes einer Bohrung, wie z.B. Verkarstungszonen und -höhlräume, Schichtgrenzen, Brüche, Verwerfungen und Klüfte, haben die im Rahmen von Radarreflexions-, Crosshole- oder tomographischen Messungen gewonnenen Daten eine direkte Beziehung zum Wassergehalt, zur Porosität, zum elektrischen Widerstand sowie zu anderen petrophysikalischen Parametern der Gesteine. Die Möglichkeit der Abschätzung dieser Parameter aus Bohrloch-Radarmessungen spielt für die sichere Planung von Ingenieurbauten eine ausschlaggebende Rolle.

### ***Allgemeine Verfahrensbeschreibung***

Das Radarverfahren zählt zu den Impuls-Reflexionsverfahren. Über eine Sendeantenne werden kurze elektromagnetische Impulse abgestrahlt. Diese breiten sich im Gestein aus

und werden an Schichtgrenzen, die sich in ihren elektrischen Eigenschaften unterscheiden (Dielektrizitätskonstante, elektrische Leitfähigkeit), teilweise reflektiert. Die Reflexionssignale werden von einer Empfängerantenne erfasst. Aus der gemessenen Laufzeit zwischen Sende- und Empfangssignal kann bei bekannter Ausbreitungsgeschwindigkeit der elektromagnetischen Wellen im Untergrund nach entsprechender Signalbearbeitung auf die Teufenlage nachgewiesener Reflektoren (z.B. Schichtgrenzen, Hohlräume, anthropogene Einlagerungen) geschlossen werden.

Ein entscheidender Vorteil des Radarverfahrens besteht darin, dass es sich bei dieser geophysikalischen Methodik um ein kontinuierlich bzw. quasikontinuierlich und damit sehr schnell messendes Verfahren handelt. Sende- und Empfangsantenne können kontinuierlich entlang des Bohrloches bewegt werden. Bestimmte Ankopplungsbedingungen der Antennen an das Gestein des Bohrloches sind nicht erforderlich. Bohrloch-Radarmessungen sind sowohl in trockenen, in luftgefüllten als auch in wassergefüllten Bohrungen bis zu einer vertikalen Teufe von ca. 1000 m möglich. Die Vermessung horizontaler Bohrungen ist derzeit bedingt durch die Länge des Spezialmesskabels auf 2000 m begrenzt. Die Wahl der Aufzeichnungsgeschwindigkeit bestimmt dabei die Messdichte, mit der die Umgebung des Bohrloches abgetastet wird. Bei herkömmlichen Untersuchungen sind Messpunktdichten im Dezimeter- bis Meterbereich üblich. Mittels dieser zeit- und kosteneffizienten Messmethodik können somit räumliche Strukturinformationen zur Geologie und Tektonik der Gesteine als auch anthropogener Körper um das Bohrloch gewonnen werden.

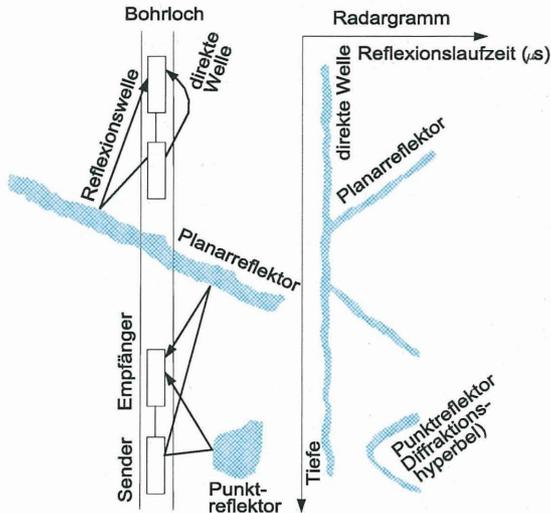
### ***Messprinzipien***

Die Bohrloch-Radartechnologie kann in drei unterschiedlichen Messmodi, die nachfolgend erläutert werden sollen, genutzt werden.

#### ***Dipol-Reflexionsmessungen (Abbildung 1)***

Sender (T) und Empfänger (R) befinden sich im gleichen Bohrloch. Die Sondenkonfiguration wird kontinuierlich bzw. auch schrittweise im Bohrloch versetzt. An jedem Messpunkt wird ein elektromagnetischer Impuls durch den Sender im Frequenzbereich zwischen 22 Mhz und 250 MHz erzeugt und ins Gebirge abgestrahlt. Diskontinuitäten im Gestein oder Sediment, wie beispielsweise Hohlräume, Klüfte oder Kontakte zwischen Schichten, reflektieren einen Teil der Energie des Impulses zurück zum Empfänger. Ähnlich wie in der

Reflexionsseismik werden die Radarsignale aufgezeichnet und dargestellt. Das so erhaltene Radargramm stellt ein Abbild der das Bohrloch umgebenden geologisch-geotektonischen Gesteinsstruktur dar.



**Abb. 1:** Prinzipische Skizze von Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen

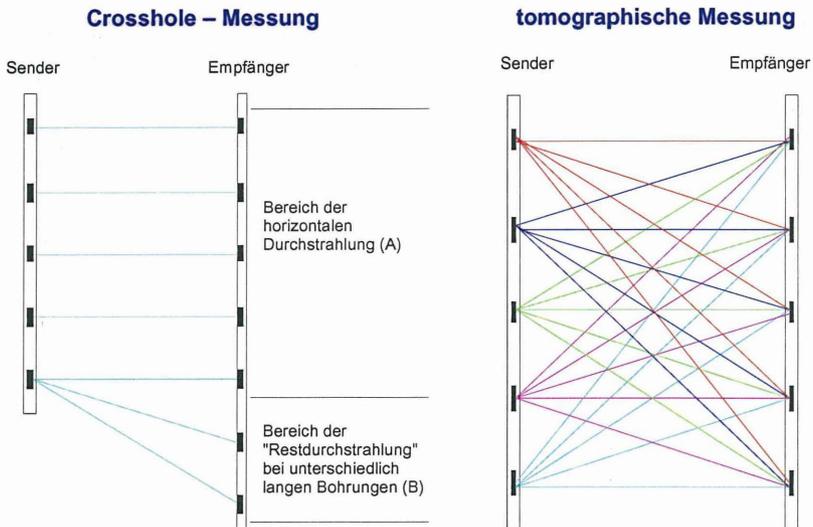
Die Erkundungstiefe ist hauptsächlich von den dielektrischen Eigenschaften der Gesteine (Dielektrizitätskonstante, Hochfrequenzleitfähigkeit) abhängig. Folgende allgemeine Richtwerte können angegeben werden:

- wenige Meter oder darunter in tonigen und schluffigen Gesteinen; In den meisten Fällen kann das Verfahren unter diesen geologischen Bedingungen nicht eingesetzt werden.
- 10 bis 40 Meter in normal geklüfteten Gesteinen
- 40 bis 150 Meter in massiven Gesteinen
- bis zu 300 Meter und mehr bei Messungen unter speziellen Bedingungen (reines Steinsalz, ungestörter Kalkstein oder Granit, Eis)

### **Crosshole- und tomographische Messungen (Abbildung 2)**

Crosshole- und tomographische Messungen ermöglichen eine Untersuchung der Gesteinsstruktur in Form der flächenhaften messtechnischen Erfassung der petrophysikalischen Parameter der zwischen Sender und Empfänger liegenden Gesteine und Sedimen-

te. Bei Crosshole- und tomographischen Messungen in Bohrlöchern befinden sich Sender und Empfänger in zwei separaten Bohrlöchern. Das allgemein gültige Messprinzip zeigt Abbildung 2:



**Abb 2:** Prinzipalskizze von Crosshole- und tomographischen Messungen

Die vom Sender gesendeten Signale laufen durch das Gestein oder Sediment, das sich zwischen den Antennen befindet, zum Empfänger. Für jede Sender- und Empfängerposition werden Laufzeit und Amplitude des Signals aufgezeichnet. Im Crosshole-Modus sind die Teufen von Sender und Empfänger bei horizontaler Durchstrahlung an jedem Messpunkt gleich (Abbildung 2 – Bereich A). Beide Antennen werden kontinuierlich bzw. schrittweise mit jeweils gleichen Messpunktabständen entlang der beiden Bohrlöcher bewegt. Falls beide Bohrlöcher unterschiedliche Teufen haben, können die Crosshole-Messungen mit der Vermessung geneigter Strahlen so lange weitergeführt werden, bis das Ende des tieferen Bohrloches erreicht ist. Die Position der Antenne im anderen Bohrloch bleibt dabei immer konstant (Abbildung 2 – Bereich B). Im Ergebnis dieser Art der Messung können anomale Gesteinsbereiche, die sich zwischen den beiden Messbohrungen befinden, in ihrer Teufenlage und –erstreckung qualitativ geortet werden. Es ist nicht möglich, die genaue Lage und Größe dieser inhomogenen Gesteinszonen zu bestimmen.

Diese Information kann nur aus einer tomographischen Messung gewonnen werden. Das allgemeine Messprinzip besteht darin, zunächst eine Antenne (Sender oder Empfänger) an einem Messpunkt im Bohrloch zu fixieren. Mit der anderen Antenne erfolgt die Messung entlang des zweiten Bohrloches entsprechend des gewählten Messpunktabstandes. Nach Abschluss der Vermessung dieses „Scans“ (s.a. Abbildung 2 – rote Markierung) wird die vorher fixierte Antenne zum nächsten Messpunkt versetzt. In analoger Weise wie vorher erfolgt die Vermessung des zweiten „Scans“ (Abbildung 2 – dunkelblaue Markierung). Diese Messprozedur wird so lange wiederholt, bis mit der jeweils fixierten Antenne das Bohrlochende erreicht wird (Abbildung 2 – grüne, lila und hellblaue Markierung).

Aus der großen Anzahl der Signaldaten ("Strahlen") wird auf numerischem Weg ein kontinuierliches Bild (Tomogramm) der Verteilung der Radargeschwindigkeit oder Radardämpfung der durchstrahlten Gesteinsebene berechnet. Unter Nutzung dieser primären Messparameter können die Verteilung des spezifischen elektrischen Widerstandes berechnet sowie unter bestimmten Bedingungen verschiedene andere Parameter (z.B. Wassergehalt, Porosität, Tongehalt, etc.) abgeschätzt werden.

Der realisierbare Erkundungsabstand der Bohrungen ist bei Crosshole- und tomographischen Messungen besser als bei Reflexionsmessungen. Auch in bindigen, gut leitfähigen Gesteinen und Sedimenten konnten bei Bohrlochentfernungen bis ca. 20 m noch gute Ergebnisse erzielt werden.

### ***Messapparaturen***

Für Bohrloch-Radarmessungen stehen zwei Messapparaturen mit Antennensystemen für 22, 60, 100 und 250 MHz zur Verfügung. Die Sondendurchmesser betragen 40 mm bzw. 48 mm. Mit Hilfe von zwei Spezialmesswinden können vertikale, geneigte und horizontale Bohrungen bis zu einer Teufe von 2000 m vermessen werden. Das Equipment kann zum einen in fest eingebauter Form innerhalb eines geländegängigen Messfahrzeuges für die Vermessung von Bohrungen an beliebigen und für ein Fahrzeug zugänglichen Orten eingesetzt werden. Der mobile Charakter der Messtechnik ermöglicht auch Vermessungen von Bohrungen an unzugänglichen Orten sowie in Bergwerken und Tunneln. Die nachfolgenden Abbildungen 3 bis 6 sollen einige Eindrücke zu wesentlichen Komponenten der genutzten Messtechnik unter praxisrelevanten Bedingungen für die Lösung von Aufgaben der geophysikalischen Vorfelderkundung vermitteln.



**Abb. 3:** 22 MHz und 100 MHz-Bohrloch-Radar-Messsonden



**Abb. 4:** Bohrloch-Radarsondenkonfiguration im Reflexionsmodus



**Abb. 5:** Messung im Crosshole- oder tomographischen Modus



**Abb. 6:** Praktische Messung im Reflexionsmodus

### **Case Histories von Bohrloch-Radarmessungen zur Strukturvorfelderkundung**

Das Einsatzspektrum der Nutzung der Bohrloch-Radartechnologie zur geologisch-geotektonischen Strukturvorfelderkundung ist sehr breit gefächert. Das allgemein gültige, globale Ziel einer solchen Vorfelderkundung besteht im Nachweis und in der Ortung von geologischen und geotechnischen Strukturen, wie z.B. Klüften und Kluffügungen, Störungszonen, stratigraphischen Gesteinsgrenzen oder Aquiferstrukturen, die sich in der

Umgebung des Bohrloches befinden. Klassische Aufgabengebiete sind zum Beispiel die Folgenden:

- Erkundung und Lokalisierung von Einzelklüften sowie des Klufregimes in Hartgesteinen;
- Lokalisierung von Verkarstungshohlräumen in Karstgesteinen incl. der Bestimmung ihrer genauen Lage und Dimensionen;
- Nachweis von Verwitterungszonen in Festgesteinen incl. der messtechnischen Erfassung ihrer Größen;
- Nachweis von offenem und verbrochenem Altbergbau.

Die folgenden drei Case Histories sollen einen überblicksartigen Eindruck vom Leistungsvermögen der Bohrloch-Radartechnologie im Sinne einer Strukturerkundung des unverritzten Vorfeldes geben. Die Leistungs- und Aussagefähigkeit der oben beschriebenen drei Messmodi können anhand dieser Praxisergebnisse für spezielle Prospektionsaufgaben abgeschätzt werden. Obwohl diese Ergebnisse nicht unmittelbar aus dem Tunnelbau stammen, sei bereits vorab darauf hingewiesen, dass die ausgereifte Messmethodik und die Interpretationsalgorithmen der Messdaten prinzipiell für jede Prospektionsaufgabe an fast jedem Ort adaptiert werden kann.

**Case History 1: *Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen zur geologischen Vorfelderkundung in Salzlagerstätten***

Als Hauptabbautechnologie hat der Kammer-Pfeiler-Abbau in vielen Salzlagerstätten Priorität. Das nachfolgend beschriebene Messbeispiel stammt aus der Steinsalzgrube Borth in Nordrhein-Westfalen (Firma „esco – European Salt Company GmbH & Co. KG), in der Steinsalz der Werra-Serie aus Langkammern von 600 m Länge, 20 m Breite und 20 m Höhe bergmännisch im Strossenabbau gewonnen wird.

Die genaue Kenntnis des Schichtgrenzenverlaufs dünner, nur ca. 1 mm mächtiger Tonhorizonte, die den abbauwürdigen Teil des Werrasteinsalzes im Hangenden begrenzen, ist für die erste Abbauphase, die Auffahrung der Kopfstrecke, mittels Miner oder durch konventionelles Bohren und Sprengen von ausschlaggebender Bedeutung. Aus gebirgsmechanischer Sicht ist es erforderlich, dass die Firste dieser Strecke einen Mindest- und Optimalabstand von 6 m zu dem so genannten Haupttonlösen einhält. Für die optimale Abbauplanung der Kammer im nachfolgenden Strossenbau ist wiederum die Kenntnis der Lagerungsbedingungen des liegenden Werraanhydrits, der tektonisch bedingt in seinem

Verlauf stark schwanken kann und zum Teil mächtige Kuppeln oder Aufwölbungszonen im Dekameterbereich bildet, von ausschlaggebender Bedeutung. Die Kenntnis über den Verlauf ist des Weiteren im Interesse der Gewährleistung der Bergbausicherheit von Wichtigkeit, da der Werraanhydrit durch aufsteigende Wässer aus dem Karbon teilweise wasserführend ist und somit nach Möglichkeit im Rahmen der Gewinnungsarbeiten durch die Wahrung einer bestimmten Schutzschichtmächtigkeit bergmännisch nicht aufgeschlossen werden sollte.

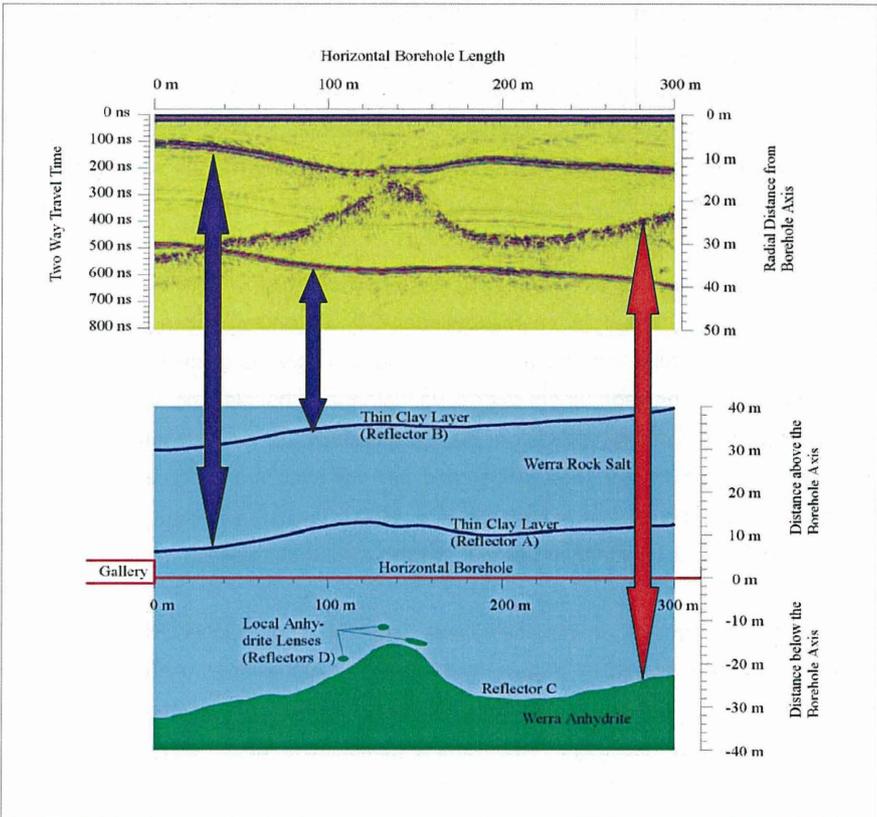
Zur geologischen Erkundung dieser Leithorizonte werden vor dem bergmännischen Abbau jeder Langkammer lange Horizontalkernbohrungen bis maximal 1000 m in Richtung der zukünftigen Kammerachse gebohrt. In diesen Bohrungen werden nachfolgend Radar-Reflexionsmessungen mit dem Ziel der Erkundung des Liegend- und Hangendsalinar (erforderliche Erkundungsreichweite der Messungen: ca. 50 m bis maximal 100 m um die Bohrung) durchgeführt. Zusätzlich zu den Bohrloch-Radarmessungen erfolgen Multishotmessungen zur exakten Bestimmung des Bohrlochverlaufes in Azimut und Neigung. Die Messsonden werden mittels einer speziellen Messtechnologie unter Einbeziehung eines Ankersystems, der am Ende des Bohrloches installiert wird, sowie mit zwei Kabelwinden im Bohrloch bewegt (s.a. Abbildungen 7 und 8).

Aus den Messdaten der Multishotmessung und den Ergebnissen der Radardatenanalyse wird der tatsächliche Verlauf der interessierenden Schichtgrenzen entlang der zukünftigen Kammern in Gauß-Krüger-Koordinaten in AutoCad-Schnitten dargestellt. Sie dienen dem Grubenbetrieb als Grundlage für die exakte, verlustarme Abbauplanung des Langkammer-Strossenbaus. Seit Einführung dieser in der Zwischenzeit für den Salzbergbau ausgereiften Messtechnologie im Jahr 1990 wurden in dieser wie auch in anderen Salzgruben mehrere 100 Horizontalbohrungen vermessen. Die Methodik stellt ein Routineverfahren dar und ist für die Vorauserkundung in Salzlagerstätten nicht mehr wegzudenken.

Abbildung 9 dokumentiert ein repräsentatives Ergebnis einer solchen Routine-Bohrloch-Radarmessung in einer 300 m langen Horizontalbohrung. Die obere Abbildung zeigt das Radargramm nach der rechentechnischen Signalbearbeitung. Im unteren Teil der Abbildung ist das aus den Messungen interpretierte geologische Modell des unverritzten Vorfeldes dargestellt. Aus den Radardaten konnten die für den bergmännischen Gewinnungsprozess wichtigen Schichtgrenzen als markante Reflektoren ausgegliedert und dem Liegend- oder Hangendsalinar wie folgt zugeordnet werden:



**Abb. 7 und 8:** Einsatz der Bohrloch-Radartechnologie zur Vorfelderkundung von Salinarlagerstätten aus Horizontalbohrungen – Momentaufnahmen der praktischen Messdurchführung



**Abb. 9:** Ergebnisdarstellung einer Bohrloch-Radar-Reflexionsmessung in Horizontalbohrungen zur geologischen Vorauserkundung

- die Reflektoren A und B korrespondieren mit dünnen Tonlössen, die im Hangenden des Bohrloches liegen; der Reflektor A kommt von dem für die Abbauplanung sehr wichtigen Haupttonlössen.
- Reflektor C wird durch den Kontakt zwischen dem Steinsalz und dem darunter liegenden massiven Werraanhydrit verursacht. Diese Schichtgrenze ist uneben mit eingeschalteten lokalen Aufwölbungen, deren genaue Lagekenntnis wichtig für eine optimale und vor allem sichere Abbauplanung ist.
- Die Reflektoren D werden von lokalen Anhydritlinsen verursacht, die dem Werraanhydrit vorgelagert sind.

**Case History 2: *Radar-Crosshole- und tomographische Messungen zur Karsterkundung in Kalk- Dolomit- oder Marmorlagerstätten***

Radar-Crosshole- und tomographische Messungen eignen sich vorzüglicher Weise für die hydrogeologische Strukturvorauserkundung in verkarstungsfähigen Gesteinsformationen. Diese Methoden ermöglichen eine effiziente Erkundung und Lokalisierung von offenen und verfüllten Karsthohlräumen sowie den Nachweis von großräumigen Störungszonen oder Verwitterungsbereichen innerhalb des unverwitterten, intakten Gebirgskomplexes. Diese anomalen Bereiche unterscheiden sich in ihren dielektrischen Parametern markant vom umgebenden, unverwitterten Kalk-, Dolomit- oder Marmorgestein und können somit optimal mit den Verfahren der Radartechnologie geortet sowie qualitativ bzw. quantitativ nachgewiesen werden.

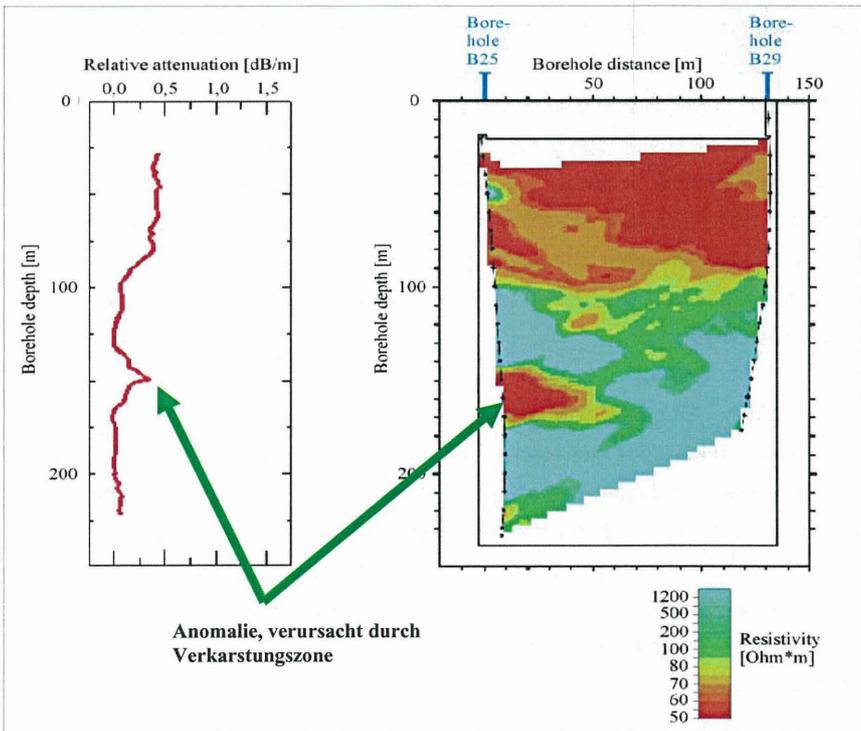
Das in Abbildung 12 gezeigte Messbeispiel entstammt aus einer Lagerstättenvorfelderkundung eines zukünftigen Kalksteinbruches (LHOIST / Rheinkalk GmbH Wülfrath). Die Zielstellung dieser konkreten Untersuchungen bestand im Nachweis von großräumigen Verkarstungszonen innerhalb des Kalksteinkörpers (s.a. Foto in Abbildung 10) im Rahmen der geologisch-geophysikalischen Lagerstättenvorfelderkundung eines unverritzten Feldesteiles. Diese Kenntnisse sind für die Planung und optimale Abbauführung der zukünftigen Gewinnungsarbeiten aus quantitativer und qualitativer Sicht von ausschlaggebender Bedeutung.

Für die Qualitätsbestimmung des anstehenden Gesteins einer zukünftigen, abbauwürdigen Lagerstätte wird diese normalerweise in einem mehr oder weniger regelmäßigen Bohrraster abgebohrt. Die Abstände der Bohrungen schwanken zwischen 50 und 200 m.



**Abb. 10:** Foto eines großräumigen Verwitterungskörpers innerhalb einer Kalksteinlagerstätte

**Abb. 11:** Praktische Messdurchführung einer Bohrloch-Radarmessung zur Ortung großräumiger Verkarstungen in einer Kalksteinlagerstätte



**A)** Crosshole-Messung zwischen zwei Bohrungen (Abstand: 130 m)

**B)** Tomogramm des Widerstandsverteilung zwischen diesen zwei Bohrungen

**Abb. 12:** Crosshole- und tomographische Messungen zum Nachweis von Verkarstungszonen

Anhand von chemischen Analysen der Bohrkerns wird die Qualität des Gesteins für die Produkte des zukünftigen Verarbeitungsprozesses bestimmt. Großräumige Verkarstungszonen im Dekameterbereich, die sich zwischen den Bohrungen befinden, können den späteren Gewinnungs- und Verarbeitungsprozess nachhaltig negativ beeinflussen. Um diese anomalen Bereiche eines zukünftigen Abbaufeldes räumlich zu lokalisieren, werden die geteufte und vorhandenen Erkundungsbohrungen für die geophysikalische Zwischenfelderkundung genutzt.

Im linken Bild A) ist das Ergebnis der Crosshole-Messung zwischen den beiden benachbarten Bohrungen B25 und B29 in Form der Dämpfungskurve dargestellt. In dieser Dämpfungskurve ist die markante Zunahme der Dämpfung im Bereich der Verkarstungszone um ca. 140 m Tiefe deutlich zu erkennen. Aus dem Ergebnis der Crosshole-Messung kann somit abgeleitet werden, dass zwischen den beiden Bohrungen in einer Tiefe um 140 m ein Verkarstungsbereich existieren muss. Aus dieser Messung kann allerdings keine Aussage zur Größe und Ausdehnung als auch zur exakten lateralen Lage der Verkarstungszone in der Ebene zwischen beiden Bohrungen gegeben werden.

Diese quantitative Aussagen können aber aus dem Ergebnis einer tomographischen Vermessung zwischen den beiden Bohrungen gewonnen werden. Das zweidimensionale Ergebnistomogramm der elektrischen Widerstandsverteilung zeigt Bild B). In dieser Abbildung ist die Größe der Verkarstungszone als rot-gelb colorierte Fläche deutlich zu erkennen. Aus den gemessenen Parametern der im Tomogramm dargestellten Widerstandsverteilung konnte somit der messtechnische Nachweis erbracht werden, dass die Verkarstungszone sich deutlich um die Bohrung B25 bis auf ca. halbe Entfernung zur Bohrung B29 erstreckt. Der ebenfalls rot colorierte obere Teil des Tomogramms kennzeichnet relativ stark verwitterten Kalkstein, der bis zu einer Teufe von ca. 100 m über dem massiven, unverwitterten Teil der Lagerstätte liegt.

Es sei zur Vollständigkeit erwähnt, dass Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen selbstverständlich ebenfalls indikativ für den Nachweis von Verkarstungs- und Störungszonen des bohrlochumgebenden Gesteins sind. In Analogie zu dem vorab erläuterten Informationsinhalt des Crosshole-Verfahrens können mittels dieser Reflexionsmessungen zwar Aussagen zur Teufe und zum Streichen sowie zur Entfernung der Reflektoren vom Bohrloch gegeben werden. Informationen zur Größe der anomalen Strukturen sind auch damit nicht möglich.

Unter Einbeziehung der Ergebnisse der geophysikalischen Messungen aller Bohrungen ist für den untersuchten Lagerstättenbereich ein dreidimensionales Abbild des Strukturaufbaus hinsichtlich der Existenz von Verkarstungs- und Verwitterungszonen möglich.

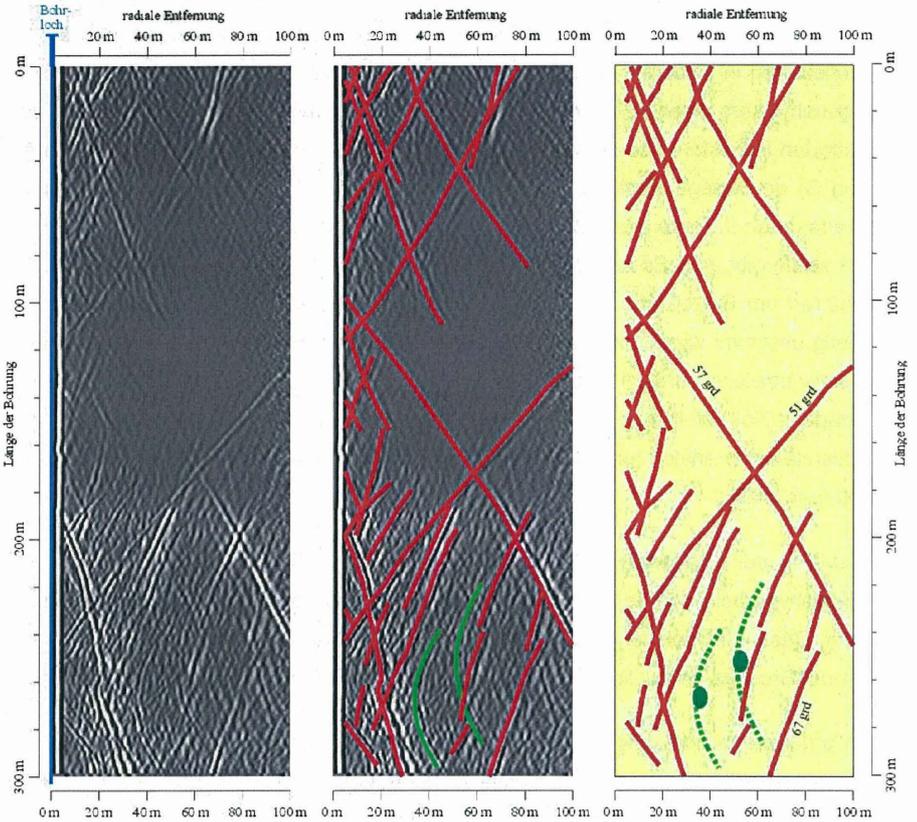
**Case Histroy 3: *Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen zur Erkundung des Kluffregimes in Festgesteinen***

Die Suche und Erkundung von potentiellen Standorten zukünftiger radioaktiver Endlager konzentriert sich im Wesentlichen auf Salinargesteine, Granitplutone oder mächtige Tonlagerstätten. Die Bohrlochradar-Technologie kann aus physikalischer Sicht optimal zur Erkundung der ersten beiden Gesteinskomplexe (s.a. Case Histroy 1) eingesetzt werden. Für die Sicherheit von Standorten im Granit ist die Kenntnis der Wasserwegsamkeit und –mobilität in den tektonisch bedingten Klüften von ausschlaggebender Bedeutung. Bohrloch-Radarmessungen sind ideal für den Nachweis von Klüften und Klufsystemen innerhalb des Granitplutons geeignet. Das übergeordnete Ziel der im Beispiel 3 gezeigten Bohrloch-Radarergebnisse bestand deshalb darin, Aussagen zum hydrologischen Gesamtsystem innerhalb eines Granitplutons zu gewinnen. Bekannt war, dass der magmatische Gesteinskörper von mehreren Klufsystemen durchzogen wird, deren Einfallen und Streichrichtung im Vollraum nicht exakt bekannt war. Das interessierende Untersuchungsareal war durch insgesamt 7 Bohrungen erschlossen. Die Teufe aller Bohrungen lag um 300 m. Das Ziel der durchgeführten Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen bestand im Wesentlichen in folgenden Aufgabenstellungen:

- Ortung des Verlaufes von Klüften und evtl. Störungszonen in der Umgebung eines jeden Bohrloches bis zur maximal möglich erzielbaren Erkundungsreichweite;
- Ermittlung des Einfallwinkels jeder Kluffzone;
- Korrelation der in den Bohrungen nachgewiesenen Einzelklüfte mit den Ergebnissen benachbarter Bohrungen zur Bestimmung der räumlichen Lage innerhalb des Granitplutons;
- Gewinnung von quantitativen Aussagen zur Klufföffnungsweite und zum Kluffzustand (offen oder verfüllt).

Im Ergebnis dieser Messungen und der komplexen Auswertung der Daten im Sinne der vorab skizzierten Aufgabenstellung konnten die beabsichtigten Aussagen zum Kluffsystem und insbesondere zu offenen Migrationsbahnen des Wassers innerhalb der Granits ge-

wonnen werden. Durch die Einbindung dieser geophysikalisch gewonnenen Erkenntnisse und Informationen in die interdisziplinäre Gesamtbearbeitung des Projektes aller begleitenden Fachrichtungen konnte letztendlich der hydrologisch-hydraulische Zustand des Gesteinskörpers umfassend bewertet werden.



A) Bearbeitetes Radar-  
gramm

B) Bearbeitetes Radar-  
gramm mit markierten  
Reflektoren

C) Analysiertes Kluftsystem  
des Gesteinskörpers mit  
Angabe des Einfallens der  
Einzelkluft

**Legende:**



Linearer Radar-Reflektor (Einzelkluft)  
mit Angabe des Einfallswinkels



Lokaler Radar-Reflektor (z.B. Buch-  
kante)

**Abb. 13:** Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen zur messtechnischen Erfassung des Kluftregimes um Bohrungen in Granitplutonen

Abbildung 13 zeigt das Ergebnis einer interpretierten Bohrloch-Radar-Reflexionsmessung in einer dieser Bohrungen unter Anwendung des niederfrequenten 22 MHz-Antennensystems in Form des bearbeiteten Radargramms sowie der daraus abgeleiteten geologisch-geotektonischen Interpretation der Radar-Reflexionsdaten. In der linken Abbildung A) ist der Verlauf der Reflektoren im bohrlochfernen Bereich bis zu einer Teufe von 100 m von der Bohrlochachse deutlich zu erkennen. Zur Wahrung der Objektivität wurden die Reflektoren in dieser Abbildung nicht markiert, so dass ein objektiver Vergleich eines Nichtgeophysikers unter Einbeziehung der mittleren Abbildung der Anlage, in der die ausgegliederten Reflektoren zusätzlich markiert wurden, jederzeit gegeben ist. Die rechte Abbildung C) der Anlage stellt das Ergebnis der geologisch-geotektonischen Interpretation der Radardaten in Form des Teufenschnittes, der den Verlauf der Reflektoren im Granitkörper wiedergibt, dar. Es handelt sich bei diesen mehr oder weniger linear verlaufenden Reflektoren um Einzelklüfte, deren Einfallswinkel im Vollraum aus den Radarmessungen eindeutig bestimmt werden kann. In Abbildung C) wurden zur Wahrung der Übersichtlichkeit stellvertretend nur drei dieser Einfallswinkel an die jeweils ausgegliederte Einzelklüft angetragen. Dies erfolgte im Rahmen der Komplexauswertung aller Bohrloch-Radardaten selbstverständlich analog für alle anderen im gemessenen und bearbeiteten Radargramm enthaltenen Klüfte.

Weiterhin in dem Radargramm zu erkennen sind zwei so genannte „Diffraktions- oder Beugungshyperbeln“ (grüne Markierung). Dieses Reflexionselement entsteht immer dann, wenn im Gestein ein lokaler, relativ eng begrenzter Störkörper in Form einer z.B. Einlagerung oder Bruchkante existiert. Im Granit könnte es sich um eine Bruchstruktur handeln.

Durch ergänzende Messungen mit der nächst höherfrequenten Antenne in den gleichen Bohrungen können zusätzliche qualitative Aussagen zu Klüftöffnungsweiten abgeschätzt werden. Des weiteren ermöglichen Einzelsignalanalysen der Klüftreflektoren qualitative Aussagen, ob die nachgewiesenen Klüfte als offene und damit im hydrogeologisch-hydraulischen Sinn wasserführende Migrationsbahnen angesprochen werden können oder aber verschlossen bzw. ausgeheilt sind. Aus der komplexen 3D-Auswertung aller Bohrloch-Radar-Reflexionsmessungen kann die Lage einer Vielzahl von Klüften gleichen Ursprungs, deren Verlauf in mehreren Bohrungen in den Radargrammen sichtbar ist, im Vollraum orientiert zugeordnet werden.

### ***Ausblick und Schlussfolgerungen für den perspektivischen Einsatz der Messtechnologie in der Vorauserkundung***

Das prinzipielle Anliegen dieses Beitrages sollte verdeutlichen, dass die Messmethoden der relativ jungen Bohrloch-Radartechnologie einen entscheidenden Informationsgewinn gegenüber konventionellen geophysikalischen Bohrloch-Messverfahren darstellen, da sie nicht nur Aussagen zum Gestein im Bohrloch selbst oder zum Nahbereich des Bohrloches liefern, sondern in Abhängigkeit von den dielektrischen Eigenschaften der bohrlochungsbegleitenden Gesteinsstruktur räumliche Strukturaussagen im Fernbereich bis zu einigen Dekametern und darüber liefern können. Damit stellt das Ergebnis einer jeden Bohrloch-Radarmessung, durchgeführt als Reflexions-, Crosshole- oder tomographische Messung, eine echte räumliche Vorauserkundung der das Bohrloch umgebenden Gesteinsstruktur dar. Es ist deshalb prinzipiell egal, ob diese Form der geophysikalischen Bohrloch-Messung in senkrechten, geneigten oder horizontalen Bohrungen zum Einsatz kommt. Es ist des Weiteren unerheblich, ob die Messtechnologie für hydrogeologische, bergmännische, ingenieurtechnische, umweltrelevante oder anderen Bereichen zuordenbare Aufgabenstellungen genutzt wird. Allen Anwendungen gemeinsam ist, dass die Ergebnisse der Methoden der Bohrloch-Radartechnologie räumliche Strukturaussagen des bohrlochungsbegleitenden Gesteins oder Sediments liefern. Die im Beitrag näher erläuterten Messbeispiele stellen wichtige und bewährte Einsatzgebiete der Bohrloch-Radartechnologie für spezielle Aufgabenstellungen der geologisch-geotektonischen Vorauserkundung dar. Da die grundlegende Messtechnologie universell in jeweils adaptierter Form und zugeschnitten auf die spezielle Aufgabenstellung breit einsetzbar ist, kann sie auf neue, sich aus der Praxis ergebende Problemstellungen der Vorauserkundung übertragen werden. Unter gegenwärtigen Bedingungen einer stark reduzierten Bergbauindustrie gewinnen andere Bereiche der Infrastrukturentwicklung und des Verkehrswegebbaus, wie z.B. die Tunnelvorauserkundung aus Horizontalbohrungen oder die Absicherung von sicheren Brückengründungen von Hochgeschwindigkeitstrassen, für die diese Technologie in idealer Weise nutzbringend eingesetzt werden kann, immer mehr an Bedeutung.

Die nachfolgende tabellarische Zusammenfassung potentieller Einsatzgebiete der Bohrloch-Radartechnologie soll die nach oben offene Breite der Nutzung dieser relativ neuen, bisher noch nicht als Routineverfahren eingesetzten Bohrloch-Messtechnologie aufzeigen.

**Tabelle 1:** Einsatzspektrum der Bohrloch-Radartechnologie

<b>Anwendungsfeld</b>	<b>Beschreibung der Hauptanwendungen und der potentiellen Untersuchungsmöglichkeiten</b>
Bergbau	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geologische und geotechnische Untersuchungen im untertägigen Bergbau mit Schwerpunkt im Salzbergbau</li> <li>• Vorfelderkundung in langen "horizontalen" Erkundungsbohrungen</li> <li>• Ortung von laugegefüllten Hohlräumen oder von Auslaugungszonen speziell im Salzberbau</li> <li>• Strukturerkundung von zu solenden Salzkavernen</li> <li>• Ortung von natürlichen und künstlichen Hohlräumen</li> </ul>
Steine und Erden/ Steinbruchindustrie	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geophysikalische Erkundung von neuen Kalk-, Dolomit- und Marmorlagerstätten</li> <li>• Nachweis von großräumigen Verkarstungszonen in Kalk-, Dolomit- und Marmorlagerstätten</li> </ul>
Hydrogeologie	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 3D – Untersuchung des Kluffregimes um hydrologische Bohrungen zur Optimierung der Wassergewinnung</li> <li>• Räumliche Aufnahme von Sedimentstrukturen</li> </ul>
Ingenieurbau	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baugrunduntersuchungen zur Gründung von Brücken</li> <li>• Geologische und geotechnische Voruntersuchungen von Tunnelachsen</li> <li>• Begleitende Online-Vorauserkundung von TBM- und konventionellen Tunnelauffahrungen</li> <li>• Ortung von natürlichen Verkarstungen und künstlichen Hohlräumen und Auflockerungszonen unter Gebäuden, Eisenbahnstrecken, Brücken, etc.</li> <li>• Spezialbaugrunduntersuchungen an historischen Gebäuden</li> <li>• Untersuchungen und Lokalisierung von Rissen in Dammbauwerken</li> </ul>
Umwelt	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geologische und geotechnische Untersuchungen von neuen und bereits aktiven Mülldeponien</li> <li>• Ortung und zeitliche Überwachung des Kluffregimes in Hartgesteinen für die nukleare Endlagerung</li> <li>• Monitoring von Tracerversuchen</li> <li>• Zeitliche Überwachung von biologischen in situ - Reinigungsprozessen in hoch kontaminierten Böden</li> </ul>

**Literatur**

[1] L. CORIN, I. COUCHARD, B. DETHY, L. HALLEUX, A. MONJOIE, T. RICHTER, J.P. WAUTERS: Radar tomography applied to foundation design in a karstic environment. Paper within monograph *Modern Geophysics in Engineering Geology* edited by D.M. McCann, M. Eddleston, P.J. Fenning, G.M. Reeves, Geological Society London, 1997, p. 176 - 173.

- [2] T. FECHNER, U. PIPPIG, T. RICHTER, L. CORIN, L. HALLEUX, R. WESTERMANN: Borehole Radar Surveys for Limestone Investigation. Poster presentation on the 7th International Conference on Ground-Penetrating Radar, 27th to 30th May 1998, Lawrence, Kansas, USA, proceedings, Volume 2, p. 743 - 746.
- [3] L. HALLEUX, L. CORIN, V. DEFOURNY, R. MALY, U. PIPPIG, T. RICHTER, G. VAN LIERDE: Systematic Radar and Borehole Radar Investigation in the Salt Mine of Borth (Germany). Paper at the 8<sup>th</sup> World Salt Symposium, The Hague, The Netherlands, 7<sup>th</sup> to 11<sup>th</sup> May 2000, Proceedings, Volume 1, p. 369 – 374.
- [4] F. BÖRNER; T. FECHNER, T. RICHTER, B. WEIHNACHT; U. YARAMANCY: Lithological Interpretation of the Spectral Dielectric Properties of Limestone. (the paper will be published in the Journal "Near Surface Geophysics" of the EAGE/EEGS" in 2004).

**Autoren**

*Dipl.-Geophysiker Dr. rer. nat. Thomas Richter*

*Dipl.-Geophys. Uwe Pippig*

Bo-Ra-tec GmbH  
Damaschkestraße 19a

**D – 99 425 Weimar**

**Telefon:** +49 – 3643 – 77 369 – 20  
**Fax:** +49 – 3643 – 77 369 – 26  
**Mobil:** +49 – 172 – 360 65 76  
**E-mail:** [info@boratec.net](mailto:info@boratec.net)  
**Internet:** [www.boratec.net](http://www.boratec.net)



## ***Innovative Setzungsüberwachung unter extremen Randbedingungen mit dem hydrostatischen Linienmesssystem (System Lhotzky) bei der EADS-Flächenerweiterung in Hamburg Finkenwerder***

Kurt Lhotzky, Georg Friedl

### **1. Einleitung**

Im Rahmen des Bauprojektes „Flächenerweiterung für das Flugzeugwerk Deutsche Airbus in Hamburg Finkenwerder“ wurde eine 160 Hektar große Wasserfläche durch Eindeichung und Aufspülung in ein Industrieareal verwandelt. Die Herstellung des Deiches erforderte wegen der sehr schwierigen Untergrundverhältnisse den Einsatz eines speziellen Bauverfahrens.

Eine besonders vorteilhafte Realisierung der Deichumschließung hatte die Josef Möbius Bau-Aktiengesellschaft in einem Sonderausbauvorschlag mit ihrem patentierten Gründungsverfahren *Geotextile Encased Columns* (GEC) [3,4] angeboten. Bestandteil dieses Bauvorschlages war auch das innovative hydrostatische Linienmessverfahren (System Lhotzky) [1,2] zur engräumigen Überwachung des gleichförmigen Setzungsverhaltens des GEC-Tragsystems.

Da für die Airbus-Werkerweiterung in sehr kurzer Zeit eine bebaubare Fläche von ca. 150 ha geschaffen werden sollte, war für die erste Bauphase der Eindeichung nur ein Zeitrahmen von neun Monaten vorgegeben. Das vorgeschlagene GEC-Tragsystem ist unmittelbar nach Fertigstellung vollbelastbar, so dass der Deichbau mit großer Dammhöhe in kurzer Zeit realisiert werden konnte. Gleichzeitig wurden die ökologischen Auswirkungen durch diese Bauweise minimiert. Vom Auftraggeber wurde dem Sonderausbauvorschlag der Firma Möbius deshalb der Zuschlag erteilt.

Vorraussetzung für die Aufspülung der Flächen war deren hochwassersichere Umschließung. Dazu mussten für die 2,5 km Deichgründung mehr als 60.000 geokunststoffummantelte Sandsäulen in den Untergrund eingebracht werden [5]. Die Baugrundverhältnisse waren im Baubereich sehr schwierig. Das Areal des „Mühlenberger Lochs“ ist durch Abgrabungen entstanden, um eine Fläche für Wasserflugzeuge einzurichten. Im Laufe der Zeit wurden große Mengen Schlick mit dem Elbwasser in die Fläche eingetragen und es haben sich Schlickmächtigkeiten von bis zu 13 m gebildet. Die Unterflächen der Weichschichten sind starken Höhenschwankungen unterworfen, die auf bereits vor der Sedimen-

tation des Schlicks vorhandene Rinnensysteme hinweisen. Unter dem Schlick stehen Kleinschichten an, die nur geringe Festigkeiten aufweisen. In einzelnen Bereichen befinden sich unter dem Schlick 5 m dicke Torfschichten, sowie verschiedentlich Muddeschichten. Die Oberfläche des Schlicks liegt im Baubereich zwischen NN +1m und NN -1 m. Der Tidenhub beträgt etwa 3,5 m, das mittlere Hochwasser liegt bei ca. NN +2m und das mittlere Niedrigwasser bei etwa NN -1,5 m.

Diese schwierigen Randbedingungen stellten an die Geomesstechnik zur Erfassung der Setzungen extreme Anforderungen [6,7]. Mit dem innovativen hydrostatischen Linienmessverfahren (System Lhotzky) konnte hierfür eine angepasste Messlösung erarbeitet werden, die eine hochgenaue, engräumige Setzungsüberwachung ermöglicht.

## 2. Setzungsüberwachung

### 2.1 Innovatives Linienmessverfahren

Das spezielle Messprinzip der hydrostatischen Linienvermessung wurde entwickelt, um alle Arten von ober- und unterirdischen Profilen auf zeitliche und örtliche Variationen in der Höhenlage zu untersuchen. Die hydrostatische Linienvermessung basiert auf der diskontinuierlichen Messung des hydrostatischen Drucks zwischen vordefinierten, äquidistanten Punkten (z.B. 25 cm) in einem entlang des Profils installierten Messschlauches und einem Referenzniveau in einem Messkoffer. Mehrere dünne Messschläuche sind in LDPE eingegossen und bilden so das speziell entwickelte Setzungsmessrohr. Durch die weiche LDPE-Ummantelung können die Messschläuche leicht allen Verformungen des Bodens folgen. Die Setzungsmesslinien werden zur Zeit in Längen bis zu 500 m mit einem Außendurchmesser von 20 mm gefertigt.

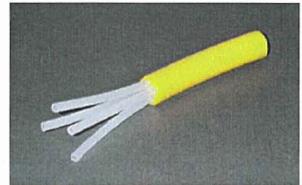


Abb. 1: Setzungsmessrohr mit vier Messschläuchen



Abb. 2: mobiles Linienvermessungsgerät

Auf den ersten Metern werden parallel zum Messschlauch zwei oder drei Temperatursonden installiert. Sie geben Aufschluss über den Temperaturverlauf im Übergang von Bereichen mit starker Überdeckung mit nahezu konstanten Temperaturen zu Bereichen mit geringer Überdeckung und variierenden Temperaturen (Abb. 5).

Die technische und elektronische Ausrüstung der Messeinrichtung ist in einem kompakten, transportablen Alukoffer unterge-



Abb. 3: Lage der Messquerschnitte

Abb. 4: einfache Verlegung in einem kurzfristig geöffneten Graben

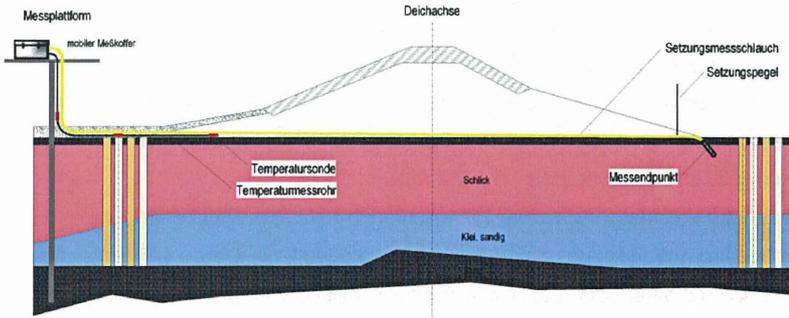


Abb. 5: typische Messanordnung bei der Setzungsüberwachung am Umschließungsdeich

Da die zu überwachenden Profile im Bereich des Tidenhubs liegen, wurde jeweils der elbseitige Messendpunkt auf eine Plattform verlegt. Mit einer Höhe von ca. 3 m über Normal-Null liegt die Plattform bei normalem Hochwasser ca. 1 m über dem Wasserspiegel. Alle Messkabel und -schläuche wurden in einem 90°-Bogen von der Messebene senkrecht am Mast hoch bis auf die Plattform geführt (Abb. 6). Die Verwendung von herkömmlichen Horizontalinklinometern war deshalb neben anderen Gründen, wie z.B. Verschlammung der Messrohre, von vornherein ausgeschlossen.

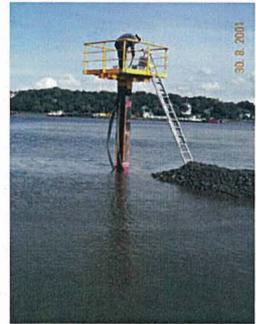


Abb. 6: Messplattform bei Niedrigwasser

### 2.3 Durchführung der Messungen unter schwierigen Randbedingungen

Die Durchführung der Messungen war gerade in der Anfangsphase des Projektes mit einer ganzen Reihe von Schwierigkeiten verbunden. So lagen einige Messquerschnitte zunächst auf „Inseln“ und waren somit nur mit dem Boot oder Hovercraft zu erreichen. Später konnte die Baustelle nur mit geländegängigen Fahrzeugen befahren werden.

Besondere logistische Anforderungen stellte das Anschließen sowie das Abnehmen der Messgeräte an die Messlinien. Einige Plattformen waren bei normalem Niedrigwasser nur für weniger als zwei Stunden erreichbar (Abb. 7). Bei höheren Wasserständen verkürzte sich diese Zeit noch weiter. Des Weiteren waren die vorhergesagten Wasserstände zu beachten, da sonst die Überflutung der Plattformen und damit die Beschädigung oder der Verlust von Geräten zu befürchten war. Der Aufbau der Messgeräte erfolgte mit dem ersten Niedrigwasser des Tages, die Vermessung während des Hochwassers und der Abbau wieder bei Niedrigwasser. Vor jedem Messeinsatz war eine exakte Zeitplanung unter Berücksichtigung der Tide sowie der Wetter-, Wind- und Wasserstandsvorhersage notwendig, um alle sieben Messquerschnitte zwischen zwei Niedrigwassern vermessen zu können. Je nach Lage der Tidezeiten musste häufig auch nachts gearbeitet werden.



Abb. 7: Messplattform bei Hochwasser



Abb. 8: Heckkladraum des Messfahrzeugs

Sollte es einmal zu einem Geräteausfall oder einer Störung während einer Messung kommen, musste der entsprechende Querschnitt noch während desselben Niedrigwassers mit einem Ersatzgerät bestückt werden. Dazu war es notwendig die Messdaten sofort nach dem Abnehmen der Geräte auszulesen und so aufzubereiten, dass eine Bewertung des Setzungsverlaufs bis zur aktuellen Messung möglich war. Neben einem hochgradig automatisierten Softwareauswertungsablaufs (s.u.) war dazu ein entsprechend ausgerüstetes Fahrzeug notwendig. Dabei kam ein allradgetriebener VW Transporter zum Einsatz. Im hinteren Teil sind die Messgeräte und Befüllleinheiten

untergebracht. Der Techniker kann über die Hecktüren die Geräte und Zubehörteile an den Messquerschnitten entnehmen und wieder beladen (Abb.8). Im vorderen Teil, durch eine Wand abgetrennt, befindet sich ein kleines Büro, in dem der Ingenieur am Notebook die Messdaten auslesen und aufbereiten kann (Abb. 9). Des Weiteren ist das Fahrzeug mit Funkgeräten, Akku-Handlampen, Ersatzteilen, Service- und Werkzeugkoffern sowie einer 220 V-



Abb. 9: Arbeitsplatz im Messfahrzeug

Anlage ausgestattet. Um auch im Winter Messungen durchführen zu können, kann das gesamte Fahrzeug mit einer Standheizung beheizt werden.

### **3. Messdaten**

#### **3.1 Konzept der Messdatenhaltung**

Zur Auswertung und Aufbereitung der Messdaten wurde eine Softwarelösung konzipiert, die die sehr speziellen Anforderungen erfüllt:

- Verwaltung großer Datenmengen aufgrund der großen Anzahl von Messterminen und der Fülle der eingehenden Parameter
- Die Ergebnisse einer Messung an einem Querschnitt müssen beliebigen anderen Messterminen gegenübergestellt werden können (Höhenlage, Setzung)
- Die Messungen müssen bereits auf der Baustelle ausgewertet werden können
- Eine Einbindung von Fotos ist notwendig (aktuelle Situation am Messquerschnitt)
- Deichkubaturen, Darstellung der Säulendichte und weitere grafische Elemente sollen die grafischen Auswertungen verständlicher machen
- die Datenkonsistenz muss gewährleistet bleiben

Das Anforderungsprofil schloss eine Auswertung mit Office-Programmen wie Microsoft-Excel auf jeden Fall aus. Insbesondere die großen Datenmengen, die Forderung nach Verknüpfbarkeit und die Datenkonsistenz konnten auf dieser Standard-Software nicht bewältigt bzw. gewährleistet werden.

Stattdessen wurde als Grundkonzept ein Client-Server-Datenbanksystem gewählt. Die SQL-Datenbank speichert sämtliche anfallenden Daten zum Projekt und kann sie bei Bedarf in unterschiedlichsten Repräsentationen extrem schnell bereitstellen (Abb. 10). Durch die im Datenbankschema verankerten Regeln kann gewährleistet werden, dass die gespeicherten Daten und Metadaten (Daten über Daten) immer in einem konsistenten Zustand bleiben. Die ausgefeilte Recovery-Technik (Datenwiederherstellung) moderner Datenbanksysteme ermöglicht auch nach Rechnerabstürzen ein Weiterarbeiten an dem Datenzustand, der direkt vor dem Absturz bestand. Korruptierte oder inkonsistente Dateien können nicht vorkommen.

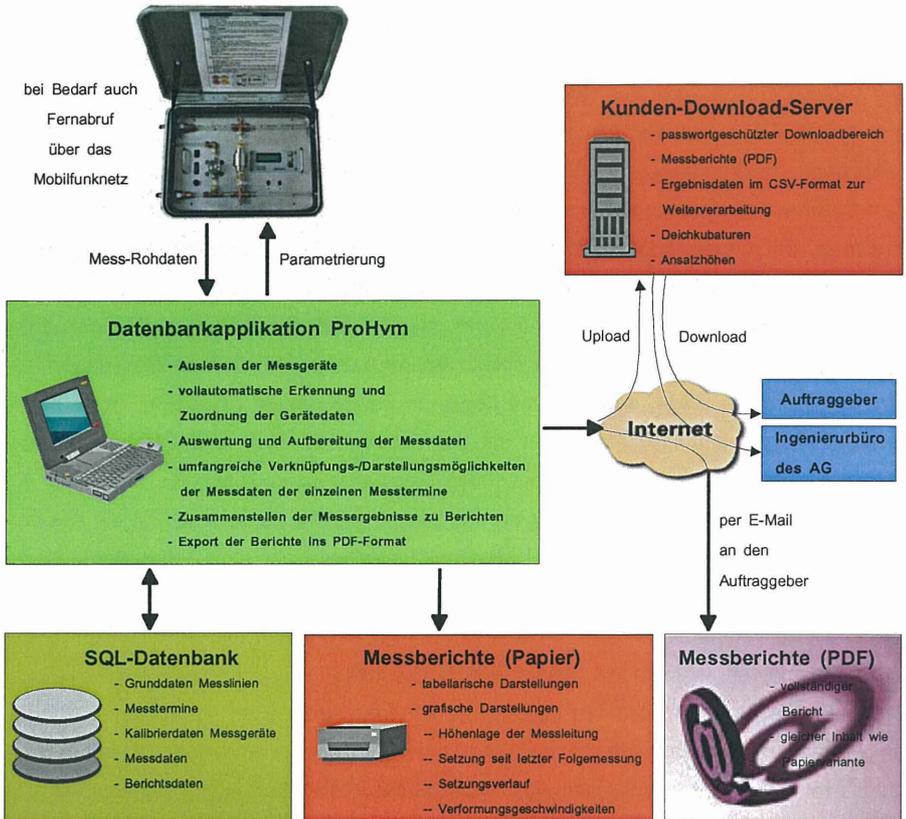


Abb. 10: Schematische Darstellung des Datenhaltungs- und -aufbereitungskonzepts

Als Anwenderschnittstelle für den Projektingenieur dient die neuentwickelte Software *ProHvm*, die insbesondere auf einen rationellen Auswertungs- und Aufbereitungsablauf abgestimmt ist. Die Software stellt Funktionen zur Verfügung, welche die Aufbereitung der Messdaten automatisieren und die dem Ingenieur bei der Erstellung der Messberichte aufwändige „Handarbeit“ erspart.

### 3.2 Ablauf eines Messtermins mit Datenauswertung

Vor Abreise zum Messeinsatz werden alle Geräte überprüft und die Druckeinheiten mit Druckluft bzw. entgastem Wasser aus der vollautomatischen Wasserentgasungsanlage befüllt. Die Anreise nach Hamburg erfolgt so, dass das aus einem Ingenieur und einem Techniker bestehende Messteam ca. eine Stunde vor Niedrigwasser auf der Baustelle ein-

trifft. Bei zeitlich ungünstig liegendem Niedrigwasser (verschiebt sich jeden Tag um ca. eine Stunde) muss zeitweise auch nachts angereist werden.

Der Ingenieur fährt zunächst alle Messquerschnitte ab, stellt dort die Messgeräte bereit und fertigt Fotos von der aktuellen Situation am Messquerschnitt an. Der Techniker schließt die Messgeräte an den Systemschlauch und die Temperaturmesskette an, befüllt das System und ermittelt die Höhendifferenz zum eingemessenen Höhenpunkt auf der Plattform. Sobald ein Querschnitt komplett befüllt ist, wird die Installation vom Ingenieur überprüft, das Gerät parametriert und die Messung gestartet.

Zwischenzeitlich werden vom örtlichen Vermesser die Anschlusshöhen und Deichkubaturen übergeben oder per E-Mail übermittelt. Während die automatischen Messungen laufen, kann das Messteam bereits damit beginnen die gewonnen Felddaten, Fotos sowie Anschlusshöhen und Deichkubaturen mit der Software *ProHvm* in die Datenbank einzugeben. Aufgrund des „Büro“-Ausbaus des Messfahrzeuges kann dies direkt auf der Baustelle erfolgen. Damit sind zu Beginn des zweiten Niedrigwassers alle für die Auswertung notwendigen Grunddaten in der Datenbank hinterlegt. Nach dem Abbau der Messgeräte werden die Messdaten sofort in die Projektdatenbank übertragen. Um jeglichen Datenverlust zu vermeiden, werden zusätzlich die Mess-Rohdaten mit einer zweiten unabhängigen Software ausgelesen und als Datei gespeichert.

Die Aufbereitung der Messdaten beginnt mit der Erzeugung einer vorläufigen Stationierung für jeden Datensatz. Da die Messung immer mindestens eine viertel Stunde länger als die rein rechnerische Messzeit läuft, wird das Ende der Messleitung zweimal vermessen (einmal vorwärts, einmal rückwärts). In der Höhenkurve stellt sich das als Symmetriebereich dar, an dem mit einem Grafiktool der eigentliche Endpunkt der Messung festgelegt wird. Anschließend wird aus den Temperatursonden der Temperaturmesskette ein Temperaturprofil entlang der Messstrecke generiert. Die Positionen der Sonden sind ebenfalls in der Datenbank hinterlegt, so dass nach der automatischen Erzeugung nur noch eine grafische Kontrolle des Profils erfolgen muss. Da die Ansatzhöhen bereits in der Datenbank vorhanden sind, kann jetzt die Berechnung der absoluten Höhen erfolgen. Die Software errechnet für jeden Höhenmesspunkt eine Höhe bezogen auf Normal Null. Dabei werden folgende Einflussgrößen berücksichtigt:

- temperaturbedingte Dichteänderung des Wassers am jeweiligen Messpunkt anhand des Temperaturprofils
- temperaturbedingte Nullpunktsdrift des Messaufnehmers anhand der gemessenen Aufnehmertemperatur sowie der in der Datenbank hinterlegten Kalibrierkurve

- Linearitätsabweichung des Messaufnehmers anhand der in der Datenbank hinterlegten Kalibrierkurve (die Veränderung der Messaufnehmer durch Alterung wird durch regelmäßige Ermittlung der Kalibrierkurven im Labor und dem Update der Kennlinien in der Datenbank berücksichtigt)

Die Messung ist nun auf Normal-Null bezogen und stationiert. Für eine erste Bewertung wird sie zur vorangegangenen Messung in Bezug gesetzt. Dazu genügt die Auswahl des entsprechenden Messtermins aus einer Liste. Die Daten werden aus der Datenbank geholt, auf die Stationierung der aktuellen Messung mittels linearer Interpolation umgerechnet und tabellarisch sowie grafisch in Form eines Station/Setzungsdiagramms sowie eines Station/Höhendiagramms dargestellt (s. Abb. 11 und 12).

Im nächsten Schritt werden die Grafiken um die Deichkubaturen ergänzt. Sie werden in der Regel vom Vermesser als Datei im ASCII-Format geliefert und können über die Windows-Zwischenablage in die Grafik eingefügt werden. Diese Form der Darstellung in Verbindung mit der an jedem Termin angefertigten Fotodokumentation sowie den Beobachtungen vor Ort ermöglicht eine schnelle Verifikation der Ergebnisse. Aber auch kleinräumige und kurzfristige Höhenvariationen im Millimeter-Bereich durch direkten Baueinfluss können auf diese Weise zugeordnet und in der Dokumentation vermerkt werden.

### **3.3 Weiterführende Messdatenaufbereitung und vergleichende Darstellung der Ergebnisse**

#### **3.3.1 Messberichte**

Die Weiterverarbeitung der aufbereiteten Daten zu Messberichten stellt den nächsten Arbeitsschritt dar. Ein Bericht besteht aus einer Anzahl von Anlagen wie grafischen Darstellungen und Tabellen sowie den dazugehörigen Stempeltexten. Die Anlagen sind in Form von Meta-Daten (Daten über Daten) in der Datenbank gespeichert. So werden z.B. für eine grafische Darstellung „Setzung seit der letzten Folgemessung“ nur die Informationen

- Termin der Messung
- Termin der Bezugsmessung
- Grafiktyp „Setzung“ mit Skalierungsinformationen
- Stempeltexte und weitere beschreibende Parameter

gespeichert. Wird die Anlage aufgerufen, so werden von der Applikation die entsprechenden Messdaten zu den beiden Terminen aus der Datenbank extrahiert und mit dem Grafiktyp „Setzung“ mit den gespeicherten Skalierungseinstellungen dargestellt.

Da sich in der Regel die Anlagen zu einem Messbericht von einem Termin zum nächsten, abgesehen von den zugrundeliegenden Messdaten, nicht wesentlich ändern, kann durch diese Art der Berichtsspeicherung sehr effizient ein neuer Messbericht erstellt werden. Der letzte Messbericht wird kopiert, umbenannt und dann der Termin der Messung durch den aktuellen ersetzt. Nun können die Anlagen einzeln geöffnet, ggf. die Bezugstermine neu gesetzt und das Ergebnis verifiziert werden. Schließlich wird die Anlage wieder im Bericht gespeichert.

Um einzelne Ausschnitte hervorzuheben oder die Grafiken mit Anmerkungen zu versehen, stehen einfache grafische Elemente wie Linien, Kreise, Rechtecke und Texte zur Verfügung, die in die Grafik integriert werden können. Auch diese Elemente werden in den Anlagendaten gespeichert.

Im folgenden sind einige typische grafische Auswertungen dargestellt. Die Darstellung der Kubaturen sowie des Baugrundes erleichtern die Interpretation der Messungen. Die Darstellung „Höhenlage der Messleitung“ (Abb. 11) gibt einen Überblick über die Lage der Messleitung im Baukörper zu verschiedenen Zeitpunkten des Bauablaufs.

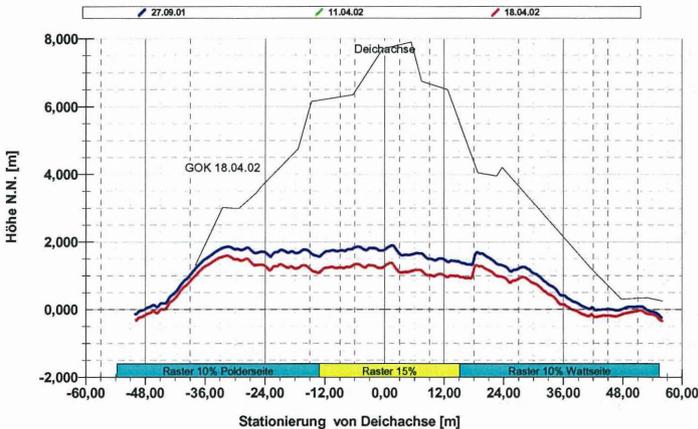


Abb. 11: Höhenlage der Messleitung an drei Terminen - Nullmessung, vorangegangene Messung, aktuelle Messung

In der Anlage „Setzung seit der letzten Folgemessung“ (Abb. 12) wird die Setzung seit dem vorangegangenen Messtermin dargestellt. Hier können kurzfristige Auswirkungen des

Baubetriebs bzw. des Baufortschritts erkannt werden. Durch die sehr starke Überhöhung der Setzungskurve können auch

- engräumige Setzungsunterschiede
- geringe Restsetzungen
- Setzungen durch dynamische Einflüsse (Dumperstasse, Baggerarbeiten über dem Messquerschnitt, Stecherbetrieb)
- Hebungen durch Entlastung

erkannt werden.

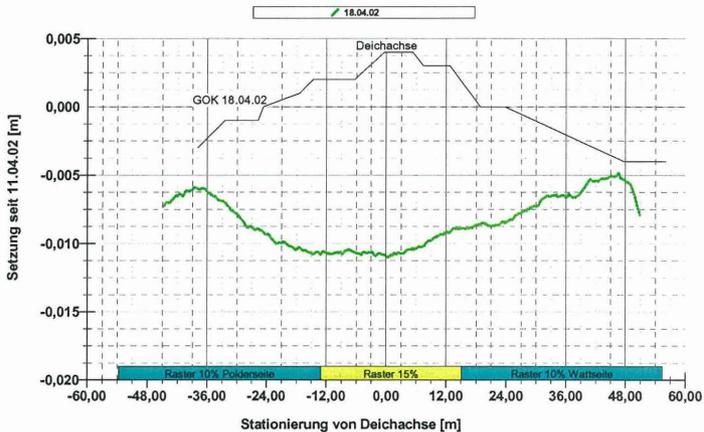


Abb. 12: Setzung seit der letzten Folgemessung

Der Anlagentyp „Setzungsverlauf der letzten sieben Messungen“ ist in Abb. 13 dargestellt. Als Bezugsstermin zur Berechnung der Setzungen dient der erste Termin der Folge der letzten sieben Messungen. Mit dieser Mehrfachdarstellung lassen sich gut kurzfristige Trends aber auch die zuvor genannten Einflüsse des Baubetriebs erkennen.

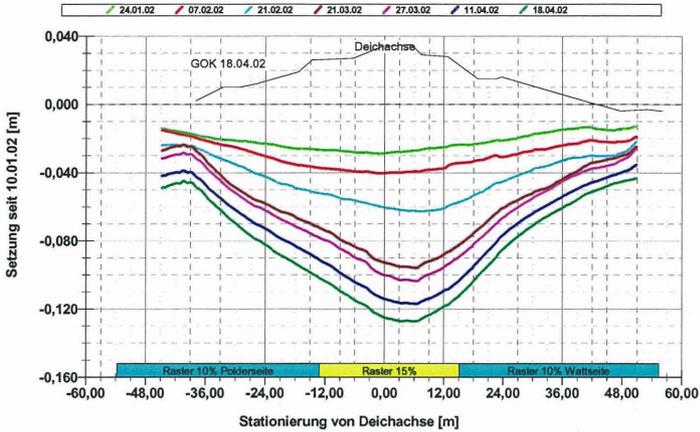


Abb. 13: Setzungsverlauf der letzten sieben Messungen

In der Abb. 14 ist der Anlagentyp „Setzungsverlauf seit der Nullmessung anhand ausgewählter Messungen“ zu sehen. Als Bezugsstermin dient die Nullmessung, also die erste Vermessung des Querschnitts am Anfang des Projektes. Damit sind in der Grafik die Gesamtsetzungen zum jeweiligen Messtermin dargestellt. Die Vergleichstermine werden so ausgewählt, dass sich ein möglichst gleichmäßiger zeitlicher Abstand zwischen den Einzelmessungen ergibt und somit auch den zeitlichen Setzungsverlauf repräsentiert. So lässt sich im dargestellten Beispiel gut das Abklingen der Setzungen erkennen.

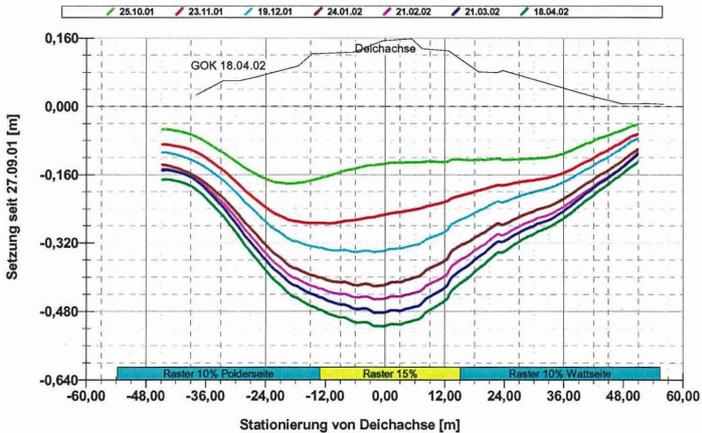


Abb. 14: Setzungsverlauf seit der Nullmessung anhand ausgewählter Messungen

### 3.3.2 Weiterführende Auswertung: Zeit-Setzungsverhalten

Eine wichtige Kenngröße für geotechnische Betrachtungen ist das Zeit-Setzungsverhalten bzw. die Verformungsgeschwindigkeit. Die typischerweise zur Ermittlung eingesetzten klassischen Setzungspegel sind im täglichen Baubetrieb eine eher störende Komponente und werden häufig beschädigt oder zerstört. Ihre Anzahl pro Messquerschnitt ist dadurch stark beschränkt und die Genauigkeit ist durch das notwendige ständige Verlängern sowie durch Verbiegungen begrenzt. Bei Beschädigungen des Setzungspegels ist dieser vollständig verloren.

Die hydrostatische Linienvermessung bietet aufgrund ihrer hohen Messwertdichte mit einem Messraster von 25 cm eine nahezu beliebige Anzahl von möglichen Setzungs-Beobachtungspunkten. Die Punkte werden in der Auswertungssoftware einmalig angelegt. Neben der Stationierung lässt sich das Standardverfahren für die Berechnung des Setzungswertes mittels gleitendem Mittel parametrieren.

Die Listen werden von Termin zu Termin automatisch weitergeführt. Neue Beobachtungspunkte lassen sich jederzeit hinzufügen und der gesamte Verlauf automatisch generieren. Eine automatische Berechnung erfordert immer eine genaue Verifikation der Ergebnisse. Deshalb werden in der tabellarischen Darstellung Datensätze mit fehlerhafter Berechnung, z.B. aufgrund fehlender Messwerte, farblich markiert, so dass diese sofort erkannt werden. Die Berechnungsgrundlage jedes einzelnen Datensatzes (Einzelsetzung) lässt sich individuell überprüfen und einstellen. In dem Berechnungsfenster (Abb. 15) können alle bestimmenden Größen überprüft und ggf. neu gesetzt werden. Die zugrundeliegende Setzung im betrachteten Bereich (blaue Linie), das berechnete gleitende Mittel (grüne Linie) sowie die endgültig zur Verwendung kommende Setzung (roter Punkt) werden grafisch angezeigt.

Es wird hier bewusst ein Bereich um den gewünschten Beobachtungspunkt betrachtet und mit einem gleitenden Mittel versehen, da die Setzungskurve durch Differenzbildung von einer Messung zur anderen meist ein leichtes „Rauschen“ von ein paar Millimetern aufweist. Auch lassen sich so kleinräumige Verformungen um den Beobachtungspunkt herum erkennen und die Randparameter ggf. so anpassen, dass der Setzungs- bzw. Verformungsgeschwindigkeits-Endwert richtig liegt.

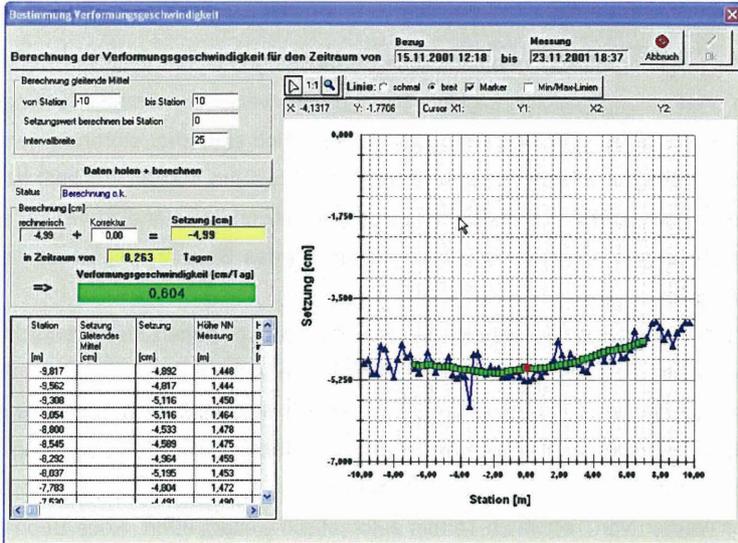


Abb. 15: Auswahl- und Kontrolltool zur Bestimmung eines einzelnen Setzungswertes

Aus der Abfolge der berechneten Einzelsetzungen lassen sich nun Zeit-Setzungsdiagramme (Abb. 16) sowie Zeit-Verformungsgeschwindigkeitsdiagramme (Abb.17) erstellen. Überlagert und auf der rechten Y-Achse skaliert wird jeweils die zeitliche Entwicklung der Geländeoberkante dargestellt. Diese Größe kann vollautomatisch aus den in der Datenbank gespeicherten Deichkubaturen berechnet werden.

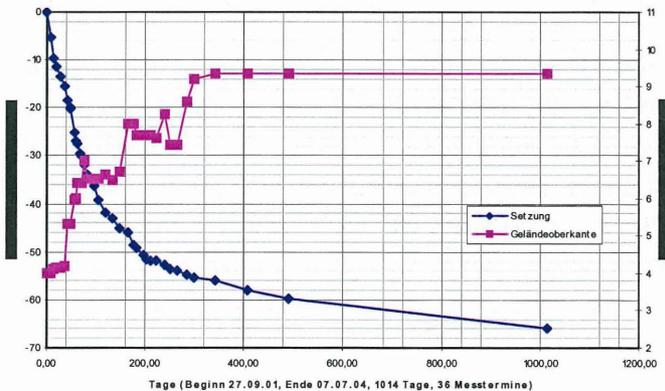


Abb. 16: Zeit-Setzungskurve mit zeitlicher Entwicklung der Geländeoberkante

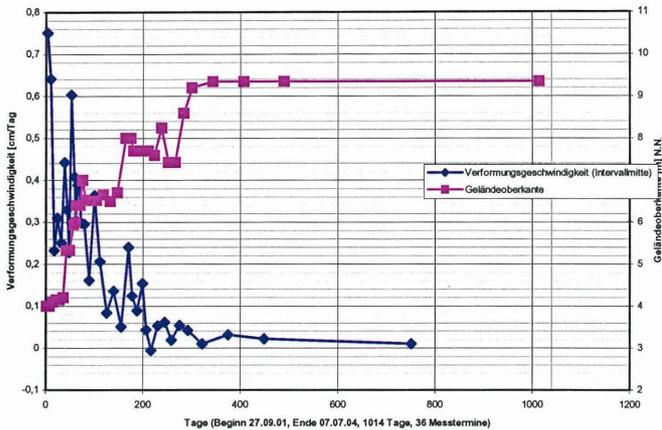


Abb. 17: Verformungsgeschwindigkeiten mit zeitlicher Entwicklung der Geländeoberkante

### 3.3.3 Schnelle Verfügbarkeit der Ergebnisse für den Auftraggeber

Aufgrund der neuen Bauverfahren und des meist hohen Termindrucks ist eine schnelle Verfügbarkeit der Messergebnisse unverzichtbar. Durch moderne Auswertungssoftware sowie konsequente Nutzung von elektronischen Dokumenten und der Internettechnik können dem Bauherrn innerhalb kürzester Zeit umfangreiche und aufwändige Auswertungen zur Verfügung gestellt werden. Aufgrund der Übermittlung in Form von elektronischen Dokumenten stehen dem Bauherrn alle Möglichkeiten der digitalen Weiterverarbeitung der übermittelten Ergebnisse offen.

Erste Ergebnisse der Vermessung stehen bei Bedarf bereits direkt nach Abschluss der Messung auf der Baustelle zur Verfügung und können ggf. per E-Mail übermittelt werden. Der Messbericht wird in der Regel am Tag nach der Messung fertiggestellt. Neben dem Standard-Papier-Bericht wird auch eine Version im PDF-Format zur Verfügung gestellt. Zum Zwecke der Weiterverarbeitung der Messergebnisse können diese in Form von CSV-Dateien bereitgestellt werden, die sich z.B. als EXCEL-Tabellenblatt öffnen lassen. Damit sind alle Möglichkeiten zur digitalen Weiterverarbeitung der Daten gewährleistet.

Alle digitalen Dokumente können per E-Mail versendet oder auf dem firmeneigenen Download-Server in einem geschützten Bereich zum Download bereitgestellt werden.

### **3.3.4 Messdatenaufkommen**

Die Vermessung der Querschnitte erfolgte im 25 cm-Raster, wodurch sich pro Messquerschnitt im Schnitt eine Gesamtzahl von über 400 Messpunkten ergibt. Zu jedem Messpunkt werden neben dem hydrostatischen Druck, die aktuellen Messwerte der Temperaturmesskette, die Temperatur und Brückenspannung des Druckaufnehmers sowie die interne Versorgungsspannung erfasst. Damit ergeben sich pro Messtermin mit sieben Messquerschnitten ca. 3.000 Datensätze bzw. 21.000 Messwerte. Hinzu kommen mindestens die gleiche Anzahl von berechneten Werten und Zwischenergebnissen, die ebenfalls gespeichert werden. Des Weiteren werden zu jedem Termin eine umfangreiche Auswertungsdokumentation, Bilddokumente sowie ein oder mehrere Berichte in der Projekt-Datenbank gespeichert.

Zur Zeit sind in der Datenbank zum EADS-Projekt 117 Messtermine mit 330.000 Messwertdatensätzen, 169 Messberichten und 6.000 Anlagen gespeichert. Der Gesamtumfang der Datenbank beträgt zwischenzeitlich über 380 Megabyte. Die Größe der relationalen SQL-Datenbank resultiert nicht nur aus der Menge der darin gespeicherten Daten, sondern in großem Umfang auch aus den für den schnellen Zugriff notwendigen Suchindexe.

## **4. Ausblick**

Das innovative Linienmessverfahren ist so ausgelegt, dass es an nahezu alle bautechnischen Randbedingungen adaptiert werden kann. Die automatische parallele Erfassung aller Einflussgrößen, die regelmäßige Überprüfung der Kalibrierkurven der Messketten sowie die konsequente rechentechnische Umsetzung dieser Daten ermöglichen eine schnelle hochgenaue Erfassung von engräumigen ungleichmäßigen Verformungen sowie von Restsetzungen im Millimeterbereich.

Die ideale Kombination von ausgefeilter Messtechnik mit dem hocheffizienten Einsatz der modernen Datentechnik ermöglicht für die Bauüberwachung und den Baubetrieb entscheidende Vorteile:

- + einfache und sehr schnelle Installation der flexiblen Messlinien (DN 20) ohne wesentliche Störung des Bauablaufs
- + automatischer Messablauf selbst bei Überflutung und unter rauen Baustellenbetrieb über den Messquerschnitten
- + Erfassung von engräumigen ungleichmäßigen Setzungen auch an langen Messprofilen mit hoher Messauflösung (1 mm ) bei geringer Unsicherheit
- + Erfassung der Höhenänderungen auch bei starken ungleichmäßigen Verformungen
- + Messung auch bei Baumaßnahmen mit starken Vibrationen und Erschütterungen
- + Fernabfrage per Funkanbindung möglich
- + Geringe Messkosten durch parallelen Einsatz mehrerer Messsysteme und modernster Datentechnik
- + Bereitstellung der Messergebnisse am Folgetag oder bereits auf der Baustelle

Für die nahe Zukunft soll die Auswertungssoftware noch um weitere Module zur Erfassung umfangreicherer Bilddokumentationen und deren Darstellung als zeitliche Abfolge erweitert werden. Des weiteren ist die Integration einer Art „Messquerschnitt-Tagebuch“ geplant, dass analog zum Bautagebuch eine Historie der Bauaktivitäten am Messquerschnitt bereithält. Ausgewählte Einträge können dann die grafischen Auswertungen ergänzen und die Ergebnisse so noch transparenter machen. Des weiteren wird an multimedialen Erweiterungen für die elektronischen Dokumente gearbeitet, die zu einer besseren Visualisierung der Ergebnisse führen.

## 5. Literatur

- [1] Lhotzky, K. (1994): Vorrichtung zur Prüfung der Höhenlage eines unzugänglichen Rohres ( DE 4408601 C2)
- [2] Lhotzky, K. (1994): Hydrostatische Höhenvermessung, Fachtagung „Verformungsmessungen an der Deponiebasis“, Braunschweig 1994
- [3] Kempfert, Wallis (1997): Geokunststoffummantelte Sandsäulen – ein neues Gründungsverfahren im Verkehrswegebau, Sonderheft 1997 zur 5. Informationsveranstaltung in München über Kunststoffe in der Geotechnik
- [4] Raitchel, Kempfert (1999): Bemessung von Geokunststoffummantelten Sandsäulen, Bautechnik 76 (1999), Heft 11

- [5] Möbius, W. (2002): „Umschließung und Aufspülung der Airbus-Werkserweiterungsfläche Mühlenberger Loch – Hamburg“ Projektbeschreibung Josef Möbius Bau-Aktiengesellschaft
- [6] Lhotzky, K. , Friedl, G. (2003): Hydrostatische Messverfahren eröffnen innovative Möglichkeiten in der Geotechnik, In: Fachtagung „ Kunststoffe in der Geotechnik“ München 2003
- [7] Lhotzky, K. , Friedl, G. (2003): Innovative hydrostatische Setzungsmessverfahren für Bauvorhaben mit extremen geologischen Randbedingungen, In: 14.Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel 2003

**Kontaktadresse:**

Lhotzky + Partner

Ingenieurgesellschaft mbH

Pillmannstr. 29a

38112 Braunschweig

Tel. 0531 / 237794-0

Fax 0531 / 237794-81

E-Mail [office@lhotzky-partner.de](mailto:office@lhotzky-partner.de)

Internet [www.lhotzky-partner.de](http://www.lhotzky-partner.de)

## Schlauchwaagenmesssystem zur Deformationsüberwachung eines Pumpenhauses

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum, Dipl.-Ing. Kristin Patzelt

### 1 Problemstellung

Mit der Wiedervereinigung und der Öffnung der osteuropäischen Länder nimmt die Bedeutung des Mittellandkanals als West-Ost-Verbindung im europäischen Wasserstraßennetz zu. Die Kanäle und Schleusen müssen der modernen Güterschifffahrt angepaßt werden.

Im Zuge der Verbreiterung des Mittellandkanals wird die südliche Schleusenammer der Schleuse Sülfeld einschließlich der Sparbecken durch eine neue, den modernen Anforderungen angepasste Schleusenammer ersetzt. Die neue südliche Schleusenammer wird eine Länge von 225 m, eine Breite von 12,5 m und zwei Sparbecken besitzen.

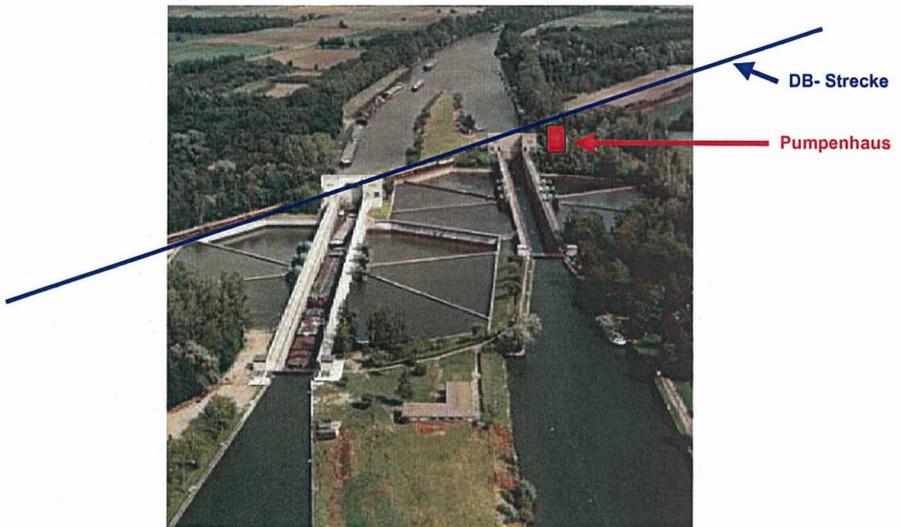


Bild 1: ‚Alte‘ Schleuse Sülfeld

Während des Neubaus der Schleuse Sülfeld am Mittellandkanal bei Wolfsburg ist im Rahmen der Beweissicherung die Beeinflussung der Maßnahme auf benachbarte Bauwerke zu untersuchen. Eines dieser Bauwerke ist das Pumpwerk, für das die Betriebssicherheit während der Herstellung der ca. fünf bis zehn Meter entfernten tiefen Baugrube zuverlässig zu gewährleisten ist.

Die Setzungen/Hebungen infolge Baugrubenherstellung müssen deshalb während der Gesamtbaumaßnahme im Sinne einer Beweissicherung kontinuierlich erfasst werden. Dazu wurde u. a. im Pumpenhaus das vom Ing.-Büro Prof. Rodatz und Partner in 1997 erstmalig eingesetzte und zwischenzeitlich weiterentwickelte elektrische Druck-Schlauchwaagenmesssystem installiert. Mit Rücksicht auf die hohen Genauigkeitsanforderungen und die erforderliche Systemzuverlässigkeit unter Betriebsbedingungen (Pumpbetrieb, Bahnbetrieb) wurden praxisbewährte Hard- und Softwarekomponenten projektspezifisch weiterentwickelt.

In diesem Beitrag werden die hohen auftraggeberseitig formulierten Anforderungen an das Messsystem erläutert und die erfolgreiche technische Umsetzung vorgestellt.

## **2 Das Druck-Schlauchwaagenmesssystem**

### **2.1 Anforderungen an das Messsystem**

Eine Beanspruchung von baulichen Anlagen oder Teilen von baulichen Anlagen ergibt sich aus unterschiedlichen Setzungen (Relativsetzungen) an verschiedenen Messorten. Je nach Art der Setzungsverteilung (Mulden- oder Sattellage) und in Abhängigkeit von der Gebäudestruktur sind die Setzungsdifferenzen unterschiedlich begrenzt.

Die Aufgabe der hier beschriebenen Messungen besteht darin, die baubetrieblich begründeten Setzungsdifferenzen mit hoher Auflösung in kurzen Zeitabständen zu erfassen. An das automatische Schlauchwaagenmesssystem für das Pumpenhaus der Schleuse Sülfeld wurden seitens des Auftraggebers dabei folgende Anforderungen gestellt:

- Kontinuierliche Bestimmung der Setzungen mit einer Messunsicherheit  $\leq \pm 0,2$  mm,
- Schwingungsunempfindlichkeit geg. Pumpbetrieb mit  $Q \approx 6$  m<sup>3</sup>/s sowie Bahnbetrieb,
- Temperatursensoren und Druckausgleichsleitungen an allen Messstellen,
- flexible Positionierungsmöglichkeit der Messpunkte hinsichtlich der Höhenlage und der Umgebungsbedingungen,
- Zwangszentrierung und Schutzgehäuse für jeden Messgeber,
- Steuerung der Messwertgeber und Registrierung der Messwerte über Datenlogger,
- zeitgleiche Verrechnung der Messergebnisse und parallele Online-Visualisierung der geotechnischen Messergebnisse in grafischer Form,
- flexible Messrate von 60 Sekunden bis mehrere Stunden und
- Datensicherheit bei Stromausfall.

Optische Aufnahmen der Messpunkte (mit geodätischen) Verfahren schießen wegen der äußerst beschränkten Sichtbedingungen innerhalb des Gebäudes aus. Konventionelle Schlauchwaagensysteme mit Messtöpfen wurden wegen der unvermeidbaren Höhenversprünge nicht favorisiert.

Das in 1997 vom Ingenieurbüro Prof. Rodatz und Partner, Braunschweig entwickelte und erstmals bei der Auffahrung der 4. Röhre Elbtunnel in Hamburg (1997 bis 2000) eingesetzte Druck-Schlauchwaagenmesssystem entsprach den o. g. Anforderungen wurde im Januar 2003 im Keller des Pumpenhauses installiert.

## **2.2 Installation des geotechnischen Messsystems**

Das Druck-Schlauchwaagensystem basiert auf dem Prinzip der kommunizierenden Röhren wobei als zentrale Messgröße die Flüssigkeitsdrücke innerhalb des weitestgehend geschlossenen Systems erfasst werden. Die Flüssigkeitssäule, welche auf die an den Messpunkten angeordneten Drucktransmitter direkt einwirkt, ändert sich infolge der Setzung oder Hebung des Messpunktes gegenüber dem Flüssigkeitsspiegel in dem Referenzgefäß. Die Veränderung der Druckhöhen einzelner Geber zueinander ergibt deren relative Bewegung. Wird ein Geber im System als Festpunkt angenommen resp. durch geodätische Messung seine Höhenlage bestimmt, können aus den Relativ-Bewegungen der anderen Geber auch deren Absolutverschiebungen ermittelt werden.

Für das Messsystem wurden auf dem Markt verfügbare Komponenten (Geber, Schläuche, Datalogger) mit projektspezifisch entwickelter Hard- und Software in geeigneter Weise kombiniert.

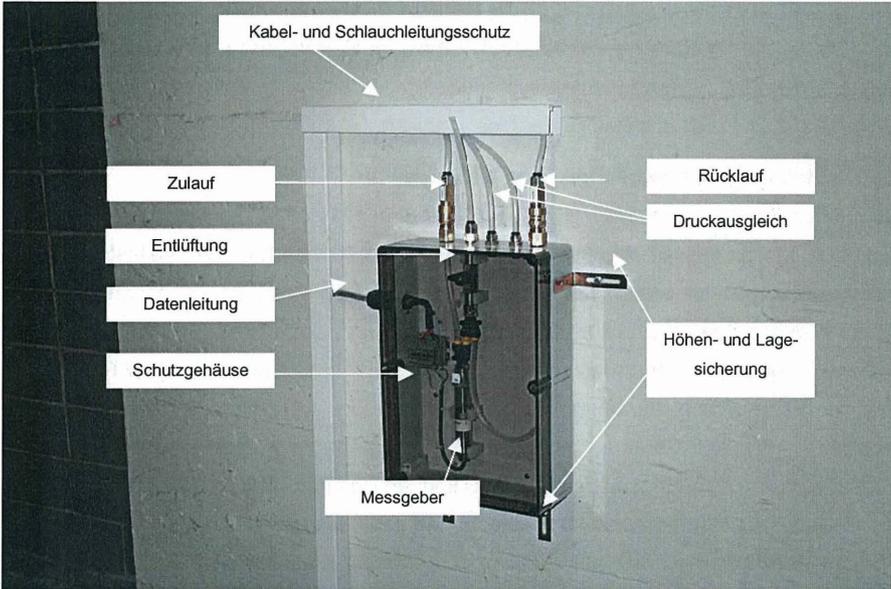
Die Messgeber besitzen kompensierte, kalibrierte und verstärkte Sensorsignale, die als standardisierte Spannungs- oder Stromausgänge herausgeführt werden. Durch Messkabel werden die einzelnen Geber an den Datalogger angebunden und die Digitalisierung und Speicherung des Messsignals sowie die Umrechnung in eine physikalische Größe ermöglicht.

Zur Online-Visualisierung der originären und der verrechneten Messwerte werden zunächst alle Messgrößen (Flüssigkeitsdruck, Temperatur etc.) elektrisch abgefragt und in geeigneter Weise digitalisiert und gespeichert.

Die Messwerte werden aus dem Datalogger in den PC kontinuierlich eingelesen und dort mittels des Tabellenkalkulationsprogramm EXCEL<sup>®</sup> zahlenmäßig verarbeitet und grafisch dargestellt.

Die im Januar 2003 durch RuP im Keller des Pumpenhauses der Schleuse Sülfeld realisierte Installation besteht aus den folgenden Komponenten:

- 8 Messgeber mit Schutzgehäusen, Absperrventilen und Zentrierungen (siehe Bild 2)



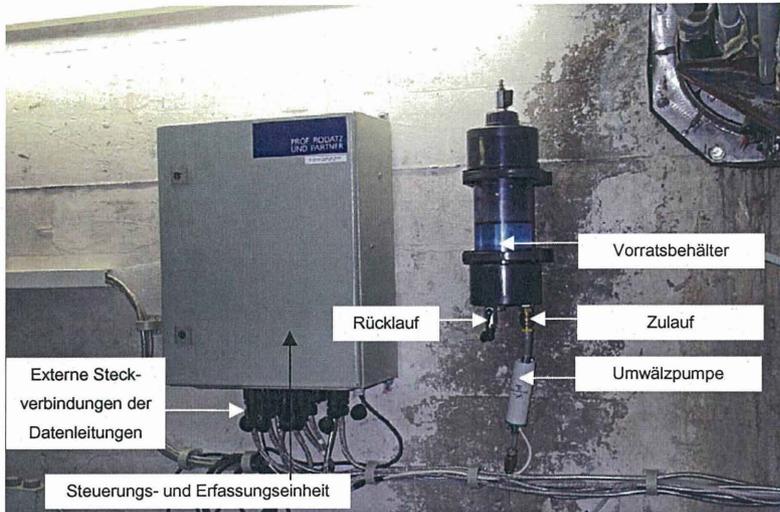
**Bild 2:** Messgeber

Der Messbereich der Messgeber beträgt 0,1 bar und die Messwertauflösung 0,01 mm. Der kompensierte Temperaturbereich beträgt  $-25\text{ °C}$  bis  $+85\text{ °C}$ .

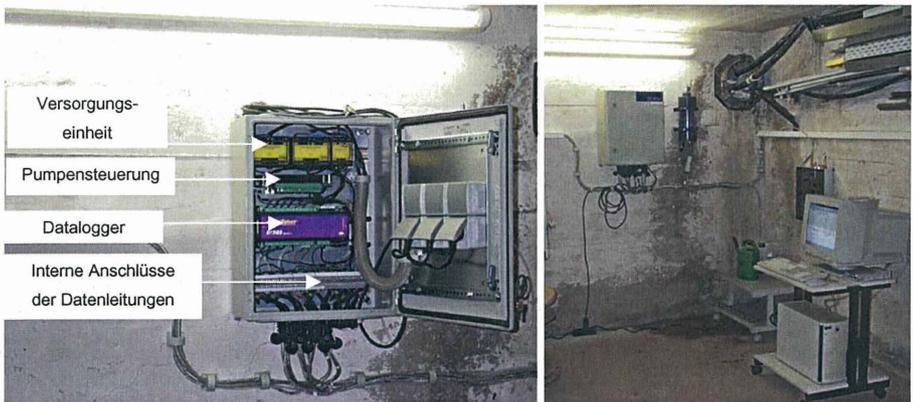
Die Abstände der Geber untereinander betragen min. 0,9 m und max. 30 m. Die Messgeber sind so angeordnet, dass ca. 50 cm Setzungen / Hebungen ohne Umsetzen des Messgebers gemessen werden können.

Zum System gehören weiterhin:

- 1 Vorratsbehälter mit Umwälzpumpe (siehe Bild 3)
- 130 m Schlauch- und Druckausgleichsleitungen
- 1 Steuerungs- und Erfassungseinheit (siehe Bild 4).

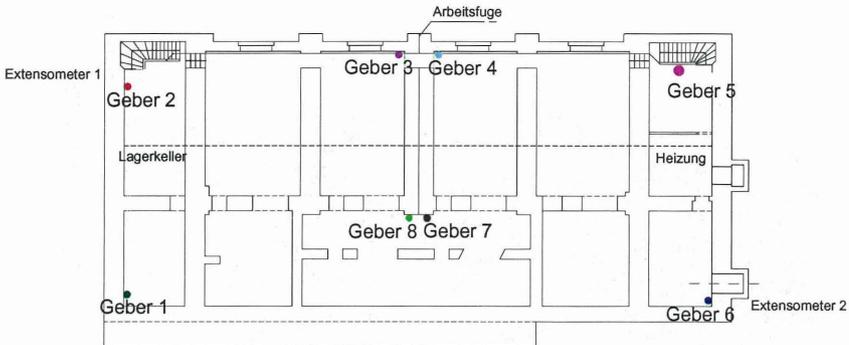


**Bild 3:** Steuerungs- und Erfassungseinheit, Vorratsbehälter mit Umwälzpumpe



**Bild 4:** Steuerungs- und Erfassungseinheit mit PC

Die acht Messgeber wurden im Ringleitungssystem (siehe Bild 5) miteinander verbunden, wobei das flüssigkeitsführende System mit Ausnahme des Vorratsbehälters geschlossen ausgeführt wurde. Zwei Messgeber mußten über Stichleitungen in das System integriert werden. Die Messgeber wurden weitestgehend an tragenden Wänden installiert. Die Anordnung der Messgeber wurde mit dem Auftraggeber vorab und installationsbegleitend abgestimmt.



**Bild 5:** Lageskizze der Messgeber

Weitergehende Informationen zu den messtechnischen Einrichtungen können der u. g. Literatur entnommen werden.

### 2.3 Probetrieb

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des Druck-Schlauchwaagensystems war ein vierwöchiger Probetrieb vorgesehen. Während dieser Zeit mußte ein ordnungsgemäßer Messbetrieb ohne Eingriff in Hard- und Softwarekomponenten nachgewiesen werden. Dieser Nachweis wurde Ende 2003 erbracht.

## 3 Gewährleistung der Messwertqualität

Seitens des Auftraggebers wurde im Leistungsverzeichnis für das Druck-Schlauchwaagenmesssystem eine Messunsicherheit von  $\pm 0,2$  mm gefordert. Nachfolgend werden die mathematisch-statistischen Methoden zur Genauigkeitsbewertung erläutert sowie die diesbezüglichen technischen Maßnahmen zur Erfüllung der Anforderungen vorgestellt.

### 3.1 Messgeberkalibrierung vor Einbau

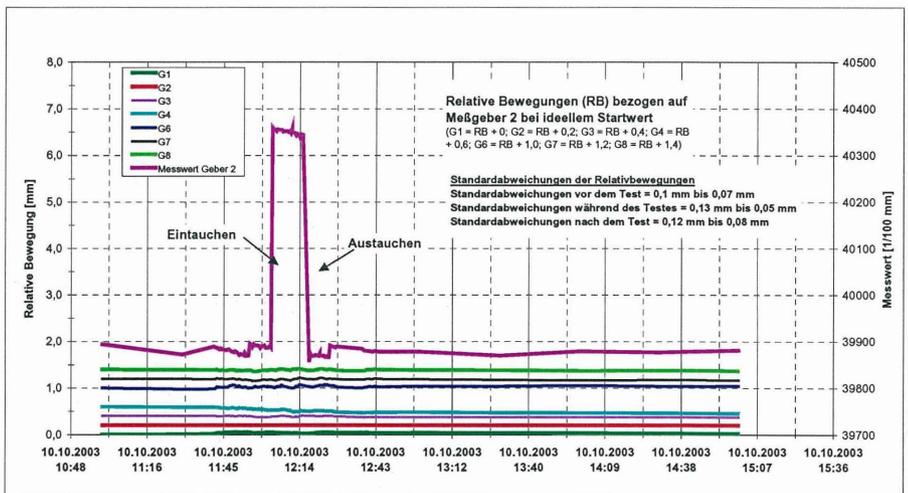
Vor dem Einbau der Messgeber in das Druck-Schlauchwaagenmesssystem des Pumpenhauses wurde jeder Geber im Labor betrieben und kalibriert. Es kamen nur Geber zum Einsatz, welche die entsprechenden Genauigkeitsanforderungen erfüllten und eine hohe Messwertstabilität aufwiesen. Zur Gewährleistung eines einfachen und zügigen Austausches von Messgebern wurden diese in einem Kunststoffschutzgehäuse installiert und darin zwangszentriert. Die Kalibrierung in der Höhe erfolgte im Labor gegenüber über einen Referenzgeber (s. auch Abschn. 2).

### 3.2 Tauchkörpertest

Um die einwandfreie Funktion des Schlauchwaagenmesssystems resp. der Messgeber zügig und ohne großen Aufwand überprüfen zu können, wurde ein sog. Tauchkörpertest realisiert.

Durch das Anheben des Wasserspiegels im Vorratsbehälter infolge des durch den zylindrischen Tauchkörper verdrängten Volumens erfolgt eine gleichmäßige Druckerhöhung bei allen Messgebern. Demzufolge werden, einwandfreie Funktion vorausgesetzt, keine Änderung in den Relativbewegungen angezeigt.

Im Bild 6 ist die Auswertung eines Tauchkörpertests in Sulfeld exemplarisch dargestellt. Darin werden zunächst die (konstanten) Relativpositionen der Messgeber zum Bezugsniveau dokumentiert (Primärachse). Zudem wird der Messwert auch zahlenmäßig überprüft, da die Anhebung des Messwertniveaus der aus dem Volumen des Tauchkörpers ermittelten Änderung des Flüssigkeitsstandes entsprechen muss (Sekundärachse, Bild 6).



**Bild 6:** Messwertverlauf bei einem Tauchkörpertest

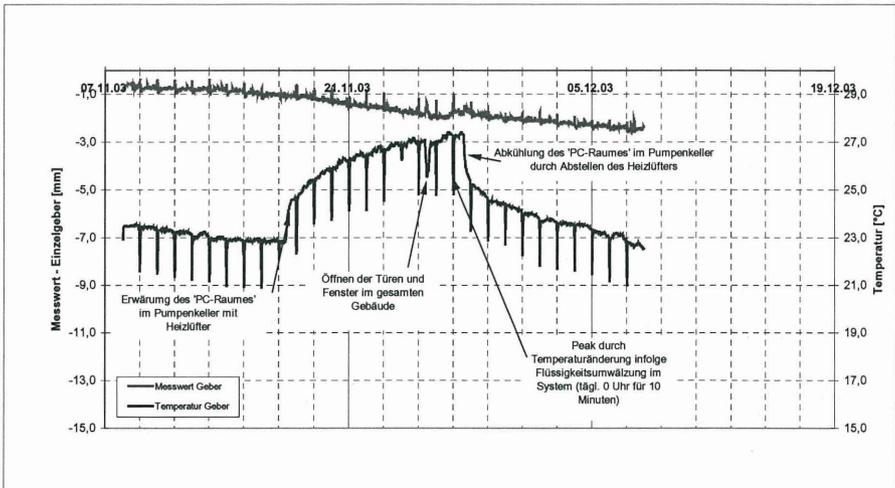
Der hier erläuterte Tauchkörpertest kann jederzeit durchgeführt und unverzüglich ausgewertet werden. Die Versuchsdauer bei dem dargestellten Test betrug insg. ca. 45 min.

### 3.3 Temperaturkompensation

Bei dem gegenständlichen Bauvorhaben sind infolge von Lüftungsvorgängen zur Kühlung der elektrischen Großanlagen stärkere kurzfristige Temperaturveränderungen an einzelnen Messstellen unvermeidbar. Zur Verminderung der temperaturbedingten Messwertveränderungen sind die Einflüsse auf das Messsignal deshalb entsprechend zu kompensieren.

Die Quantifizierung der Kompensationsfaktoren erfolgt über die bewusste Erzeugung eines Peaks in der Temperaturkurve mittels zeitlich begrenzter Umwälzung des Messmediums.

In Bild 7 sind exemplarisch die originären Messwerte sowie die Temperatur eines Gebers über die Zeit aufgetragen. Die nicht kompensierten Werte (untere Kurve) zeigen die globale temperaturabhängige Messwertentwicklung einschließlich der vorgenannten Peaks im 24-stündigen Rhythmus auf. Aufgrund der mathematisch - statistisch hergeleiteten Temperaturkompensation ist der Einfluss einer Temperaturänderung auf den Messwert nur noch marginal (obere Kurve, Bild 7).



**Bild 7:** Messwertverlauf eines Messgebers - temperaturkompensiert

Zur Dämpfung kurzfristiger Temperaturschwankungen (z. B. durch Einstrahlung oder Konvektion) sind einzelne Gehäuse ergänzend mit einer Wärmedämmung ausgestattet worden.

### **3.4 Driftkompensation**

Zur Quantifizierung und zur Kompensation von unvermeidbaren Veränderungen des Messsignals über die Zeit (Drift) muss eine entsprechende Analyse nachgeschaltet werden. Die Ermittlung der Kompensationsfaktoren kann z. B. auf der Grundlage geodätischer Messungen (Feinnivellement) individuell für jeden Messgeber im installierten Messsystem vorgenommen werden. Im Zuge regelmäßiger Wartungstermine werden die Temperaturkompensationsfaktoren überprüft und gegebenenfalls aktualisiert.

### **3.5 Mathematisch - statistische Bewertung der Messergebnisse**

Die Messunsicherheit ist ein Maß für die Genauigkeit der Erfassung der Messgröße, die sich hier als Relativänderung des Referenzwasserstandes ergibt. Die Messunsicherheit hängt von der Linearität des Gebers sowie der Digitalisierung ab. Mittels der Datenblätter der Messgeber und des Referenzhandbuches zum Datalogger konnte dokumentiert werden, dass die geforderte gerätetechnische Messunsicherheit von +/- 0,2 mm realisiert worden ist.

Die Systemgenauigkeit wird u. a. durch die Messunsicherheit, den Digitalisierungsfehler, die zeitabhängige Drift und die mechanisch / physikalischen Randbedingungen bestimmt. Die einzelnen Messfehler sind dabei nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz (i. allg. in Form einer Multiplikation) zu überlagern. Die Systemgenauigkeit kann anhand diverser statistischer Verfahren beurteilt werden. Bei dem gegenständlichen Projekt wurde die Bewertung mittels der Standardabweichung vorgenommen und dabei vereinfachend und auf der ungünstigen Seite liegend die Verschiebungsfreiheit des Systems vorausgesetzt.

Für einen Zeitraum vor Beginn der eigentlichen Betriebsphase sind die Ergebnisse einer statistischen Auswertung im Bild 8 dargestellt. Demnach ergaben sich im April 2003 die jeweils ungünstigsten Quantilen bei -0,49 / +0,43. Die tatsächliche Systemgenauigkeit ist höher, da auch die Messgröße 'Absolutverschiebung' einer Streuung (z. B. tageszeitliche oder grundwasserstandsabhängige Schwankung) unterliegt, welche zunächst unberücksichtigt blieb.

Während des Betriebes war eine weitere Verbesserung der Systemgenauigkeit möglich, wobei die mathematisch / statistische Auswertung als hilfreiches Instrument der Bewertung der realisierten Maßnahmen zur Verfügung stand. Die Systemgenauigkeit liegt derzeit in etwa bei +/- 0,2 mm.

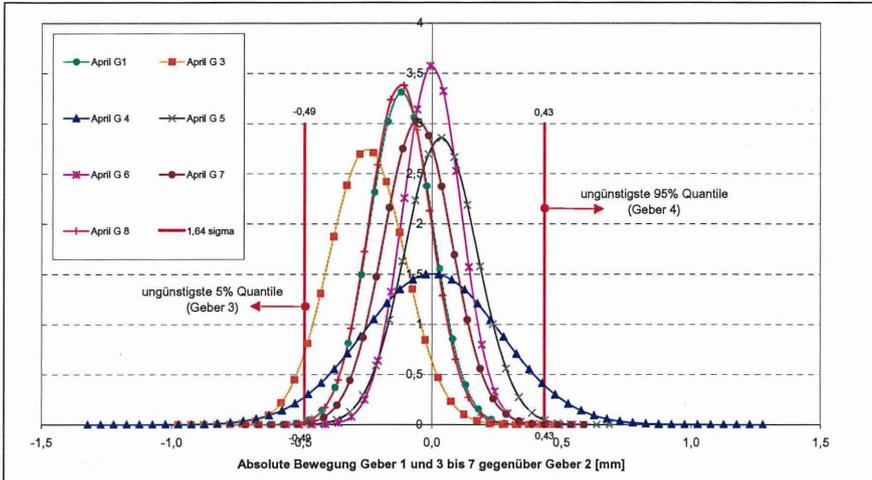


Bild 8: Standardabweichungen der Messwerte der Geber 1 bis 8

#### 4 Literatur

- (1) Maybaum, G.  
Beurteilung von Setzungen infolge Tunnelvortrieb auf der Grundlage umfangreicher Messungen bei der 4. Röhre Elbtunnel, Hamburg  
Symposium 'Messen in der Geotechnik', Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 24./25.02.2000
- (2) Maybaum, G.; Oltmanns, W.; Patzelt, K.  
Online observation of building movements during the tunneling of the 4<sup>th</sup> tube of the Elbtunnel in Hamburg  
2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, ETH Zürich, 07./08.03.2002
- (3) Nerkamp, K.-H.; Pelzer, H.; Heunecke, O.; Maybaum, G.; Ringesten, B.  
Geodätische und geotechnische Messprogramme beim Bauprojekt  
4. Röhre Elbtunnel; Flächenmanagement und Bodenordnung, Heft 2, 2003

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum und Dipl.-Ing. Kristin Patzelt

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner, Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH

Nußbergstrasse 17, 38102 Braunschweig

www.rup-geotechnik.com

## **In-Situ Geometriebestimmung mittels Krümmungsmessungen beim DSV**

F.K. Brunner und A. Wieser

### **1. Einleitung**

Das Düsenstrahlverfahren (DSV) ist weltweit zu einem wichtigen Konstruktionsverfahren im Spezialtiefbau geworden. Der Tagungsband (Schubert und Semprich, 2000) des 15. Veder-Kolloquiums gibt einen Überblick über die vielseitigen Anwendungen und den Stand der Technik. Trotz enormer Fortschritte beim DSV besteht in der Qualitätssicherung noch immer das kritische Problem, eine zuverlässige Aussage über die tatsächlich erzielte Reichweite des Schneidstrahls zu treffen. Zur Bestimmung der Reichweite gibt es viele Vorschläge und Realisierungen, die von der Abschätzung aus dem Rückflussmaterial, mechanische Tastwerkzeuge, Ultraschallmessungen, Hydrophonverfahren, bis zur aufwändigen Herstellung von Probesäulen reichen. Keines der bisher vorgeschlagenen Messverfahren liefert jedoch mehr als eine grobe Abschätzung der erzielten Reichweite, Lesnik (2003). Kluckert (2000) hat Entwicklungen mit den Worten motiviert, dass es „... irgendwann möglich sein wird, den erreichten Durchmesser von HDI-Säulen während der Produktion ausreichend genau bestimmen zu können“.

Wir haben ein neues Messkonzept entwickelt, das auf der Abtastung der Grenzschicht zwischen gelöstem und ungelöstem Boden basiert. Wir verwenden einen mechanischen Fühler, der in der horizontalen Ebene flexibel und in der vertikalen Richtung steif ist. Die Flexibilität ist regelbar, so dass der Fühler aufgerollt mit dem Bohrkopf abgeteuft werden kann. Die Form des Fühlers wird über Krümmungsmessungen an mehreren Stellen entlang seiner Längsachse bestimmt. Mit zusätzlichen Richtungs- und Tiefenmessungen am Bohrgestänge kann die 3-D Geometrie des Düsenstrahlkörpers bestimmt werden.

Das Konzept dieser neuen Messmethode haben wir bereits ausführlich beschrieben (Brunner und Wieser, 2005) und auch die numerische Auswertung und die erreichbare Präzision betrachtet (Wieser und Brunner, 2004). In diesem Beitrag fassen wir die Ergebnisse dieser beiden Arbeiten zusammen und berichten über Resultate von Laborversuchen.

## 2. Messprinzip mit elastischem Fühler

Eines der bereits bekannten Messverfahren sieht den Einsatz eines Tastwerkzeugs nach der Herstellung des DSV Körpers vor (Lesnik, 2003). Dabei werden schwenkbare, aber starre Tastarme verwendet. Häufig treten daher Verbiegungen dieser starren Tastarme auf. Unser Messprinzip verwendet dagegen einen flexiblen Fühler, der direkt während des Düsens eingesetzt wird. Es stellt eine Analogie zu den Tastwerkzeugen vieler Insekten dar.

Das Messprinzip ist in Abb. 1 schematisch dargestellt. Der elastische Fühler tritt radial aus einem Gestänge (Drehachse) aus, dessen Drehwinkel mit einem Geber erfasst wird. Der Fühler ist länger als die auftretenden Hohlraum-Radien und schmiegt sich der Grenzfläche an. Wenn das Gestänge gedreht wird, schleift der Fühler an dieser Fläche entlang. Nach einer ganzen Umdrehung hat der Fühler eine Lamelle des Hohlraums (normal zur Drehachse) abgetastet.

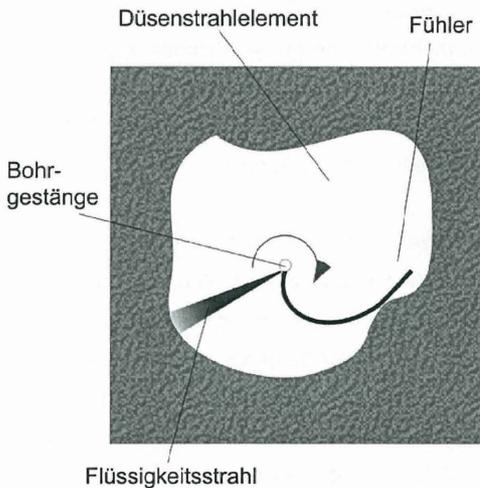


Abb. 1: Hohlraumvermessung mittels elastischem Fühler

Der Fühler selbst besteht aus einem elastischen Kern, mehreren Krümmungssensoren mit Verkabelung und einer Schutzhülle. Es wird vorausgesetzt, dass der Fühler in der Ebene der Lamelle elastisch, normal dazu aber steif ist.

Die Form des Fühlers kann für jeden Messzeitpunkt  $t$  durch Integration der Krümmungsmessungen an mehreren Stellen entlang dem Fühler berechnet werden. Die Integration erfolgt in einem lokalen Koordinatensystem, dessen x-Achse mit der Tangente im Kurvenanfangspunkt zusammenfällt. Das Koordinatensystem und die bekannten Gleichungen zur Berechnung der Kleinpunkte entlang der Kurve sind in Abb. 2 zusammengefasst.

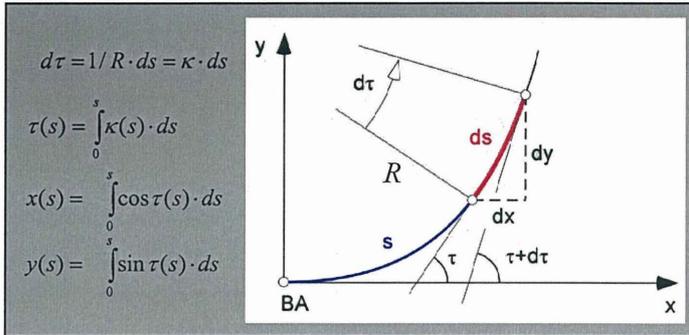


Abb. 2: Definition des lokalen Koordinatensystems und Berechnung der Koordinaten von Kleinpunkten entlang einer ebenen Kurve durch Integration der Krümmungen

Nach der Integration liegt die Fühlerachse koordinativ vor. Wieser und Brunner (2004) haben gezeigt, wie das lokale Koordinatensystem in ein festes Koordinatensystem transformiert wird. Der Fühleransatzpunkt – und damit das lokale System – dreht sich ja mit dem Gestänge mit. Die erforderliche ebene Ähnlichkeitstransformation ist durch den Drehwinkel  $\alpha(t)$  und die Koordinaten der Drehachse in beiden Systemen eindeutig festgelegt; der Maßstab ist in diesem Fall natürlich 1.  $\alpha(t)$  ergibt sich aus den Daten des Drehgebers durch Addition einer vorab bestimmten festen Orientierungsunbekannten.

Zur Veranschaulichung nehmen wir zunächst an, dass das Ziehen nicht kontinuierlich erfolgt, sondern in diskreten Schritten, jeweils nach einer vollen Umdrehung des Gestänges. Dann zerfällt das Element in Lamellen, deren Umriss jeweils die Einhüllende einer ebenen Kurvenschar ist. Im nächsten Auswertungsschritt wird die Umhüllende – also die Grenzlinie zwischen DSV Körper und noch festem Boden – der DSV Lamelle bestimmt, siehe Wieser und Brunner (2004). Das Übereinanderschichten der Umrisse der Lamellen ergibt schließlich die Form des gesamten DSV-Körpers.

Die erreichbare Genauigkeit der Messmethode wird von der der einzelnen Fühlerform dominiert. Die Anfangsrichtung kann leicht auf  $\pm 0.01^\circ$  gemessen werden, was bei einer Fühlerlänge von 1 m weniger als 0.2 mm Unsicherheit bedeutet. Die kritischen Einflussgrößen sind die Elastizität des Fühlers, der Abstand der Krümmungssensoren und die Präzision der Krümmungsmessungen. Diese Einflüsse wurden in numerischen Simulationen untersucht, Wieser und Brunner (2004). Es zeigte sich, dass ein erheblicher Teil der Unsicherheit im Krümmungsbild nicht aus der Messung kommt, sondern mit der diskreten Abtastung zusammenhängt. Die Kräfte, die auf den Fühler einwirken, können nämlich nicht präzisiert werden, daher kann der wahre Verlauf der Krümmungen zwischen den Messstellen auch nicht funktional beschrieben, sondern nur grob eingegrenzt werden.

Ein Beispiel aus den Berechnungen von Wieser und Brunner (2004) soll hier einen Hinweis auf die Größenordnungen geben: Damit die Standardabweichung der berechneten Form des DSV Körpers 5 cm nicht übersteigt, darf der Abstand zwischen den Krümmungssensoren nicht größer als 12 cm sein, wenn mit einem 1 m langen Fühler abgetastet wird und dieser Krümmungen bis 20 cm Radius haben kann.

### 3. Krümmungsmessung

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie haben wir zwei Arten von Krümmungssensoren für den elastischen Fühler untersucht: Dehnungsmessstreifen (DMS) und faseroptische Sensoren. Über die Charakteristika und Erfahrungen mit beiden Sensoren wird in Brunner und Wieser (2005) berichtet. Die DMS ergeben zuverlässigere Resultate. Wir betrachten hier nur noch diesen Sensortyp.

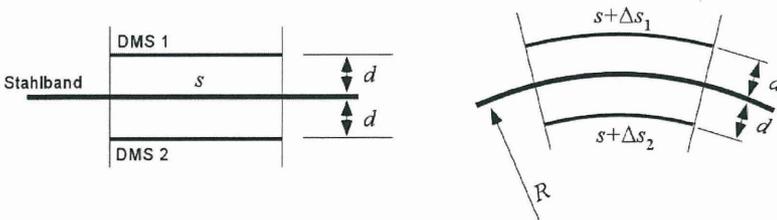


Abb. 3: Schema der Krümmungsmessung mittels DMS-Paar

Das Prinzip der Krümmungsmessung mittels DMS ist in Abb. 3 veranschaulicht: ein DMS-Paar wird beidseitig auf ein elastisches Trägerband geklebt. Eine Krümmung des Bandes verursacht die Dehnung  $\varepsilon = \Delta s_1 / s$ . Diese kann mit einer Halbbrückenschaltung temperaturkompensiert gemessen werden und ist gemäß der Beziehung

$$\kappa = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon}{d} \quad (1)$$

proportional zur Krümmung  $\kappa$  des Trägerbandes. Dabei ist  $d$  der Abstand der DMS Sensoren von der Mitte des elastischen Trägers, und  $R$  der Krümmungsradius der Trägermitte (Abb. 3).

Zur Abschätzung der Varianz einer  $\kappa$  Messung muss der sogenannte  $\kappa$ -Wert der DMS und die Unsicherheit der Signalerfassung und A/D-Wandlung berücksichtigt werden (Hoffmann, 1987). Für einen typischen Wert von  $\kappa = 2 \pm 1 \%$  (z.B. HBM 1-LY11-6/120) und Messung mit einem Datalogger (z.B. Spider 8 von HBM, Linearitätsabweichung  $< 0.05 \%$ , Auflösung 1 : 25000) ergibt sich:

$$\sigma_{\kappa}^2 = \left( 10^{-4} + \frac{\sigma_d^2}{d^2} \right) \cdot \kappa^2 + \left( \frac{1.5 \cdot 10^{-6}}{d} \right) \text{ rad/mm} \quad (2)$$

Dabei sind die variablen Größen in mm bzw. rad/mm einzusetzen.  $d$  und  $\sigma_d^2$  hängen hauptsächlich von der Stärke des Trägerbandes und der Präzision dieser Stärke ab. Wie zu erwarten, ist  $\sigma_{\kappa}$  annähernd invers proportional zu  $d$ . Eine Vergrößerung von  $d$  (durch Wahl eines stärkeren Trägers) geht allerdings zu Lasten des Messbereichs, weil die DMS nur eine bestimmte maximale Dehnung zulassen, ohne Schaden zu nehmen (typisch: 3%). Mit einer Trägerbandstärke von  $1 \pm 0.01$  mm liegt  $\sigma_{\kappa}$  nach Gleichung (2) zwischen  $2.7 \times 10^{-6}$  rad/mm (bei  $\kappa = 0$ ) und  $0.04 \kappa$  (bei großen Krümmungen).

#### 4. Erste experimentelle Untersuchung des Messprinzips

Für eine erste Machbarkeitsstudie haben wir eine stark vereinfachte Situation gewählt: ein Stahlband als elastischen Fühler, der im Medium Luft statt einer Erdsuspension bewegt

wird. Im Labor des Instituts haben wir ein entsprechendes Versuchsmuster aufgebaut, um einen Hohlraum zu simulieren, siehe Abb. 4.

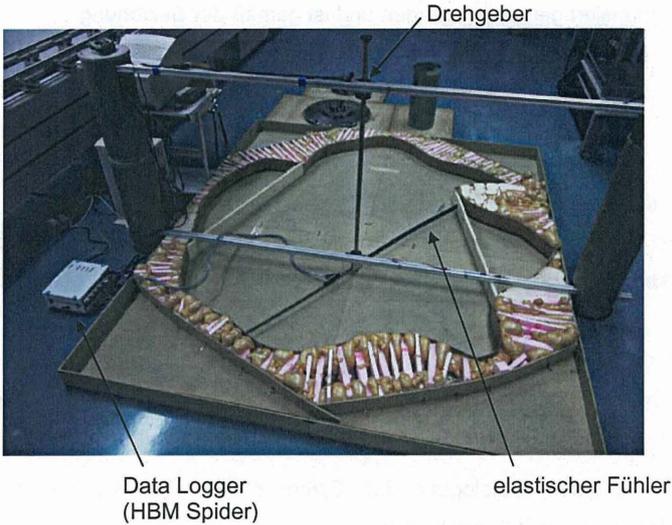


Abb. 4: Experimenteller Aufbau

Das 1.08 m lange Stahlband, siehe Abb. 5, wurde mit 8 DMS Paaren in Abständen von 4 bis 18 cm bestückt, wobei die Messstellen am freien Fühlerende weiter von einander entfernt waren, als am eingespannten Ende. Zum Messsystem gehört noch ein A/D-Wandler (Signale von Krümmungssensoren und Drehgeber), eine Datenübertragungseinheit und eine Auswertesoftware in MATLAB.

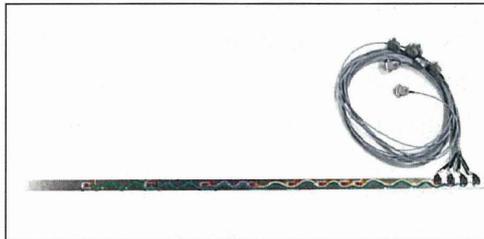


Abb. 5: Versuchsmuster des elastischen Messfühlers

Vor der Durchführung der Versuchsreihen wurde der Messfühler an einer planen Schiene und drei Scheiben mit sehr genau bekannten Radien (36 cm, 20 cm, 13 cm) kalibriert. Die Abweichungen zwischen gemessener und tatsächlicher Krümmung betragen dabei zwischen  $10^{-4}$  und  $10^{-5}$  rad/mm.

Zwischen der Position  $s$  am Fühler und der Krümmung  $\kappa$  besteht kein einfacher funktionaler Zusammenhang. Das Krümmungsbild liegt digitalisiert nur in wenigen Punkten vor, und die notwendige Integration, um die komplette Koordinateninformation zu erhalten, muss numerisch erfolgen. Es hat sich gezeigt, dass eine Summation mit Schrittweiten von 1–10 mm bei linearer Interpolation der Krümmungen ausreichend ist.

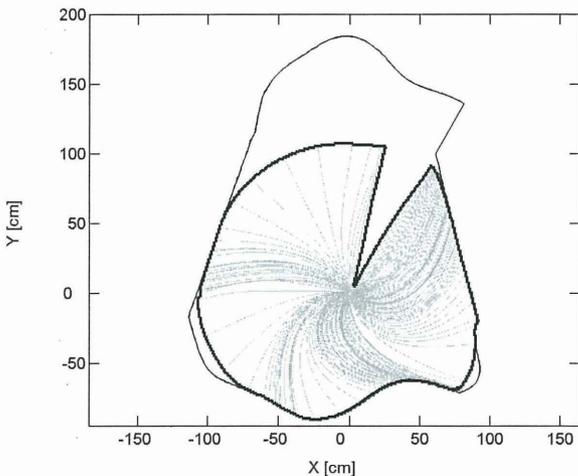


Abb. 6: Typisches Ergebnis aus Testreihe (dünne Linie: Sollform, dicke Linie: Ergebnis der Auswertung, grau: jede 100. Fühlerlage)

Abb. 6 zeigt das Ergebnis der Auswertung einer typischen Messreihe (manuelle Drehung um ca.  $350^\circ$  während 30 Sekunden). Form und räumliche Lage des Fühlers wurden aus den Originaldaten (600 Hz) berechnet und für jede Epoche in einem digitalen Bild mit  $1 \times 1 \text{ cm}^2$  Pixelgröße gespeichert. In der Abbildung ist nur jede 100. Fühlerlage dargestellt, der Verlauf der Abtastung ist daraus aber gut zu erkennen. Die tatsächliche Objektform ist als dünne durchgehende Linie dargestellt, die Einhüllende aller Fühlerlagen als Rasterbild. Die maximale Abweichung zwischen Soll- und Ist-Form betrug dabei 3 cm.

Als zweites Beispiel zeigen wir in Abb. 7 die Simulation eines Einschlusses (Findling). Die Resultate zeigen, dass der Fühler natürlich die Objektform nur in den Bereichen erfassen kann, deren Radialabstand von der Drehachse kleiner als die Fühlerlänge ist. In diesen Abschnitten beträgt die Abweichung der ermittelten Objektform von der tatsächlichen maximal 1–3 cm.

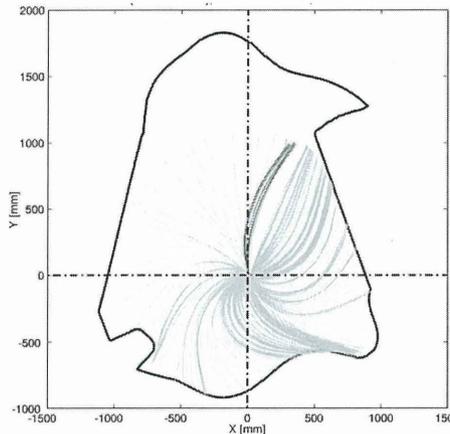


Abb. 7: Simulation eines Einschlusses, (dicke Linie: Sollform, grau: jede 100. Fühlerlage)

## 5. Zusammenfassung und Ausblick

Bei den Anwendungen des Düsenstrahlverfahrens (DSV) hat sich die Bestimmung der Reichweite als kritisches Element der Qualitätssicherung ergeben. In dieser Arbeit wird ein Konzept zur genauen in-situ Bestimmung der Geometrie des DSV-Körpers entwickelt. Es basiert auf der mechanischen Abtastung, aber mit einem flexiblen Fühler. Die Form des Fühlers wird aus Krümmungsmessungen berechnet. Mit zusätzlichen Richtungsmessungen für den gedrehten und gezogenen Fühler kann dann die dreidimensionale Geometrie des DSV-Körpers bestimmt werden.

Für die Messung der Krümmungen wird hier die Anwendung von DMS untersucht. Die Resultate von ersten Versuchen im Medium Luft mit einem 1 m langen Fühler zeigen eine typische Genauigkeit von 1 bis 3 cm.

Überlegungen zur Realisierung der Messmethode für die Geometriebestimmung des DSV Körpers simultan mit dem DSV Prozess sind in Brunner und Wieser (2005) vorgestellt worden. Zur Zeit wird die Bestimmung der elastischen Eigenschaften des Fühlers in Abhängigkeit von der Zusammensetzung der Bodensuspension untersucht. Weiters ist die experimentelle Untersuchung eines Funktionsmusters im bodenmechanischen Labor in Vorbereitung, um die Parameter des mechanischen Fühlers zu optimieren.

### **Dank**

Herr Prof. S. Semprich (TU Graz) hat uns auf diese Thematik aufmerksam gemacht und unsere Entwicklungen begleitet. Herr R. Glötzl (Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik) hat die Untersuchung unterstützt. Für die stimulierenden Diskussionen bedanken wir uns bei beiden Herren. Ein besonderer Dank gebührt Herrn Ing. R. Presl (TU Graz), der das Versuchsmuster gebaut und die Testmessungen mit Engagement durchgeführt hat.

### **Literatur**

- Brunner F.K., Wieser, A. (2005) Düsenstrahlverfahren: Ein Vorschlag zur In-Situ-Geometriebestimmung mittels Krümmungsmessung. In Vorbereitung.
- Hoffmann K. (1987) Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen. Hottinger Baldwin Messtechnik, Darmstadt.
- Kluckert K.D. (2000) QUO VADIS HDI? Das alternative Grundsatzreferat zur Klärung der Frage, ob das Hochdruckdüsenstrahlverfahren ein Geniestreich oder russisches Roulette ist. Düsenstrahlverfahren – Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung, 15. Christian Veder Kolloquium, Gruppe Geotechnik Graz, TU Graz, Heft 7.
- Lesnik M. (2003) Ermittlung der Reichweite beim Düsenstrahlverfahren unter Berücksichtigung der Herstellparameter und der Bodeneigenschaften mittels Rückflussanalyse. Gruppe Geotechnik, TU Graz, Heft 17.
- Schubert W., Semprich S. (Eds.) (2000) Düsenstrahlverfahren – Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung. 15. Christian Veder Kolloquium, Gruppe Geotechnik Graz, TU Graz, Heft 7.
- Wieser A., Brunner, F.K. (2004) Formbestimmung einer Hohlraum-Lamelle mittels elastischem Fühler. In H. Ingensand (Hg.) „Ingenieurvermessung 2004“, ETH Zürich (2004): 119 – 130.

## **Autoren**

Univ.Prof.Dr. Fritz K. Brunner  
Dr. Andreas Wieser  
Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme  
Technische Universität Graz  
Steyrergasse 30  
8010 Graz  
e-mail: {fritz.brunner, andreas.wieser}@tugraz.at

# **Digitale 3D-Baugrundmodelle – Anwendung bei der Qualitäts- und Massenkontrolle von Spezialtiefbauarbeiten**

Mag. Richard Fuchs

Dipl.-Ing. Holger Bach

Mag. Julia Weis

3G - Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH

## **1 Einleitung**

CAD-basierte digitale dreidimensionale Baugrundmodelle haben in den letzten Jahren dazu beigetragen, auf Basis vorhandener Aufschlüsse zuverlässige geologische Prognosen zu erarbeiten. Sie ermöglichen eine anschauliche Darstellung der Baugrundsituation, sowohl für Planer und Ausführende als auch für den Bauherrn und die interessierte Öffentlichkeit. Darüber hinaus eignet sich diese Technologie auch zur Qualitäts- und Massenkontrolle von Spezialtiefbauarbeiten wie Injektionen und Düsenstrahlarbeiten sowie zu Zwecken der Beweissicherung. Dies soll an einigen Beispielen demonstriert werden, der Schwerpunkt wird in diesem Beitrag auf das Messen georelevanter Daten in Verbindung mit digitalen 3D-Baugrundmodellen gelegt.

## **2 Anwendungsbeispiele bei der Qualitäts- und Massenkontrolle von Spezialtiefbauarbeiten**

Eine dreidimensionale Erfassung komplexer Baugrundverhältnisse als Basis für die Qualitäts- und Massenkontrolle von Bauleistungen erfordert heute den Einsatz moderner parametrischer 3D-Systeme. Während einfache Strukturen auch mit üblichen 2D-Systemen hinlänglich zu bearbeiten sind, können komplexere, irregulär begrenzte Objekte wie z.B. geologische Strukturen, Injektions- oder Vereisungskörper nur mit den genannten Systemen konsistent erstellt und analysiert werden.

### **2.1. Baulos U1/1 der U-Bahn in Wien**

Teil des Bauloses U1/1 der U-Bahn-Verlängerung von Kagran nach Leopoldau ist ein aus zwei eingleisigen Tunnelröhren bestehender 417 m langer Streckenabschnitt, der im Schildvortriebsverfahren mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust aufgeföhren wurde. Der im Quartär liegende Teil des Ausbruchquerschnittes und eine mantelförmige Randzone wurden mittels einer Poreninjektion stabilisiert. Diese Injektionen wurden über insgesamt

1.749 Bohrungen von Schächten und den Portalbereichen aus ausgeführt (Semprich et al. 2002).

Aufgrund der Unübersichtlichkeit der bei den Verpressarbeiten anfallenden sehr umfangreichen numerischen Datenmenge und der Komplexität des Projektes wurde ein datenbankgestütztes und dreidimensionales Modell zur Erfassung und Auswertung aller relevanten Daten entwickelt. Grundlage des räumlichen Modells sind die geplanten Tunnelröhren, die relevanten Gebäude, die angetroffenen Baugrundverhältnisse, die Erkundungs- und Injektionsbohrungen einschließlich der dafür notwendigen Schächte sowie die im Zuge der Bohr- und Verpressarbeiten aufgezeichneten Parameter (Semprich et al. 2003).

Eine der Aufgabenstellungen bestand darin, die planmäßig zu injizierenden Kubaturen für jede einzelne Pässe der 1749 Injektionsbohrungen zu ermitteln, so dass sich beim Einpressen der errechneten Menge unter Berücksichtigung des Porenanteils des Bodens ein Injektionskörper ergibt, der möglichst weitgehend der Vorgabe des Planers entsprechen würde.

Der herzustellende Injektionskörper ergibt sich aus der Geometrie der Tunnelröhren und einer zusätzlichen 2 m dicken umlaufenden Randzone, sowie der Tertiäroberkante als untere Begrenzung des zu vergütenden Bereiches.

Die eigentliche Verpressmengenermittlung wurde unter Verwendung eines eigens dafür entwickelten Optimierungsverfahrens durchgeführt.

Aufgrund der Zuordnung aller relevanten Daten in ein räumliches System war ein Aufteilen und Zuweisen der zu injizierenden Bereiche auf geometrisch definierte Injektionsfächer und in weiterer Folge auf jede einzelne Injektionsbohrung möglich.

Letztendlich wurde die theoretisch erforderliche Injektionsgutmenge für jede einzelne der ca. 32.000 Pässen unter Annahme einer idealisierten Ausbildung des Injektionskörpers ermittelt.

Weiterhin diente das Modell vorab der Optimierung des Bohrrasters.

Des weiteren wurde vom Auftraggeber eine Visualisierung und zugleich Dokumentation des Injektionserfolges verlangt.

Die im Zuge der Injektionsarbeiten digital aufgezeichneten Parameter, wie z.B. Injektionsmenge und Injektionsdruck, wurden entsprechend ihrer angenommenen Ausbreitung im Raum je nach Wert und Einheit in Form von größenabhängigen und farbcodierten Zylindern dargestellt (Abb. 1).

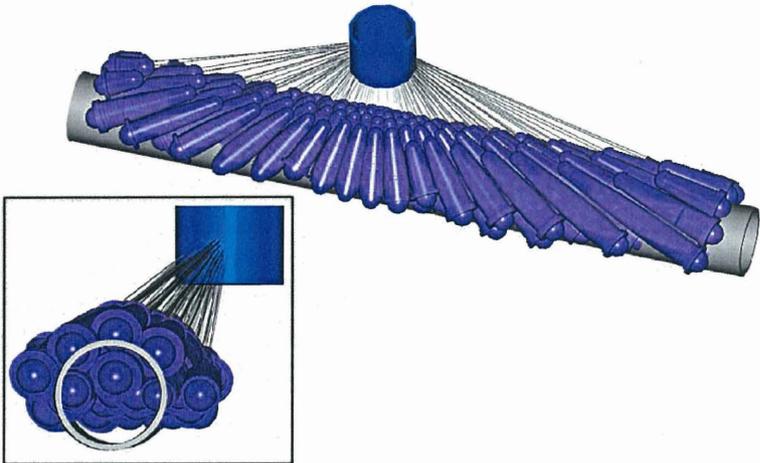


Abb. 1: Zylindrische Darstellung (Isometrie und Querschnitt) der errechneten Injektionsmenge pro Passe

Schnitt durch das geologische Baugrundmodell

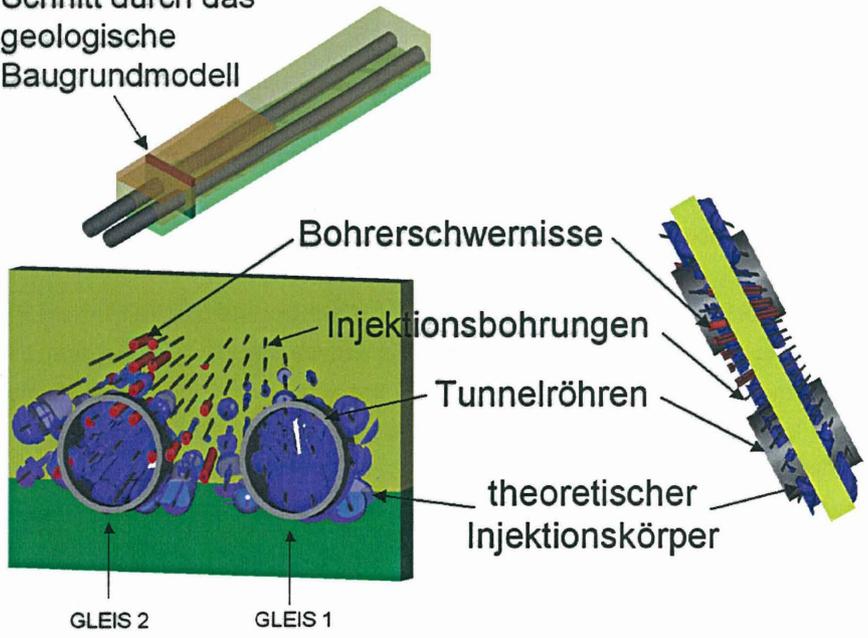


Abb. 2: Schnittdarstellung im Abstand von 2 m normal zur Vortriebsrichtung als Dokumentation des Injektionserfolges

Aufgrund der dreidimensional dargestellten Form des theoretisch erzeugten Injektionskörpers ermöglicht das Modell eine in Hinblick auf maschinelle Tunnelvortriebe vorausschauende Modellierung des stabilisierten Baugrundes. Potenziell nicht injizierte Bereiche werden deutlich erkennbar und können räumlich betrachtet und vermessen werden. In Verbindung mit ergänzenden Untersuchungen können z.B. die Ergebnisse der Modellierung zur Kontrolle der Injektionsarbeiten herangezogen werden und so eine Entscheidungshilfe für gegebenenfalls erforderliche zusätzliche Maßnahmen liefern.

Das Modell dient somit als Grundlage für eine Vortriebsprognose und Risikoabschätzung. Zur Dokumentation des Injektionserfolges wurden aus dem Modell Schnitte im Abstand von 2 m normal zur Vortriebsrichtung des Tunnels erzeugt (Abb. 2). Für diese Darstellungen wurden aus dem gesamten Datenbestand die Geologie des Baugrundes, die Injektionsbohrungen, die Tunnelröhren und der theoretisch erzeugte Injektionskörper visualisiert. Jeder Schnitt kann in beliebiger Raumlage, Farbgebung und Transparenz betrachtet werden.

## **2.2. Nord-Süd-Stadtbahn Köln**

Im Zuge der Erweiterung des Kölner Stadtbahn-(U-Bahn)-Netzes entstehen seit März 2004 in der Kölner Innenstadt 3,9 km Schildvortrieb zweier eingleisiger Tunnelröhren im Rheinschotter sowie sechs Bahnhofs- und Weichenbauwerke in offener und bergmännischer Bauweise. Der Amtsentwurf sieht umfangreiche Vereisungsmaßnahmen teilweise in Kombination mit Düsenstrahlverfahren vor.

Die teilweise sehr komplizierte Kubatur der geplanten DSV-Körper konnte mittels dem 3D-Modell eindrucksvoll visualisiert werden (Abb. 3). Da sich die geometrischen Eckdaten der visualisierten Körper (Strecken und Kubaturen) unproblematisch aus den 3D-Modell auslesen lassen, diente das Modell auch als Grundlage für die Massenermittlung und damit der Kalkulation.

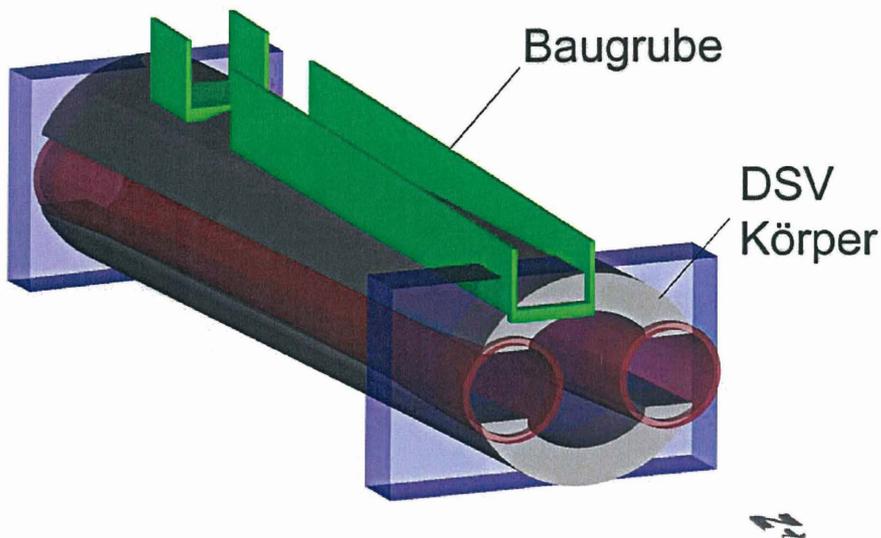


Abb. 3: 3D-Modell DSV-Körper Weichenanlage „Bechergasse“

### 2.3. Deponie „Am Ziegelofen“, St. Pölten

Bei der Deponie „Am Ziegelofen“ im niederösterreichischen St. Pölten handelt es sich um eine durch eine Dichtwand ringförmig umschlossene Deponie ohne Basisabdichtungssystem, jedoch mit einer geologischen Barriere in Gestalt einer lehmigen Deckschichte, die unterhalb der Ablagerungssohle in einer Mächtigkeit von mindestens 3 m ansteht.

Im Zusammenhang mit der Beurteilung des Deponiestandortes und im Zuge der Einführung der neuen Europäischen Deponierichtlinie wurde zur Demonstration der geologischen und hydrogeologischen Situation ein CAD-basiertes 3D-Volumenmodell erstellt (Abb. 4).

Als Grundlage für das geologische 3D-Modell dienen die Ergebnisse von insgesamt 44 Aufschlussbohrungen im Projektsgelände, die Geometrie der Deponie, der Verlauf der Dichtwandumschließung und mit ihrer Unterkante sowie die Geländekontur im Bereich des Deponiegeländes.

Die ausgelesenen Daten dienen als Grundlage für Grundwasserströmungsberechnungen.

Das 3D-Volumenmodell erlaubt nun darüber hinaus auf einfachem Wege Massen- und Flächenermittlungen im Zusammenhang mit der Umschließung. Die wichtigsten Eckdaten zu den entlang der Abwicklung der Umschließung anstehenden Böden können damit sehr genau und schnell ermittelt werden.

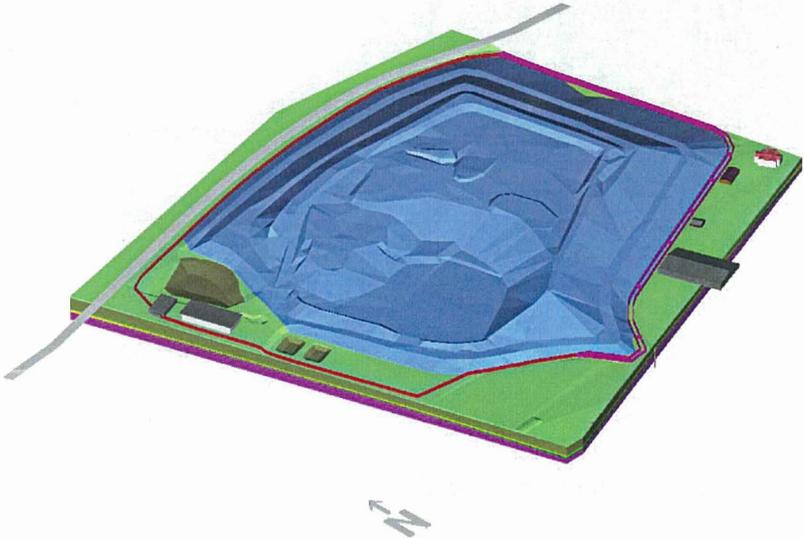


Abb. 4: Perspektivische Ansicht der modellierten Deponieanlage aus Südwesten

### 3 3D-Baugrundmodelle als Basis numerischer Modellsimulation am Beispiel des Koralmtunnels

Kernstück der Eisenbahn-Hochleistungsstrecke Graz – Klagenfurt, einer Teilstrecke der Südbahn und somit der Pontebbana-Achse (Wien - Venedig), ist der 32.8 km lange doppelröhrige Koralmtunnel, dessen Baustart für das Jahr 2007 geplant ist.

Der Tunnel unterfährt die Koralpe bei einer Überlagerung von bis zu 1200 m. Der Tunneldurchmesser der beiden Röhren wird jeweils 10.4 m betragen.

Für den Vortrieb ist mit großen Wasserzutritten, mächtigen Kataklasten und stark wechselhaften Gebirgsbedingungen zu rechnen.

Mittels numerischer Modellsimulationen wurde die natürliche Spannungs- und Bergwassersituation im Bereich des Koralmtunnels nachgebildet. Als Resultate ergaben sich die primären Gebirgsspannungen, das Strömungsfeld (Fließgeschwindigkeiten / -mengen, räumliches Muster der Fluidbewegung) und die Temperaturverteilung. In Kenntnis des

hydrodynamischen Fließfeldes konnte auch der hydraulische Effekt eines drainierenden Tunnels (Zuflussmengen in diversen Tunnelabschnitten, Änderungen des Bergwasserspiegels) erfasst werden.

Als Grundlage für die numerische Modellsimulation diente ein auf CAD-basiertes 3D-Baugrundmodell (Gebirgsmodell) aller geologisch, geotechnisch und hydraulisch relevanten Aquifere und Störungselemente. Geologische Körper wurden lithostratigraphisch und strukturell definiert. Die differenzierten Einheiten bilden stofflich homogene Objekte und werden als von komplexen Flächen umschlossene Volumenkörper modelliert.

In Hinblick auf hydraulische Fragestellungen wurden die relevanten hydrogeologischen Körper (Grundwasserleiter/-hemmer) sowie die Störungszonen (Barriere bzw. Drainagewirkung), samt ihrer hydraulischen Charakteristika räumlich dargestellt (Abb. 5). Räumlich / geometrische Angaben über Infiltrations- und Exfiltrationszonen sowie Vorfluter waren genau so erforderlich wie die dreidimensionale Darstellung der Fließsysteme.

Zusätzlich zu den Ergebnissen der numerischen Modellsimulationen konnte mit dem 3D-Baugrundmodell die Vorstellung vom geologischen Bau und der hydrogeologischen Situation visuell auf ihre Plausibilität überprüft werden.

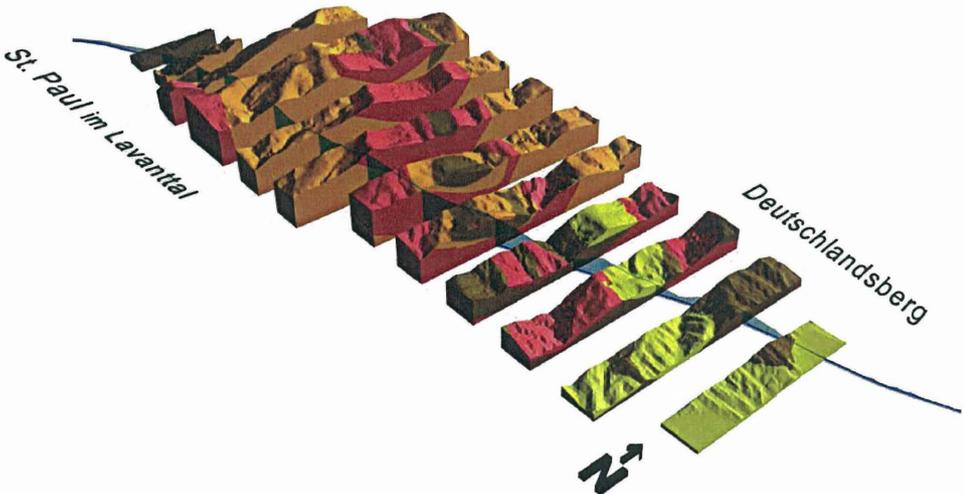


Abb. 5: 3D-Gebirgsmodell der Koralm im Bereich des Basistunnels

#### **4 Zielsetzung und Ausblick**

Die für den Entscheidungs- und Adaptionprozess erforderlichen Informationen fallen zum Teil beim Erkundungsprogramm, hauptsächlich jedoch im Zuge der Bauausführung an und umfassen quantitative Messergebnisse, Indexwerte (Kategorien), qualitative verbale Beschreibungen sowie (foto-)graphische Darstellungen. Sie dienen der umfassenden Charakterisierung der vielfältigen geologischen, geomechanischen und bautechnischen Faktoren, deren Einflüsse und häufig komplizierte Wechselwirkungen ohne computergestützte dreidimensionale Erfassung nicht überblickt werden können.

Die Verarbeitung dieser dreidimensionalen Daten zu einem plausiblen Baugrundmodell, das in weiterer Folge die Grundlage zur Qualitäts- und Massenkontrolle darstellt, kann für komplexe Fragestellung im Spezialtiefbau eine wichtige planerische Hilfestellung darstellen.

Weitere Anwendungsgebiete dreidimensionaler Baugrundmodelle sind die räumliche Erfassung des Erfolges von Spezialtiefbaumaßnahmen wie z.B. von kompliziert berandeten Düsenstrahlkörpern, von Bodenverbesserungen und von Dichtwänden. Zudem eignen sich 3D-Baugrundmodelle hervorragend zu Informations- und Präsentationszwecken.

#### **5 Literatur**

SEMPRICH S., FUCHS R., GUTZEIT M., SOCHATZY G. (2003):

3D-Modellierung der Ergebnisse umfangreicher Bohr- und Injektionsarbeiten für das Baulos U1/1 der U-Bahn in Wien. Tagungsbeitrag 4. Österreichische Geotechniktagung, Österreichischer Ingenieur und Architekten-Verein Wien, Seite 54- 59.

SEMPRICH S., SOCHATZY G., GUTZEIT M., FUCHS R. (2002):

Stabilisierungsinjektion der quartären Kiese – ein Qualitätsmerkmal für den Schildvortrieb Baulos U1/1 der U-Bahn in Wien. Beiträge zum 17. Christian Veder Kolloquium – Injektionen in Boden und Fels, Technische Universität Graz, Gruppe Geotechnik Graz, Heft 13, Seite 53- 64.

GRAF F., KOHL T., MÉGEL T., RYBACH L., FUCHS R. (2001):

Hydraulic-Geothermal Modelling of Koralm Tunnel into Rock Mass Classification, Felsbau 19 (2001) Heft 6, Seite 54- 59.

## **Finite-Elemente-Analysen zur Ermittlung der Steifigkeit hydraulischer Gebirgsspannungsgeber**

Stefan Heusermann & Ralf Eickemeier

### **Kurzfassung:**

Zur Messung von Gebirgsspannungsänderungen werden Spannungsgeber verwendet, die in Bohrungen installiert werden. Weicht die Gebirgssteifigkeit erheblich von der Gebersteifigkeit ab, sind die Messwerte ggf. zu korrigieren. Dazu ist die Gebersteifigkeit zu ermitteln, die wesentlich von der Gebergeometrie sowie bei hydraulischen Gebern von Volumen und Kompressibilität der Geberfüllung bestimmt wird. Zur Ermittlung der Gesamtsteifigkeit hydraulischer Geber wurden Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass bei weichem und bei hartem Einschluss die Differenz zwischen tatsächlich auftretender Gebirgsspannungsänderung und der mit dem Geber gemessenen Spannung mit zunehmender Geberbreite abnimmt. Die aus den Modellberechnungen ermittelte Steifigkeit liegt für Geber herkömmlicher Größe bei ca. 32 GPa, wenn Öl als Geberfüllung verwendet wird. Wird stattdessen Quecksilber mit einer sehr geringen Kompressibilität eingesetzt, so ist ein deutlicher Anstieg der Gebersteifigkeit auf ca. 131 GPa zu verzeichnen.

### **1 Einleitung**

Im Zuge der Erkundung von Standorten für die Endlagerung radioaktiver Abfallstoffe führt die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) seit mehreren Jahrzehnten geowissenschaftliche Forschungsarbeiten sowie projektbezogene geotechnische In-situ-Untersuchungen durch, die u. a. auch die Messung von Gebirgsspannungen und Gebirgsspannungsänderungen umfassen. Neben der Entwicklung verschiedener Methoden zur Ermittlung von Primärspannungen ist ein besonderer Forschungsschwerpunkt die Erprobung und Anwendung der Bohrlocheinschlussmethode unter Verwendung hydraulischer Bohrlochspannungsgeber (Typ Glötzl), mit denen die beispielsweise durch thermische Einwirkung oder Auffahrung von Strecken und Kammern im Gebirge hervorgerufenen Spannungsänderungen gemessen werden. Diese Messmethode ist in verschiedenen Endlagerforschungsprojekten (HEUSERMANN et al. 1991, PAHL & HEUSERMANN 1993, HEUSERMANN et al. 1996, BECHTHOLD et al. 2004) erfolgreich eingesetzt worden und ist wesentlicher Bestandteil geotechnischer Untersuchungsprogramme in Endlagerprojekten (ERA Morsleben, Erkundungsbergwerk Gorleben, Schachtanlage Konrad). Bei der Auswertung

und der Interpretation der mit hydraulischen Spannungsgebern erzielten Messergebnisse ist insbesondere auch zu untersuchen, welchen Einfluss die Gebersteifigkeit auf die erzielten Resultate hat. Statt einer sehr aufwendigen experimentellen Ermittlung der Gebersteifigkeit kann auf einfache Weise eine rechnerische Abschätzung mit Hilfe von Modellberechnungen erfolgen. Einige Ergebnisse dieser numerischen Analyse werden nachfolgend dargestellt.

## **2 Methodik der Messung mit hydraulischen Bohrlochspannungsgebern**

Die Messung von Gebirgsspannungsänderungen in Bohrlöchern erfolgt i. a. mit speziellen Spannungsmonitorstationen, die aus mehreren hydraulischen Gebern zusammengesetzt sind (Abb. 1). Das Messprinzip des einzelnen Spannungsgebers ist beispielsweise bei FRANZ (1958) bzw. in der Empfehlung Nr. 19 „Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen“ des AK3.3 der DGGT (2004) beschrieben. Die Geber weisen eine unterschiedliche Orientierung auf, so dass unterschiedliche Spannungskomponenten erfasst werden können. Nach der Installation der Monitorstation wird das Bohrloch verfüllt, um den nötigen Kontakt zwischen Gebirge und Geber herzustellen. Dazu wird ein Verfüllmaterial verwendet, das annähernd die gleichen mechanischen Eigenschaften wie das Gebirge aufweisen sollte. Nach Abbinden des Verfüllmaterials erfolgt eine spezielle, von der BGR in Zusammenarbeit mit Fa. Glötzl entwickelte Sekundärinjektion, um mögliche Schwindrisse im Verfüllmaterial zu schließen und einen vollständigen Formschluss zwischen Geber, Verfüllmaterial und Gebirge zu gewährleisten. Abb. 2 zeigt eine schematische Darstellung eines Spannungsgebers in einem verfüllten Bohrloch.

Die mit dem Geber gemessene Spannungsänderung wird einerseits durch die mechanischen Eigenschaften des Bohrlochverfüllmaterials (insbesondere durch seine Steifigkeit) und andererseits durch die Gesamtsteifigkeit des hydraulischen Gebers beeinflusst. Zur Bohrlochverfüllung, die aufgrund der Bohrlochgeometrie wie ein zylindrischer Einschluss wirkt, liegen bereits umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungsergebnisse vor (PAHL & HEUSERMANN 1991). Weist der Spannungsgeber eine Gesamtsteifigkeit auf, die höher als die Gebirgssteifigkeit ist, so liegt ein steifer Einschluss vor. Es werden dann im Vergleich zu den im Gebirge tatsächlich auftretenden Spannungsänderungen höhere Werte gemessen. Ist die Gesamtsteifigkeit geringer als die Gebirgssteifigkeit, liegt ein weicher Einschluss vor, mit dem geringere Werte gemessen werden.

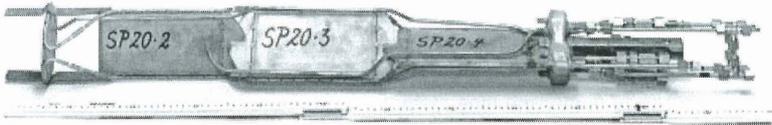


Abb.1: Spannungsmonitorstation mit drei radial zur Sondenachse messenden Gebern

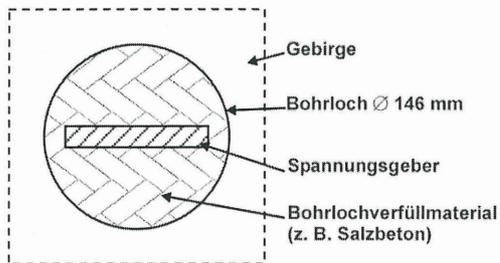


Abb. 2: Prinzipskizze eines Spannungsgebers im verfüllten Bohrloch

Die Gesamtsteifigkeit des Spannungsgebers wird i. w. durch folgende Geberkomponenten bestimmt:

- Geberhülle (Material, Wandstärke, Geometrie bezüglich Breiten-Höhen-Verhältnis),
- Geberfüllung (Material, Füllhöhe),
- Zuleitung zum Kompensationsventil als Messeinheit (Material, Leitungsquerschnitt, Länge) inkl. Füllung,
- Ventil (Material, Geometrie) inkl. Füllung.

Die nachfolgend beschriebenen Finite-Elemente-Berechnungen beschränken sich auf die Analyse des dominierenden Einflusses von Geberhülle und -füllung.

### 3 Finite-Elemente-Analysen

Für die numerische Analyse des Spannungsgebers wurde das in Abb. 3 in einem Ausschnitt (ohne umgebendes Gebirge) dargestellte Finite-Elemente-Modell generiert. Vereinfachend wurde ein zweidimensionales Modell mit Gesamtabmessungen von  $5,0 \times 5,0$  m verwendet, das aus Symmetriegründen lediglich ein Viertel der gesamten Geberquerschnittsfläche zeigt. Die Standardquerschnittsabmessungen des Gebers betragen in An-

lehnung an handelsübliche Maße  $100 \times 5$  mm bei einer angenommenen Füllhöhe des Druckmediums (Fluid) von 0,5 mm. Die Geberbreite wurde darüber hinaus in mehreren Modellvarianten bei unveränderter Geberhöhe variiert.

Für die Analyse wurde einheitlich eine instantane Gebirgsdruckänderung von 10 MPa vorgegeben und die daraus resultierende Reaktion des Gebers ermittelt. Die Berechnungen wurden mit dem FE-Programm ANSALT durchgeführt.

### 3.1 Spannungsgeber ohne Fluid

In einer ersten Analyse wurden die aus der Gebirgsspannungsänderung resultierenden Geberspannungen für verschiedene Höhen-Breiten-Verhältnisse des Gebers von 1:1, 1:2, 1:5 und 1:10 bei Variation der Gebirgs- und Gebersteifigkeitswerte berechnet. Vereinfachend wurde hier die Fluidfüllung zunächst vernachlässigt, so dass für den gesamten Geber einheitliches Material angenommen wurde. Abb. 4 zeigt den Verlauf der berechneten Vertikalspannungen (analog zur Normalen der Geberfläche) im horizontal orientierten Spannungsgeber entlang der Horizontalachse des Gebers.

Die obere Diagrammhälfte umfasst die für einen steifen Einschluss (Gebersteifigkeit 100 GPa, Gebirgssteifigkeit 10 GPa) berechneten Spannungswerte. Es zeigt sich, dass die im Modell vorgegebene Gebirgsspannungsänderung von 10 MPa grundsätzlich überschätzt wird, jedoch die Differenz mit kleiner werdendem Höhen-Breiten-Verhältnis abnimmt. Bei einem Verhältnis von 1:10 beträgt die Abweichung in Gebermitte ca. 10%.

Die untere Diagrammhälfte zeigt die für einen weichen Einschluss (Gebersteifigkeit 10 GPa, Gebirgssteifigkeit 100 GPa) berechneten Spannungen. Grundsätzlich tritt hier eine Unterschätzung der Gebirgsspannungsänderung auf; die Differenz verringert sich jedoch ebenfalls mit abnehmendem Höhen-Breiten-Verhältnis. Bei einem Verhältnis von 1:10 beträgt die Abweichung in Gebermitte ca. 25%.

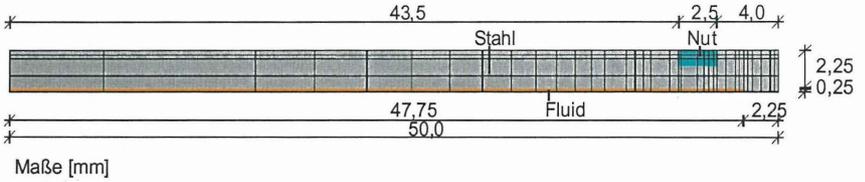


Abb. 3: Finite-Elemente-Modell des Spannungsgebers (Ausschnitt)

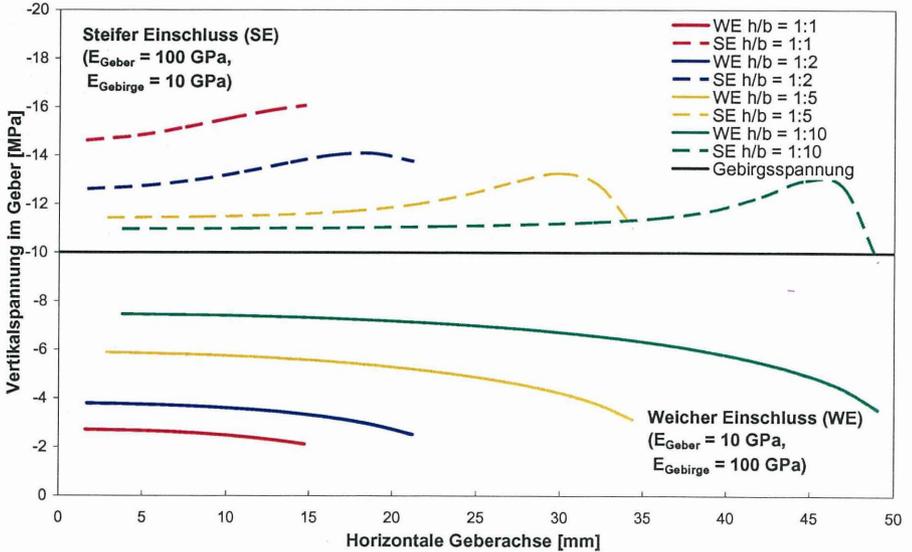


Abb. 4: Berechnete Vertikalspannungen im Spannungsgeber (ohne Fluidfüllung)

### 3.2 Spannungsgeber mit Ölfüllung

In einem weiteren Schritt wurde der Spannungsgeber mit Fluidfüllung (Hydrauliköl) analysiert. Es wurden drei verschiedene Gebirgssteifigkeiten  $E = 20, 50$  und  $80 \text{ GPa}$  und für die Ölfüllung ein Kompressionsmodul  $K = 2 \text{ GPa}$  angenommen. Ferner wurden drei verschiedene Geberbreiten  $B = 100, 250$  und  $500 \text{ mm}$  untersucht. Die für das Fluid ermittelten Drücke sind für alle Berechnungsvarianten in Abb. 5 dargestellt.

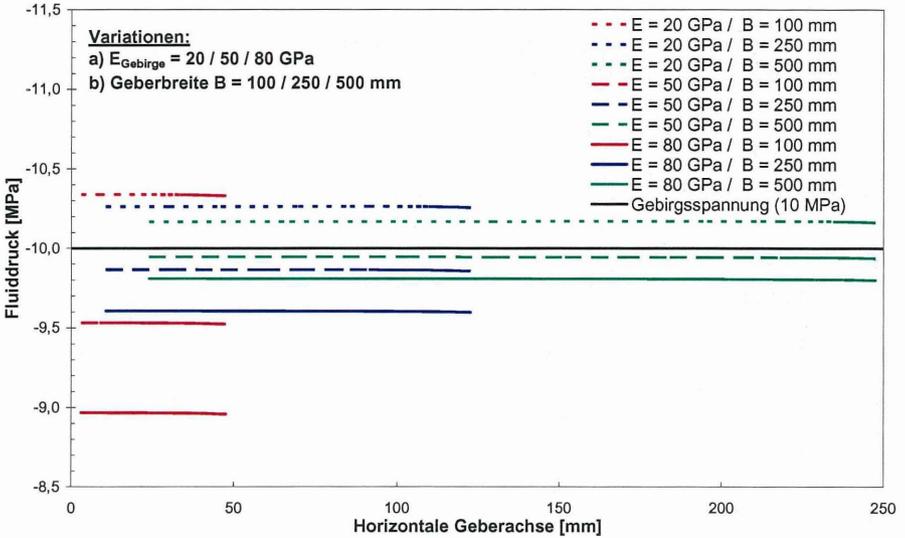


Abb. 5: Berechneter Fluiddruck für Spannungsgeber mit Ölfüllung

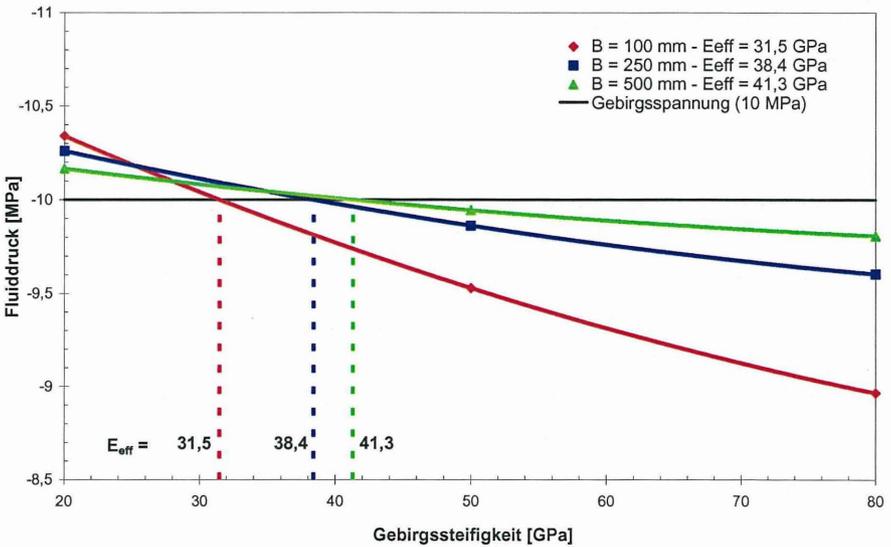


Abb. 6: Ermittlung der Gesamtsteifigkeit des Spannungsgebers mit Ölfüllung

Für die Berechnungsvarianten mit einer Gebirgssteifigkeit  $E = 20$  GPa ergibt sich nach Abb. 5 generell ein zu hoher Fluiddruck. Dies deutet bereits darauf hin, dass die Steifigkeit der hier betrachteten Gebergrößen über 20 GPa liegt. Die daraus resultierende Überschätzung der Gebirgsspannung nimmt mit zunehmender Geberbreite ab. Für  $B = 100$  mm als handelsübliches Maß beträgt diese Überschätzung lediglich 3,5%. Für höhere Gebirgssteifigkeiten von  $E = 50$  bzw. 80 GPa treten bei  $B = 100$  mm Unterschätzungen von fast 5% bzw. 10% auf.

Aus den Ergebnissen der Modellberechnungen kann die Gesamtsteifigkeit des Gebers ermittelt werden, indem diejenige Gebirgssteifigkeit ermittelt wird, für die der im Modell berechnete Fluiddruck gegenüber der vorgegebenen Gebirgsspannungsänderung keine Abweichung zeigt. Diese Gebirgssteifigkeit ist dann der Gesamtsteifigkeit des Gebers gleichzusetzen. Abb. 6 zeigt dazu für drei verschiedene Geberbreiten den rechnerisch ermittelten Fluiddruck in Abhängigkeit von der in den Berechnungsvarianten gewählten Gebirgssteifigkeit. Für die handelsübliche Geberbreite  $B = 100$  mm stellt sich beispielsweise der korrekte Fluiddruck von 10 MPa bei einer Gebirgssteifigkeit (und damit auch Gebersteifigkeit) von  $E = 31,5$  GPa ein. Dieser Wert liegt deutlich über dem nach PRAGER (1974) auf analytischem Weg ermittelten Wert von ca. 20 GPa.

### 3.3 Spannungsgeber mit Quecksilberfüllung

In einem dritten Schritt wurde der Spannungsgeber mit Quecksilberfüllung analysiert. Es wurden verschiedene Gebirgssteifigkeiten zwischen 20 und 250 GPa sowie für die Quecksilberfüllung ein Kompressionsmodul  $K = 25$  GPa angenommen und drei verschiedene Geberbreiten  $B = 100, 250$  und 500 mm untersucht. Die für das Fluid ermittelten Drücke sind für alle Berechnungsvarianten in Abb. 7 dargestellt.

Für die hier betrachteten Berechnungsvarianten mit Gebirgssteifigkeiten von 20, 50 und 80 GPa ergibt sich nach Abb. 7 ein zu hoher Fluiddruck. Dies deutet bereits darauf hin, dass die Steifigkeit der hier betrachteten Gebergrößen über 80 GPa liegt. Die daraus resultierende Überschätzung der Gebirgsspannung nimmt wie erwartet mit zunehmender Geberbreite ab. Für  $B = 100$  mm als handelsübliches Maß beträgt diese Überschätzung 7% bei einer Gebirgssteifigkeit von 20 GPa. Für höhere Gebirgssteifigkeiten von  $E = 50$  bzw. 80 GPa treten bei  $B = 100$  mm Überschätzungen von lediglich 4% bzw. 2% auf.

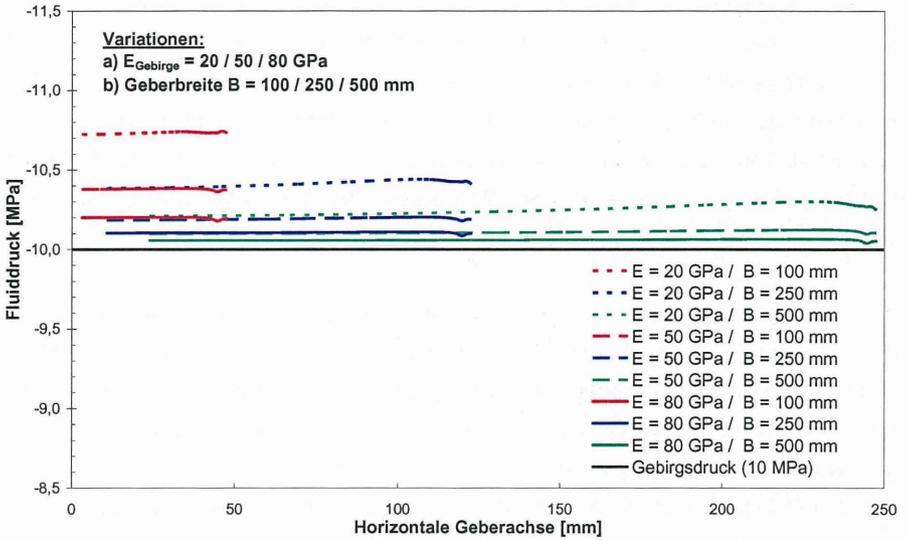


Abb. 7: Berechneter Fluiddruck für Spannungsgeber mit Quecksilberfüllung

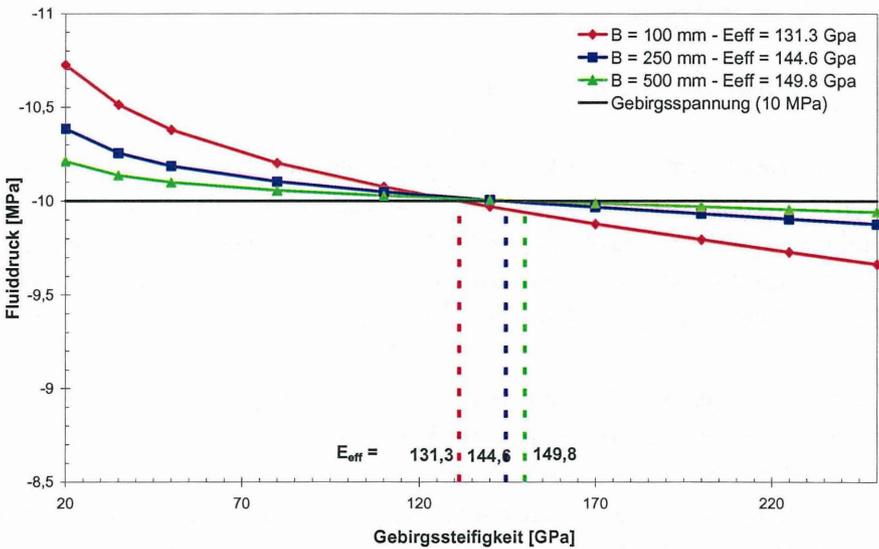


Abb. 8: Ermittlung der Gesamtsteifigkeit des Spannungsgebers mit Quecksilberfüllung

Auch hier kann die Gesamtsteifigkeit des Gebers dadurch ermittelt werden, dass diejenige Gebirgssteifigkeit ermittelt wird, für die der im Modell berechnete Fluiddruck gegenüber der vorgegebenen Gebirgsspannungsänderung keine Abweichung zeigt. Abb. 8 zeigt dazu für drei verschiedene Geberbreiten den rechnerisch ermittelten Fluiddruck in Abhängigkeit von der Gebirgssteifigkeit. Für eine Geberbreite  $B = 100$  mm stellt sich beispielsweise der korrekte Fluiddruck von 10 MPa bei einer Gebirgssteifigkeit (und damit auch Gebersteifigkeit) von  $E = 131,3$  GPa ein. Dieser Wert weist die gleiche Größenordnung auf wie der von PRAGER (1974) auf analytischem Weg ermittelte Wert von ca. 120 GPa.

#### **4 In-situ-Erprobung von Spannungsgebern**

In Zuge der Erprobung von Installationstechniken bei der Anwendung von Bohrlochspannungsgebern wurde von der BGR vor einigen Jahren ein großmaßstäblicher Technikumsversuch in einem Salzbergwerk durchgeführt. Dazu wurden in einer Bohrung fünf Spannungsgeber installiert. Ein unterhalb der Bohrung angeordneter Schlitz wurde mit fünf Großdruckkissen bestückt, mit denen eine definierte Belastung erzeugt wurde (PAHL & HEUSERMANN 1993). Die daraus resultierenden Gebirgsspannungsänderungen wurden mit den Spannungsgebern gemessen. Abb. 9 zeigt in einem Vertikalschnitt entlang der Bohrlochachse das Schema der Versuchsanordnung.

Die Ergebnisse dieses In-situ-Versuchs, mit dem ursprünglich verschiedene Einbau- und Injektionstechniken bei der Verwendung von Spannungsgebern getestet wurden, können auch herangezogen werden, um den Einfluss der Gebersteifigkeit auf die Messdaten abschätzen zu können. Abb. 10 zeigt dazu das Ergebnis eines Mehrstufenbelastungsversuchs, in dem die Großdruckkissen mit mehreren Druckstufen bis 10 MPa beaufschlagt wurden. Die gleichzeitig mit den Bohrlochspannungsgebern in unterschiedlicher Distanz zu den Kissen gemessenen Drücke sind in Abhängigkeit von der vorgegebenen Belastung aufgetragen. Dabei ist berücksichtigt, dass sich die induzierten Gebirgsspannungen durch die Lastausbreitung mit zunehmender Distanz zu den Großdruckkissen reduzieren.

Die Bohrlochspannungsgeber BSG1, BSG3 und BSG4 zeigen im Vergleich zur vorgegebenen Belastung eine ausgezeichnete Reaktion. Eine Korrektur der Messwerte ist im Hinblick auf die Steifigkeitsunterschiede zwischen Gebirge (ca. 25 GPa) und ölgefüllten Gebern (ca. 32 GPa) nicht erforderlich, da diese Unterschiede vergleichsweise gering sind. Aber auch bei Verwendung quecksilbergefüllter Geber mit deutlich höherer Steifigkeit wä-

ren aufgrund der günstigen Bauform und Geometrie der Spannungsgeber nur geringe Einflüsse zu erwarten, die zu einer nur geringfügigen Überschätzung der tatsächlich im Gebirge auftretenden Spannungsänderungen führen würden (s. dazu Abb. 7).

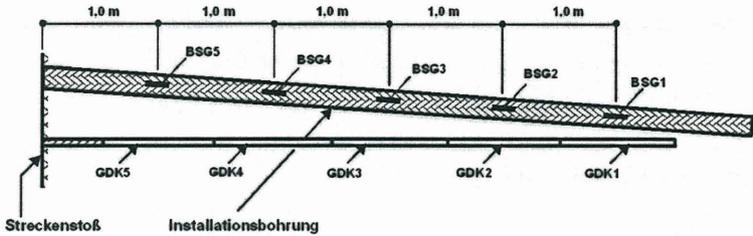


Abb. 9: In-situ-Technikumsversuch zur Erprobung von Bohrlochspannungsgebern

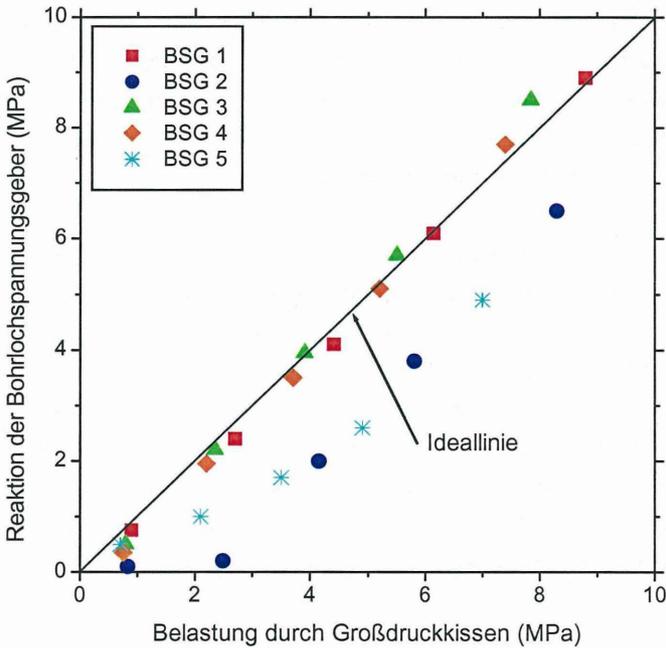


Abb.10: Reaktion von Spannungsgebern bei definierter Belastung

Die Spannungsgeber BSG2 und BSG5 zeigen zwar im oberen Belastungsbereich einen Messwertverlauf, der bezüglich der Steigung der vorgegebenen Ideallinie entspricht. Jedoch tritt im unteren Belastungsbereich bis ca. 2 MPa - vermutlich infolge eines zunächst unzureichenden Formschlusses zwischen Geber, Bohrlochverfüllung und Gebirge - nur eine ungenügende Reaktion der Geber auf, so dass insgesamt zu geringe Drücke gemessen werden. Dieser Befund macht deutlich, dass die Gebersteifigkeit hinsichtlich der Auswertung von Messdaten von untergeordneter Bedeutung ist, sofern Spannungsgeber mit geeigneter Bauform und Geometrie verwendet werden. Dagegen sind fachgerechte Installation der Geber und Gewährleistung des notwendigen Formschlusses zwischen Geber, Bohrlochverfüllung und Gebirge von deutlich höherer und zentraler Bedeutung für die Qualität der Messungen.

## 5 Zusammenfassung

Zur Messung von Gebirgsspannungsänderungen werden i. a. Bohrlochspannungsgeber verwendet, deren Gesamtsteifigkeit zweckmäßigerweise mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen ermittelt werden kann. Die hier dargestellten Ergebnisse von Modellberechnungen zu hydraulischen Spannungsgebern (Typ Glötzl) zeigen:

- Handelsübliche Geber mit einer Breite von 100 mm und einer Ölfüllung weisen eine Gesamtsteifigkeit von ca. 32 GPa auf.
- Wird statt Öl Quecksilber als Fluid verwendet, so erhöht sich aufgrund der deutlich geringeren Kompressibilität des Quecksilbers die Gesamtsteifigkeit auf ca. 131 GPa.
- Bei der vorliegenden günstigen flachen Bauform des Spannungsgebers ist die Gebersteifigkeit auch bei großem Unterschied zur Gebirgssteifigkeit für das Messergebnis von untergeordneter Bedeutung; selbst bei Verwendung sehr steifer quecksilbergefüllter Geber in Gebirge mittlerer Steifigkeit (z. B. 20 GPa) werden die tatsächlich auftretenden Gebirgsspannungsänderungen nur um 7% überschätzt.

Die in einem In-situ-Technikumsversuch durchgeführte Erprobung von hydraulischen Spannungsgebern unter definierter Belastung belegt, dass der Einfluss der Gebersteifigkeit auf die Messdaten von untergeordneter Bedeutung ist. Dagegen ist es für die Qualität und Aussagekraft der Messdaten unbedingt erforderlich, die Geber fachgerecht zu installieren und den notwendigen Formschluss zwischen Geber, Bohrlochverfüllung und Gebirge herzustellen.

## Literatur

- Arbeitskreis 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der DGGT (2004): Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen. Empfehlung Nr. 19.
- Bechthold, W., Smailos, E., Heusermann, S., Bollingerfehr, W., Bazargan Sabet, B., Rothfuchs, T., Kamlot, P., Grupa, J., Olivella, S. & Hansen, F.D. (2004): Backfilling and Sealing of Underground Repositories for Radioactive Waste in Salt (BAMBUS-II Project), Report, CEC (in press).
- Franz, G. (1958): Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Der Bauingenieur, 33, H. 5, S. 190-195.
- Heusermann, S., Eisenburger, D., Kopietz, J. & Meister, D. (1991): Field Measurements in a Multiple-Heater Test to Study the Thermal and Thermomechanical Response of Rock Salt. Proc. 3rd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics (Ed.: G. Sorum), Vol. II, p. 583-594, Balkema, Rotterdam.
- Heusermann, S., Koß, S. & Sönnke, J. (1996): Analysis of Stress Measurements Carried out in the TSDE Test at the Asse Salt Mine. 4th Conf. on the Mech. Behavior of Salt. Montreal, Canada, June 17-18.
- Pahl, A. & Heusermann, S. (1991): In-situ-Untersuchungen zur Ermittlung von Gebirgsspannungen - Methoden, ausgewählte Meßergebnisse und deren Interpretation. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen (Hrsg.: W. Wittke), Heft 21, S. 81-110, Aachen.
- Pahl, A. & Heusermann, S. (1993): In-Situ Determination of Initial Stress in Rock Salt - Test Methods, Results, and Data Evaluation. Safety and Environmental Issues in Rock Engineering (Eds.: L. Ribeiro e Sousa & N.F. Grossmann), Vol. 1, p. 655-662, Balkema, Rotterdam
- Prager, R. (1974): La mesure des contraintes dans les sols et la cellule GLÖTZL de pression totale (Die Messung von Spannungen in Böden und der Glötzl-Geber zur Erfassung des Gesamtdruckes). Thèse de doctorat, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

## Autoren

- Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), 30655 Hannover, Stilleweg 2, E-Mail: [heusermann@bgr.de](mailto:heusermann@bgr.de)
- Dipl.-Ing. Ralf Eickemeier, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), 30655 Hannover, Stilleweg 2, E-Mail: [ralf.eickemeier@bgr.de](mailto:ralf.eickemeier@bgr.de)

## Qualitätsbewertung von Düsenstrahlarbeiten

Dipl.-Ing. W. Oltmanns, Dr.-Ing. J. Kayser

### 1. Einführung

Für die Gewährleistung der Qualität bei Düsenstrahlarbeiten sind Materialstandardprüfungen (Nachweis der Komponenten, Dichtmessungen der Frischsuspension und des Rücklaufes) und verfahrenstechnische Dokumentationen (Probesäulen; materielle, zeitliche und tiefenbezogene Produktionsparameter kontinuierlich; planm. Bohransatzpunkt, Neigung und Tiefe des Düsengestänges) heute praxisüblich (Allg. bauaufsichtliche Zulassung, VOB DIN 18 321, DIN EN 12 716). Weitergehende Kontrollmaßnahmen, wie bspw. Aufmaße der Bohransatzpunkte und -neigungen oder Durchmesser der Düsenstrahlelemente sowie Nachweise von Festigkeiten, müssen projektspezifisch als Besondere Leistungen vereinbart werden. Die Anforderungen an Lage und Abmessung der Elemente sowie an Festigkeit und Durchlässigkeit des Düsenstrahlkörpers mit zulässigen Toleranzen sollen dabei individuell festgelegt werden (VOB DIN 18 321).

Das qualitative Ziel der Festlegungen ist bspw. die erforderliche Barriere gegen den Zutritt von Grundwasser resp. die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, Erosion und Absenkungen außerhalb des Baufeldes und ggf. die statische Wirkung (Aussteifung, Unterfangung) zu gewährleisten.

Die Grundlagen der Festlegungen und die Methodik oder quantifizierte Toleranzen sind in den vg. Normen und Zulassungen jedoch nicht genannt.

Die quantitative Bewertung der Qualität von Düsenstrahlarbeiten, insbesondere vor Ausführungsbeginn, im Hinblick auf das Sicherheitsniveau wird in diesem Beitrag exemplarisch vorgestellt. Die dafür nach den Eignungsprüfungen erforderliche Festlegung zulässiger Toleranzen für Produktionsparameter ist nicht Gegenstand dieses Beitrages. Mit der erläuterten Methodik sind in der Planungsphase Alternativen der Baugrubensicherung quantitativ vergleichbar. In der Angebots- und Ausführungsphase sind Varianten der Düsenstrahlverfahren bewertbar und ggf. technisch-wirtschaftlich optimierbar.

Die Methodik wird exemplarisch für einen flächenhaften, rückverankerten Düsenstrahlkörper zur Sicherung einer Baugrubensohle vorgestellt. Zudem wird die während der Bauausführung entwickelte und realisierte 'Dynamische Werkplanung' erläutert.

## 2. Projektskizze

Bei dem Projekt wurde in gen. 20 m Tiefe (etwa 0 - 3 m unter dem spät. Aushubniveau) mit rd. 10.000 Düsenstrahlelementen in erosionsgefährdeten, dicht gelagerten Sanden eine rückverankerte, 1,5 m mächtige Sohle mit ca. 13.000 m<sup>2</sup> Fläche neben deformationsempfindlichen Bauwerken realisiert. Zusätzlich zur Barriere gegen 20 m Wasserüberdruck diente die wannenförmige Sohle mit Steifen und Ankern während des Aushubes als Stützung der umschließenden Schlitzwand. Aufgrund des hohen Gefährdungspotenzials bei hydraulischen Grundbrüchen/Erosionen und der stat. Funktion war ein hohes Qualitätsniveau, tw. mit erstmalig in der Baupraxis eingeführten Verfahren, unumgänglich. Zusätzlich zu diversen geotechnischen/geodätischen Überwachungen wurde die Grundwasserbarriere jew. in hydraulisch getrennten Abschnitten mittels Pumpversuch geprüft. Die (sehr) positiven Ergebnisse der Pumpversuche ( $q < 1,5 \text{ l/s} \cdot 1.000 \text{ m}^2$ ) bestätigten das Qualitätsniveau und waren eine notwendige, hier aber nicht hinreichende Voraussetzung für die jeweilige Aushubfreigabe. Mit den Projektbeteiligten wurde im Rahmen der Qualitätssicherung deshalb ein Havarieplan ausgearbeitet - und realisiert.

## 3. Ausführung

Bei dem Projekt beträgt die planm. Sohlenstärke mind. 1,5 m mit (durch Höhenänderungen) geometrisch und technisch/rechnerisch bedingten Verdickungen bis über 3 m in den Randbereichen. Durch rd. 1.600 Pfähle wird die Auftriebsicherheit im Bauzustand gewährleistet. Zusätzlich zu der mind. 1,5 m langen Einbindung der Pfähle in die Sohle wurden im mittleren Baugrubenbereich 1,5 m hohe Pfahlköpfe (über der Sohle) vorgesehen.

Die Bohransatzpunkte für die Produktion der Düsenstrahlelemente der Sohle waren originär in einem regelmäßigen Dreiecksraster mit  $a = 1,2 \text{ m}$  geplant. Das Raster resultierte aus zunächst angenommenen und anfangs bei Eignungsuntersuchungen nachgewiesenen Säulenradien  $R = 0,8 \text{ m}$  sowie zugesagten Bohrlochabweichungen  $\Delta B \leq 0,5 \%$  und der Bedingung, dass in 20 m Tiefe bei ungünstigsten Abweichungen der Überschneidung der Säulen  $\geq 0$  gewährleistet ist. Die planmäßige Überschneidung in Solllage beträgt 0,30 m.

Die (Einaxiale Druck-)Festigkeit der Sohle sollte nach den Eignungsprüfungen mindestens 13 N/mm<sup>2</sup> und die der Pfahlköpfe mind. 22 N/mm<sup>2</sup> betragen. Nachdem anfangs die Festigkeit in der Sohle nicht flächig realisierbar war, war die spezifizierte Anforderung für die Festigkeit mind. 13 N/mm<sup>2</sup> bis  $R = 0,65 \text{ m}$  um die Verankerung, mind. 7 N/mm<sup>2</sup> im Anschluss an die Schlitzwand sowie mind. 5 N/mm<sup>2</sup> in übrigen Sohlenbereichen.

## **4. Qualitätssicherung**

### **4.1. Qualitätssicherungskonzept**

Eine wesentliche Voraussetzung für die Ausführung der Baugrubensicherung als Düsenstrahlsohle war in 1999 ein projektspezifischer Qualitätssicherungsplan, der baubegleitend weiter zu entwickeln war. Die mit Beginn der Düsenstrahlarbeiten bei dem gegenständlichen Projekt festgelegten Maßnahmen sind inzwischen in den v.g. Normen gelistet. Die messtechnischen Methoden werden hier kurz erläutert.

Die Qualitätslenkung erfolgte bauseits im Rahmen der fachgutachterlich unterstützten Eigenüberwachung des Auftragnehmers. Die baubegleitende Qualitätskontrolle vor Ort oblag der Bauüberwachung des Auftraggebers mit gutachterlicher Unterstützung. Das Qualitätssicherungskonzept und die anschließende Bewertung u. a. der Düsenstrahlarbeiten oblag der Fachbehörde mit gutachterlicher Unterstützung.

### **4.2. Methoden der Qualitätssicherung**

#### **1.1.1. Dynamische Werkplanung, Dokumentation**

Die originäre Werkplanung sah ein statisches Raster für die Bohransatzpunkte (Füllsäulen, Tragsäulen) vor. Während der Ausführung wurde eine 'Dynamische Werkplanung' mit zeitnaher Qualitätskontrolle entwickelt. Die Erfordernis ergab sich aus den anfangs bei der Produktion erreichten Säulendurchmessern und Bohr(un)genauigkeiten resp. der erforderlichen Ausführungssicherheit. Unter Berücksichtigung der bereichsweise ermittelten Durchmesser und der jeweiligen Lage vorlaufend hergestellter Säulen wurden individuell für jede Arbeitsschicht die Bohransatzpunkte und die Bohrtiefen festgelegt. Entsprechend wurde kontinuierlich die Bestandsdokumentation fortgeschrieben. Für die Werkplanung war ein Team von Ingenieuren, Technikern und Zeichnern zusätzlich erforderlich.

Zudem war die Erstellung und Bewertung zahlreicher 'händisch' dokumentierter Produktionsparameter zu organisieren. Für die systematische Datenerfassung wurden seitens der Bauüberwachung (BÜ) Formularblätter entworfen und verwendet.

Die digitalisierten Produktionsdaten waren eine wesentliche Voraussetzung für die Realisierung der 'Dynamischen Werkplanung' und in deren Folge für die zeitnahe Qualitätslenkung und -kontrolle.

Soweit ohne aufwändige Hilfsmittel möglich, wurden Produktionsparameter seitens der BÜ im Baufeld geprüft (Bohrtiefe, Zieh-/Umdrehungsgeschwindigkeit, Radienmessung etc.) und kontrolliert (Suspensionsdruck/-volumen). Sämtliche Parameter wurden kontinuierlich hinsichtlich der Zielkorridore (Sollwert mit zulässigen Toleranzen) überwacht.

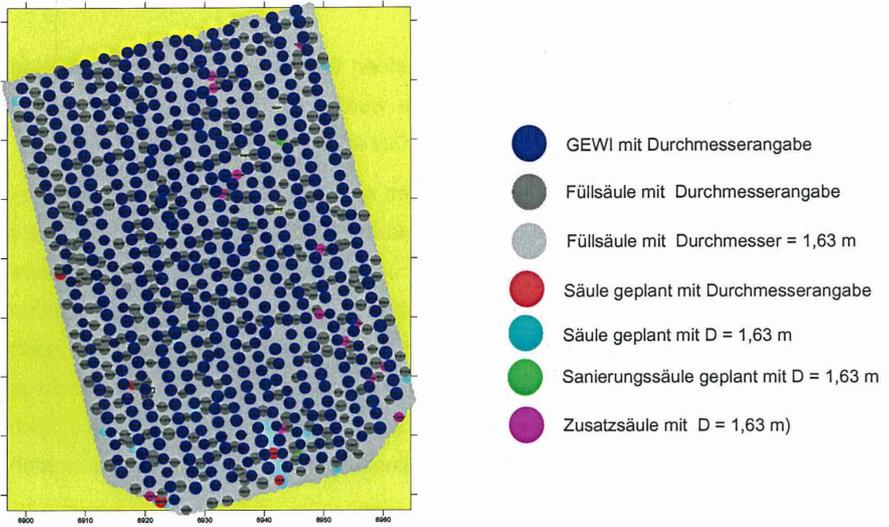
Neben diversen Herstellparametern und den Bohraufschlüssen/Festigkeiten wurden insb. die produzierten Säulen in Lageplänen dargestellt (Bestandsdokumentation). Entsprechend dem Qualitätssicherungsplan wurden Säulen nach Aufmaß mit dem ermittelten kleinsten Durchmesser bei gemessenen Säulen bzw. mit der berechneten 5 %-Fraktile benachbarter Säulen bei nicht gemessenen Säulen dargestellt.

Die Säulen wurden lagerichtig mit dem kleinsten Durchmesser, bestimmt aus vier Radiusmessungen, über die Säulenhöhe sowie separat für die Säulenebenen unten, mitte und oben in Lageplänen eingetragen (Bild 1). Signifikant waren bei den Düsenstrahlelementen die von unten nach oben zunehmenden Säulendurchmesser.

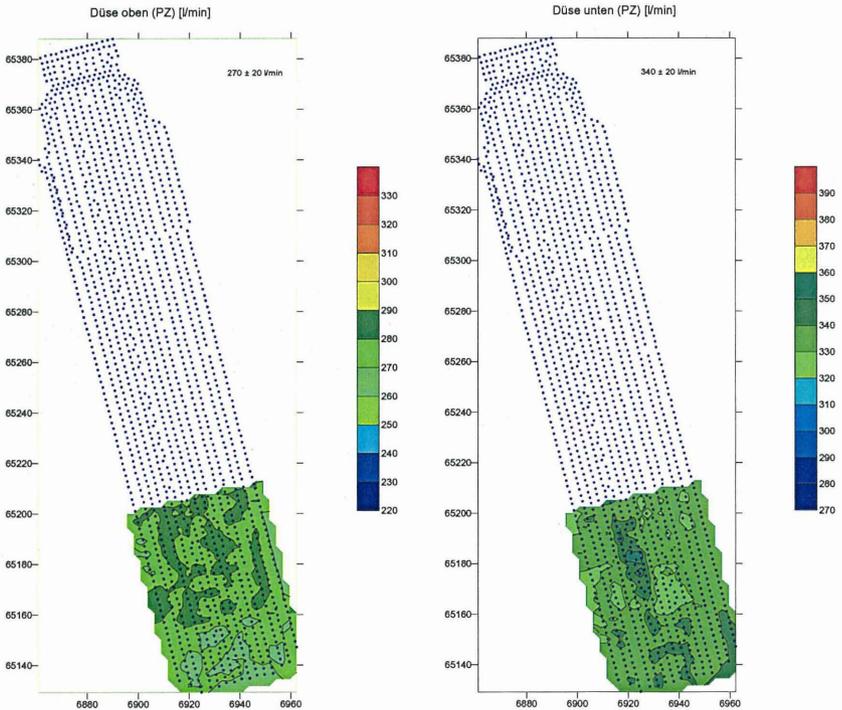
Die Säulen sollten - zw. zügiger Prüfbarkeit - ohne Auslassung die Baufläche abdecken. Sofern diese Bestandspläne eine Auslassung zeigten, sollte anhand der übrigen Durchmesserermittlungen ein evtl. Fehlstellenschluss ing.-technisch geprüft werden. Nach bauseitiger Auswertung wurden rd. 400 Zusatzsäulen, i. W. aufgrund von Bohrabweichungen und Besonderheiten, insbesondere an Lokationen planlicher Fehlstellen ausgeführt. Obgleich sich danach weitere potenzielle Auslassungen ergaben und damit das Ziel der Flächendeckung nicht erreicht war, wurden weitere zusätzliche Säulen aufgrund der Lage und der Größe der Auslassungen resp. der geringen Gefahr hydraulischer Grundbrüche nicht veranlasst.

Für die Beurteilung der Sohlensicherung bzgl. potenzieller Fehlstellen oder Festigkeitsminderungen bei Abweichungen von zulässigen (eignungsgeprüften) Produktionsparametern wurden außerdem Lagepläne mit den wesentlichen veränderlichen Produktionsparametern erstellt (Bild 2).

Im Übrigen wurden Besonderheiten (Bohrhindernisse, Gestängeverluste etc.) planlich dargestellt. Die Qualitätskontrolle insgesamt sollte damit unmittelbar vor Ort im Rahmen der üblichen Bauüberwachung ermöglicht werden.



**Bild 1:** Lageplan der Düsenstrahlelemente (exempl. Ausschnitt)



**Bild 2:** Lageplan mit Produktionsparametern (exemp. Ausschnitt)

### 1.1.2. Suspensionsparameter

Die Frischsuspension wurde separat für die einzelnen Geräte resp. Rezepturen in einer Baustellenmischanlage zubereitet. Die Parameter wurden in der Anlage angezeigt und dokumentiert. Die Qualität des Wassers wurde n. DIN 4030 überwacht.

Die Suspensionsparameter Dichte, Fließgrenze und Absetzmaß wurden arbeitstäglich mit einer Spülungswaage bzw. mit der Kugelharfe und in Standzylindern bauseits vor Ort in einem Baustellenlabor bestimmt. Zudem wurden unregelmäßig Festigkeiten abgebundener Frischsuspensionsproben ermittelt. Die Ergebnisse wurden in Datenblättern notiert. Für die Suspensionsparameter waren im QS-Plan Zielgrößen mit Toleranzen (max. zulässige Abweichung) festgeschrieben. Sämtliche bauseitigen Prüfergebnisse der Frischsuspension lagen im Zielkorridor. Im Weiteren wird bei vergleichbaren Vorhaben eine Stichproben-Kontrolle der Suspensionsparameter im Sinne einer Fremdüberwachung empfohlen.

Zu den Suspensionsparametern Druck und Volumen (in der Mischanlage) wurde die Tiefe (am Gerät) jeweils über die Zeit individuell kontinuierlich aufgezeichnet. Die Handhabung bzw. Auswertung verschiedener Plots (Mischanlage, Gerät) erwies sich als vergleichsweise zeitaufwändig. Im Weiteren wird eine Digitalisierung dieser Daten empfohlen.

Für die gutachterliche Beurteilung der Ausführungsqualität wurden die realisierten Produktionsparameter Suspensionsmenge und Luft lagerichtig für jede Säule in Lageplänen dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden die Werte klassiert und Sollwerte grün, Überschreitungen gelb - rot und Unterschreitungen blau - dunkel-blau dargestellt. Um mögliche Besonderheiten bezüglich der (nicht gemessenen) Elementdurchmesser aufgrund besonderer Produktionsparameter detektieren zu können, wurden zu den Produktionsparametern jeweils die Durchmesser planlich dargestellt (vgl. Bild 2).

Die planl. Darstellung und Kontrolle der Produktionsparameter erwies sich als sehr effektiv und wird im Weiteren bei der Qualitätssicherung von Düsenstrahlsohlen empfohlen.

### 1.1.3. Bohrpunkt und Bohrlochverlauf

Die planmäßige Lage der Bohrpunkte wurde jeweils geodätisch eingemessen und vermarktet. Nachdem das Bohrgerät das Gestänge etwa 1 m abgeteuft hatte, wurde der tats. Bohrpunkt geodätisch kontrolliert und der Soll-/Istwert in der Datenbank dokumentiert.

Für das Aufmaß der Höhen resp. der Bohr-/Düstiefe war ein Rotationslaser installiert. Die Bohrgeräte waren mit Laserempfängern ausgerüstet. Der Laser wurde regelmäßig bauseits kontrolliert. Das Verfahren hat sich als robust und zuverlässig erwiesen.

Für das Aufmaß des Bohrlochverlaufes wurde unteren Ende des Bohrgestänges ein Inklinometer installiert, welches beim Ziehen des Gestänges lokal die Neigung des Bohrlochverlaufes aufnimmt. Die Messdaten werden nach jeder Bohrung ausgelesen und am Gerät gespeichert. Die gespeicherten Daten werden generell arbeitstäglich ausgelesen und für die weitere Werkplanung ausgewertet sowie in der Datenbank dokumentiert.

Für die Kontrolle der Inklinometer waren 20 m tiefe Kalibrierbohrungen im Baufeld eingerichtet. Nach der Auswertung der baubegleitenden Kalibrierungen betrug die Wiederholgenauigkeit der Bohrlochaufmaße 0,2 %.

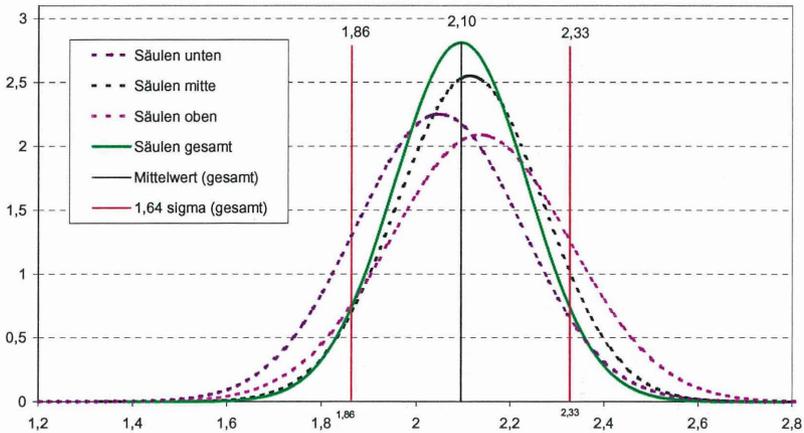
#### 1.1.4. Durchmesser der Düsenstrahlelemente

Für das Aufmaß der Durchmesser der Düsenstrahlelemente wurde aus einem unten abgewinkelten Rohr, welches jeweils als Ganzes in die Bohrung bis in die Messtiefe eingeführt wird, von oben über eine Schubstange eine Federkette horizontal ausgefahren. Der Radius wird jeweils richtungsorientiert oben am Schubgestänge abgelesen. Die Messungen erfolgten grundsätzlich in dem suspensionsgestützten Hohlraum oben, mitte und unten in vier Richtungen. Besondere Messergebnisse (Verbindung zu frischen Nachbarsäulen, Abtasten erhärteter Säulen etc.) wurden unmittelbar ingenieurtechn. bewertet.

Die Zuverlässigkeit der Tastsonde wurde bei Radien bis max. 1,2 m bestätigt. Bei großen Radien wurde ein Ausbiegen des flexiblen Tasters beobachtet. Ergebnisse mit großen Radien wurden deshalb max. mit  $R = 1,2$  m bei Fehlstellenbewertungen berücksichtigt.

Im Bild 3 ist exemplarisch für die statistische Auswertung für einen Baugrubenabschnitt die Verteilung der Säulendurchmesser dargestellt.

Generell stimmten der Mittelwert aus Tragsäulen- und Füllsäulendurchmesser überein. Die 5 %-Fraktile der Tragsäulendurchmesser und die der Füllsäulen stimmten jedoch nicht überein. Als Grundlage der Werkplanung für Füllsäulenlokationen wurde die 2,5 %-Fraktile der Tragsäulendurchmesser gewählt. Dennoch waren statistisch über 5 % der Füllsäulendurchmesser kleiner als bauseits prognostiziert. Nachweislich der Messungen unterschritten 6 % der Säulen den bei der Werkplanung angesetzten Durchmesser.



**Bild 3:** Statistische Verteilung der Säulendurchmesser (exempl.)

Im Weiteren sollte bei der Planung von Düsenstrahlsohlen, bspw. bei der Festlegung des Sicherheitsniveaus auf statistischer Grundlage, wegen der generell konischen Kubatur der Säulen über die Säulenhöhe unten und oben unterschieden werden. Sofern Radiusmessungen erfolgen, sind nach ingenieurtechn. Bewertung mittlere Durchmesser als Grundlage der Bewertung praktikabel und ausreichend. Grundsätzlich sollten detaillierte statistische Auswertungen nach Herstellverfahren, hier: Tragsäulen einzeln vorab und Füllsäulen 'frisch-in-frisch' im Nachgang und ggf. nach Tiefenlagen, unterscheiden, insbesondere wenn eine differenzierte (dynamische) Werkplanung angestrebt wird.

Im Bild 4 sind für einzelne Bauabschnitte für Tragsäulen und Füllsäulen Mittelwerte und 5 %-Fraktile der mittleren Säulendurchmesser zusammengestellt.

Säulendurchmesser [m]	Tragsäulen		Füllsäulen	
	Mittelwert	5 %-Frakt.	Mittelwert	5 %-Frakt.
1. Bauabschnitt	1,95	1,66	1,99	1,73
2. Bauabschnitt	1,97	1,75	1,96	1,64
3. Bauabschnitt	2,01	1,82	1,92	1,67

**Bild 4:** Ergebnisse der Durchmesserermittlungen

Insgesamt betrug der mittl. Durchmesser  $D = 2,0$  m mit einer 5 %-Fraktile  $D = 1,7$  m und einer Standardabweichung  $s = 0,18$  m resp.  $0,18/2,0 \approx 9$  %. Der Erfahrungswert von 10 % für Variationskoeffizienten von Säulendurchmessern bei Düsenstrahlverfahren wurde bestätigt. Für wesentlich größere Durchmesser liegen hier bis dato keine zuverlässigen Daten vor. Diesbezüglich besteht deshalb noch Ermittlungsbedarf.

Im Weiteren können i. Ü. bei der Planung/Bewertung von Säulendurchmessern ohne weitere Nachweise Variationskoeffizienten von 10 % berücksichtigt werden - sofern nicht der kleinste Probesäulendurchmesser ausführungsrelevant ist.

#### 6.2.2.2 Festigkeit der Düsentrahelemente

Nachdem die erforderl. Festigkeiten in der Sohle differenziert worden waren (s. o.) erfolgte die Füllsäulenproduktion flächenhaft zwischen den Tragsäulen. Die Füllsäulen wurden mit  $W/Z = 1,0$ , analog zu den Tragsäulen, ausgeführt. Zwecks Erreichung der Festigkeit im Randbereich wurden dort Trag- und Füllsäulen mit  $W/Z = 0,9$  produziert.

Für den Nachweis der erforderlichen Festigkeit der Düsenstrahlsohle und der Pfahlköpfe wurden Spülbohrungen bis auf das Element abgeteuf, der Bohrlochverlauf mittels Inklinometer aufgenommen und das Element mit einer Kernbohrung durchteuft. Die Bohrmaße waren wegen der unterschiedlichen Festigkeitsanforderungen resp. Bauteilunterscheidungen erforderlich.

Die Bohrkern wurden unmittelbar vor Ort organoleptisch beurteilt und dokumentiert. Nach bauseitiger Zwischenlagerung wurden ausgewählte Kerne zwecks Ermittlung der Druckfestigkeit n. DIN 1048 in eine Materialprüfanstalt transportiert. Die Probenvorbereitung für den Versuch erfolgte in der Materialprüfanstalt.

Bemerkenswert ist die Streuung der Festigkeiten von unter  $5 \text{ N/mm}^2$  bis über  $100 \text{ N/mm}^2$  ohne Unterschied für Verbund- und Füllbereiche resp. der eingestellten  $W/Z$ -Werte.

Signifikant sind die von unten nach oben in der Sohle abnehmenden Festigkeiten. Diese Tendenz korreliert mit (abnehmenden) Dichten (überschlägig  $2,0 - 1,6 \text{ t/m}^3$ ) über die Elementhöhe infolge der Sedimentation der Frischsuspension ( $W/Z = 1,0$ , Dichte  $1,5 \text{ t/m}^3$ ).

Die Festigkeitsuntersuchungen wurden an einer Woche bis sechs Monate altem Düsenstrahlmaterial durchgeführt. Danach ist eine Festigkeitszunahme über die Zeit nicht erkennbar. Im Sinne einer effektiven Qualitätslenkung wird im Weiteren empfohlen, generell bereits nach zwei Wochen die Festigkeit zu prüfen.

Die Festigkeiten wurden außerdem über den Mittenabstand (Abstand vom Bohrzentrum) ausgewertet. Danach ist eine Abnahme der Festigkeit über den Radius (Mittenabstand) von 0,3 bis 1,1 m nicht vorhanden. Die vermutete 'Verbesserung' der Frischsuspension resp. der Festigkeit im Kernbereich von Tragsäulen durch den zweiten Arbeitsgang (Durchfahren und Rückfluss der Suspension  $W/Z = 0,7$  aus der Pfahlbohrung) oder im Sohlenrandbereich durch die Reduzierung von  $W/Z = 1,0$  auf  $W/Z = 0,9$  ist durch die Festigkeitsuntersuchungen nicht belegt. Offenbar werden die Festigkeitsmerkmale wesentlich vom anstehenden Boden und der verfahrenstechnisch bedingten Heterogenität der Düsenstrahlelemente geprägt.

Bei numer. Berechnungen wurde der E-Modul des Düsenstrahlmaterials zunächst entspr. eines B 5 extrapoliert aus bekannten E-Moduln für Beton mit  $E = 18.000 \text{ N/mm}^2$ . Baubegleitend wurden gem. DIN 1048 die E-Moduln in der Materialprüfanstalt untersucht. Bei dieser Untersuchungskampagne wurden im einwöchigen Abstand vorher die Festigkeiten ermittelt. Im Ergebnis zeigten diese Untersuchungen signifikante Festigkeitsabnahmen unmittelbar benachbarter Kernproben nach einwöchiger Probenlagerung. Die Ursache blieb ungeklärt. Die Korrelation zwischen der Festigkeit und dem E-Modul ist für das Düsenstrahlelement im Mittelsand beschrieben mit

$$E \approx 250 \cdot q_u + 1.500 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Im Weiteren sollten bei numerischen Nachweisen, insb. zur Tragfähigkeit der Sohlensicherung, Steifigkeiten entspr. den erheblich streuenden Festigkeiten in Düsenstrahlelementen nach den einschlägigen statistischen Methoden verteilt und dabei regelmäßig unten in den Elementen (wg. der Sedimentation) größere Festigkeiten als oben berücksichtigt werden. Der Düsenstrahlsohle eine homogene Festigkeit, insb. gemäß Zulassung  $\sigma_d = \min. \beta_r/3$ , und Steifigkeit zuzuordnen ist spätestens nach den vg. Untersuchungen nicht mehr zeitgemäß.

#### 1.1.5. Bohrpunkt und Bohrlochverlauf

Der Bohransatzpunkt und der Bohrlochverlauf wurde, erstmals in der Baupraxis, bei diesem Projekt bei jeder einzelnen Bohrung erfasst und dokumentiert. Das Verfahren hat sich als praxistauglich erwiesen. Die Abweichungen für die einzelnen Bauabschnitte sind im Bild 5 zusammengestellt.

Füllsäulen	1. Abschnitt		2. Abschnitt		3. Abschnitt	
	Mittelwert	Stand.-abw.	Mittelwert	Stand.-abw.	Mittelwert	Stand.-abw.
Ansatzpkt.	3,1	4,9	2,8	2,2	2,4	2,7
Bohrloch- verl.	13,8	8,9	13,3	8,4	15,3	8,9
Σ Abweich.	14,2	9,7	13,6	8,7	15,7	9,2
Tragsäulen	1. Abschnitt		2. Abschnitt		3. Abschnitt	
	Mittelwert	Stand.-abw.	Mittelwert	Stand.-abw.	Mittelwert	Stand.-abw.
Ansatzpkt.	2,0	2,1	2,9	1,6	2,7	2,6
Bohrloch- verl.	14,1	8,9	11,4	6,7	13,7	7,5
Σ Abweich.	14,2	8,7	11,6	6,9	14,1	7,7

**Bild 5:** Bohrabweichungen [cm]

Bei weiteren Planungen bzw. Bewertungen von Düsenstrahlarbeiten sollte (bei ähnlichen Baustellenverhältnissen) ohne weitere Nachweise mindestens ausgegangen werden von mittleren Abweichungen im Bohransatzpunkt von  $\pm 3$  cm, Variationskoeff.  $V = 1,0$  und mittleren Bohrlochabweichungen von  $0,7\%$  oder  $0,4^\circ$ ,  $V = 0,6$  (in 20 m Tiefe  $\pm 14$  cm).

## 5. Ermittlung des Sicherheitsniveaus

Das Sicherheitsniveau für die Überschneidung der Säulen kann auf technisch-wissenschaftliche Grundlagen definiert werden [Kudella, BAUTECHNIK 2001]. Die Versagenswahrscheinlichkeit, hier: eine Fehlstelle in der Sohle, wird dabei mit statist. Methoden nach dem sog. Beta-Verfahren quantifiziert. Für Bauzustände kann bspw. der Sicherheitsindex  $\beta \geq 3,0$  (Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f \approx 1/1.000$ ) gewählt werden.

Im Folgenden werden dafür und vereinfachend für eine Produktion 'frisch-in-frisch' im statischen Raster potenzielle (statistische) Fehlstellen im Düsenstrahlkörper der Sohlensicherung betrachtet. Potenzielle DÜSSCHATTEN durch erhärtete Elemente oder das Sicherheitsniveau der Dynamischen Werkplanung können entsprechend betrachtet werden.

Im Bild 6 sind für das Düsenstrahlverfahren Erfahrungswerte sowie exemplarische Baustellenparameter (Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient) für den Bohransatzpunkt, die Bohrabweichung/-neigung und den Säulenradius eingetragen.

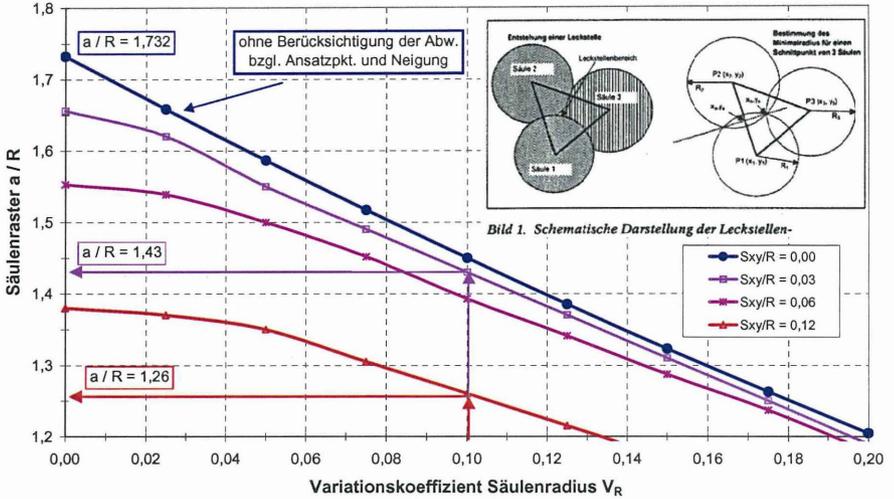
Polarparameter	allgemeine Erfahrungswerte	exempl. Baustellenparam.
<b>Bohransatzpunkt</b>		
Mittelwert	3,0 - 8,0 cm	2,5 - 3,0 cm
Standardabweichung	1,5 - 4,0 cm	2,0 - 5,0 cm
Variationskoeffizient	0,5	0,8 - 1,6
<b>Bohrneigung</b>		
Mittelwert	0,2° - 0,6°	0,3° - 0,5°
Standardabweichung	0,1° - 0,3°	0,2° - 0,3°
Variationskoeffizient	0,5	0,6
<b>Säulenradius</b>		
Mittelwert	projektspezifisch	2,0 m
Standardabweichung	projektspezifisch	0,18 m
Variationskoeffizient	0,05 - 0,15	0,10

**Bild 6:** Geometrisch-statistische Parameter beim Düsenstrahlverfahren

Für die Berechnung des Sicherheitsniveaus werden mit kartesischen Parametern auf den Radius  $R$  normierte Standardabweichungen  $S_{xy} / R$  und normierte Säulenraster  $a / R$  verwendet. Die einschlägigen statistischen Methoden sind anwendbar, weil systematische Abweichungen (Ansatzpunkt, Neigung, Radius, Boden) resp. systematische Fehler geprüft und nicht festgestellt worden sind.

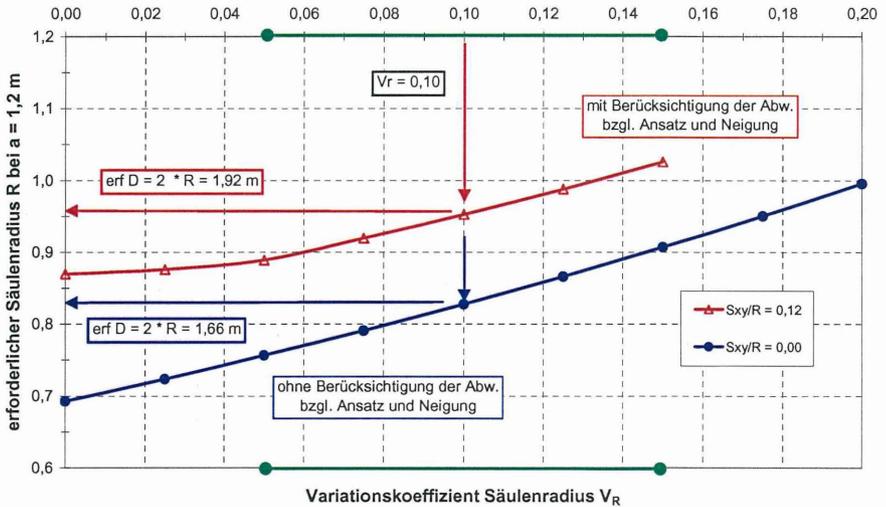
Zur Veranschaulichung sind im Bild 7 über den Variationskoeffizienten des Radius  $V_R$  max. Säulenraster  $a / R$  für verschiedene normierte Abweichungen bezüglich des Ansatzpunktes und der Bohrneigung  $S_{xy} / R$  eingetragen. Für den theoretischen Idealfall konstanter Durchmesser ( $V_R = 0$ ) ohne Abweichungen in Ansatzpunkt und Neigung ( $S_{xy} = 0$ ) ist  $a / R = 1,73$ . Beispielsweise wäre für  $R = 0,8$  m (originäre Planung:  $D = 1,6$  m) das zulässige statische Säulenraster  $a \leq 1,39$  m.

Für realistische  $V_R = 0,10$  (s. Erfahrungswerte Bild 6) und  $S_{xy} / R = 0,03$  bis  $0,12$  ist  $a / R \leq 1,43$  bis  $1,26$  bei einem Sicherheitsniveau  $\beta = 3,0$ . Für die originäre Planung:  $D = 1,6$  m bei dem gegenständlichen Projekt wären danach Säulenraster  $a \leq 1,14$  m bis  $1,09$  m zulässig gewesen. Geplant war ein statisches Raster  $a = 1,2$  m.



**Bild 7:** Höchstabstand  $a/R$  gegen Leckbildung,  $\beta = 3,0$

Im Bild 8 sind in geänderter Darstellung für das Raster  $a = 1,2\text{ m}$  sowie normierte Abweichungen in Ansatzpunkt und Neigung ( $S_{xy}/R = 0,00$  und  $0,12$ ) mit Variationskoeffizienten der Radien  $V_R$  erforderliche Säulenradien  $R$  eingetragen.



**Bild 8:** Mindestradius gegen Leckbildung,  $a = 1,2\text{ m}$ ,  $\beta = 3,0$

Mit den bauseits realisierten  $S_{xy} / R \geq 0,12$  und  $V_R = 0,10$  (s. o.) waren Säulenradien  $R \approx 0,95$  m ( $D = 1,9$  m) für ein Sicherheitsniveau  $\beta = 3$  erforderlich. Dieser Durchmesser konnte im Baufeld auch realisiert werden.

Hingegen wäre für das originär geplante Durchmesser  $D = 1,6$  m mit  $V_R = 0,10$  das zuerst gewählte statische Raster  $a = 1,2$  m selbst mit unrealistischen Abweichungen  $S_{xy} = 0$  für ein Sicherheitsniveau  $\beta = 3$  nicht ausführbar gewesen.

Weil die absoluten Abweichungen im Bohransatzpunkt und in der Bohrneigung baupraktisch nicht weiter optimierbar waren (s. a. Bild 1), war es naheliegend, die Radien zu vergrößern und in Folge die relativen Abweichungen zu reduzieren. Damit konnte unwirtschaftlich engen Säulenrastern mit zunehmend potenziellen Düsschatten (Fehlstellen) begegnet werden.

## **6. Zusammenfassung und Ausblick**

In den einschlägigen Regelwerken für Düsenstrahlarbeiten sind verschiedene Maßnahmen des Qualitätsmanagements gelistet. Die Formulierung der Detailanforderungen und insb. die Quantifizierung der Qualität beim Vergleich von Alternativen und Varianten obliegen dem Auftraggeber bzw. Planer. Dem Bieter bzw. Ausführenden obliegt schließlich die techn.-wirtschaftliche Optimierung zur Gewährleistung der geforderten Eigenschaften.

Anhand eines konkreten Projektes wurden Methoden der Qualitätsermittlung skizziert und die Ermittlung des Sicherheitsniveaus einer Düsenstrahlsohle bzgl. der Sicherheit gegen Fehlstellen vorgestellt. Damit können verschiedene Ausführungsalternativen im Hinblick auf das erreichbare Sicherheitsniveau bewertet werden. Zudem können verschiedene Varianten des Düsenstrahlverfahrens quantitativ verglichen bzw. techn.-wirtschaftlich durch gezielten Messaufwand oder gerätetechn. Modifikationen optimiert werden.

Das Sicherheitsniveau planmäßiger Konstellation  $a / R$  kann mit Berücksichtigung der Erfahrungswerte abgeschätzt und baubegl. mit konkreten Messwerten beurteilt werden.

Die - verschieden aufwändigen - messtechnischen Verfahren für die Qualitätssicherung bei Düsenstrahlarbeiten stehen praxiserprobt zur Verfügung. Eine produktionsbegleitende Auswertung und verständliche Visualisierung auf digitaler Basis sollte gewährleistet sein.

Im Weiteren wird schließlich empfohlen, auftraggeberseitig das erforderliche Sicherheitsniveau zu definieren und die optimale techn.-wirtschaftliche Realisierung des geforderten Sicherheitsniveaus dem Auftragnehmer zu überlassen.

Dr.-Ing. Jan Kayser  
BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU  
Kußmaulstraße 17  
D-76187 Karlsruhe  
j.kayser@baw.de

Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns  
PROF. RODATZ UND PARTNER  
Nußbergstraße 17  
D-38102 Braunschweig  
w.oltmanns@rup-geotechnik.com



# AUSWAHL GEEIGNETER FASERSENSORPRINZIPIEN FÜR ANWENDUNGEN IN DER GEOTECHNIK

M. Schallert, K. Krebber, D. Hofmann, W. R. Habel, J. Stahlmann

## 1 EINLEITUNG

In der Geotechnik haben Messungen und Versuche aufgrund der spezifischen Eigenschaften des Baugrundes und den damit verbundenen Grenzen der exakten Vorausberechnung des Verformungsverhaltens unter Belastung eine sehr große Bedeutung. Die Ergebnisse der Messungen bilden die Grundlage für den bautechnischen Entwurf, liefern die Eingangsparameter für Berechnungsverfahren und dienen der Überprüfung getroffener Berechnungsannahmen [FECKER, 1997]. Eine zuverlässige Messwerterfassung durch Überwachung von Bauwerk und Baugrund im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054:2003-01 und DIN 4020:2003-09 ist somit eine zentrale Aufgabe. Geotechnische Bauwerke werden bereits seit vielen Jahren messtechnisch überwacht. Kurzzeitige Messungen, z. B. zur Beurteilung dynamischer Einwirkungen, aber auch das Monitoring über große Zeiträume sind aus umweltschutz- und sicherheitsrelevanten Gründen von Interesse.

Die Anwendung konventioneller Messverfahren, z. B. elektrische Sensoren, stößt bei extremen Bedingungen oft an Grenzen. Der erforderliche Aufwand für zuverlässige Messungen kann dabei relativ hoch sein. Mit der Verfügbarkeit von Lichtleitfasern ging eine rasante Entwicklung von Fasersensoren einher. Diese basieren auf unterschiedlichen Prinzipien und ermöglichen die Erfassung einer großen Anzahl von Messgrößen. Die faseroptische Sensorik hat sich somit zu einer eigenständigen Wissenschaftsdisziplin entwickelt. Bei den besonderen Anforderungen, die spezielle geotechnische Problemstellungen an die Messtechnik stellen, können faseroptische Sensoren eine sinnvolle Ergänzung oder Alternative zur konventionellen Messtechnik sein. Es kann sowohl eine Oberflächenapplikation als auch die Integration in Baustoffe realisiert werden. Eine flexible Anpassung an die Messaufgabe ist somit möglich und so genannte 'intelligente' Strukturen können gebildet werden.

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die derzeit in der Geotechnik einsetzbaren faseroptischen Sensorsysteme. Eine Einführung in die physikalischen Grundlagen der Sensorprinzipien soll der Transparenz und dem besseren Verständnis der darauf basierenden Messmethoden dienen. Die vorgestellten Prinzipien werden anhand deren Eigenschaften bewertet. Dabei wird auf Literaturangaben sowie auf Erfahrungen der Projektgruppe S.1901 'Faseroptische Sensorik' der BAM der vergangenen Jahre zurückgegriffen; Anwendungsbeispiele werden gegeben. Anliegen der Autoren ist es, dem Anwender faseroptischer Sensoren die Auswahl geeigneter Sensorprinzipien für die jeweilige geotechnische Fragestellung zu erleichtern.

## 2 GEOTECHNISCHE MESSUNGEN

### 2.1 Allgemeines

Geotechnische Messungen können eingeteilt werden in Feldversuche zur Baugrunderkundung, geomechanische Messungen zur Bestimmung von Verformungen, Spannungen und Kräften sowie in bodenmechanische Labor- und Modellversuche zur Klassifizierung von Böden, Ermittlung von Bodenkennwerten und Erfassung der Wechselwirkungen zwischen Boden und Bauwerk. Ergänzend können geophysikalische Messungen Erkenntnisse über den Baugrundaufbau geben. Auf Grundlage aus Messungen gewonnener Erkenntnisse wird ein Baugrundmodell erstellt, das als Basis für weitere Untersuchungen (Berechnungen) dient. Durch baubegleitende Messungen können die Modelle bestätigt bzw. angepasst werden.

Für geotechnische Messungen stehen unterschiedlichste Methoden und Geräte zur Verfügung, deren Auswahl durch die Messziele (physikalische Größen und Genauigkeiten), die Messdauer sowie technische und wirtschaftliche Faktoren bestimmt wird. Einen Überblick über geotechnische Geräte für Feldversuche und geomechanische Messungen und deren Anwendungen geben FECKER (1997) und WALZ (2001).

Die physikalischen Messgrößen, die mit geotechnischen Messgeräten erfasst werden, sind im Wesentlichen Verschiebungen, Neigungen, Abstände, Dehnungen, Stauchungen, Kräfte, Spannungen, Feuchtegehalt und Temperaturen. Bei Messverfahren zur Erfassung dynamischer Kennwerte wie z. B. Erschütterungsmessungen, dynamische Pfahlprüfungen, Impact-Echo- oder Ultraschallmessungen werden Laufzeiten, Geschwindigkeiten, Beschleunigung und Dehnungen aufgezeichnet und daraus weitere Parameter abgeleitet.

Nahezu alle geotechnischen Bauwerke (Staumauern, Tunnel, Schächte, Kavernen, Gasspeicher, Baugruben, Gründungen, Böschungen, Dämme, Deiche u.a.) können messtechnisch überwacht werden. So vielfältig wie die Anwendungsmöglichkeiten sind auch die Anforderungen an die einzusetzende Messtechnik. Der richtigen Auswahl kommt daher große Bedeutung zu. Im Folgenden wird versucht, allgemeingültige Anforderungen an geotechnische Messtechnik zu formulieren. Diese können in ihrer Gewichtung sowie in den Wertebereichen je nach Messaufgabe variieren bzw. müssen den speziellen Anforderungen angepasst oder ergänzt werden. Messtechnik wird dabei als zusammenfassender Begriff für Sensoren (sensitives Element zur Erfassung der Messgröße), Zuleitungen (Datenübertragung), Datenerfassung und -auswertung verwendet.

## 2.2 Anforderungen an die Messtechnik

Die Anforderungen an die Messtechnik werden von den Autoren in die Kategorien allgemeine und messtechnische, mechanische und ökonomische Anforderungen sowie Anforderungen aus der Umgebung eingeteilt. Bei Verwendung faseroptischer Sensoren (FOS) kommen spezifische physikalisch bedingte Anforderungen hinzu.

### 2.2.1 Allgemeine und messtechnische Anforderungen

Die im Folgenden aufgeführten Anforderungen bilden die Grundlage der Spezifikationen für die Komponenten der Messkette und der Auswahl geeigneter Messsysteme und Sensorprinzipien:

- Messbereich, Genauigkeit und Messbasis der Sensoren müssen ausreichend groß sein,
- ausreichende Empfindlichkeit und Auflösung der Sensoren,
- hohe Zuverlässigkeit insbesondere bei eingebetteten Sensoren,
- hohe Langzeitstabilität bei Bauwerksmonitoring (>20 Jahre),
- Reproduzierbarkeit der Ergebnisse,
- Drift- und Hystereseigenschaften der Sensoren müssen bekannt sein,
- ein definierter Nullpunktbezug ist in den meisten Fällen erforderlich,
- hohe Abtastrate bei Kurzmessungen,
- gute Multiplexfähigkeit zur Schaffung von Sensornetzwerken,
- Eignung für den Einsatz unter Baustellenbedingungen (ausreichende Robustheit),
- Möglichkeit flexibler Anschlusslängen,
- schnelle und mobile Testdurchführung (Kurzmessung) oder automatische Datenerfassung (Langzeitmessung),
- Definition der Datenübertragung vom Sensor zur Wandlung und Speicherung unter Berücksichtigung möglicher Einflussgrößen,
- Definition der Datenaufzeichnung (Datenreduktion, Auswertung) sowie
- geringer Wartungsaufwand für das gesamte Messsystem.

Die für die jeweilige Messaufgabe relevanten Parameter sollten definiert sein, um ein geeignetes Messsystem auszuwählen bzw. entwickeln zu können. Für Verformungsmessungen an Pfählen unter Bauwerkslasten werden von KATZENBACH ET AL. (1998) folgende Anforderungen an die zu verwendenden Sensoren gestellt:

- |                              |   |
|------------------------------|---|
| - Genauigkeit <sup>1</sup> : | < 1 µm/m  |
| - Messbereich:               | 300 µm/m (Dehnung durch Zugbeanspruchung)<br>600 µm/m (Stauchung unter Gebäudelast) |

Erforderliche Genauigkeitsangaben bei Verschiebungsmessungen an Bauwerken sowie zu erfassende Messgrößen bei der Instrumentierung von Staumauern können [FECKER, 1997] entnommen werden.

---

<sup>1</sup> Da nach DIN 1319 Genauigkeit ein qualitativer Begriff ist, ist zu vermuten, dass die hier zitierte quantitative Angabe die Auflösung der Sensoren meint.

### 2.2.2 Mechanische Anforderungen

Die mechanischen Anforderungen ergeben sich aus der Ankopplung der Messtechnik an das entsprechende Messobjekt, um einen sicheren Verbund zu gewährleisten. Hierbei muss unterschieden werden zwischen

- Bauwerk- / Bauteilmontage (z. B. Befestigung an Bauteiloberflächen),
- Bauteileinbettung (Einbau im Inneren eines Bauteils, z. B. Befestigung an der Bewehrung) oder
- Integration in einen Werkstoff bzw. Einbau in den Boden

Die Montage am Bauteil oder Bauwerk kann mit kommerziellen Materialien und Verfahren wie Klebstoffen, Schrauben, Bolzen oder durch Schweißen erfolgen. Hierbei muss gewährleistet sein, dass die Verbindungsmittel zwischen Messobjekt und Sensor die Messgrößen sicher übertragen können (z. B. Anpassung der Steifigkeiten). Kriecheffekte der Sensoren und des Verbindungsmittels müssen insbesondere bei Langzeitmessungen bekannt sein.

Die Einbettung eines Sensors in ein Bauteil kann bspw. in Aussparungen erfolgen, die nachträglich geschlossen werden.

Bei der Integration in einen Werkstoff ist ebenfalls auf guten mechanischen Kontakt zwischen Sensor und Werkstoffmatrix zu achten. Insbesondere die natürliche Inhomogenität der Baustoffe stellt hier gehobene Anforderungen z. B. an die minimale Messbasis der Sensoren zum Ausgleich von z. B. lokalen Dehnungsunterschieden. Durch die Applikation auf ein Trägermaterial können bei eingebetteten Sensoren deren Abmessungen deutlich verkürzt werden. Die Länge des Trägermaterials bestimmt dabei die Messbasis. Weiterhin müssen bei Einbettung rückwirkende Einflüsse auf den Baustoff minimiert werden. Grundlage dafür ist die Kenntnis über in der Trennschicht Werkstoff – Messelement auftretende Schubspannungen und Verformungen sowie über die Querempfindlichkeit der verwendeten Sensoren.

### 2.2.3 Anforderungen aus der Umgebung

Hiermit sind Beanspruchungen gemeint, denen die Messtechnik ausgesetzt ist

- beim Einbau und bei der Anbringung (Stöße, Erschütterungen, Feuchtigkeit, Temperatur),
- unter Belastung (statisch, dynamisch, zyklisch),
- unter dauerhaften Umwelteinwirkungen (Feuchtigkeit, Temperatur, chemische Beanspruchung, elektrische und elektromagnetische Einflüsse)

Die oft rauen Bedingungen während der Bauphasen aber auch dauerhaft einwirkende Parameter erfordern in vielen Fällen aufwändige Schutzeinrichtungen für die Sensoren, Steuerungs- und Auswerteeinheiten sowie Datenübertragungsstrecken. Vorteilhaft ist hier die Anwendung ausreichend robuster Messsysteme mit großer Stabilität gegenüber chemischer Aggression, die sich schnell und ohne große Störungen des Bauablaufes installieren lassen. Zur sicheren Unterscheidung der eigentlichen Messgrößen von Umgebungseinflüssen (z. B. Temperatur) ist deren messtechnische Erfassung und spätere rechnerische Kompensation oft unumgänglich.

## **2.2.4 Ökonomische Anforderungen**

Sind verschiedene Messsysteme bei vergleichbarer Ergebnisqualität für die Erfüllung einer Messaufgabe geeignet, wird die Auswahl oft durch wirtschaftliche Faktoren bestimmt. Die Einzelelemente eines Messsystems sollten daher so preisgünstig wie möglich sein, um ein optimales Gesamtsystem zur Verfügung stellen zu können. Kostengünstige Messsysteme können gegenüber aufwändigeren Varianten in vergleichsweise großer Anzahl eingesetzt werden. Durch die somit erreichbare größere Stichprobenmenge (Messwertdichte) kann sowohl eine erhöhte Sicherheit als auch eine optimierte Qualitätssicherung durch die gezielte Anpassung des Bauablaufes erreicht werden. Ziel bei Entwicklung und Anwendung von Messsystemen sollte neben der Ergebnisgüte eine Fertigung bzw. der Einsatz in großer Anzahl sein (Industrialisierung).

## **3 FASEROPTISCHE SENSORSYSTEME**

### **3.1 Merkmale faseroptischer Sensoren**

Prinzipiell entsteht die Sensorwirkung durch die Veränderung der Eigenschaften des Lichtes, das durch einen Lichtwellenleiter (LWL) geführt wird. Eine Vielzahl von Umgebungseinflüssen kann mit faseroptischen Sensorlösungen erfasst werden. Die Kunst bei der Entwicklung und Anwendung faseroptischer Messverfahren ist das problemorientierte konstruktive Design, so dass nur der gewünschte Effekt gemessen wird [UDD, 1991]. Ein Einsatz faseroptischer Messmethoden sollte dann erfolgen, wenn

- für eine spezielle Messaufgabe kein bewährtes System zur Verfügung steht,
- vergleichsweise Verbesserungen in den Ergebnissen erreicht werden können,
- vergleichsweise wirtschaftlichere Lösungen erzielt werden können.

Gegenüber herkömmlichen insbesondere elektrischen Sensoren, die oft eine aufwändige Abschirmung benötigen und deren Größe, Gewicht und Kosten relativ hoch sein können, bieten faseroptische Sensoren besondere Vorteile. In Tab. 1 und Tab. 2 sind die wesentlichen Vor- und Nachteile faseroptischer Sensoren in Anlehnung an Angaben von UDD (1991), BLUDAU (1998) und HABEL (2002) zusammengefasst.

Die besonderen Einsatzgebiete sowie die große Anzahl an erfassbaren Messgrößen machen faseroptische Sensoren für die Geotechnik insbesondere für das Monitoring über lange Strecken und große Zeiträume in rauer Umgebung sehr interessant.

**Tabelle 1: Vorteile faseroptischer Sensoren**

Eigenschaft	Bemerkungen
Immunität gegenüber elektromagnetischen Feldern und ionisierender Strahlung	⇒ Einsatz im Umfeld von Hochfrequenz-, Hochspannungs-, Starkstrom- und Kernkraftanlagen
hohe Eigensicherheit, da keine elektrische Energie am Sensor erforderlich ist	⇒ Einsatz in blitz- und explosionsgefährdeter Umgebung (Wasserbauwerke, z. B. Staudämme, Gasspeicher)
Widerstandsfähigkeit gegenüber Erschütterungen und extremen Umwelteinflüssen	⇒ Einsatz an Wasserbauwerken, in chemisch aggressiver Umgebung und bei extremen Temperaturen
geringe Abmessungen ( $d < 0,5 \text{ mm}$ ) und geringes Gewicht	⇒ nahezu keine Rückwirkung auf das Messobjekt, gute Integrierbarkeit in Werkstoffe
große Entfernungen zwischen Messort und Auswertelektronik möglich	⇒ optimale Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten
verteilte Messungen über große Entfernungen mit einer Faser	⇒ großflächige und räumlich ausgedehnte Überwachung ⇒ Bildung von Sensornetzwerken
eine Vielzahl von Messstellen durch Multiplexen erfassbar	
flexible Anpassung des Sensors an die spezielle Messaufgabe	⇒ Erfassung mehrerer Messgrößen am gleichen Ort

**Tabelle 2: Nachteile faseroptischer Sensoren**

Eigenschaft	Bemerkungen
aufwändigere Signalwandlung (opto-elektrisch)	⇒ erhöhter Auswerteaufwand
Mehrdeutigkeit der Messsignale bei interferometrischen Sensoren	
in vielen Fällen erforderliche Kompensation von Temperatureinflüssen	
unterschiedliche optische Ausgangssignale in Abhängigkeit vom physikalischen Prinzip	⇒ unterschiedliche Auswerteverfahren
geringe Robustheit gegenüber rauen Baustellenbedingungen	⇒ erhöhter Aufwand bei der Installation

### 3.2 Klassifizierung faseroptischer Sensorsysteme

Faseroptische Sensoren basieren auf unterschiedlichen physikalischen Prinzipien. Die sinnvolle Auswahl eines geeigneten faseroptischen Messsystems erfordert daher grundlegende Kenntnis über die wesentlichen Unterschiede dieser Prinzipien. In den folgenden Abschnitten werden die heute für die Geotechnik relevanten Prinzipien vorgestellt. Zunächst werden jedoch Möglichkeiten der Klassifizierung von faseroptischen Sensoren erläutert. Prinzipiell kann eine Einteilung nach folgenden Gesichtspunkten erfolgen:

- Fasermaterial (Glas- oder Polymerfasern)
- Art des Lichtwellenleiters (Monomode-, Multimode-LWL)
- LWL als reines Übertragungsmedium (extrinsisch) oder als sensitives Element (intrinsisch)
- lokale oder verteilte Sensoren
- Messgröße
- physikalischer Effekt bzw. sensorische Veränderung der Lichteigenschaften.

Das durch den LWL transportierte Licht wird entweder in diesem direkt durch die Messgröße in dessen Eigenschaften verändert (intrinsische Sensoren) oder aus dem LWL ausgekoppelt, am sensitiven Element verändert, wieder in den LWL eingekoppelt und zur Auswerteeinheit transportiert (extrinsische Sensoren). Hierbei dient der LWL nur der Übertragung des Lichtes. Bei intrinsischen Sensoren wirkt der gesamte LWL oder einzelne Bereiche als Sensor. In Abhängigkeit des Aufbaus des LWL (Geometrie von Kern- und Mantelmaterial) und des Brechzahlverlaufs unterscheidet man Multimode- und Monomodefasern. Häufig finden sich in der Literatur auch Bezeichnungen nach der jeweiligen Messgröße wie z. B. Feuchtesensoren, faseroptische Druck- oder Temperatursensoren.

Ein wesentlicher Parameter zur optimalen Auswahl ist die Messbasis. Lokale faseroptische Sensoren besitzen eine kurze Messbasis (z. B. wenige mm) und werden an definierten diskreten Stellen eingesetzt. Verteilte und quasi-verteilte faseroptische Sensoren kommen dagegen für Messungen über teilweise sehr große Strecken mittels einer einzelnen Faser zum Einsatz.

Die gebräuchlichste Art der Klassifizierung ist eine Einteilung nach deren physikalischem Prinzip, d.h. nach der sensorischen Veränderung bestimmter Lichteigenschaften. Die wesentlichen durch äußere Einflüsse veränderbaren optischen Eigenschaften sind in Tab. 3 zusammengefasst.

**Tabelle 3: Merkmale faseroptischer Sensorprinzipien**

<b>Nutzbare Parameter der optischen Strahlung</b>	<b>Sensorische Wirkungsweise</b>	<b>Messmethodik</b>
<b>Intensität</b>	Änderung der Transmissionseigenschaften durch Absorption, Streuung	Lichtleistungs- bzw. Dämpfungsmessung
<b>Wellenlänge</b>	Änderung der Lichtwellenlänge durch verschiedene physikalische Effekte	Spektralmessung
<b>Phase</b>	Änderung der Phasenbeziehung zweier kohärenter Lichtwellen	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
<b>Polarisation</b>	Änderung der Polarisation durch z. B. Doppelbrechung u.a. physikalische Effekte	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
<b>Laufzeit</b>	Verlängerung / Verkürzung der durchlaufenen optischen Wegstrecke	Messung der Laufzeitdifferenz zwischen Anfang und Ende der Wegstrecke

Je nach Veränderung dieser Lichteigenschaften kann auf die Einwirkung verschiedener physikalischer Größen geschlossen werden. Anhand ausgewählter Prinzipien soll dies im Folgenden erläutert werden. Weiterführende Angaben über die Klassifizierung von faseroptischen Sensoren auch über die Anwendung in der Geotechnik hinaus werden von HOLST (1986 und 1990), DAKIN ET AL. (1988), UDD (1991) und KERSEY (1997) gemacht.

### 3.3 Physikalische Prinzipien – Anwendungsbeispiele in der Geotechnik

Von den bereits definierten Anforderungen an die Messtechnik ist beim Einsatz faseroptischer Sensoren in der Geotechnik besonderes Augenmerk auf

- Zuverlässigkeit und Stabilität des gesamten Messsystems, d.h.
  - ⇒ Langzeit- und Nullpunktstabilität,
  - ⇒ ausreichende Kenntnis über Linearität, Drift, Hysterese und Kriechen,
- Auswirkung und Kompensation von Störeinflüssen (Querempfindlichkeit),
- Möglichkeit der Erfassung dynamischer Parameter und
- große Robustheit gegenüber den rauen Baustellenbedingungen

zu legen. Ein weiterer Aspekt von Bedeutung ist insbesondere bei baubegleitenden Messungen eine einfache Verlegung, Verlängerung bzw. der Neuanschluss von Zuleitungen ohne Verlust von Informationen.

#### 3.3.1 Intensitätsmodulierte Sensoren

Intensitätsmodulierte Sensoren messen Dehnungs- oder Formänderungen eines Messobjekts aus Dämpfungsänderungen entlang des LWL. Hierzu wird eine optische Multimodefaser auf der Oberfläche eines Messobjektes appliziert oder in einen Baustoff eingebettet, so dass an mindestens zwei Punkten oder über die gesamte Sensorlänge Haftverbund zum Messobjekt besteht. Da die Dehnungsempfindlichkeit der Fasern gering ist, werden konstruktive Maßnahmen zur Aufbringung zusätzlicher Biegung durchgeführt (Mikrobiegungssensor).



**Abbildung 1:** „Verseilter“ Mikrobiegungssensor [WOLFF ET AL., 1991]

Der in Abb. 1 dargestellte intrinsische Mikrobiegungssensor besteht aus gegeneinander verdrehten LWL. Bei Dehnungen erfahren diese an den Knotenpunkten Mikrobiegungen, die messbare Intensitätsänderungen zur Folge haben. Diese Änderungen werden durch das Austreten von einem Teil des Lichtes aus den Fasern verursacht und können in die entsprechende Verformungsgröße umgewandelt werden. Mit diesen Sensoren wird die Messgröße integral über die gesamte Messbasis bestimmt.

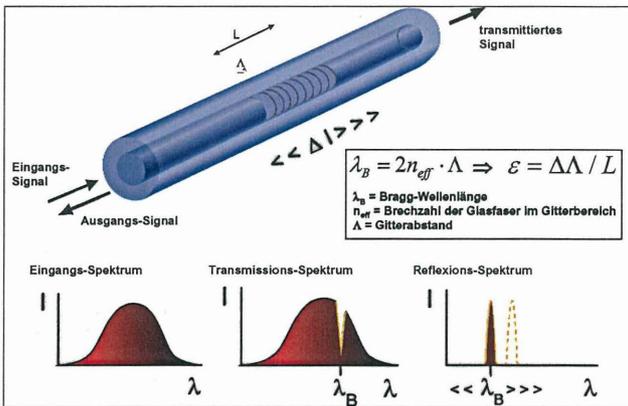
Zur Erfassung dynamischer Parameter sind intensitätsmodulierte Sensoren sehr gut geeignet. Langzeitmessungen erfordern bezüglich notwendiger Kompensationen von Störeinflüssen auf die Fasern zusätzlichen Aufwand. Erfassbare Größen sind Verschiebung, Dehnung und Stauchung.

**Beispiel:**

Auf diesem Prinzip basierende Sensoren werden als Optische Saite® von der Fa. OSMOS GmbH angeboten und eingesetzt. In [OSMOS GmbH, 2004] wird von einem flächendeckenden Überwachungsnetz für einen Felshang in Monaco berichtet. Zum Einsatz kamen fünf Optische Saiten mit einer Länge je 10 m. Das Messziel war die Überwachung von Deformationen des Hanges. Angaben zur Referenzierung der Messgröße werden von den Autoren nicht gegeben.

**3.3.2 Wellenlängenkodierte (spektrale) Sensoren**

Heute sehr häufig zur Anwendung kommende Fasersensoren sind intrinsische wellenlängenkodierte Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG). In einer optischen Faser werden Bereiche (Gitterebenen) mit periodisch veränderter Brechzahl erzeugt. An den Gitterebenen wird Licht einer bestimmten Wellenlänge (Bragg-Wellenlänge  $\lambda_B$ ) reflektiert, die vom Gitterabstand  $\Lambda$  und der Brechzahl  $n$  der Faser abhängig ist. Physikalische Größen wie thermische und mechanische Dehnung verändern die Parameter  $\Lambda$  und  $n$  und somit die Bragg-Wellenlänge  $\lambda_B$  des reflektierten Lichtes. Dadurch kann ein Temperatur- und Dehnungssensor realisiert werden. Das Prinzip ist in Abb. 2 dargestellt.



**Abbildung 2:** Physikalisches Prinzip des Faser-Bragg-Gitters

FBG haben eine Messbasis von wenigen Millimetern und können auf Oberflächen befestigt oder in Werkstoffe eingebettet werden. Es können mehrere FBG unterschiedlicher Bragg-Wellenlänge entlang einer Faser eingeschrieben werden. Die Datenerfassung erfolgt durch Standard-Multiplex-Verfahren. Somit können quasi-verteilte Messungen über größere Stre-

cken durchgeführt und absolute Messwerte erfasst werden. Die beiden Messgrößen Temperatur und Dehnung müssen jedoch durch separate Messungen bzw. durch spezielle Maßnahmen voneinander getrennt werden können.

#### **Beispiele:**

Faser-Bragg-Gitter werden seit einigen Jahren für Dehnungs- und Temperaturmessungen in Bauwerken eingesetzt. Das größte Anwendungsfeld bisher ist die Überwachung von Brücken. Die FBG werden dabei an Stahloberflächen angebracht und/oder in Beton eingebettet. Sinngemäß kann diese Anwendung auf geotechnische Strukturen wie Gründungselemente, Staumauern etc. übertragen werden. In [OH ET AL., 2000] wird über die Anwendung von FBG in Labormodellpfählen (Länge ca. 40 cm,  $\varnothing$  4 cm) zur Erfassung der axialen Dehnungsverteilung unter statischer Druck- und Zugbelastung berichtet. Die erzielten Ergebnisse wurden mit denen herkömmlicher Dehnungsgeber verglichen und sehr gute Übereinstimmung festgestellt. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass die Art der Fixierung der FBG am Messobjekt großen Einfluss auf die Ergebnisse hat. So hat beispielsweise ein sehr steifer Klebstoff zur Erfassung geringerer Dehnungen als erwartet geführt (erforderliche Anpassung der Steifigkeiten von Baustoff, Klebstoff und Faser). Weitere geotechnische Anwendungsbeispiele können der Literatur entnommen werden, z. B. [SCHMIDT-HATTENBERGER, 1998]

### **3.3.3 Phasenmodulierte Sensoren**

Phasenmodulierte Sensoren basieren auf dem Prinzip der Interferometrie und können unterteilt werden in a) Interferometer mit großer Messbasis (Zentimeter- bis Meterbereich) und b) Interferometer mit kleiner Messbasis (Millimeter- bis Zentimeterbereich).

#### Interferometer mit großer Messbasis:

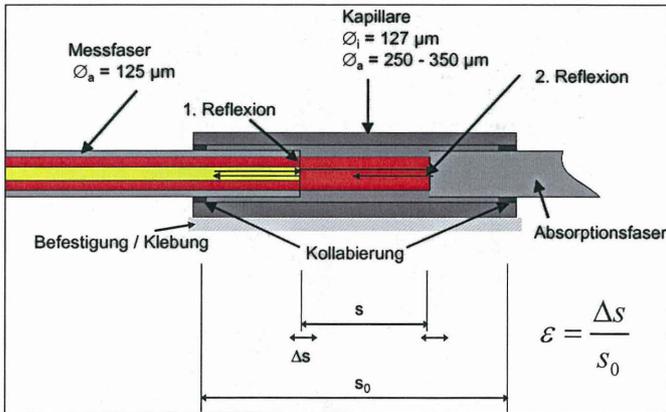
Hier werden zweiarmige Interferometeranordnungen genutzt (Michelson, Mach-Zehnder), die auf Basis der Zweistrahl-Interferenz arbeiten, d.h. das Interferenzsignal zweier Lichtwellen entsteht durch Überlagerung in getrennten Faserarmen. Eine gespannte optische Faser dient als Messfaser, eine mechanisch entkoppelte Faser dient als Referenzfaser z. B. zur Temperaturkompensation. Mit diesen Sensoren können absolute Messwerte erfasst werden. Es wird jedoch eine relativ große Messzeit benötigt. Aus diesem Grund sind dynamische Messungen nur eingeschränkt möglich.

#### **Beispiel – Verformungsmessung an Pfählen:**

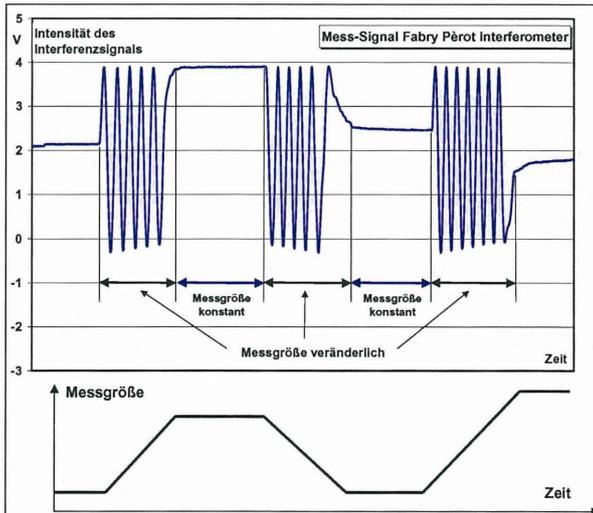
Bereits erfolgreich in der Geotechnik angewendet wird seit einigen Jahren das SOFO-Messsystem, das in Zusammenarbeit zwischen Industriepartnern und der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne entwickelt und heute durch die Firma SMARTEC SA vertrieben wird [INAUDI ET AL., 1999]. Das System beruht auf dem Prinzip der Interferometrie in niedriger Kohärenz und misst die Längendifferenz zwischen zwei Fasern. In einer Monomodefaser geführtes infrarotes Licht (LED) wird dabei durch Koppler in die beiden Faserarme aufgesplittet. Die 0,2 m bis 10 m langen Sensoren erreichen eine Auflösung von



zweiten Faser reflektiert und in die Messfaser zurückgeführt. Bei einer Änderung des Abstands der Stirnflächen kommt es zur Interferenz der beiden reflektierten Anteile in der Messfaser. Der in die zweite Faser (Monomode- oder Multimodefaser) eingekoppelte Strahlungsanteil wird dort absorbiert, so dass keine weitere Reflexion auftritt. Das Prinzip ist in Abb. 4 dargestellt. Die Kapillare wird am Messobjekt fixiert, wodurch die Verformungen auf den Sensor übertragen werden. Die Messbasis von EFPI-Sensoren beträgt nur wenige Millimeter. Es sind sehr hohe Auflösungen und damit sehr präzise Messungen auch bei hoher dynamischer Anregung möglich [POLSTER ET AL., 1998].



**Abbildung 4:** Aufbau und physikalisches Prinzip eines extrinsischen Fabry-Pérot-Interferometers (Die Kapillare wird durch die Kollabierung mit den Faserenden verbunden.)



**Abbildung 5:** Messsignal eines Fabry-Pérot-Interferometers

Aufgrund der Nichtlinearität der Interferenzsignale (Abb. 5) differiert die Empfindlichkeit über die Messdauer, was durch erhöhten messtechnischen Aufwand kompensiert werden kann (z. B. Verwendung mehrerer Wellenlängen). Absolute Messungen erfordern bei diesem Prinzip eine applikationsabhängige Kalibrierung. Mit diesem Prinzip erfassbare Messgrößen sind Verschiebungen, Verformungen, Temperatur, Kräfte, Spannungen sowie dynamische Parameter.

#### **Beispiele:**

Die praktische Anwendung von Fabry-Pérot Interferometern in der Geotechnik beschränkt sich bisher zum Großteil auf Labor- und Forschungstätigkeiten. Für spezielle Fragestellungen werden in der Projektgruppe S.1901 'Faseroptische Sensorik' der BAM Sensorlösungen entwickelt, die auf diesem Prinzip basieren. Eine Variation des Aufbaus ermöglicht auch eine teleskopische Bauform des Sensors ähnlich einem Mikrodistanometer [HABEL, 2003]. In Kooperation mit der Fa. Stump Spezialtiefbau GmbH wurden EFPI-Sensoren und Faser-Bragg-Gitter zu Verformungsmessungen an Ankern im Labormaßstab durch die BAM untersucht. Weiterhin wurde für die Fa. Glötzl GmbH ein faseroptischer Drucksensor entwickelt (s. Folgebeitrag in diesem Tagungsband). Der erfolgreiche Einsatz an realen Bauwerken konnte bereits an Brücken zur Erfassung von Verformungen und Beschleunigungen nachgewiesen werden [HABEL ET AL., 1994].

EFPI-Sensoren werden von der Fa. FISO Technologies, Inc. angeboten. Hierbei ist der Standardaufbau modifiziert durch die Verwendung einer Weißlichtquelle (Weißlichtinterferometer) statt Laserstrahlung und einer Multimodemessfaser [CHOQUET ET AL., 1999]. Vorteilhaft ist die Erfassung absoluter Messwerte unter Anwendung eines vom Hersteller angegebenen Gauge-Faktors. In DORÉ ET AL. (1997) ist die Anwendung dieses Systems zur Verformungsmessung im Aufbau von Asphaltfahrbahnen während der Tauphase beschrieben.

Auf eine Diskussion polarisationsmodulierter Sensoren (s. Tab. 3) wird im Rahmen dieses Beitrages verzichtet, da diese Sensoren vorrangig für die Messung elektrischer Größen zum Einsatz kommen und damit für geotechnische Anwendungen noch relativ unbedeutend sind.

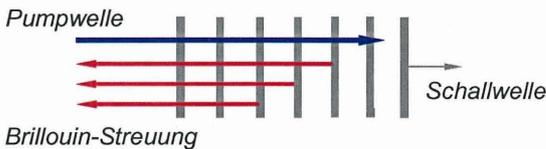
Das nachfolgende Kapitel wird einer speziellen Gruppe von Sensoren, den verteilten Sensoren, gewidmet, da deren Bedeutung in den letzten Jahren stark gestiegen ist.

#### **3.3.4 Verteilte Sensoren**

Zu einer kontinuierlich verteilten Messung verschiedener physikalischer Größen werden insbesondere verschiedene Lichtstreuprozesse genutzt. Auf linearen Lichtstreuprozessen, wie der Rayleigh-Streuung, basiert die bekannte Zeitbereichsreflektometrie, die standardmäßig in der optischen Nachrichtentechnik zur Lokalisierung von Bruchstellen und sonst-

gen Störungen angewendet wird. Durch die Entwicklung leistungsstarker Laser in den letzten Jahren können auch nichtlineare Lichtstreuungseffekte in Glasfasern erzeugt und genutzt werden. Insbesondere in Monomodefasern sind wegen der kleinen Querschnitte hohe Leistungsdichten über große Längen erreichbar, die nichtlineare Phänomene wie die stimulierte Raman- und Brillouin-Streuung hervorrufen.

Die stimulierte Brillouin-Streuung (SBS) ist der dominierende nichtlineare Effekt in einer Monomodefaser, wenn schmalbandiges leistungsstarkes Laserlicht in die Faser eingestrahlt wird. Es handelt sich um eine induzierte Rückstreuung von Licht an Schallwellen im Fasermaterial (Abb. 6). Die Frequenz der rückgestreuten Lichtwelle (Brillouin-Streuung) ist gegenüber der ursprünglichen Lichtwelle (Pumpwelle) zu niedrigeren Frequenzen hin verschoben. Diese Frequenzverschiebung wird Brillouin-Frequenzverschiebung (Brillouin-Frequenz  $f_B$ ) genannt und hängt unter anderem von der Schallgeschwindigkeit ab. Physikalische Größen wie Temperatur und Dehnung verändern die Schallgeschwindigkeit und dadurch die Brillouin-Frequenz einer Faser. Durch Messung der Brillouin-Frequenz einer Faser kann eine Temperatur- und Dehnungssensorik realisiert werden. Eine Standardmonomodefaser besitzt bei Raumtemperatur eine Brillouin-Frequenz von ca.  $f_B = 12,8$  GHz. Temperaturänderungen und Dehnungen verändern  $f_B$  mit ca.  $1,2$  MHz/°C bzw.  $500$  MHz/1% Dehnung [KREBBER, 2001]. Die Abhängigkeiten sind linear. Die stimulierte Brillouin-Streuung kann in einer Monomodefaser von mehreren Kilometern Länge erzeugt und detektiert werden. Die Brillouin-Frequenzverschiebung kann ortsauflösend gemessen werden. Somit kann der Verlauf der Temperatur und der Dehnung auf der Faserstrecke ermittelt werden.

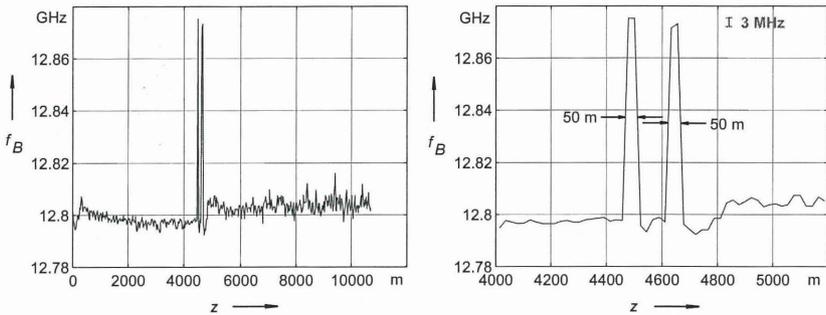


**Abbildung 6:** Entstehung der Brillouin-Streuung in Glasfasern

Zur Realisierung der Ortsauflösung werden reflektometrische Messverfahren, wie die Zeit- und Frequenzbereichsreflektometrie, eingesetzt [KREBBER, 2001]. Z. B. werden bei der Zeitbereichsreflektometrie mittels eines Pulsgenerators sehr kurze Lichtpulse erzeugt und in die Faser geschickt. Aus dem zeitlichen Verlauf der Rückstreuung lassen sich Rückschlüsse auf die Brillouin-Frequenz und somit auf Temperatur und Dehnung in Abhängigkeit vom Faserort ziehen. Die Pulsdauer bestimmt dabei die Größe der Ortsauflösung (10-ns-Pulse entsprechen einer Ortsauflösung von 1 m).

Abb. 7 zeigt den ermittelten Verlauf der Brillouin-Frequenz in Abhängigkeit vom Ort  $z$  an einer 11 km langen Faserstrecke im Labor. Die Strecke besteht aus zwei Standardfasern (ca.

4,5 km und 6,5 km). Der Wert der Brillouin-Frequenz entlang dieser Fasern liegt bei dem Standardwert von ca. 12,8 GHz.



**Abbildung 7:** Verlauf der Brillouin-Frequenz entlang einer 11 km langen Faserstrecke

In ca. der Mitte der Strecke wurden zwei 50 m lange Faserbereiche stark erwärmt bzw. gedehnt. Der Wert der Brillouin-Frequenz dort ist um mehr als 70 MHz angestiegen. Mit Hilfe des Temperatur- und Dehnungskoeffizienten der Brillouin-Frequenz kann dies in einen Temperatur- oder Dehnungsverlauf umgerechnet werden. Es lässt sich mit dem Sensor eine Differenz zwischen den Brillouin-Frequenzen beider 50 m Faserbereiche von nur 3 MHz feststellen. Dies demonstriert eine Auflösung der Brillouin-Frequenz von 3 MHz, welche einer Temperatureauflösung von 2,6 °C und einer Dehnungsauflösung von 0,006 % entspricht.

Ortsauflösende Sensoren werden zur Überwachung großflächiger und räumlich ausgehnter Anlagen eingesetzt. Dabei wird die Faser in geeigneter Weise am Messobjekt befestigt und die Veränderung dieses Messobjektes an einem Ort von der Faser registriert. Es werden insbesondere Sensoren für Temperatur und mechanische Dehnung benötigt. Großbauwerke wie Brücken, Tunnel und große Gebäude können ebenso wie unterirdisch verlegte Gas- und Ölleitungen und insbesondere Bauwerke in Erdbeben- und Bergbaugebieten überwacht werden.

Zusätzlich zur stimulierten Brillouin-Streuung können verteilte Temperaturmessungen auch mit Hilfe der stimulierten Raman-Streuung realisiert werden. Diese ist der Brillouin-Streuung ähnlich und entsteht durch Lichtstreuung an Molekülschwingungen im Festkörper, hier also im Glas.

### Beispiel:

Die Fa. GESO mbH vertreibt das Leckagedetektionssystem GESO-LDS, welches auf der faseroptischen verteilten Temperaturmessung mittels Raman-Streuung basiert [GESO mbH, 2003a]. Das System ermöglicht die kontinuierliche Erkennung und Ortung von Defekten z. B. an Pipelines [GESO mbH, 2003b]. Die bereits erwähnte Zeitbereichsreflektometrie ermöglicht die Ortsauflösung, so dass als Ergebnis die Temperaturverteilung über die gesamte Sensorlänge vorliegt. Die Überwachungslänge pro Messkanal reicht bis 25 km bei

Ortsauflösungen von 1 m bis  $< 5$  m. Die erforderliche minimale Temperaturdifferenz beträgt ca.  $\pm 1^\circ\text{C}$ .

Neben Sensoren, die - wie beschrieben - kontinuierlich verteilte Messgrößen über sehr große Bereiche erfassen, sind weiterhin Sensoren für diskontinuierlich verteilte Messungen verfügbar. Hierzu zählen sogenannte Multireflexionssensoren. In einer optischen Faser werden Bereiche als Messabschnitte ausgebildet, indem an den Anfang und das Ende eines Messabschnitts Reflektoren für die optische Strahlung eingebaut werden. Ein Messabschnitt wird also von zwei Reflektoren gebildet. Die Länge der Messabschnitte wird durch den Abstand der Reflektoren definiert. Mehrere hintereinanderliegende Messabschnitte werden mit dem Messobjekt verbunden und bilden einen Dehnungsprofilsensor, der mittels Zeitbereichsreflektometrie vermessen wird. Ein kurzer Laserpuls (ca. 1 ns) wird eingekoppelt und an den Messpunkten reflektiert. Aus der Messung der Laufzeitdifferenz des Laserpulses in den einzelnen Messabschnitten kann die aktuelle Länge der Messabschnitte und somit die Dehnung berechnet werden. Das Verfahren ermöglicht absolute Messungen. Das Rückstreumessgerät und die Sensorfaser müssen kalibriert sein. Ein Vorteil dieses Messverfahrens ist, dass die Sensorfaser direkt in ein tragendes Bauteil integriert werden kann. Somit können Messgrößenverteilungen über mehrere Meter mit einer Messfaser gemessen werden. Durch die Laufzeitauflösung im Pikosekundenbereich wird eine Auflösung des Dehnungsprofils von ca. 0,3 mm erreicht. Da die Laufzeitmessungen auf einen stabilen Referenzreflektor am Anfang der Messstrecke bezogen werden, gibt es keine Fehlerfortpflanzung bei der Vermessung hintereinander liegender Messabschnitte.

#### **Beispiel – Staumauer:**

Derartige Multireflexionssensoren sind zur Verbesserung der Standsicherheit der Ederstaumauer (südwestlich von Kassel) durch Litzendaueranker (System STUMP) zur Messung der Verformungen in der Krafteinleitungsstrecke installiert [DIETZ ET AL., 2002; HABEL ET AL., 2001]. Insgesamt 10 Anker wurden instrumentiert, um in der Verpressstrecke die Wirksamkeit des Ankerverbunds mit dem anstehenden Baugrund und somit die Tragfähigkeit der Anker langfristig beobachten zu können. Vorab wurden durch Feldtests die notwendigen Verankerungslängen zu ca. 10 m bestimmt. Insgesamt 11 Reflektoren wurden auf einem Aramidstab durch Klebung befestigt, der zentrisch im Ankeraufbau angeordnet ist. Dieses Verfahren ermöglicht eine hohe Auflösung bei der Erfassung absoluter Messwerte über große Strecken. Es müssen jedoch thermisch bedingte Veränderungen der Faser berücksichtigt werden.

### **3.4 Auswahl eines geeigneten Prinzips**

Das wichtigste Kriterium für die Auswahl eines Sensorprinzips ist die genaue Definition der Messaufgabe. Dazu gehört die Definition der anwendungsspezifischen Rahmenbedingungen wie die zu erfassenden Messgrößen und deren beeinflussende Parameter, die Art und Dauer der Datenerfassung und die Art der Sensorinstallation. Weiterhin müssen die mess-

technischen Anforderungen so exakt wie möglich definiert sein. Sind diese Schritte vollzogen, können die Messverfahren und die dafür zur Verfügung stehenden Sensoren festgelegt werden. In Tab. 4 sind die beschriebenen Prinzipien mit für eine Auswahl wesentlichen Merkmalen zusammengefasst.

**Tabelle 4: Eigenschaften und Messgrößen für ausgewählte Sensorprinzipien**

Prinzip: Sensorvarianten	Messgrößen	Eigenschaften
<u>Intensitätsmodulierte Sensoren:</u> Mikrobiegungssensor	Verschiebung, Verformung	- große Querempfindlichkeit (Kompensationen erforderlich) - statische und dynamische Messungen - Messbereich: 0,2 m bis mehrere Meter
<u>Phasenmodulierte Sensoren:</u> Michelson Interferometer Mach-Zehnder Interferometer Sagnac Interferometer	Verschiebung, Verformung, Kraft,	- nur quasi-statische Messungen möglich - absolute Messwerterfassung
<u>Phasenmodulierte Sensoren:</u> Fabry-Pérot Interferometer	Spannung, Temperatur, dynamische Parameter	- hohe Auflösungen und Empfindlichkeiten - schwankende Empfindlichkeit durch periodisch nichtlineares Messsignal - statische und dynamische Messungen - rückwirkungsfreie Messung möglich - applikationsabhängige Kalibrierung
<u>Wellenlängenkodierte Sensoren:</u> Faser-Bragg-Gitter	Verformung, Temperatur	- gute Multiplexfähigkeit - gute Langzeitstabilität - absolute Messwerterfassung - quasi-statische und quasi-verteilte Messungen - Trennung von thermischer und mechanischer Dehnung erforderlich - Rückwirkung auf Messobjekt durch hohe Fasersteifigkeit
<u>Verteilte Sensoren:</u> Rayleigh-Streuung Raman-Streuung Brillouin-Streuung	Dämpfung, Verformung, Temperatur	- statische Messungen - kontinuierlich verteilte Erfassung der Messgröße über lange Strecken - relativ kostenintensive Steuerungs- und Auswerteeinheiten

Für die beschriebenen Sensoren sind detaillierte Spezifikationen (Wertebereiche) z. B. in [HABEL, 2003] gegeben. Eine 'natürliche' Begrenzung für bestimmte Angaben von Werten für die einzelnen Prinzipien ergibt sich aus den spezifischen Eigenschaften faseroptischer Elemente. Zur besseren Transparenz für den Anwender ist eine Standardisierung der Verfahren von großer Bedeutung.

## 4 AUSBLICK

In [DIN EN 61757-1:1999-09] sind Grundspezifikationen, Begrifflichkeiten und die Klassifizierung von LWL-Sensoren bereits behandelt. Es gibt jedoch noch kein geschlossenes Regelwerk für faseroptische Sensoren. Der Anwender ist demzufolge auf die Angaben der jeweiligen Hersteller angewiesen. Diese Angaben fallen jedoch sehr unterschiedlich ausführlich aus, insbesondere bezüglich spezieller Parameter wie Langzeitstabilität, Art der Kompensation von Störeinflüssen oder der Art der Einbettung in Baustoffe. Im vorliegenden Beitrag sind die wesentlichen Parameter erläutert, die es dem Anwender ermöglichen, aus der Vielzahl zur Verfügung stehender physikalischer Sensorprinzipien eine Auswahl für eine bestimmte Messaufgabe treffen zu können.

Die derzeitigen Aktivitäten des Arbeitskreises AK 17 'Faseroptische Verfahren' der GESA (Gemeinschaft Experimentelle Strukturanalyse) konzentrieren sich auf die Erarbeitung von Richtlinien zum Einsatz von faseroptischen Sensoren. In der Projektgruppe S.1901 'Faseroptische Sensorik' der BAM befindet sich ein Labor zur Validierung von faseroptischen Sensoren und Messverfahren im Aufbau. Durch diese Aktivitäten können dem Anwender in naher Zukunft sichere Informationen über die Leistungsfähigkeit und Grenzen der einzelnen Verfahren von kompetenter und unabhängiger Stelle zur Verfügung gestellt werden.

Weiterhin werden in dieser Projektgruppe umfangreiche Forschungstätigkeiten auch im Bereich der Entwicklung von faseroptischen Messverfahren in der Geotechnik durchgeführt. Im Rahmen von BMWA geförderten Forschungsvorhaben befindet sich zum einen ein chemischer faseroptischer Sensor (pH-Sensor) zur Schadensfrüherkennung und Standsicherheitserhöhung am Beispiel von Ankern und Abwasserkanälen in der Entwicklung. Zum anderen wird ein bauteilintegrierbarer Sensor (Smartometer) für die zuverlässige statische und dynamische Beanspruchungsanalyse von Pfahlgründungen entwickelt. In beiden Vorhaben ist ein enger Kontakt zur Industrie durch Mitwirkung einer Vielzahl von Kooperationspartnern gegeben. Weitere beginnende Forschungsaktivitäten betreffen das Monitoring geotechnischer Strukturen mit Hilfe 'intelligenter' Geotextilien. Ergebnisse hierzu werden bei einer der nächsten Fachtagungen vorgestellt werden können.

## LITERATUR

- BLUDAU, W. (1998) "Lichtwellenleiter in Sensorik und optischer Nachrichtentechnik", Springer-Verlag Berlin - Heidelberg - New York.
- CASANOVA, N.; INAUDI, D.; PODHRADSKY, H.; KLING, J. (1999) "Globale Bauwerksüberwachung mit Lichtwellenleitersensoren - Funktionsweise des Systems SOFO und Anwendungsbeispiele" in 13. Sitzung der AG6 Bautechnik, Lochham ([www.smartec.ch](http://www.smartec.ch)).
- CHOQUET, P.; JUNEAU, F.; DADOUN, F. (1999) "New Generation of Fiber-Optic Sensors for Dam Monitoring", Proceedings of the '99 International Conference on Dam Safety and Monitoring, Yichang, Hubei, China.
- DAKIN, J.; CULSHAW, B. (1988) "Optical Fiber Sensors: Principles and Components", Artech House Boston and London.

- DIETZ, K.; GRAUPNER, A.; HOFMANN, D. (2002) "Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Krafteinleitungsstrecke von Verpressankern", in Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 68.
- DIN 1054:2003-01 "Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau", DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH Berlin.
- DIN 1319:1995-01 "Grundlagen der Messtechnik – Teil 1: Grundbegriffe", DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH Berlin.
- DIN 1319:1996-02 "Grundlagen der Messtechnik – Teil 2: Begriffe für die Anwendung von Messgeräten", DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH Berlin.
- DIN 4020:2003-09 "Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke", DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH Berlin.
- DIN EN 61757-1:1999-09 "LWL-Sensoren", Teil 1: Fachgrundspezifikation, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH Berlin.
- DORÉ, G.; DUPLAIN, G. (1997) "Monitoring pavement response during spring thaw using fiber-optic sensors", 12th International Conference on Optical Fiber Sensors, Williamsburg, VA, USA.
- FECKER, E. (1997) "Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels", Ferdinand Enke Verlag Stuttgart.
- GESO mbH (2003a) "Das GESO System", Funktionsprinzip, Systemparameter und Einsatzbereiche der verteilten, faseroptischen Temperaturmesstechnik, Produktinformation ([www.geso-online.de](http://www.geso-online.de)).
- GESO mbH (2003b) "Pipelines", Leckagedetektionssystem GESO-LDS, Produktinformation ([www.geso-online.de](http://www.geso-online.de)).
- GLISIC, B.; INAUDI, D.; NAN, C. (2002) "Pile monitoring during axial compression, pullout and flexure test using fibre optic sensors", 81st Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB), [www.smartec.ch](http://www.smartec.ch).
- HABEL, W. R. (2002) "Eingebettete faseroptische Sensoren für hochaufgelöste Verformungsmessungen in der Zementsteinmatrix", Dissertation, Fachbereich 09 - Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität, Berlin.
- HABEL, W. R. (2003) "Faseroptische Sensoren für Deformationsmessungen - Kriterien für eine zuverlässige Nutzung", in VDI-Berichte 1757, GESA-Symposium 'Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse', VDI Verlag, Düsseldorf.
- HABEL, W. R.; DIETZ, K.; ARNKE, H. (2001) "Felsankerüberwachung in der Ederstaumauer mit Glasfaser-Sensoren" in Wasserwirtschaft 91, 3.
- HABEL, W. R.; HOFMANN, D. (1994) "Determination of Structural Parameters Concerning Load Capacity Based on Fiber Fabry-Pérot-Interferometers" in SPIE, Vol. 2361.
- HOLST, A. (1986) "Klassifizierung faseroptischer Sensoren" in Feingerätetechnik, Berlin 35, 11.
- HOLST, A. (1990) "Klassifizierung und Entwicklungstendenzen der faseroptischen Sensorik" in Feingerätetechnik, Berlin 39, 11.
- INAUDI, D.; CASANOVA, N. (1999) "Deformationsmessungen mit Glasfasersensoren - Anwendung von Lichtwellenleitersensoren zur Überwachung der Bauwerke", TFA Veranstaltung 4371/72, Wildegg, Schweiz ([www.smartec.ch](http://www.smartec.ch)).
- KATZENBACH, R.; MOORMANN, C. (1998) "Messtechnische Überwachung von Baugrube und Gründung des Hochhauses Main Tower in Frankfurt", in Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1998, Heft 55.

- KERSEY, A. D. (1997) "Optical Fiber Sensors", in Optical Measurement Techniques and Applications, Hrg. Rastogi, P. R., Artech House, Inc., Boston London.
- KREBBER, K. (2001) "Ortsauflösende Lichtleitfaser-Sensorik für Temperatur und Dehnung unter Nutzung der stimulierten Brillouin-Streuung basierend auf der Frequenzbereichsanalyse", Dissertation, Ruhr-Universität, Bochum.
- OH, J.-H.; LEE, W.-J.; LEE, S.-B.; LEE, W.-J. (2000) "Analysis of pile load transfer using optical fiber sensor", 6th International Conference of the Application of Stress - Wave Theory to Piles, Sao Paulo, Brasilien.
- OSMOS GMBH (2004) "Monaco - Präventivmessungen am Felshang des exotischen Gartens - eine harte Nuss", Newsletter No. 8 ([www.osmos-group.com](http://www.osmos-group.com)).
- POLSTER, H.; HOFMANN, D. (1998) "Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben - Bestimmung der Parameter und Bewertung der Charakteristika neuartiger faseroptischer Sensorelemente für Bauteile zur Erfassung dynamischer Bauwerksreaktionen", Dynamische faseroptische Prüfverfahren, Az.: Po 418/5-1, DFG - Deutsche Forschungsgesellschaft.
- SCHMIDT-HATTENBERGER, C. (1998) "Bragg grating extensometer rods (BGX) for geotechnical strain measurements", European Workshop on Optical Fibre Sensors, Peebles.
- UDD, E. (1991) "Fiber Optic Sensors", An Introduction for Engineers and Scientists, John Wiley & Sons, Inc.
- WALZ, B. (2001) "Messen in der Geotechnik", Vorlesungsskript, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik.
- WOLFF, R.; MIEßELER, H.-J. (1991) "Die Brücke Schießbergstraße in Leverkusen", Beton 41.

## Autoren

Dr.-Ing. W. R. Habel, Dr.-Ing. K. Krebber,  
Dipl.-Ing. D. Hofmann, Dipl.-Ing. M. Schallert<sup>2</sup>

### BAM

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung,  
Unter den Eichen 87, 12205 Berlin  
Projektgruppe S.1901 'Faseroptische Sensorik'  
Tel.: +49 (0)30 8104-1916  
Fax: +49 (0)30 8104-1917  
web: [www.bam.de/fg-s1.htm](http://www.bam.de/fg-s1.htm)

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann,  
Dipl.-Ing. M. Schallert<sup>2</sup>

### IGB-TUBS

Institut für Grundbau und Bodenmechanik,  
TU Braunschweig  
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig  
Tel.: +49 (0)531 391-2730  
Fax: +49 (0)531 391-4574  
web: [www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)

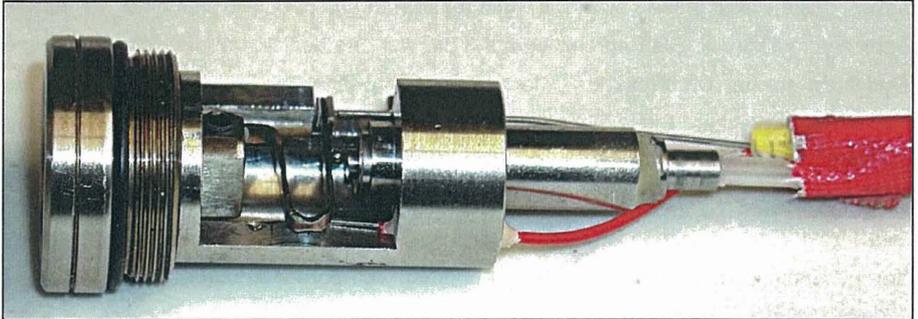
---

<sup>2</sup> Referent

## Langzeitstabilität und Nullpunktkontrolle eines Glasfaserdrucksensorkopfes (EFPI)

Rainer Glötzl

Bei einer Vorbesprechung zu einem Forschungsprogramm mit Kollegen der BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin) haben wir die Möglichkeit eines neuen Spannungssensorkopfes erörtert.



**Bild 1 „Sensorkopf“**

Anlass war die neue Glasfaser- oder Lichtwellenleitertechnik, mit der man störungsfrei von elektrischer Spannung und Blitzeinwirkung nicht nur messen kann, sondern auch Schäden und deren Einwirkung nicht gegeben sind.

Bei der Betrachtung der Möglichkeiten intensitäts-kontrollierter Sensoren oder Bragg-Gitter-Sensoren wurden beide Systeme vorab verworfen oder als nicht so günstig angesehen, da wir bei den intensitäts-kontrollierten Sensoren Leitungseinflüsse haben, die trotz der Line-Neutrality-Compensation nicht zu vermeiden sind.

Die Bragg-Gitter-Sensoren sind aufgrund ihrer relativ geringen Auflösung ebenfalls nur bedingt geeignet. Desweiteren ist eine Beeinflussung des Bragg-Gitter-Sensors durch das nachträglich aufgebrachte Coating-Material noch ungeklärt. Langzeit-Korrosions-Effekte, wie sie manchmal genannt werden, sind noch nicht ausreichend untersucht.

Die Sensoren, die mit Hilfe der Änderung der Polarisierung arbeiten, haben bislang das Problem der Leitungslänge bzw. der Übertragungslänge noch nicht gelöst. Übertragungslängen von > 20 Meter machen immer noch erhebliche Schwierigkeiten.

Das Interferometer, mit dem man sehr hochauflöslich Deformationen - sprich Dehnungen - messen kann, hat das Problem, dass es sich periodisch wiederholt und im Grunde genommen nur eine Online-Messung möglich ist. Interferometrie ist die ungestörte Überwachung zweier Wellensysteme (Zitat Bergmann-Schäfer).

Man hat sich zwischenzeitlich trotzdem für die Interferometer entschieden, da diese durch eine Dynamik von  $3\ \mu\text{m}$ , die entsprechend des Belastungsbereiches aufgelöst werden sollen, ausreichend präzise sind. Die  $3\ \mu\text{m}$  resultieren aus der Deflektion einer Membrane unter Hydraulikdruck. Die Begrenzung auf  $3\ \mu\text{m}$  war erforderlich, um die bislang benutzte Deflektion solcher Druckinserts – wie z. B. mit Schwingender Saite – auf  $20 - 30\ \mu\text{m}$  stärker zu begrenzen. Diese Begrenzung war notwendig, um das plastische Fließen der Membrane bei der starken Wölbung auf  $20 - 30\ \mu\text{m}$  zu vermeiden.

Bild 1 zeigt einen typischen Drucksensorkopf mit Schwingender Saite und die Deflektion – bewirkt durch den Hydraulikdruck eine Änderung der Schwingfrequenz der Saite. Eine höhere Deflektion bringt zwar eine größere Dynamik (Änderung) der Schwingfrequenz, allerdings auch den Nachteil, dass wir bei höherer Deflektion Kriechverhalten/Relaxation bemerken und es über lange Zeit zu einer Verschiebung des 0-Punktes durch plastische Deformation der Membran kommt.

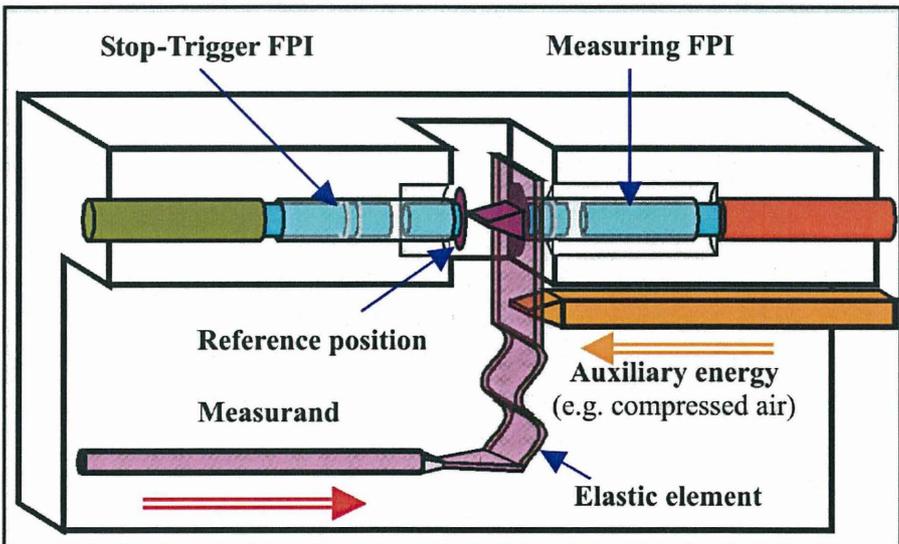
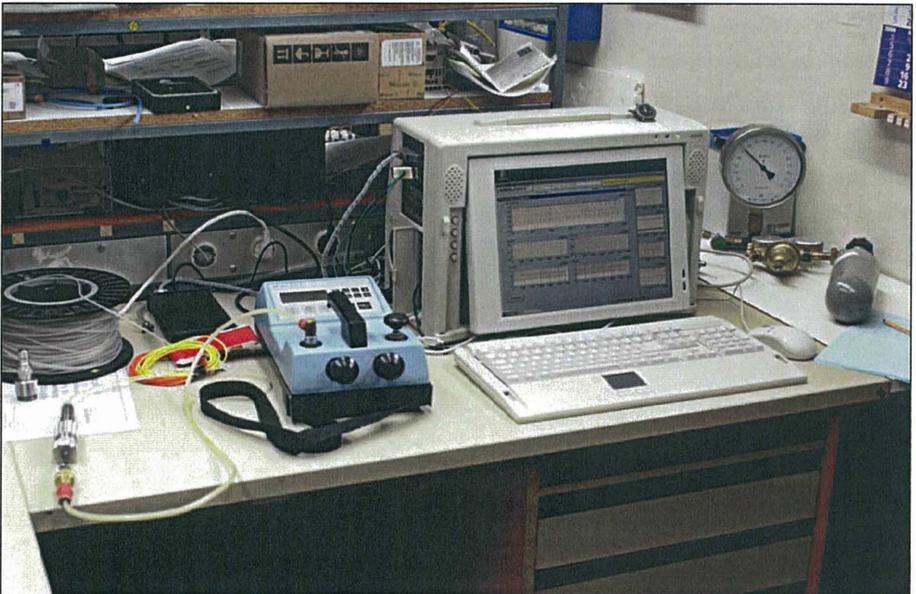


Bild 2 „Prinzip Messmethode“

Dieses Phänomen der Langzeitstabilität ist bislang in der Messtechnik im Grunde genommen für elektrische Geber noch nicht gelöst. Ein Driften oder Shiften des 0-Punktes aber auch der Kalibrierkurve wird bemerkt und konnte bis jetzt weder gemessen noch mit Referenzpunkten oder Redundanz voll erfasst werden.

Ausnahme ist der hydraulische Spannungsdruckgeber, der bislang nach den Erfahrungen bei der Feistritzsperre, welche am 13. - 15. Oktober 2004 in Weimar zum Vortrag kommt, und durch Untersuchungen von wiedergewonnenen Gebern des Gepatsch-Damms, die keine 0-Punkts-Änderungen gezeigt haben („Geotechnische Langzeitmessungen und –auswertungen an einem Schüttdamm mit Asphaltinnendichtung“, F. Neuschitzer, Klagenfurt/R. Glötzl, Rheinstetten).

Nochmals kurz die Problematik: Messgeräte, die im Staudamm – ob Erddamm oder Schwergewichtsmauer, oder im Tunnelbau in Schüttungen, in Brücken eingebaut sind, sind verloren und nicht wiedergewinnbar. Es ist also nicht möglich, die Geräte nachzukalibrieren. Bei den elektrischen Gebern - ob Schwingende Saite oder Piezokristalle oder auch DMS-Geber - ist ein Driften, und sei es erst nach drei Jahren, sehr deutlich zu bemerken.



**Bild 3 „Versuchsaufbau“**

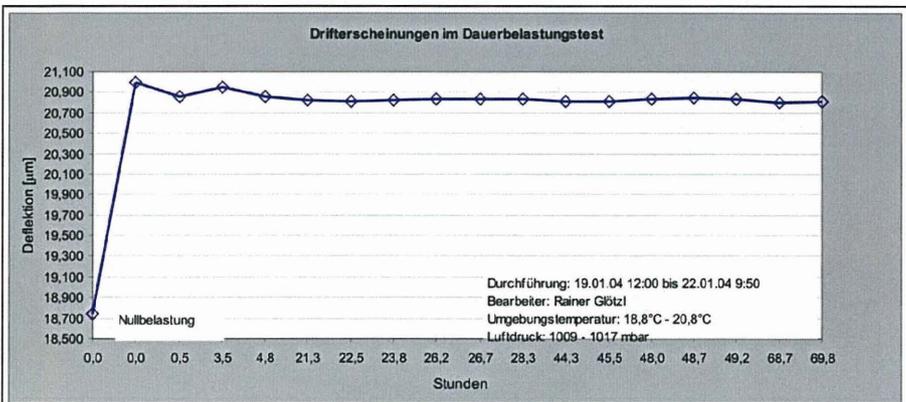
Um es richtig zu stellen: Es geht hier nicht um Untersuchungen im Kurzzeitbereich von bis zu zwei oder drei Jahren, sondern um die Beobachtung und Überwachung des Spannungs- und Deformationsverhaltens von Bauwerken über Jahrzehnte hinweg. Diese Forderung ist speziell beim Staudammbau ausdrücklich gegeben.

Der Einsatz von sogenannten 0-Punkt-Gebern usw. hat sich als nicht betrachtungswürdig erwiesen, da die Drifterscheinungen bei den Geräten von Unterschieden wie z. B. Materialchargen, von Belastungszyklen, von Umwelteinflüssen und natürlich auch Belastungshöhen beeinflusst sind.

Aufgrund dieser Probleme haben wir uns entschlossen, einmal das Problem der Absolutmessung beim Interferometer sowie eine unabhängige Messung des 0-Punktes mit in Angriff zu nehmen.

Verschiedene Lösungswege wurden gefunden: einmal dass man mit Temperatureinfluss (mit einer Heizung) den Interferometerstift zurückgeschoben hat oder – wie hier vorgestellt – mit Druckluft.

Validierungsversuche haben eine sehr gute Auflösung und eine erstaunliche Wiederholgenauigkeit der 0-Punkt-Messung erbracht. Die 0-Punkts-Messung, bei der also beim Interferometer zu den Ausgangspunkten zurückgefahren wird und danach wieder bis zur Berührung ausgefahren wird. Bei diesem Vorgang werden die Interferenzstreifen bzw. die periodischen Werte aufgezeigt. Die Interferenzstreifen können gezählt werden und führen dadurch zum Absolutwert der Deflektion.



**Bild 4 „Langzeittest“**

Wir sehen also, dass durch diese zusätzliche Messung nicht nur der 0-Punkt kontrolliert, sondern der Absolutwert erfasst wird.

Diese 0-Punkts-Messung wird in der Regel bei jeder Messung durchgeführt. Theoretisch könnte man darauf auch periodisch verzichten, doch dies sollte das Thema für eine zusätzliche Untersuchung in der Zukunft sein.

Zur Zeit werden Langzeitkalibrierversuche gefahren mit Temperaturgängen und Belastungszyklen, um nicht nur Hysteresis, sondern auch die angesprochene Langzeitstabilität zu untersuchen. Die bisherigen Ergebnisse geben zu Optimismus Anlass und die Untersuchungen werden weitergeführt.

Die Geräte werden in Bälde bei einem Forschungsprogramm im Tunnelbau sowie im Staudambau in Japan zu einer ersten Erprobung kommen und ich werde bei gegebenen Ergebnissen dies gerne wieder vortragen.

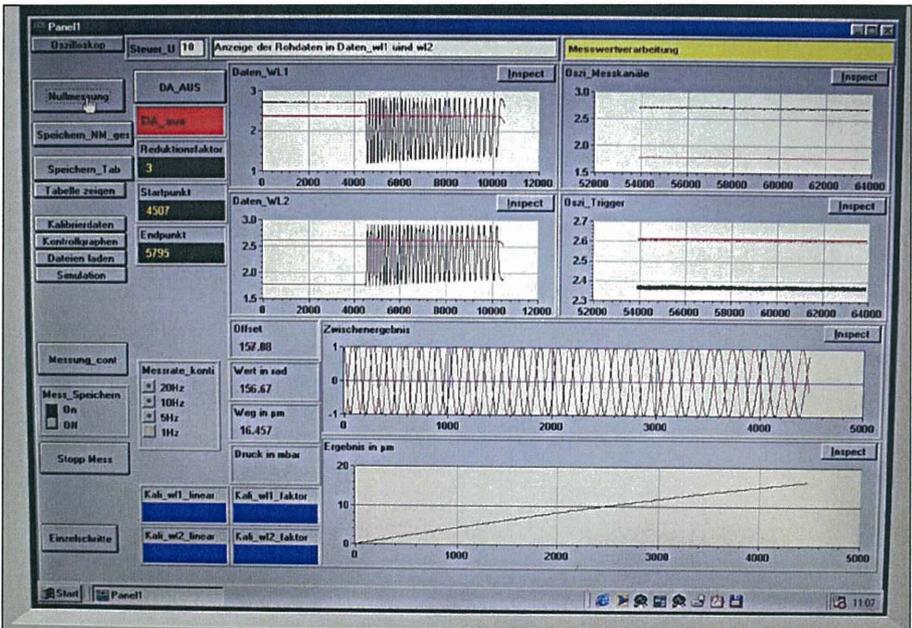


Bild 5 – Interferenzstreifen und Messung

Ich danke Ihnen für Ihr Interesse.

Rainer Glötzl

Glötzl Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH

Forlenweg 11

D-76287 Rheinstetten

Tel.: (07 21) 51 66 – 0

Fax: (07 21) 51 66 – 30

E-Mail: [rainer@gloetzl.com](mailto:rainer@gloetzl.com)

## Baubegleitende FE-Modellierung der Schleuse Uelzen II

Jan Kayser, Radu Schwab, Thomas Benz

### 1. Einleitung

Die im Verlaufe des Elbe-Seitenkanals anstehende Wasserspiegeldifferenz von 61 m zwischen Elbe und Mittellandkanal wird durch die Schleuse Uelzen I und das Schiffshebewerk Scharnebeck überwunden. Die Schleuse Uelzen I, eine sehr filigrane, mit Rippen ausgesteifte und in mehrere Blöcke unterteilte Konstruktion, überwindet dabei einen Höhenunterschied von 23 m. Hervorgerufen durch unerwartet großen Bewegungen der 1976 in Betrieb genommenen Schleuse, versagte 1992 ein die Blöcke verbindendes Fugenband. Die daraufhin einsetzende Sanderosion führte zur Schiefstellung des unterspülten Schleusenblocks und einer nachfolgenden umfangreichen Sanierung des gesamten Bauwerks. Die Schleuse Uelzen II wird derzeit in einer lichten Entfernung von 30 m von der bestehenden Schleuse gebaut (Bild 1). Sie soll später parallel zur Schleuse Uelzen I betrieben werden und so einen unterbrechungsfreien Betrieb gewährleisten, da ein langfristig sicherer Betrieb der alten Schleuse trotz eines umfangreichen Beobachtungssystems nicht gewährleistet werden kann (Eißfeldt & Siebenborn, 1998; Wachholz, 1997).



Bild 1: Die Schleuse Uelzen I (links) und die im Bau befindliche Schleuse Uelzen II (rechts)

Für den Bau der neuen Schleuse Uelzen II wurde eine 18 m tiefe, 53 m breite und 263 m lange, mit Betonträgern ausgesteifte Baugrube hergestellt (Bild 2); die Baugrubensohle wurde im HDI-Verfahren hergestellt. Die Verformungen des Gesamtsystems, bestehend aus der Schleuse Uelzen I und der Baugrube der Schleuse Uelzen II, wurden bereits in der Planungsphase durch eine FE-Berechnung abgeschätzt (*Class A Prediction*). Baubegleitende geotechnische Messungen in Verbindung mit dem ständig, den aktuellen Verhältnissen angepassten FE-Modell (*Class B1 Prediction*), gewährleisteten einen sicheren Schleusenbetrieb auch während des Baubetriebs und ermöglichten es, gegebenenfalls den Bauablauf zu beeinflussen, wenn sich zu große Deformationen einstellten. Das geotechnische Messprogramm umfasste die Messung der Deformationen und Erddrücke zwischen den Schleusen, der Hebung der Baugrubensohle sowie der Steifenkräfte in der Baugrube (Kayser, 2000).



Bild 2: Mit Betonträgern ausgesteifte Baugrube neben der alten Schleuse Uelzen I (links)

Die größte Schwierigkeit innerhalb der FE-Berechnung stellte die Kalibrierung der verwendeten Stoffgesetze auf den anstehenden Baugrund dar, welcher sich aus einer oberen Sand-Auffüllung, Geschiebemergel und den darunterliegenden Unteren Sanden zusammensetzt. Die Auffüllung ist locker bis mitteldicht gelagert, wurde jedoch durch die Bewegungen der Schleusenwände der alten Schleuse in deren Umgebung weiter verdichtet. Die Bodenparameter wurden zunächst durch Korrelationen mit den Ergebnissen von CPT Messungen ermittelt. Für die zweistufig durchgeführte primäre Kalibrierung der Geschie-

bemergeigenschaften wurden sowohl Oedometer- als auch Triaxialversuchen herangezogen: Die zunächst statistisch gemittelten Parameter aus Labortests wurden durch Rückwärtsanalyse und Vergleich mit den Laborergebnissen ausgewählter Proben bestätigt, bzw. modifiziert. Zur Kalibrierung der Parameter für die sehr dichten unteren Sande lagen Ergebnisse aus Drucksondierungen vor. Die so gewonnenen Parameter wurden anschließend durch eine Rückwärtsanalyse der Setzungen der alten Schleuse sowie der Belastungstests der Verankerungspfähle der Baugrubensohle weiter verbessert. Das gesamte FE-Modell wurde baubegleitend an den gemessenen Spannungen und Verformungen der ersten Bauabschnitte weiter kalibriert.

Im folgenden werden die FE-Berechnungen mit einem verbesserten Bodenmodell sowie die in-situ Messergebnisse dargestellt. Der Vergleich der numerischen Berechnungen mit den vorhandenen Messergebnissen gibt dabei Auskunft über die Qualität der Prognosen und ist hinsichtlich der Umsetzung eines Beobachtungskonzepts nach DIN 4020 von besonderem Interesse.

## **2. Projektbeschreibung**

Die Schleuse Uelzen I mit einer Kammerlänge von 185 m und einer Kammerbreite von 12 m ist in elf flachgegründete, mit Fugenbändern verbundenen Blöcke unterteilt. Die ca. 30 m hohen und lediglich 75 cm stark ausgeführten Kammerwände sind mit 1,5 m dicken und bis zu 8 m langen Stahlbetonrippen ausgesteift. Die akkumulierten, während der Schleusungen auftretenden Deformationen der insgesamt sehr biegeweichen Konstruktion der Schleuse Uelzen I führten 1992 nach 16 Jahren Betrieb zum Versagen eines Fugenbandes zwischen Unterhaupt und dem ersten Schleusenblock. Die nachfolgend eintretende Sanderosion führte zu einer Verkantung des betroffenen Schleusenblocks und umfangreichen (erfolgreich durchgeführten) Sanierungsmaßnahmen.

Die derzeit sich im Bau befindliche Schleuse Uelzen II hat eine Kammerlänge von 190 m und eine Kammerbreite von 12,5 m. Im Gegensatz, der sich in einem Achsabstand von 70 m befindlichen Schleuse Uelzen I, wurde nun eine sehr biegesteife Konstruktion gewählt.

Der anstehende Baugrund besteht aus Geschiebemergel und den Unteren Sanden. Der angetroffenen Geschiebemergel besitzt eine undränierete Scherfestigkeit von  $c_u = 200 - 700$  kPa. Die Unteren Sande, auf denen sowohl die alte als auch die neue Schleuse ge-

gründet sind bestehen aus enggestuftem Mittel- und Feinsand. Durch die eiszeitlichen Überlagerungsdrücke weisen die Untere Sande auch heute noch eine sehr große Lagerungsdichte auf; die in Spitzendrucksondierungen gemessenen Spitzendrücke liegen i.d.R. bei  $q_c > 50$  MPa. Sand kommt weiterhin auch bei alle Auffüllungen im Bereich der Schleusen zum Einsatz.

Das Grundwasserpotential steht bei ca. 45 mNN an (Bild 3). Es ist im Bereich des Geschiebemergels bis auf 30 – 32 mNN gespannt, so dass auf die Baugrubensohle der Schleuse Uelzen II ein Wasserüberdruck von ca. 15 mWS wirkt, welcher im Bauzustand von einer 2 m mächtige HDI Dichtungssohle aufgenommen wird.

Für die Sicherstellung eines sicheren Schleusenbetriebs auch während der Bauphase wird die Beobachtungsmethode herangezogen. Das exemplarisch in Bild 3 anhand eines von acht Messquerschnitten dargestellten Messprogramms (Kayser, 2000) wurde für das Schleusensystem Uelzen I & II umgesetzt. Die Zielsetzung war dabei wie folgt:

- Ermittlung der Verformungen und Erddrücke zwischen alter und neuer Schleuse.
- Ermittlung der Hebungen der Baugrubensohle (Uelzen II).
- Bestimmung der Steifenkräfte in der Baugrube.

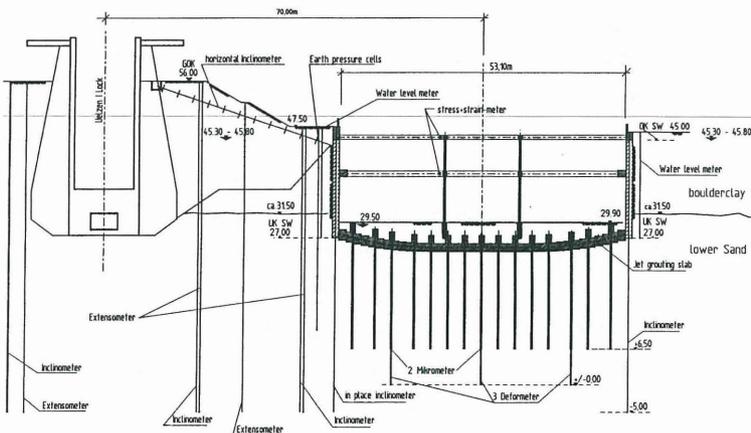


Bild 3: Schnitt durch die ausgesteifte Baugrube mit Messinstrumentierung (MQ1)

### 3. FE Modellierung

Sowohl zur Erstellung einer ersten Prognose für die während der Baumaßnahme zu erwartenden Spannungen und Verformungen im Baugrund (*Class A Prediction*) als auch für die weitere baubegleitende Modellierung (*Class B1 Prediction*) wird das in Bild 4 dargestellte FE-Modell verwendet. Der Bauablauf der alten und der neuen Schleuse ist in dem FE Modell stufenweise in 35 Schritten abgebildet:

- Ausgangsspannungszustand, Vorbelastung, Entlastung (3 Schritte)
- Aushub, Bau und Betrieb der alten Schleuse (9 Schritte)
- Aushub für den Bau der zweiten Schleuse (16 Schritte)
- Bau und Betrieb der zweiten Schleuse (7 Schritte)

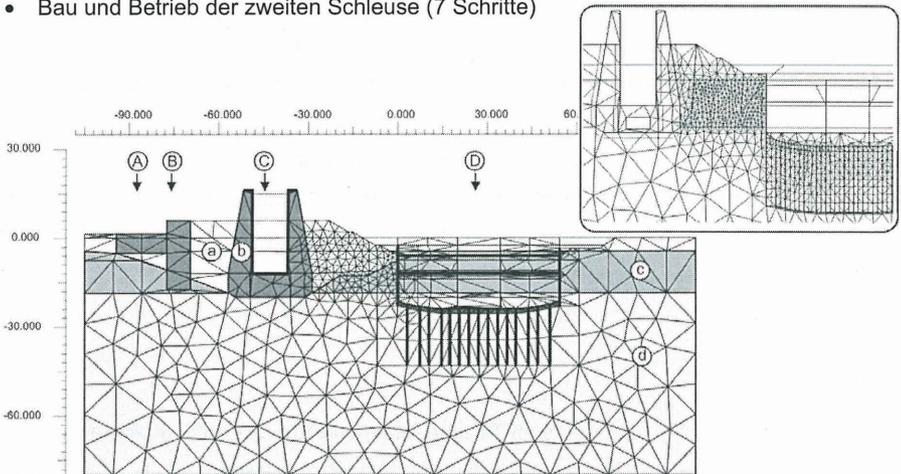


Bild 4: FE Modell der Schleusen Uelzen I & II. Bebauung: A: Sparbecken; B: Pumpenhaus; C: Alte Schleuse; D: Baugrube der neuen Schleuse. Geotechnische Materialien: a: Sandauffüllung, b: Sand zwischen den Schleusenrippen; c: Geschiebemergel; d: Untere Sande.

Da insbesondere die Auswirkungen der Baumaßnahme auf die in Betrieb befindliche Schleuse von Interesse ist, wurde diese selbstverständlich in das FE Modell einbezogen. Zum Einsatz kam das 2D FE Programm PLAXIS (Brinkgreve 2002) mit einem anfänglich sehr groben Netz, das dann später im Zuge der *Class B1 Prediction* weiter verfeinert wurde (Bild 4 - rechts oben).

Zur Simulation des Stoffverhaltens kamen folgende Stoffgesetze zum Einsatz:

- Ein linear elastisch – perfekt plastisches Stoffgesetz mit einer *Mohr-Coulomb* Bruchbedingung.

Die benötigten Eingabeparameter setzten sich zusammen aus dem Steifemodul  $E$  und der Querdehnzahl  $\nu$  zur Beschreibung des elastischen Verhaltens sowie den Festigkeitsparameter  $\varphi$  und  $c$ . Der Dilatanzwinkel  $\psi$  beeinflusst das volumetrische Verhalten des Materials im plastischen Zustand.

- Das in PLAXIS verfügbare nichtlineare elastoplastische *Hardening Soil* Modell.

Die Eingabeparameter für dieses Modell umschließen neben den Mohr-Coulomb Festigkeitsparametern (oben) einen Exponenten  $m$  zur Beschreibung spannungsabhängiger Steifigkeit, Steifigkeitsmodule für deviatorische und volumetrische Erstbelastung ( $E_{50}^{ref}$  und  $E_{oed}^{ref}$ ), sowie Steifigkeit und Querdehnzahl bei Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgängen. Die Fließfläche des *Hardening Soil* Modells entspricht im Wesentlichen der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung, die Kappe basiert auf den Critical State Soil Mechanics Prinzipien.

#### 4. Class A Prediction

In der *Class A Prediction* wurden die in Tabelle 1 dargestellten Materialparameter als Eingabeparameter zu den oben beschriebenen Stoffgesetzen verwendet. In diesem Abschnitt wird ausschließlich auf die Ableitung der verwendeten Parameter von gemessenen Bodeneigenschaften eingegangen – die Resultate der so erstellten Prognose im Vergleich zu den gemessenen Werten ist im nächsten Abschnitt dargestellt.

Tabelle1: Materialgesetze und Parameter der *Class A Prediction*.

	Mat. Ges.	D/U	c [kPa]	$\varphi$ [°]	$\psi$ [°]	$\nu$ [-]	$E_{50}^{ref} / E$ [MPa]	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$E_{ur}^{ref}$ [MPa]	M [-]
Obere Auffüllung	MC	D	0	35	5	0.3	50			
Mittlere Auffüllung	MC	D	0	32	2	0.3	35			
Untere Auffüllung	MC	D	0	30	0	0.3	20			
Geschiebemergel	HS	D/U	8	36	10	0.2	16	11	47	0,8
Untere Sande	HS	D	0	43	13	0.2	130	123	290	0,6

#### 4.1 Auffüllung

Die Auffüllung im Bereich der alten Schleuse ist locker bis mitteldicht gelagert. Spitzendrucksondierungen ergaben Spitzendrucke im Bereich von 5 – 10 MPa wie rechts in Bild 6 dargestellt. Spitzendrucke bis zu 20 MPa wurden jedoch im oberen Bereich der Auffüllung gemessen, in dem der Sand von der zyklischen Belastung der Kammerwand verdichtet wurde. Im Rechenmodell wurde die somit unhomogene Auffüllung durch drei Bereiche gleicher Materialeigenschaften modelliert. Zur Verwendung kam zunächst das einfache linear elastische – perfekt plastische Stoffgesetz wobei die Materialparameter über Korrelationen mit den Sondierergebnissen (Kulhawy et al., 1990) abgeschätzt wurden.

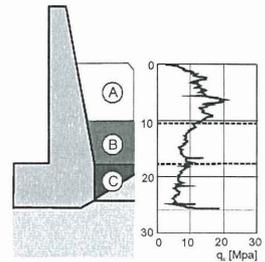


Bild 6: Auffüllung in drei Bereiche A, B und C gleicher Materialeigenschaften eingeteilt.

Bei der Auffüllung weiterhin zu beachten war, dass sich zwischen den Aussteifungsrippen der alten Schleuse ein Siloeffekt einstellt, der sich mit der hier vorgestellten 2D Berechnung im ebenen Verzerrungszustand natürlich nicht ohne weiteres simulieren lässt. Durch ergänzende FE Berechnungen in mehreren horizontalen Schnitten wurde dieser Siloeffekt zwischen den Rippen als Funktionen deren Abstands quantitativ erfasst und gemäß Bild 7 in einen äquivalenten Modul umgerechnet.

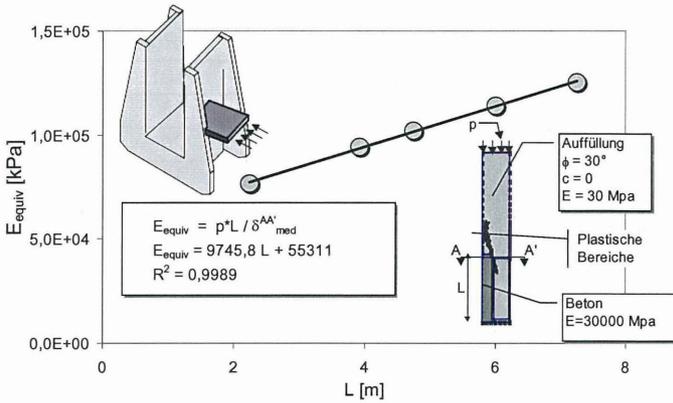


Bild 7: Bestimmung des äquivalenten Moduls für die Stahlbetonrippen und die dazwischenliegende Auffüllung einschließlich der Berücksichtigung des Siloeffekts zwischen den Rippen.

#### 4.2 Geschiebemergel

Statistisch gemittelte Werte aus Oedometer und Triaxialversuchen des recht inhomogenen Geschiebemergels wurden für eine erste Beschreibung dieses Materials mit dem *Hardening Soil* Modell herangezogen. Vergleiche von numerisch nachberechneten Laborversuchen mit den Laborergebnissen ausgewählter Proben ergab eine ausreichende Übereinstimmung in dem für die FE Berechnung relevanten Spannungsbereich wie z.B. in Bild 8 dargestellt.

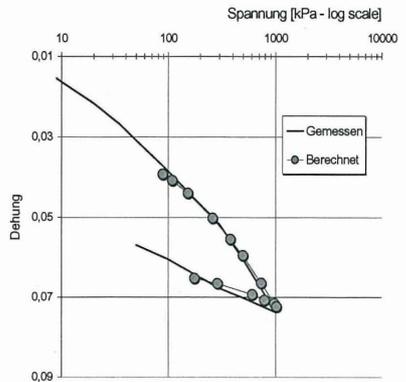


Bild 8: Kalibrierung des *Hardening Soil* Modells auf den Geschiebemergel mittels nachberechnetem Oedometerversuch.

### 4.3 Untere Sande

Die Materialparameter der Unteren Sande wurden zunächst über Korrelationen mit den Ergebnissen von ca. 20 durchgeführten Drucksondierungen ermittelt. Die so definierte nichtlineare Charakteristik des auch hier verwendeten *Hardening Soil* Modells wurde zunächst durch Setzungsberechnungen der alten Schleuse verifiziert. Die berechneten Setzungen von 4,5 mm waren jedoch etwas größer als die gemessenen Setzungen, die im Bereich von 1,5 – 3 mm streuten. Da ein Vergleich unter solch geringen Verformungen nicht komplett aussagekräftig erschien wurde als weitere Bestätigung die vorhandene, in Bild 9 dargestellte Pfahl-Probebelastung nachberechnet. Auch hier ergab sich eine ausreichend gute Übereinstimmung zwischen Messung und berechnetem Materialverhalten.

## 5. Class B1 Prediction

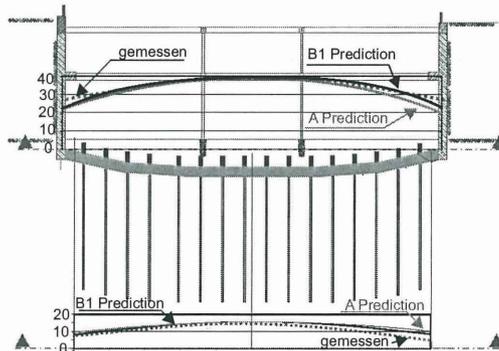
Durch Vergleich der gemessenen Verformungen und Kräfte am Ende des Baugrubenausbaus mit den numerisch berechneten Größen wurden die wie in Abschnitt 4 beschrieben vorab definierten Spannungs-Dehnungsbeziehungen der verwendeten Materialmodelle der geotechnischen Realität weiter angepasst. Wie im folgenden beschrieben musste im Falle der Auffüllung sogar das höherwertige *Hardening Soil* Stoffgesetz eingesetzt werden da mit dem zunächst verwendeten einfacheren linear elastisch – perfekt plastischen Materialgesetz keine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten gefunden werden konnte. Die im Rahmen der *Class B1 Prediction* verwendeten Materialparameter des (nun ausschließlich verwendeten) *Hardening Soil* Modells sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle2: Materialgesetze und Parameter der *Class B1 Prediction*.

	Mat. Ges.	D/U	c [kPa]	$\varphi$ [ ° ]	$\psi$ [ ° ]	$\nu$ [ - ]	$E_{50}^{ref}$ [MPa]	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$E_{ur}^{ref}$ [MPa]	M [ - ]
Obere Auffüllung	HS	D	0	35	5	0.3	48	40	144	0,5
Mittlere Auffüllung	HS	D	0	32	2	0.3	42	35	126	0,5
Untere Auffüllung	HS	D	0	30	0	0.3	36	30	108	0,5
Geschiebemergel	HS	D/U	26	33	10	0.2	20	16	62	0,8
Untere Sande	HS	D	0	43	13	0.2	104	90	320	0,6

### 5.1 Hebung der Baugrubensohle und Verhalten der Unteren Sande

Die gemessene Hebung der Baugrubensohle von bis zu 39 mm wurde wie in Bild 9 dargestellt im mittleren Bereich schon mit der a priori *Class A Prediction* sehr gut erfasst. Die Verformungen an den Baugrubenwänden wurden hier jedoch bis zu 20% unterschätzt weshalb die Steifigkeit der Unteren Sande geringfügig nach unten korrigiert werden musste. Weiterhin wurde die Dilatanz in den Interface-Elementen zwischen Verbauwand und Boden korrigiert wodurch die Diskrepanz in gemessenen Verformungen und berechneten Baugrubenhebungen der *Class B1 Prediction* bis auf 10% reduziert werden konnte. Die verbleibenden Fehler sind mit hoher Wahrscheinlichkeit auf das weitgehend unbekannte Verhalten der Verbindung zwischen Dichtwand und HDI Sohle zurückzuführen. Auch die in den GEWI Pfählen gemessenen Kräfte konnten im Rahmen der *Class B1 Prediction* mit



sehr hoher Genauigkeit abgebildet werden.

Bild 9: Hebungen der Baugrubensohle in [mm]. Vergleich des gemessenen mit den berechneten Hebungsverläufen.

### 5.2 Horizontalverschiebung der Verbauwand und Verhalten des Geschiebemergels

Die in Bild 3 rechts dargestellte Verbauwand stützt nahezu über Ihre komplette Höhe den Geschiebemergel, dessen Materialparameter wie zuvor beschrieben mittels Laborexperimenten bestimmt wurden. Wie in Bild 10 dargestellt überschätzt die *Class A Prediction* die horizontalen Verschiebungen der Verbauwand jedoch um nahezu 60% da sich im Geschiebemergel offensichtlich nicht die berechneten aktiven plastischen Bereiche einstellen. Eine Korrektur der im Labor (u. A. aufgrund von Probenstörungen?) zu gering ermittelten Scherfestigkeit des Geschiebemergels und eine Erhöhung von dessen Steifigkeit um ca. 20% ergab in der *Class B1 Prediction* eine nahezu perfekte Übereinstimmung der be-

rechneten und gemessenen horizontalen Verschiebungen. Weiterhin stimmten die gemessenen Steifenkräfte von 1500 kN in der oberen Lage und 5500 kN in der unteren Lage sehr gut mit den Steifenkräften der *Class B1 Prediction* von 1400 kN in der oberen Lage und 5080 kN in der unteren Lage überein.

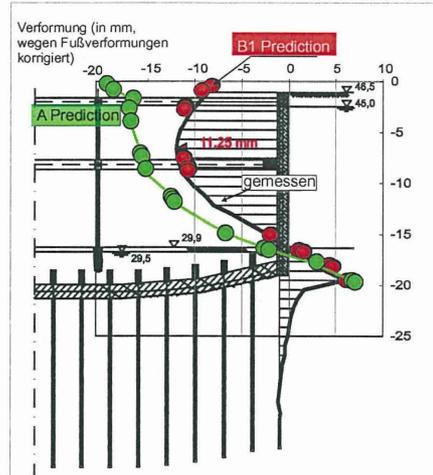


Bild 10: Horizontalverschiebung der rechten Verbauwand.

### 5.3 Verhalten der Auffüllung zwischen den Schleusen

Die Modellierung der Sand-Auffüllung zwischen den Schleusen stellte sich selbst in der *Class B1 Prediction* als höchst problematisch heraus. Zwar wurde das aufgrund mangelnder Baugrundinformationen in der *Class A Prediction* eingesetzte linear elastische – perfekt plastische Stoffgesetz in der *Class B1 Prediction* von dem höherwertigen *Hardening Soil* Materialgesetz abgelöst, doch konnte selbst hier durch Variation der Materialparameter die gemessenen Verformungen in der Auffüllung nicht nachgebildet werden (Bild 11).

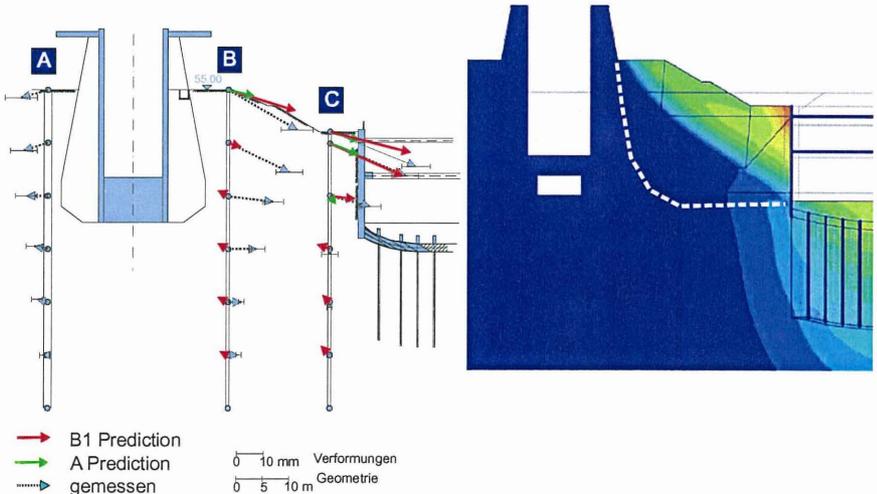


Bild 11: Vergleich von gemessenen und berechneten Verformungen in der Auffüllung.

Wie in Bild 11 ersichtlich, konzentriert sich die berechnete Verformung im oberen Bereich der Auffüllung. Die tatsächlich gemessenen Verformungen im Bereich der unteren Auffüllung kann mit dem verwendeten elasto-plastischen Stoffgesetz nicht modelliert werden. Ursache hierfür ist wahrscheinlich ein Mechanismus, der mit dem verwendeten Stoffgesetz nicht nachempfunden werden kann. Der in Bild 12 dargestellte zeitliche Setzungsverlauf der Auffüllung kann durch Extensiometermessungen tendenziell auch in der unteren Auffüllung nachgewiesen werden. Offensichtlich besteht also weniger ein Zusammenhang zwischen Setzung der Auffüllung und Baugrubenaushub, als vielmehr ein Zusammenhang zwischen ersterem und dem Betrieb der alten Schleuse. Die Schleusungsvorgänge, die i.d.R. 20 Minuten benötigen rufen in der Auffüllung zwar hauptsächlich reversible, elastische Verformungen hervor, doch zeigen sich auch bleibende, plastische Deformationen von ca. 20 – 30  $\mu\text{m}$  pro Schleusungsvorgang, die sich kontinuierlich in der Auffüllung akkumulieren. Die numerische Modellierung dieses quasi-statischen zyklischen Phänomens setzt sehr hohe Anforderungen an das verwendete Stoffgesetz - es erfordert die Bereitstellung eines Mechanismus das selbst das höherwertige *Hardening Soil* Modell nicht bieten kann. Ein neues Stoffgesetz auf Grundlage der *Bounding Surface* Plastizität, das sich für die Berechnung solcher quasi-statischer zyklischer Vorgänge hingegen gut eignet, wird derzeit an der BAW in Zusammenarbeit mit der Universität Stuttgart entwickelt.

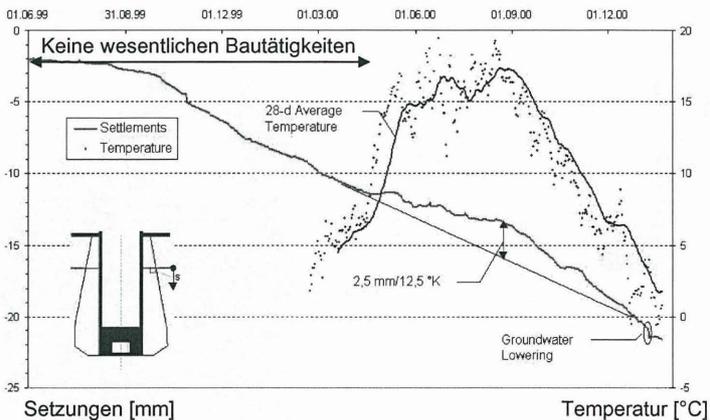


Bild 12: Setzungen der Auffüllung über die Zeit aufgetragen. Der Verlauf der Setzungen bleibt auch nach Aufnahme der Bautätigkeiten nahezu konstant – von den dargestellte Temperatureinflüssen abgesehen.

## 6. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die baubegleitende FE-Modellierung der Schleuse Uelzen II, insbesondere der Vergleich der a priori Vorhersage (*Class A Prediction*) und des kalibrierten Modells (*Class B1 Prediction*) mit den gemessenen Verformungen und Kräften am Ende des Baugrubenaushubs, führte dank eines sehr gut instrumentierten Messprogramms zu folgenden Erkenntnissen:

- Selbst ein sehr einfaches FE Modell kann gute Vorhersagen für das Verhalten eines sehr komplexen Baugrund-Bauwerk Interaktionsproblems liefern, vorausgesetzt jegliche vorhandene Information wird für eine fortlaufende Modellkalibrierung verwendet.
- Die lückenlose Simulation der gesamten Belastungsgeschichte (hier: eiszeitliche Vorbelastung, Bau und Betrieb der alten sowie der neuen Schleuse) ist eine wesentliche Voraussetzung für eine hohe Prognosenqualität.
- Ein einfaches linear elastisch – perfekt plastisches Stoffgesetz ist nicht geeignet, das von Schub dominierte Verhalten von Boden zwischen zwei benachbarten Bauwerken abzubilden (hier: Auffüllung).
- Vertikale Verformungen der Baugrubensohle, die durch annähernd reine Kompression gekennzeichnet sind können mit einem nichtlinearen Stoffgesetz, das eine spezielle Steifigkeit für Ent- und Wiederbelastung vorsieht, sehr gut modelliert werden.
- Modellierung von quasi statischen Vorgängen, wie z.B. Schleusungen, erfordern höherwertige Stoffgesetze mit erweiterten Mechanismen für zyklische Belastungen, so wie z.B Modelle aus der Familie der *Bounding Surface* Plastizität.

Die Durchführung baubegleitender numerischer Berechnungen eignet sich hervorragend dazu, Vorgänge und Mechanismen im Boden zu verstehen. Gleichzeitig können durch eine baubegleitende Berechnung bestmögliche quantitative Aussagen über diese getroffen werden.

### Literatur

BRINKGREVE, R. B. J. 2002: „*Plaxis Version 8*“, Balkema, Rotterdam.

EIßFELDT, F.-P.; SIEBENBORN, G. 1998: „*Fugenmonitoring Schleuse Uelzen*“, Messen in der Geotechnik, S. 123-138, Braunschweig 1998

KAYSER, J. 2000: „*Geotechnische Messungen für einen Schleusenneubau*“, Messen in der Geotechnik, S. 117-126, Braunschweig 2000

KULHAWY, F. & MAINE, P. 1990: „*Manual on estimating soil properties*“, EPRI Res. Rept. EL-6800, California: EPRI

WACHHOLZ, T. 1997: „*Neue Schleusen im Bereich der Wasserschifffahrtswegs Mitte*“, Binnenschifffahrt, Nr. 9, S. 32-34

### **Kontaktinformationen**

Dr.-Ing. Jan Kayser (jan.kayser@baw.de)

Dr.-Ing. Radu Schwab (radu.schwab@baw.de)

Dipl.-Ing. Thomas Benz (thomas.benz@baw.de)

Bundesanstalt für Wasserbau

Kußmaulstraße 17

76187 Karlsruhe

## **Sicherung einer instabilen Böschung mittels Druckentlastungsbohrungen – Berücksichtigung des Bodens unter Wasser als Dreiphasenmedium**

R. Schulze, H.-J. Köhler

### 1. Einleitung

Erfahrungen haben gezeigt, dass Einschnittböschungen in Tonböden nach vielen Jahren Standzeit zu Instabilität neigen. Diese Tatsache ist seit langem bekannt und daher seit vielen Jahrzehnten Gegenstand der Forschung. Obwohl bereits große Fortschritte beim Verständnis der Prozesse zu verzeichnen sind, die zum Versagen von Einschnittböschungen führen, können konkrete Böschungsbrüche aber noch immer nicht hinreichend genau vorhergesagt werden. Allerdings kündigen sich Brüche oft durch Verformungen an, die dem aufmerksamen Beobachter nicht entgehen. Für solche Böschungen bzw. bei der Sanierung von bereits eingetretenen Böschungsbrüchen kann die nachfolgend beschriebene Sanierungstechnik interessant sein.

Der in diesem Beitrag beschriebene Einschnitt wurde Anfang des 20. Jahrhunderts hergestellt. Der Einschnitt ist bis zu 20 m tief und führt in der Nähe des Ortes Lühnde (Niedersachsen) den Stichkanal Hildesheim (SKH) durch einen Geländerücken. Bereits während der Herstellung des Einschnittes kam es zu ersten Rutschungen. Nachdem die extrem steilen Böschungsneigungen vermindert wurden, konnte der Einschnitt zwar fertiggestellt werden, jedoch kam es nachfolgend zu wiederholten Böschungsbrüchen, die weitere Abflachungen zur Folge hatten. Gegenwärtig liegt die Böschungsneigung bei etwa 1:3. Seit 1995 werden geotechnische Untersuchungen durchgeführt, die im Zusammenhang mit einer geplanten Kanalvertiefung stehen.

Der anstehende Boden besteht aus steifem, geklüfteten Ton des unteren bzw. mittleren Jura, kornanalytisch bestehend aus 40% Ton und 60% Schluff. Die Plastizitätsgrenze liegt bei etwa 22%, die Ausrollgrenze bei 58%. Schmale Tonsteinbänder sind gelegentlich eingebettet. Obwohl Klüfte und Tonsteinbänder die Durchlässigkeit der Tonformation lokal vergrößern, ist dennoch von einer allgemeinen Wasserdurchlässigkeit  $k$  des Tonuntergrundes in der Größenordnung von  $10^{-10}$  bis  $10^{-11}$  m/s auszugehen.

In ausgewählten Messquerschnitten wurden die Porenwasserdrücke, die Bewegungen in der Scherfuge und die Niederschlagsintensität kontinuierlich aufgezeichnet. Die untersuchten Böschungen sind grundsätzlich als instabil zu bewerten. In vorangegangenen Arbeiten (SCHULZE et al 1999, KÖHLER et al. 2000a, b) wurde zum Beispiel ein fallender Atmosphärendruck (insbesondere schnell wandernde und ausgeprägt mächtige Tiefdruckgebiete) als ein auslösender Faktor von Böschungsbewegungen identifiziert. Mit dieser Erkenntnis war es möglich, für die betrachteten Böschungen wiederholt Eintrittszeitpunkte von Böschungsbewegungen zutreffend vorherzusagen.

## 2. Boden unter Wasser als Dreiphasenmedium

Eine Wasseraufsättigung von Böden kann die mechanischen Materialeigenschaften erheblich verändern.

In kohäsiven Böden werden diese als bindig bezeichneten Eigenschaften je nach Art der Bodenminerale durch das Vorhandensein von Wasser oftmals so stark beeinflusst, dass für die Berechnung von wirksamen Scherspannungen im Boden die Lage zum Wasserspiegel Bedeutung erlangt. Hierbei ist die Unterscheidung wichtig, ob sich der Boden ober- und unterhalb des Wasserspiegels befindet.

Auch bei nichtkohäsiven Stoffen ist die Lage des Bodensegments, entweder oberhalb oder unterhalb des Wasserspiegels von Bedeutung, was sich hierbei insbesondere in der Änderung der sogenannten Porenwasserspannungen ausdrückt.

Unterhalb des Wasserspiegels sind die Poren kontinuierlich mit Wasser gefüllt und die jeweils wirkende Porenwasserspannung erhöht sich mit zunehmender Tiefe. Sie ist als Druckspannung definiert und folgt den Gesetzen der Hydromechanik.

Oberhalb des Wasserspiegels bilden sich in der sogenannten ungesättigten Bodenzone sowohl in kohäsiven (bindigen) als auch in nichtkohäsiven (rolligen) Böden Saugspannungen im Porensystem aus, die als Kapillarspannungen scherfestigkeits-erhöhend wirken.

In der zurückliegenden Zeit wurden diese ungesättigten Bodenverhältnisse hauptsächlich nur oberhalb des Grundwasserspiegels berücksichtigt.

Der nachfolgende Beitrag konzentriert sich auf die Bodenverhältnisse unterhalb des Wasserspiegels, wobei ein Hauptaugenmerk auf den im natürlichen Porenwasser enthaltenen Gasanteil in gelöster und ungelöster Form gerichtet ist, letzteres in Form von Gasblasen, die im Porenwasser eingeschlossen sind.

Wird der Gehalt an mikroskopisch kleinen Gasblasen im natürlichen Porenwasser berücksichtigt, macht es Sinn, die Einflusszone der ungesättigten Bodenverhältnisse auch auf Bodenbereiche unterhalb des Wasserspiegels zu erweitern. Indem man einen druckabhängigen Sättigungsgrad  $S$  [-] in die Betrachtung unterhalb des Wasserspiegels einführt, kann gezeigt werden, dass eine Übergangszone zwischen dem ungesättigten Bereich oberhalb des Wasserspiegels und einer tief liegenden völlig gesättigten Bodenzone definiert werden kann.

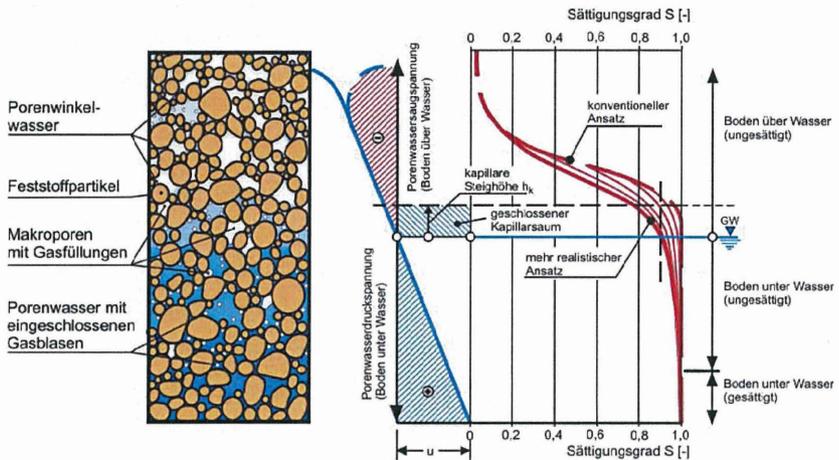


Bild 1: Schematischer Schnitt durch den Boden oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (linker Bildteil) mit dem Sättigungsgrad  $S$ , verteilt über die Bodentiefe  $z$ , vom ungesättigten zum gesättigten Bodenbereich (rechter Bildteil)

Bild 1 zeigt einen schematischen Schnitt durch den Boden oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (piezometrische Druckhöhe). Die Lage des Wasserspiegels (piezometrische Linie) ist definiert als der Ort, an dem der Porenwasserdruck gleich dem Atmosphärendruck ist. Bild 1 zeigt die verschiedenen Bodenzonen, in denen die Poren entweder vollständig mit Wasser gefüllt sind (kontinuierliche Wasserphase) oder den Porenraum nur unvollständig ausfüllen (diskontinuierliche Wasserphase) bis hin zur Bodenzone oberhalb des Wasserspiegels, deren Poren hauptsächlich vom Porenmedium Gas ausgefüllt sind (kontinuierliche Gasphase).

Durch den in der kontinuierlichen Wasserphase diskontinuierlich verteilten Gasanteil (eingeschlossene Gasblasen und gasgefüllte Makroporen) wird das Porenmedium unterhalb des Wasserspiegels mehr kompressibel, verglichen mit dem Porenfluid im tiefer gelegenen Boden der völlig gesättigten Bodenzone. In diesem tiefliegenden Bodenbereich

unterhalb der Übergangszone des Porenmediums mit diskontinuierlicher Wasserphase (eingeschlossene Gasblasen) sind die Gasblasen infolge des hohen Wasserdruckes kollabiert. Der Boden ist dort vollständig wassergesättigt ( $S=1$ ).

Der Bodenbereich oberhalb des Wasserspiegels besteht ebenfalls aus zwei Zonen. Zum einen gibt es eine diskontinuierliche Wasserphase in der sogenannten geschlossenen Kapillarzzone mit einem vollständig gefüllten Porenmedium, das ebenso wie in der Übergangszone unter Wasser Gasblasen und Makroporen enthält. Zum anderen schließt sich darüber die Zone des Bodenbereichs mit der kontinuierlichen Gasphase im Porenraum des Bodens oberhalb des geschlossenen Kapillarsaumes an. Diese ungesättigte Bodenzone der kontinuierlichen Gasphase mit unregelmäßig verteilten Wasseranteilen wird vom Atmosphärendruck kontrolliert.

Die Linie, an der der Wasserdruck dem Atmosphärendruck entspricht, wird als piezometrische Linie ( $p=0$ -Linie) definiert und legt damit die Höhenlage des Wasserspiegels fest.

In Bild 1 (mittlerer Bildteil) wird der Boden unterhalb dieser Linie damit in die Porenwasserdruckzone (positive Wasserspannung) und oberhalb des Wasserspiegels in die Saugspannungszone (negative Wasserspannung) unterteilt. Durch klimatische Einflüsse kann es zu erheblichen zeitlichen Abweichungen in der Spannungsverteilung des Porenwassers kommen, weshalb sogenannte hydrostatische Wasserdruckverteilungen oft nicht zwingend gegeben sein müssen, wenn externe Druckänderungen auf das wassergefüllte Bodensystem oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels einwirken.

Unterhalb des Wasserspiegels (GW) bzw. an der Grenze zwischen Wasser und Boden kann mit einer zutreffenderen Annahme der Eingangssättigungsgrad  $S_0$  zwischen 0,9 und 1,0 angesetzt werden. Mit zunehmender Bodentiefe steigt der Sättigungsgrad  $S$  im Boden unter dem Wasserspiegel mit dem sich vergrößern Wasserdruck an und erreicht je nach Größe und Verteilung des jeweils örtlich vorhandenen Gasanteils in unterschiedlichen Bodentiefen unterhalb des Wasserspiegels den völligen Sättigungszustand  $S = 1$  (KÖHLER et al. 1999a, SCHWAB et al. 2004).

Böden, die dauernd unter Wasser liegen, werden in der Ingenieurpraxis allgemein als wassergesättigt angenommen. Dieser Zustand beschreibt den Boden als Zweiphasensystem, bestehend aus Feststoff- und Porenwasseranteil. Das in einem solchermaßen gesättigten Porenraum zirkulierende Wasser wird im allgemeinen als inkompressibel betrachtet. Diese Annahme stimmt jedoch nicht überein mit dem

tatsächlichen natürlichen Zustand solcher Böden und hier insbesondere in Bodenverhältnissen mit geringer Wassertiefe (bis etwa 10 - 15 m).

Schon geringfügige Mengen von fein verteilten Gasblasen im Porenwasser ändern die physikalischen Eigenschaften der Porenflüssigkeit und damit auch die des Bodens. Unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen im Boden unter Wasser ändern sich infolge des Vorhandenseins von fein verteilten Gasblasen damit auch die Lastverformungseigenschaften und das Stabilitätsverhalten solcher Böden. Sie haben maßgeblichen Einfluss bei schnellen Druckänderungen, wie sie häufig auf solche Bodenverhältnisse einwirken. Durch Berücksichtigung dieses Dreiphasensystems, bestehend aus Wasser, Bodenpartikel und fein verteilten Gasblasen im Porenwasser, kann das mechanische Verhalten dieser Böden auch rechnerisch durch Anwendung der Konsolidationsgleichung von BIOT (1941) nachgebildet werden. Extern einwirkende Druckänderungen, wie z.B. oszillierende Wasserspiegel, Grundwasserabsenkungen und sogar barometrische Luftdruckänderungen, haben Auswirkungen auf die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Böschungen, Baugruben und Gewässersohlen (KÖHLER et al. 1999a, KÖHLER 2003a, 2003b, VULLIET et al. 2002).

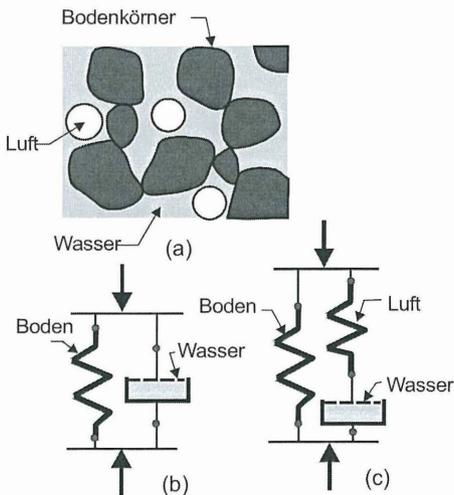


Bild 2: a) Mikrostruktur eines ungesättigten Bodens unter Wasser  
b) mechanisches Modell für den vollgesättigten Boden  
c) mechanisches Modell für den ungesättigten Boden

Während solcher Belastungssituationen ändern sich die Fließbedingungen im Porenwasser vom stationären in den instationären (transienten) Porenwasserfluss. Die Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zu einer Dämpfung der

Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck oftmals bestimmend wird für die Sicherheit gegen die Verformung und das Versagen des Bodens. In Bild 2 ist die Mikrostruktur dieser Böden schematisch dargestellt. Die Kompressibilität eines vollgesättigten Bodens ist von der zeitabhängigen Verteilung der Belastung zwischen der Feststoffphase und der nahezu unzusammendrückbaren Porenwasserphase bestimmt. Bild 2b zeigt das klassische mechanische Modell dieses Verhaltens. Im ungesättigten Zustand wird aus dem quasi inkompressiblen Porenwasser (ohne Gasanteil) eine kompressible Wasser-Luft-Mischung, die das Verformungsverhalten des gesamten Systems (Boden und Wasser) drastisch verändert. Dies gilt auch unter undrained Bedingungen. Die Kompressibilität  $\beta'$  der Wasser-Luft-Mischung ist nach Gleichung (1) zu beschreiben:

$$\beta' = S\beta_w + \frac{1-S+hS}{p_a + p_0} \quad (1)$$

wobei:

$S$  = Sättigungsgrad,  $\beta_w$  = Kompressibilität des Wassers ( $4,58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$ ),  $h$  = Henry-Konstante (0,02) für die Lösbarkeit von Luft in Wasser,  $p_a$  = atmosphärischer Druck (Luftdruck),  $p_0$  = Umgebungswasserdruck (ohne Luftdruck)

Hierbei wird vereinfachend der im Porenwasser jeweils herrschende Gasblasendruck gleich dem des angrenzenden Wasserdrucks angenommen, da keine Saugspannungen vorhanden sind und deshalb der mögliche Einfluss aus Kapillarität in erster Näherung vernachlässigt werden kann.

Die elastische Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zur Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck bestimmend wird für die Sicherheit gegen Abrutschen auf potentiellen Gleitflächen. Modellversuche und numerische Berechnungen haben gezeigt, dass die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, um die sich zeitlich verändernden Porenwasserdruckverteilungen im Untergrund zu beschreiben. Es konnte nachgewiesen werden, dass das Porenwasser einen beachtlichen Anteil von Gas (in einer Größenordnung zwischen 1 und 15 %) enthält, wodurch die Druckdämpfung im Boden erklärt werden kann. Die hierfür maßgebende Gleichung (2), (BIOT 1941), zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden:

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \gamma_w \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2)$$

wobei gilt:

$\beta'$ [m <sup>2</sup> /kN]	=	Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Luft-Gemisch)
$\varepsilon$ [-]	=	volumetrische Dehnung im Boden
$n$ [-]	=	Porenvolumen des Bodens
$z$ [m]	=	Bodentiefe unterhalb der Grenze Wasser/Boden
$t$ [s]	=	Verlaufszeit
$\varphi$ [m]	=	Potentialhöhe
$k$ [m/s]	=	Wasserdurchlässigkeit
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	=	Wichte des Wassers

Bei Anwendung dieser Gleichung können Porenwasserdruckreaktionen im wasserdruckwechselbelasteten Boden sowohl in gekoppelten wie auch in nichtgekoppelten numerischen Berechnungen nachgewiesen werden. Das Maß der Stabilität von Böschungen wird hierbei in nicht unerheblicher Größe beeinflusst. Auch in anderen bodenmechanisch relevanten Nachweisen ist diese Gleichung von Bedeutung. Der Einfluss des Gasgehalts im Porenwasser sollte daher überall dort mehr Beachtung finden, wo Porenwasserdruckreaktionen aus extern, aber auch intern einwirkenden Druckänderungen zu erwarten sind. Besonders wichtig ist dieser Einfluss immer dann, wenn diese Belastungen mit schnell auf den Boden einwirkenden Druck- und Formänderungen verbunden sind.

Im stationären Zustand herrscht überall im Boden ein Gleichgewicht aller angreifenden Kräfte. Im freien Wasser und in genügend durchlässigem Boden gleichen sich die Druckänderungen mit Schallgeschwindigkeit (quasi instantan) aus. Es treten keine transienten Druckgradienten und damit verbundene instationäre Strömungskräfte auf.

Anders verhält es sich beim Vorhandensein einer gasförmigen Phase. Dadurch dass der Boden nun nicht mehr ideal wasserdurchlässig ist, besitzt das in den Porenräumen befindliche Wasser dann eine druckdämpfende Wirkung. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen wird vermindert. Kann die Porenwasserdruckanpassung einer äußeren Druckänderung nicht unmittelbar folgen, so entsteht für einen kurzen Zeitraum nach Eintritt der Belastungsänderung noch keine Porenwasserdruckänderung. Es bleibt ein in Abhängigkeit von der Tiefe überhöhter Wasserdruck erhalten, der Porenwasserüberdruck. Dieser baut sich im Laufe der Zeit mit einhergehender Verformung des Bodens wieder bis auf den Gleichgewichtswert ab. Die entstehenden

instationären Druckgradienten führen zu Wasserströmungen in die gegenläufige Richtung zur einwirkenden Druckänderung. Das Porenwasser wird somit in der zur Druckänderung entgegengesetzten Richtung durch die Bodenschichten gedrückt, so zum Beispiel vertikal nach oben, wenn eine Wasserdruckentlastung auf eine horizontale Bodeneintragsfläche einwirkt. In einem Böschungsuntergrund entsteht daher bei schneller äußerer Wasserdruckentlastung auch ein instationärer hydraulischer Druckgradient senkrecht zur Böschungsoberfläche.

Für die Größe des dabei entstehenden instationären Porenwasserüberdrucks  $\Delta u(z,t)$  kann folgender vereinfachter Zusammenhang (3) in Abhängigkeit von der Tiefe  $z$  und der Zeit  $t$  angesetzt werden:

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w z_A (1 - a(t)e^{-b(t)z}) \quad (3)$$

Dabei ist:

$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Wassers
$z_A$	[m]	Absunk des Wasserspiegels
$b(t)$	[1/m]	Porenwasserdruckparameter $b$ , bestimmt den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe $z$ und hängt von der Wasserdurchlässigkeit $k$ des Bodens und der Absunkzeit $t_A$ ab
$a(t)$	[-]	Porenwasserdruckparameter $a$ , hat annähernd die Größenordnung von eins und übt daher keinen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf des Porenwasserüberdrucks aus
$z$	[m]	Tiefe im Boden unterhalb der Grenzfläche Wasser/Boden, jeweils senkrecht gerechnet von der maßgebenden Einwirkungsebene (Böschung oder Gewässersohle)

Der maßgebende Porenwasserdruckparameter  $b$  [1/m] ist eine Funktion von der Wasserdurchlässigkeit  $k$  [m/s], der Absunkzeit  $t_A$  [s], der Steifigkeit des Bodens  $E_s$  [kN/m<sup>2</sup>] und anderen hier nicht näher erläuterten Kennwerten. Die Größe dieses Parameters kann aus speziell aufgestellten Diagrammen zur Bestimmung des Porenwasserdruckparameters  $b$  nach (KÖHLER, 2003 a, b) ermittelt werden.

Extern einwirkende Wasserdruckentlastungen, z.B. aus dem Wasserspiegelabsunk  $z_A$  [m], können als schnell gewertet werden, wenn sie mit einer Absunkgeschwindigkeit  $v_{zA}$  [m/s] einhergehen, die größer ist als der maßgebende Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] des Bodens ( $v_{zA} > k$ ). Die Absunkgeschwindigkeit  $v_{zA}$  [m/s] wird durch das Verhältnis aus dem Absunk  $z_A$  [m] und der jeweiligen Absunkzeit  $t_A$  [s] bestimmt ( $v_{zA} = z_A/t_A$ ).

Mit der einsetzenden Druckentlastung entsteht im Boden unter Wasser stets eine instationäre Porenwasserströmung, die von einem zeitlich und örtlich veränderlichen Potentiallinienfeld kontrolliert wird. Durch den gezielten Einsatz solcher Druckentlastungswirkungen sind bei geschickter Wahl der Entlastungsmethode auch stabilisierende Wirkungen im Boden zu erreichen, wie sie mit der nachfolgend beschriebenen Methode der Druckentlastungsbohrungen nachgewiesen werden konnte.

### 3. Beschreibung der angewandten Druckentlastungsmethode

Die vorgeschlagene Methode der Böschungsstabilisierung beruht auf dem Prinzip der Porenwasserdruckentlastung. Im allgemeinen wird oft angenommen, dass ein Drän sichtbar Wasser führen muss, um wirksam zu sein. Im Umkehrschluss wird oft fälschlicherweise argumentiert, dass ein trockener Drän nicht wirksam sein kann. Bei der Beurteilung der Wirksamkeit eines Dräns ist jedoch zu beachten, dass insbesondere in gering durchlässigen Böden sogar die Entnahme geringster Wassermengen (z. B. Verdunstung von Bodenfeuchtigkeit im Dränrohr) einen Porenwasserdruckabbau in der unmittelbaren Umgebung des Dränrohres bewirkt.

Bislang wurde Porenwasserdruckabbau überwiegend nur als stationärer Vorgang aufgefasst, der in gering durchlässigen Böden jedoch erst nach sehr langer Zeit eintreten kann.

Um die Standsicherheit einer instabilen Böschung durch die Anordnung von Druckentlastungsbohrungen zu erhöhen, sind folgende Aspekte wesentlich: Ein Porenwasserdruckabbau kann unabhängig von der Neigung des Dränrohres und dem Wasserstand im Dränrohr erfolgen. Darüberhinaus sind instationäre Zustände zwischen der ursprünglichen Porenwasserdruckverteilung und dem stationären Endzustand in die Betrachtung einzubeziehen. In den Entwurf der Hangstabilisierung sind Überlegungen einzuführen, die auf der Anwendung des Dreiphasensystems beruhen. Erläuterungen hierzu finden sich in den Abschnitten 2 und 5. Aus diesen Erkenntnissen folgt, dass sogar in die Böschung hinein fallend geneigte Dränrohre und auch Dränrohre, die entweder ganz oder auch nur teilweise mit Wasser gefüllt sind, zum Porenwasserdruckabbau und damit zur Erhöhung der Böschungsstandsicherheit beitragen. Selbstverständlich wird ein Dränrohr, das auch nach der Herstellung weiterhin trocken gehalten werden kann, effektiver zur Druckentlastung beitragen, weil der Atmosphärendruck damit direkt auf den zu entlastenden Boden über die gesamte Dränlänge der Bohrung einwirken kann. In der unmittelbaren Umgebung des Dräns können sich darüber hinaus sogar Porenwasserdrücke unterhalb des Atmosphärendruckes (Saugspannungen) entwickeln,

die eine zusätzliche Stabilisierungswirkung aktivieren können. Der Erfolg einer solchen Maßnahme hängt weitgehend davon ab, inwieweit die ursprünglich vorhandenen Porenwasserdrücke durch eine sinnvolle Anordnung der Dränrohre optimal reduziert werden können.

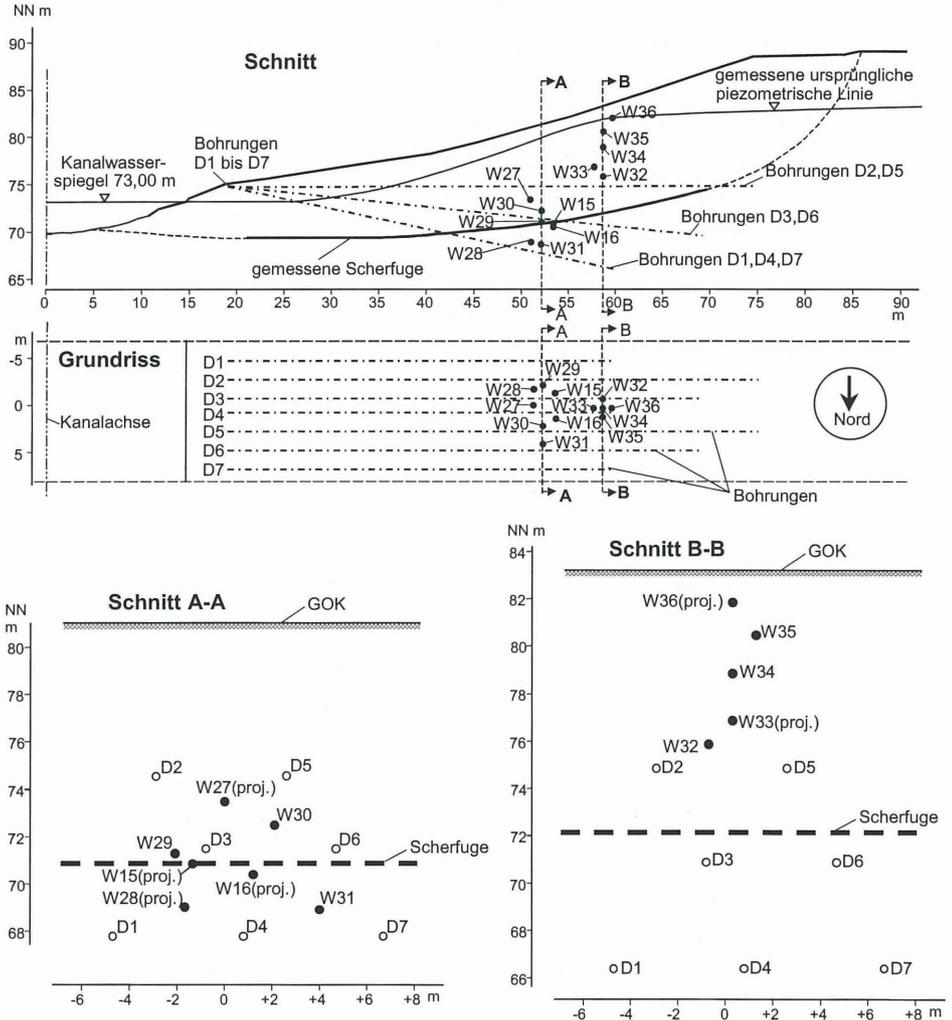


Bild 3: Lage der Druckentlastungsbohrungen (D) und der Porenwasserdrucksensoren (W), Grundriss und Schnitte

Betrachtet man ein vollständig mit Wasser gefülltes Dränrohr, so ist das Potential im gesamten Dränrohr konstant. Das Potential wird ausschließlich von der geodätischen Höhe am Austrittspunkt des Dränrohres bestimmt (dies gilt unter der Voraussetzung, dass die Fließgeschwindigkeit im Dränrohr vernachlässigbar klein bleibt). In einem Dränrohr, das mit Luft gefüllt ist (d. h. das anstehende Wasser wird stets entfernt) wird das örtliche Potential als die maßgebende hydraulische Randbedingung entlang des Dränrohres von der jeweiligen örtlichen geodätischen Höhe bestimmt.

In vielen praktischen Fällen erlauben diese Zusammenhänge eine hocheffektive Anordnung von Dränrohren im Bereich potentieller Scherzonen. In Übereinstimmung mit dem Terzaghi-Prinzip erhöht sich durch die Vergrößerung der effektiven Spannungen die Standsicherheit der Böschung mit dem jeweils erreichten Porenwasserdruckabbau.

#### 4. Eignungsprüfung

Eine Eignungsprüfung wurde entworfen und durchgeführt, um die Wirksamkeit der vorgeschlagenen Sanierungsmaßnahme nachzuweisen. Dazu wurde ein Testfeld ausgewählt, das sich in einem Bereich befindet, wo bereits über mehrere Jahre hinweg Böschungsbewegungen dokumentiert wurden. Die bestehenden Messeinrichtungen wurden zur Durchführung der Eignungsprüfung genutzt, nachdem zusätzliche notwendige Erweiterungen durchgeführt wurden.

In der gefährdeten Böschung wurden Druckentlastungsbohrungen in drei verschiedenen Neigungen fächerartig hergestellt. Bild 3 zeigt den Grundriss sowie verschiedene Schnitte. Jede der drei verschiedenen geeigneten Bohrpositionen wiederholt sich im Abstand von etwa 6 m. Die Anordnung der Bohrungen wurde hinsichtlich eines möglichst effektiven Porenwasserdruckabbaus im Bereich der Scherfuge optimiert.

Die im Messquerschnitt bestehende Anordnung der Sensoren wurde durch zusätzliche Porenwasserdrucksensoren erweitert, die zwischen den (zum damaligen Zeitpunkt noch nicht vorhandenen) Druckentlastungsbohrungen eingebaut wurden. Es war beabsichtigt, die Sensoren in möglichst großer Entfernung zu den Druckentlastungsbohrungen zu positionieren, um sicherheitshalber an Stellen zu messen, die am geringsten von der Druckentlastung beeinflusst werden. Dieser Aspekt ist in Schnitt A-A (Bild 3) dargestellt. Trotz hohem Aufwand hinsichtlich der Lage- und Richtungsgenauigkeit der Bohrungen, waren Abweichungen bei der Ausführung der Bohrungen unvermeidbar, was bei der Interpretation der Messdaten zu berücksichtigen ist.

Die verwendeten Porenwasserdrucksensoren sind Absolutdruckaufnehmer. Vor dem Einbau wurde die Funktion eines jeden Sensors separat geprüft. Die Messgeber befinden

sich in Hüllrohren und sind grundsätzlich wieder ausbaubar. Wie an anderer Stelle schon beschrieben (KÖHLER & FEDDERSEN, 1991), wurde ein in der BAW entwickeltes und inzwischen jahrzehntlang bewährtes Porenwasserdruckmesssystem unter Verwendung von Drehpackern eingesetzt, mit welchem die Porenwasserdrücke im Untergrund mit großer Genauigkeit und Zuverlässigkeit gemessen werden können. Die Porenwasserdrucksensoren wurden schon Monate vor Einbau der Druckentlastungsbohrungen installiert, um zu gewährleisten, dass die während der Herstellungsphase gemessene Porenwasserdruckentlastung repräsentativ erfasst werden konnte.

Die Druckentlastungsbohrungen wurden bis zu einer Länge von etwa 55 m in die Böschung hineinreichend hergestellt. Obwohl erwartet werden konnte, dass das Bohrloch ( $d=178$  mm) temporär standsicher sein würde, wurde aus Gründen einer nachhaltigen Qualitätskontrolle eine durchgehende Verrohrung eingebaut. Eine Spülung der Bohrungen mit Flüssigkeit wurde nicht zugelassen. Statt dessen wurde das Bohrgut mit Pressluft gefördert. Nach Fertigstellung der Bohrung wurde ein Dränrohr in das Bohrloch eingeschoben. Das Dränrohr besteht aus PE, Stangenlänge 6 m, DN 100 mm, Typ R2 (nach DIN 4262-1, Ausgabe 2001). Die quasi horizontalen Bohrungen D2 und D5 wurden mit Teilsickerrohren (LP) ausgestattet, die restlichen Bohrungen wurden mit Vollsickerrohren (TP) bestückt. Vor dem Einbau wurden die Dränrohre mit einem geeigneten geotextilen Filter aus PP ummantelt.

Nachdem das Dränrohr in die Bohrung eingeschoben war, wurde die Verrohrung gezogen. Im Bereich des Austrittspunktes des Dräns wurde ein Vollrohr aus PP angeordnet.

## 5. Abschätzung der Porenwasserdruckreduktion

Vor der Durchführung der Eignungsprüfung wurden Überlegungen angestellt, um die Geschwindigkeit der zu erwartenden Porenwasserdruckreduktion abzuschätzen. Zur rechnerischen Abschätzung der Porenwasserdruckreduktion wurde ein handelsübliches 2-D Finite-Elemente (FE)-Grundwasser-Programm (GGU: Gwinsta 4.02 und GW2 7.54) verwendet. Um das grundsätzliche Verhalten abzubilden, wurde statt der drei vorgesehenen Bohrlochneigungen vereinfachend nur eine Neigung im numerischen Modell untersucht. Bild 4 zeigt die Geometrie des Modells sowie ein Beispiel von Äquipotential-Linien, die einen instationären Zustand beschreiben. Es ist deutlich erkennbar, dass entlang eines wesentlichen Abschnittes der Scherzone der Porenwasserdruckabbau bereits stattgefunden hat, während die Lage der ursprünglichen piezometrischen Linie noch keinerlei Änderung erfahren hat.

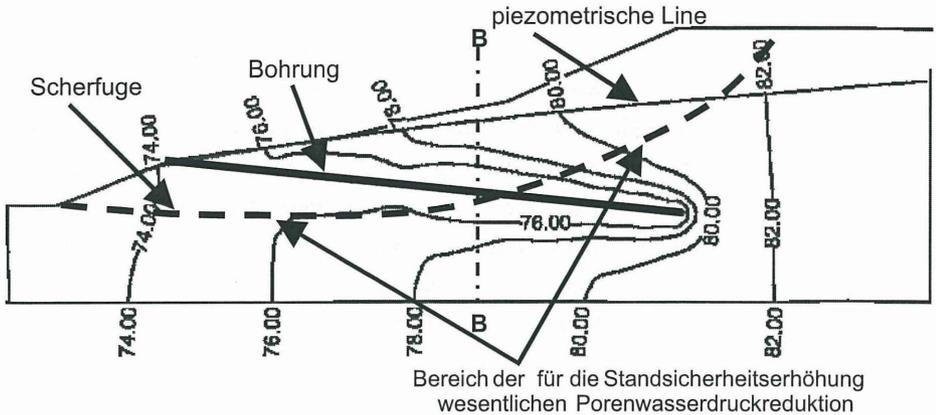


Bild 4: Instationäre Potentialverteilung im Bereich eines flächig ausgebildeten Druckentlastungsdräns, Ergebnis einer FE-Berechnung

Die dargestellte Berechnung beruht auf folgenden Annahmen:

- Nicht gekoppelte Berechnung (Steifigkeit  $E_s$  und Wasserdurchlässigkeit  $k$  des Bodens beeinflussen sich gegenseitig nicht und werden als konstant angenommen)
- Der Boden unter Wasser wird als Drei-Phasen-Porenmedium angesetzt (auch unterhalb des Wasserspiegels ist der Boden noch ungesättigt bzw. nur nahezu gesättigt)

Diese Annahmen lassen Abschätzungen auf der sicheren Seite zu, d.h. die Geschwindigkeit des mit dem Dreiphasenmodell berechneten Porenwasserdruckabbaus im Boden unter Wasser erfolgt langsamer als es in der Eignungsprüfung während der Feldmessungen infolge der mit dem Bohren zusammenhängenden Bodenverformungen im unmittelbar angrenzenden Bodenbereich zu erwarten war. Weiterhin herrscht während der gesamten Herstellung der Druckentlastungsbohrungen entlang der Bohrlochwandung der Atmosphärendruck, wodurch ein schnell wirkender Druckabbau unmittelbar auf den Bodenumgebungsbereich der Bohrung einwirkt.

Während und insbesondere nach Herstellung der Druckentlastungsbohrung stellen sich im Bodenbereich in unmittelbarer Umgebung zur Bohrung instationäre Porenwasserdruckverhältnisse ein, die örtlich und zeitlich veränderlich sind. Schon geringfügige Wassermengenausstritte genügen, um einen deutlichen Druckabbau in der Porenflüssigkeit des Bodens zu bewirken. Die Entlastungsgeschwindigkeit  $v$  dieses Porenwasserdruckabbaus kann im Verhältnis zur hydraulischen Durchlässigkeit des

Tonbodens ( $k = 1 \cdot 10^{-10}$  m/s) als schnell bezeichnet werden ( $v \gg k$ ). Es bleibt damit ein Porenwasserüberdruck im Boden bestehen, der entsprechend der erforderlichen Konsolidierungszeit nur langsam abgebaut werden kann. In einem solchen Zustand ist es gerechtfertigt, den noch wasserüberdruckbehafteten Boden hydraulisch wie einen gespannten Aquifer zu modellieren. Setzt man daher die hydraulischen Randbedingungen an, wie sie bei der Grundwassermodellierung für einen gespannten Grundwasserspiegel berücksichtigt werden, lassen sich die instationären Porenwasserdruckfelder numerisch berechnen. Für die Berechnung des anzusetzenden spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_s$  [1/m] wurde mit einer dränierbaren Porosität  $n = 0,2$  und einem Sättigungsgrad von  $S = 0,9$  gerechnet. Mit diesen Kennwerten wurde ein mittlerer spezifischer Speicherkoeffizient  $S_s = 0,0035 \text{ m}^{-1}$  in die instationäre Grundwassermodellierung zur Ermittlung des Porenwasserdruckabbaus als Folge der Dränbohrungen eingeführt.

Die verwendete Speicherkoeffizientengleichung lautet:

$$S_s = \gamma_w (1/E_s + n \beta') \quad (4)$$

mit

$$\beta' = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \text{ kN}^{-1} + (1-S)/(p_{atm.} + p_{hyd.}) \quad (5)$$

wobei:

$\gamma_w$  = Wichte des Wassers,  $1/E_s$  = Kompressibilität des Bodens,  $\beta'$  = Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches,  $p_{atm.}$  = mittlerer Atmosphärendruck,  $p_{hyd.}$  = mittlerer Porenwasserdruck in der betreffenden Tiefe  $z$  im Boden unterhalb des Wasserspiegels

Damit wurden die örtliche und zeitliche Entwicklung der Potentiale errechnet (KÖHLER et al. 2002). Die in Bild 5 dargestellten Ergebnisse beziehen sich im Schnitt B-B (siehe Bild 4) auf drei ausgewählte Punkte, die im Abstand von 1,2 m, 2,5 m und 4,0 m von der Bohrebene entfernt liegen. Der Schnitt B-B wurde lagemäßig so gewählt, dass er der Lage des Schnitts A-A aus Bild 3 entspricht. Der Porenwasserdruckabbau in Abhängigkeit vom Ort und der Zeit sind dargestellt. Auch in größeren Abständen von der Bohrebene entfernt werden noch Porenwasserdrücke abgebaut.

Jedoch sind die absoluten Größen der errechneten Ergebnisse zum Porenwasserdruckabbau aus den nachfolgend genannten Gründen mit Unsicherheiten behaftet:

- Die statische Entlastung und die damit einhergehende Verformung des Bodens infolge des Bohrvorgangs wurde in der numerischen Simulation noch nicht berücksichtigt (ungekoppelte Berechnung).

- Die Verwendung eines 2-D Modells berücksichtigt eine flächig ausgebildete Dränschicht. Tatsächlich kommen jedoch einzelne Dränbohrungen zur Ausführung, die in ihrer raumzeitlichen Wirkung örtlich und zeitlich voneinander abweichende Druckentlastungswirkungen im Untergrund auslösen, die mit dem Ansatz einer Flächendränage nur näherungsweise abgebildet werden können.
- Im Modell wird eine homogene und konstante Wasserdurchlässigkeit des Baugrundes angenommen, der Einfluss möglicher Kluftsysteme wurde nicht gesondert berücksichtigt.
- Der Ansatz des maßgebenden spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_s$  bezieht sich auf einen homogenen Boden im elastischen Spannungszustand (keine Plastifizierungen).

Potentialhöhe [mNN]

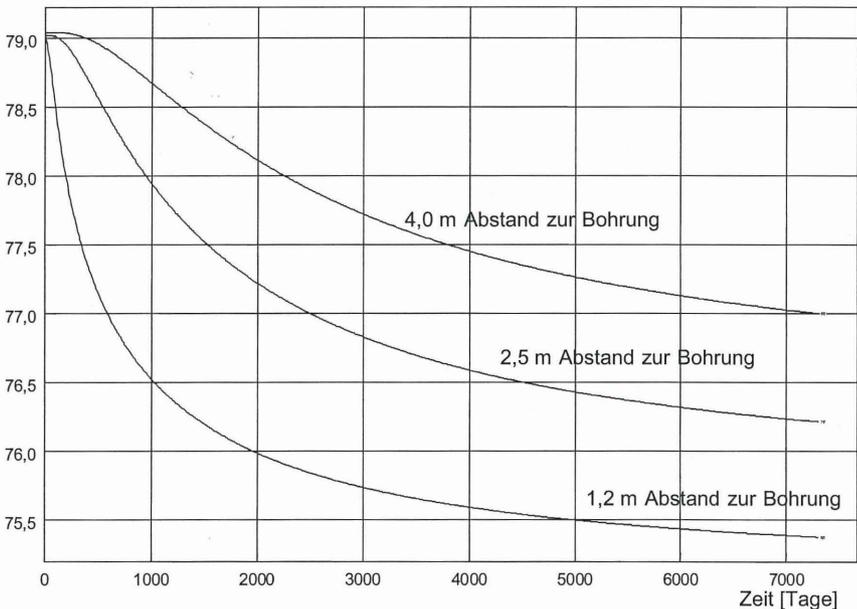


Bild 5: Potentialabbau an ausgewählten Punkten in Schnitt B-B (siehe Bild 4), Ergebnis einer FE-Berechnung

Die so durchgeführten Berechnungen zeigen trotz dieser ungenauen Annahmen eine ausreichend große Reduktion der ursprünglichen Porenwasserdrücke. Ein Vergleich der gemessenen mit den berechneten Porenwasserdruckentwicklungen ist daher aus den oben genannten Gründen nur begrenzt möglich. Trotz dieser Unwägbarkeiten sind jedoch wesentliche Abschätzungen zum Porenwasserdruckabbau möglich. Für die Autoren war

es daher wichtig, die theoretisch vorhergesagte Porenwasserdruckreduktion im Feldversuch an Hand einer Eignungsprüfung direkt zu überprüfen.

#### 6. Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen

Während des Bohrvorganges blieben die meisten Bohrungen zunächst trocken. Nachdem das Bohrloch D1 etwa 40 m tief abgeteuft war, wurde beobachtet, dass Wasser (etwa 20-30 l/h) aus dem Bohrloch strömte. Als das Bohrloch D4 eine Tiefe von etwa 20 m erreichte, strömte Wasser auch aus diesem Bohrloch mit etwa der gleichen Durchflussmenge und die Bohrung D1 versiegte unmittelbar danach. Diese Beobachtung lässt auf die Existenz der schon erwähnten wasserführenden Schichten (Tonsteinbänder) schließen, die gelegentlich im Ton eingelagert sind. Eine weitere Beobachtung, die diese Erklärung stützt, ist ein über den gesamten Messzeitraum beobachteter, systematisch variierender Porenwasserdruck, der von Sensor W30 gemessen wurde. Vermutlich befindet sich dieser Sensor in oder in nächster Nähe eines solchen wasserführenden Tonsteinbandes. Die Daten dieses Sensors sind in Bild 6 nicht dargestellt, da sie für die Gesamtwirkung der zu messenden Porenwasserdruckentlastung von untergeordneter Bedeutung sind.

Bei gelegentlich durchgeführten Ortsbesichtigungen wurden die aus den Dräns ausfließenden Wassermengen dokumentiert. Die Wasserspenden variieren mit der Jahreszeit. In den Bohrungen D2 und D6 wurden Mitte Dezember 2002 maximale Spenden von je 10 l/h beobachtet. Die meisten übrigen Bohrungen liefern nur gelegentlich Wasser. Einige der Bohrungen sind relativ hoch mit Wasser gefüllt, wobei noch nicht abschließend zu klären war, ob es sich hierbei nicht auch um von der Oberfläche her eingedrungenes Wasser handeln könnte.

Bild 6 zeigt die zeitliche Entwicklung der Porenwasserdrücke, die während der Eignungsprüfung gemessen wurden. Die dargestellten Daten wurden aus den Originalmessungen, die alle 30 Minuten durchgeführt wurden, zufällig herausgegriffen. Von den Messdaten wurde der jeweils herrschende Luftdruck abgezogen, wobei vereinfachend angenommen wurde, dass 100% des Luftdruckes bereits am jeweiligen Messpunkt wirksam war. Wie bereits an anderer Stelle beschrieben (KÖHLER et al.1999b) kann nicht immer vorausgesetzt werden, dass sich Änderungen des Atmosphärendruckes (Luftdruck) im Boden sofort und in voller Größe über die Bodentiefe mitteilen. Die verzögerte Druckausbreitung kann in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit  $k$  und der Geschwindigkeit der Luftdruckänderung  $v$  wesentlichen Einfluss auf die tatsächlich

wirkenden Porenwasserdruckverhältnisse im Boden erlangen. Um solche Einflüsse weitgehend auszuschalten, wurden bei der Auswertung und Darstellung in Bild 6 keine Messdaten verwendet, die während schnell einwirkender Luftdruckschwankungen angefallen sind. Es wird darauf hingewiesen, dass die dargestellten Messergebnisse aus dem genannten Grund mit einem Fehler von bis zu  $\pm 0,1$  m WS behaftet sein können, was jedoch bezüglich der grundlegenden Aussagen dieses Beitrages ohne Bedeutung ist.

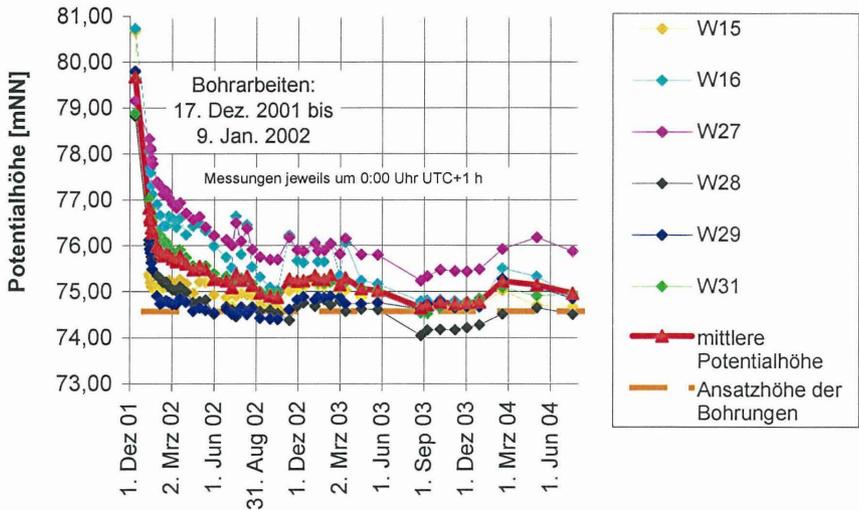


Bild 6: Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen, zeitliche Entwicklung im Bereich der Druckentlastungsbohrungen

Vor Beginn der Bohrarbeiten wurden in der Böschung hohe und relativ stabile Porenwasserdrücke beobachtet. Daraus wurde die in Bild 3 dargestellte piezometrische Linie ermittelt, die in der allgemeingültigen ingenieurmäßigen Beschreibung auch als „p=0-Linie“ oder „Sickerlinie“ bezeichnet wird.

Die Arbeiten zur Herstellung der Druckentlastungsbohrungen erfolgten zwischen dem 17. Dezember 2001 und dem 9. Januar 2002, mit einer Arbeitsunterbrechung zwischen Weihnachten und Neujahr. Während der Bohrarbeiten waren große Veränderungen (nach oben als auch unten) bei den Porenwasserdrücken zu verzeichnen, was hauptsächlich auf Volumenänderungen in den Bodenbereichen nahe der jeweiligen Bohrtrasse aufgrund des Bohrvorganges zurückzuführen ist.

Es wird betont, dass die hydraulischen Verhältnisse im Boden durch die Installation der Druckentlastungsbohrungen grundlegend verändert wurden, indem verschiedene bereits vorhandene Schichtwassersysteme durch die eingebrachten Bohrungen künstlich miteinander verbunden wurden. Mit der Installation der Bohrungen wurde deshalb das Verhalten der Böschung in hydraulischer Hinsicht auch grundlegend verändert. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde eine beachtliche Porenwasserdruckreduktion beobachtet. Das Ziehen der Verrohrung verursacht eine gewisse Volumenänderung im Boden mit gleichfalls einhergehender Porenwasserdruckreduktion. Auch wasserführende Kalksteinbänke, die von den Bohrungen durchfahren wurden, können jetzt entwässern.

Bild 6 zeigt im Zeitraum nach Ausführung der Bohrarbeiten bis Mitte Oktober eine bemerkenswerte Phase von tendenziell im Mittel ständig abnehmendem Porenwasserdruck. Diese Phase kann mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen aus Abschnitt 5 verglichen werden. Die relativ kleinen und nur temporär auftretenden Anstiege im Februar und April könnten auf Regenperioden zurückgeführt werden. Größere Anstiege im Juli und August sind in Verbindung mit extremen Niederschlagssituationen zu sehen, die in Deutschland anderswo zu großen Flutschäden geführt haben. Beginnend im November 2002 bis in das Frühjahr 2003 hinein wurde ein Anstieg der Porenwasserdrücke um durchschnittlich rund 5 kPa gemessen, was auf nasse Winterbedingungen hinweist. Für den Entwurf zukünftiger Sanierungsmaßnahmen ist es von Bedeutung, die jahreszeitlichen Schwankungsbereiche der Porenwasserdrücke auch nach der Sanierung hinreichend beurteilen zu können. Auch aus diesem Grund werden die Messungen bis auf weiteres fortgeführt.

Wesentlich ist der in Bild 7 dargestellte relativ schnelle Porenwasserdruckabbau, der im Bereich der Scherzone durch die Druckentlastungsbohrungen ausgelöst wurde. Oberhalb der Druckentlastungsbohrungen tritt eine Veränderung der ursprünglichen Porenwasserdrücke nur mit größerer Verzögerung ein, was sich jedoch auf die globale Standsicherheit der Böschung nicht auswirkt.

## 7. Schlussbemerkungen und Ausblick

Das Dreiphasenmodell für den Boden unter Wasser wurde verwendet, um unter Annahme homogener Bodenverhältnisse instationäre Porenwasserdruckverteilungen abzuschätzen. Der vorhergesagte Porenwasserdruckabfall wurde durch Feldmessungen bestätigt. Sowohl die Ergebnisse der numerischen Berechnungen als auch die Feldmessungen ermutigen zur Anwendung von Druckentlastungsbohrungen in wenig durchlässigen Böden. Die Wirkung von in den Hang hinein geneigten Dräns wurde erläutert. Die

angestrebte, möglichst direkt dränierende Wirkung in der potentiellen Scherzone wurde erreicht. Die Anwendung solcher Sicherungskonzepte kann zur Erhöhung der Standsicherheit eines Hanges eingesetzt werden. Mit der Installation der Druckentlastungsbohrungen wurde die Hangbewegung in dem hier vorgestellten Anwendungsfall nahezu vollständig gestoppt. Die Messungen werden weitergeführt, um auch das Langzeitverhalten dieser Böschung zu dokumentieren.

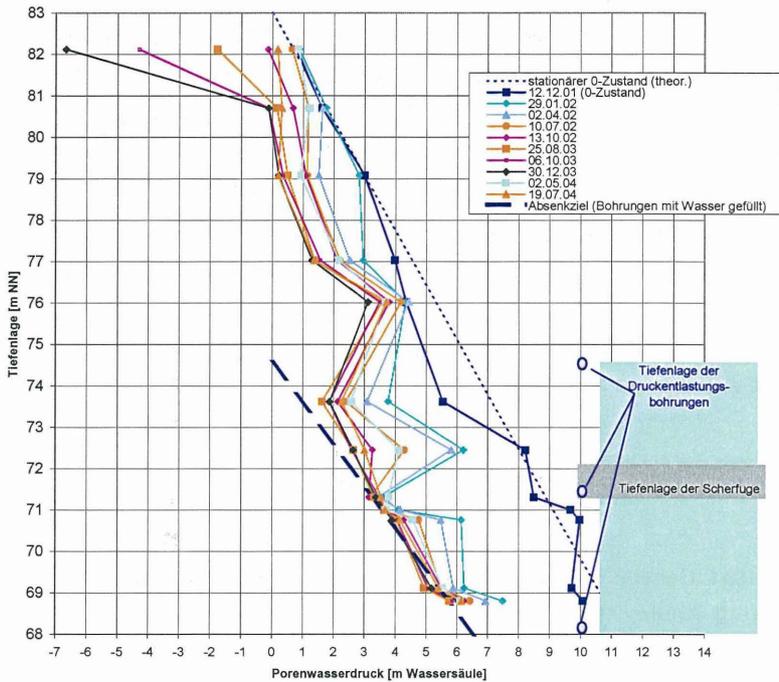


Bild 7: Messergebnisse der Sensoren aus Schnitt A-A und B-B (siehe Bild 3)

Für eine praktische Anwendung der vorgeschlagenen Methode sollten weitere technologische Entwicklungsmöglichkeiten einbezogen werden: Das auszuwählende Bohrverfahren, die Erfordernis einer Verrohrung, Wahl des Dränrohres u. v. m. müssen an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden. Dränrohre sind nicht unbedingt notwendig, wenn die Bohrlöcher z. B. unmittelbar mit Sand gefüllt werden können. Vorteile bezüglich einer filterstabilen Dränwirkung sind in diesem Fall offensichtlich. Ständiges Ableiten von anfallendem Wasser aus den Dräns erhöht die Wirksamkeit der Maßnahme, erfordert jedoch erhöhten Wartungsaufwand und evtl. Zufuhr externer Energie. Bei Einsatz

von Vakuum kann der Zuwachs an Sicherheit sogar noch vergrößert werden, wobei ggf. Zusatzmaßnahmen an der Geländeoberfläche erforderlich werden. Anfallendes Wasser muss aus den Dräns schadlos abgeleitet werden. Falls erforderlich, sollten auch winterliche Bedingungen berücksichtigt werden, um den Ausfall der Dränagen durch langanhaltende Frosteinwirkung zu vermeiden. Böschungsbereiche, wie z. B. der Böschungsfuß, die durch die angeordneten Dräns nicht beeinflusst werden können, müssen ggf. zusätzlich gesichert werden.

In klüftigem Ton, der in vielen Fällen ansteht, ist die vorgestellte Methode nachweislich in der Lage Porenwasserdrücke in akzeptabel kurzen Zeiträumen abzubauen. Neben der Hangsicherung bestehen Entwicklungsmöglichkeiten (SCHULZE et al. 2003 a, b) bei der Ertüchtigung bestehender Deichbauten. Moderne Bohrverfahren können den Einsatzbereich erweitern, indem gekrümmte Bohrungen hocheffektiv entlang von potentiellen Scherzonen ausgeführt werden. Weitere Forschungsarbeiten sind notwendig, um zusätzliche Anwendungsmöglichkeiten in anders gearteten Böden (z. B. ungeklüfteter Ton) zu untersuchen.

Die beschriebene Methode zur Porenwasserdruckentlastung verspricht nach Meinung der Autoren eine effektive und oft auch sehr ökonomische Art der Hangstabilisierung zu sein.

## 8. Literatur

BIOT, M. E. 1941. General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, Vol. 12, Februar 1941, New York

GGU, FE Programm, Johann Buß, Braunschweig, Germany

KÖHLER, H.-J. 2003a. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Proceedings of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2003), Prague, Czech Republic, 25th – 28th August 2003; Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds; Vanicek et al. (eds), 2003. A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 1, pp. 415-422,

KÖHLER, H.-J. 2003b. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering—Proc. of Intern. Geot. Conf. Dedicated to the Tercentenary of Saint

Petersburg, Saint Petersburg, Russia, 17th–19th September 2003; Ilichev, V.A. et al. (eds), 2003. ASV Publishers, Saint Petersburg-Moscow, Volume 1, pp. 327-334, ISBN 5-93093-204-2

KÖHLER, H.-J. & FEDDERSEN, I. 1991. Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 68, pp. 99-104

KÖHLER, H.-J., FEDDERSEN, I. & SCHWAB, R. 1999a. Soil and structure deformations due to reconstruction of an old lock built on unsaturated submerged clay, In: Proc. of the 2nd Intern. Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, 28th–30th September 1999; Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterial; M. Jamiolkowski et al. (eds), 1999. A.A.Balkema, Rotterdam, pp. 793-800, ISBN 9058090752

KÖHLER, H.-J., SCHULZE, R. & FEDDERSEN, I. 1999b. Influence of barometric pressure changes on slope stability – measurements and geotechnical interpretations. Proc. 5th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Singapore, Dezember 1999, 381-386. Rotterdam: Balkema.

KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2000a. Landslides Triggered in Clayey Soils – Geotechnical Measurements and Calculations. In Bromhead et. al. (eds.), Proc. of 8th International Symposium on Landslides, Cardiff (Wales), UK, Juni 2000, 837-842. London: Th. Telford.

KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2000b. Landslide triggering induced by barometric pressure changes, In: Proc. of the Inter. Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne, Australia, 19th – 24th November 2000, paper-no. 0555SNES

KÖHLER, H.-J., SCHULZE, R. & ASAMI, K. 2002. Protection measures in order to increase safety of unstable clay slopes by unconventional pore pressure release techniques. In Rybář et al. (eds.), Landslides - Proc. 1st European Conference on Landslides, Prague, Juni 2002, 597-601. Lisse: Balkema.

SCHULZE, R. & KÖHLER, H.-J. 1999. Landslides in overconsolidated clay – geotechnical measurements and calculations. In F. B. J. Barends et al. (Hrs.), Geotechnical Engineering

for Transportation Infrastructure – Proc. 12th European Conference on Soil Mechanics, Amsterdam, Juni 1999, pp. 601-608. Rotterdam: Balkema.

SCHULZE R. & KÖHLER, H.J. 2003a. Stabilisation of endangered clay slopes by unconventional pore pressure release technique, Proc. 6th Intl. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, September 2003, Frank Myrvoll (ed.), Balkema, Lisse, pp. 347-353

SCHULZE, R. & KÖHLER, H.-J. 2003b. Increasing safety of unstable slopes by unconventional pore pressure release technique. Proc. 1st GeoTechnical Measurements and Modelling, Karlsruhe, September 2003, Lisse: Swets&Zeitlinger, pp.245-251, ISBN 9058096033

SCHWAB, R., KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2004. Pore water compressibility and soil behaviour – excavations, slopes and draining effects. In: Advances in geotechnical engineering: The Skempton Conference, 29-31 March 2004, London, Thomas Telford, pp. 1169-1182

TERZAGHI, K. & PECK, R. 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, New York: Wiley

VULLIET, L., LALOU, L., KLUBERTANZ, G., GEISER, F & RIFA'I, A. 2002. Ungesättigte Bodenmechanik und ihre Anwendung auf Hangbewegungen. BAW-Kolloquium: Der Einfluss von Lufteinschlüssen auf die Strömungs- und Druckdynamik in Erdbauwerken, 23. Oktober 2002, Karlsruhe, <http://www.baw.de/vip/programm.php?veranstaltung=10>

---

Autoren:

R. Schulze & H.-J. Köhler

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe

## **Bewegungsdetektion und Geschwindigkeitsanalyse in Bildfolgen zur Untersuchung von Sedimentverlagerungen**

M. Jehle, M. Klar, H.-J. Köhler, M. Heibaum

### 1. Einleitung und bisherige Arbeiten

An Ufern bewirken vorbeifahrende Schiffe eine Änderung des Wasserspiegels und damit Druckschwankungen im Sediment. Durch im Porenwasser vorhandene gasförmige Anteile kommt es dabei zu einer Druckdämpfung, wodurch der sogenannte Porenwasserüberdruck entsteht. Die Folge sind Umlagerungen des Sediments bis hin zu einer Verflüssigung, welche langfristige Zerstörungen der Uferböschung zur Folge haben können. Dieser Mechanismus wird in (KÖHLER, 1989, 1997a, 1997b, 2001) detailliert beschrieben. Eine analytische Behandlung dieser Effekte findet sich zum Beispiel in (KÖHLER & KOENDERS 2003).

Die Sedimentumlagerungen können durch den Einsatz von Endoskopen und CCD-Kameras optisch erfasst werden. Die aufgenommenen Bildsequenzen werden mit Methoden der digitalen Bildverarbeitung analysiert. Versuche dazu fanden bisher im großen Druckversuchstank der BAW statt, in dem Drücke bis zu 4 bar erzeugt werden können. Vorversuche dazu sind in (HAUßECKER 1993) geschildert. Versuchsaufbau und Ergebnisse finden sich in (SPIES et al. 1998, 1999, 2000).

In den nachfolgend vorgelegten Arbeitsergebnissen werden die Druckänderungen anders als im Drucktank durch an einer Böschung brechende Wellen erzeugt. Dabei sind realistischere Bedingungen gegeben, die dem natürlichen Belastungsspektrum ähnlicher sind, aber immer noch Einschränkungen infolge der begrenzten Möglichkeiten der Versuchsmechanik unterliegen.

In Abschnitt 2 werden die geotechnischen Grundlagen beschrieben. Die Abschnitte 3 und 4 befassen sich mit den eingesetzten Werkzeugen der digitalen Bildverarbeitung. In Abschnitt 3 wird die Theorie der Bewegungsschätzung erläutert, während Abschnitt 4 den hier verwendeten Ablauf der einzelnen Schritte der Bildverarbeitung beschreibt. Messanordnung und Messvorgang werden in Abschnitt 5 behandelt.

Schließlich wird in Abschnitt 6 die Auswertung der Sequenzen erläutert, und es werden Ergebnisse vorgestellt. Abschnitt 7 fasst diesen Bericht zusammen und gibt einen Überblick auf parallel hierzu durchgeführte Arbeiten.

## 2. Geotechnischer Hintergrund

In der gängigen Ingenieurpraxis werden Böden im allgemeinen als wassergesättigt angenommen. Das heißt, die Böden können als Zweiphasensystem beschrieben werden: eine Feststoff- und eine Wasserphase. Dabei wird das im Porenraum zirkulierende Wasser im allgemeinen als inkompressibel betrachtet.

Der tatsächliche Zustand solcher Böden, insbesondere in Bodenverhältnissen mit geringer Wassertiefe, muß jedoch als Dreiphasensystem charakterisiert werden: Wasser, Bodenpartikel und Gas. Dieser Gasanteil ist unter natürlichen Bedingungen stets vorhanden und kann auch durch Mikroorganismen, Bakterien etc. noch zusätzlich verstärkt werden (KÖHLER & KOENDERS, 2000, 2003). Grob verallgemeinert kann der Gasanteil zwischen 1 und 15 Prozent angenommen werden (KÖHLER, 1989, 1997, 2001). Die Böden unter Wasser sind also als ungesättigtes Medium zu betrachten.

Schon geringfügige Mengen von fein verteilten Gasblasen im Porenwasser ändern beim Auftreten von Laständerungen die physikalischen Eigenschaften der Porenflüssigkeit und damit auch die des Bodens. Das heißt, die Lastverformungseigenschaften und das Stabilitätsverhalten solcher Böden ändern sich. Die Fließbedingungen im Porenwasser ändern sich vom stationären in den instationären Porenwasserfluß.

Im stationären Zustand herrscht überall im Boden ein Gleichgewicht aller angreifenden Kräfte. Im freien Wasser und in genügend durchlässigem Boden gleichen sich die Druckänderungen mit Schallgeschwindigkeit (quasi instantan) aus. Es treten keine transienten Druckgradienten und damit verbundene instationäre Strömungskräfte auf.

Anders sieht die Lage bei Vorhandensein einer gasförmigen Phase aus. Dadurch, daß das Sediment nun nicht mehr ideal wasserdurchlässig ist, besitzt das in den Porenräumen befindliche Wasser dann eine druckdämpfende Wirkung. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen wird vermindert. Kann die Porenwasserdruckanpassung einer äußeren Druckänderung (z. B. Absenkung) nicht unmittelbar folgen, so entsteht für einen kurzen Zeitraum nach Eintritt der Absenkung noch keine Porenwasserdruckänderung. Es bleibt ein in Abhängigkeit von der Tiefe überhöhter Wasserdruck erhalten, der Porenwasserüberdruck. Dieser baut sich im Laufe der Zeit wieder bis auf den Gleichgewichtswert ab. Die entstehenden instationären Druckgradienten führen zu Wasserströmungen in der gegenläufigen Richtung zur Wasserspiegeländerung. Das Porenwasser wird somit in der zur Druckänderung entgegengesetzten Richtung durch die Sedimentschichten gedrückt, so zum Beispiel vertikal nach oben, wenn Wasserspiegelsunkerscheinungen auf horizontale Gewässersohlen einwirken. In einem Böschungsuntergrund entsteht daher bei schnell-

ler Wasserspiegelabsenkung auch ein instationärer hydraulischer Druckgradient senkrecht zur Böschungsoberfläche.

Für die Größe des dabei entstehenden instationären Porenwasserüberdrucks  $\Delta u(z,t)$  kann nach (KÖHLER, 1989, 1997) folgender vereinfachter Zusammenhang in Abhängigkeit von der Tiefe  $z$  und der Zeit  $t$  angesetzt werden:

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w z_A \left(1 - a(t) e^{-b(t) \cdot z}\right) \quad (1)$$

Dabei ist:

- $\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>]    Wichte des Wassers
- $z_A$  [m]        Absink des Wasserspiegels
- $b(t)$  [1/m]    bestimmt den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe  $z$  und hängt von der Wasserdurchlässigkeit  $k$  des Bodens und der Absinkzeit  $t_A$  ab.
- $a(t)$  [-]        hat annähernd die Größenordnung von eins und übt daher keinen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf des Porenwasserüberdrucks aus.
- $z$  [m]         Tiefe im Boden unterhalb der Grenzfläche Wasser/Boden, jeweils senkrecht gerechnet von der maßgebenden Einwirkungsebene (Böschung oder Gewässersohle)

Wenn die oben beschriebenen Belastungseinwirkungen schnell erfolgen und ausreichend groß sind, kann sich der ungesättigte Boden unter Wasser unmittelbar nach Ablauf der Absinkzeit  $t_A$  sogar bis zur kritischen Tiefe  $z_{krit}$  [m] verflüssigen. So gilt z. B. für die Gewässersohle die folgende Beziehung:

$$z_{krit} = \frac{1}{b} \ln \left( \frac{\gamma_w \cdot z_A \cdot b}{\gamma'} \right) \quad (2)$$

Dabei gilt:

- $\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>]    Wichte des Wassers
- $z_A$  [m]        Absink des Wasserspiegels
- $b$  [1/m]        Porenwasserdruckparameter, der den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe  $z$  bestimmt,  $\rightarrow b(k, t_A)$
- $\gamma'$  [kN/m<sup>3</sup>]    Auftriebswichte des Bodens

Der maßgebende Porenwasserdruckparameter  $b$  [1/m] ist eine Funktion von der Wasserdurchlässigkeit  $k$  [m/s], der Absinkzeit  $t_A$  [s], der Steifigkeit des Bodens  $E_s$  [kN/m<sup>2</sup>] und

anderen hier nicht näher erläuterten Kennwerten. Die Größe dieses Parameters kann aus speziell aufgestellten Diagrammen zur Bestimmung des Porenwasserdruckparameters  $b$  [1/m] nach (KÖHLER, 2003 a, b) ermittelt werden.

Die aus schnellen Druckänderungen möglicherweise induzierten Bodenverflüssigungen (Fluidisierung) resultieren aus der Zunahme des Porenwasserüberdrucks, der bei Erreichen einer bestimmten Größe dazu führt, daß die effektiven Spannungen zwischen den einzelnen Bodenkörnern verloren gehen. Die Bodenmasse verhält sich danach wie eine schwere Flüssigkeit und besitzt dann keine Reibungsfestigkeit mehr. Der für die Übertragung der Scherkraft maßgebliche Korn- zu Korndruck geht im Falle der Bodenverflüssigung (auch Fluidisierung genannt) verloren. Die Stabilität der Gewässersohle und die der Uferböschung ist dann zeitweise nicht mehr gewährleistet.

Extern einwirkende Wasserdruckentlastungen aus dem Wasserspiegelabsink  $z_A$  [m] können als schnell gewertet werden, wenn sie mit einer Absinkgeschwindigkeit  $v_{zA}$  [m/s] einhergehen, die größer ist als der maßgebende Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] des Bodens ( $v_{zA} > k$ ). Die Absinkgeschwindigkeit  $v_{zA}$  [m/s] wird durch das Verhältnis aus dem Absink  $z_A$  [m] und der jeweiligen Absinkzeit  $t_A$  [s] bestimmt ( $v_{zA} = z_A/t_A$ ).

Man kann zeigen (KÖHLER & KOENDERS 2003), dass Fluidisierung in einem ungeschützten Gewässerbett nach der Zeit  $t_1$  beginnt (berechnet vom Zeitpunkt  $t_0$ , an dem der externe Druck mit der Änderungsgeschwindigkeit  $\dot{\sigma}_1 \equiv v_{zA}$  zu fallen beginnt):

$$t_1 = \pi y_0 \left( \frac{i_c \gamma_w}{\dot{\sigma}_1} \right)^2 \quad (3)$$

wobei:

$y_0$  [m] druckäquivalente Wassertiefe (sie entspricht der tatsächlichen Wassertiefe plus die der externen Druckänderung entsprechenden äquivalenten Wassertiefe)

$i_c$  [-] kritischer hydraulischer Gradient:

$$i_c = \frac{1}{\gamma'} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4)$$

$a^2$  [s/m] ist ein Systemparameter, der Informationen über das Mischverhältnis von Bodenteilchen, Flüssigkeit und Gas enthält:

$$a^2 = \frac{4n(1-s_t)}{k} \quad (5)$$

wobei  $n$  die Porosität des Bodens ist,  $k$  die Durchlässigkeit,  $u$  der Porenwasserdruck (entspricht der hydrostatischen Druckhöhe  $h_w$ , multipliziert mit der Wichte des Wassers  $\gamma_w$ ) und  $s_i$  der Sättigungsgrad (der spezifische Anteil des Bodens, der nicht gasförmig ist).

Mit kleiner werdendem  $s_i$  wird  $a$  größer, und der Zeitpunkt  $t_1$  wird früher erreicht. Das heißt, bei kleinerem Sättigungsgrad dauert es bei gleichgroßer externer Druckänderung auch weniger lang, bis der Boden fluidisiert. Der Zeitpunkt  $t_1$  wurde hier zunächst unter der vereinfachenden Annahme ermittelt, dass die Kompressibilität des Fluides nicht von der Tiefe  $z$  abhängt, was in der Realität aber noch zusätzlich berücksichtigt werden muß.

Um die beschriebenen Vorgänge im ungesättigten Boden unter Wasser untersuchen zu können, wurden Endoskope in die Böschung der BAW-Wellenversuchsgrube eingesetzt und Bildsequenzen vom Verhalten des Sandbodens unterhalb des Deckwerks in der kritischen Bodentiefe  $z_{krit}$  während der Wellenbelastung aufgezeichnet.

Ausgewertet wurden die aufgenommenen Bildsequenzen mit den Methoden der digitalen Bildverarbeitung, auf die in den nächsten zwei Abschnitten genauer eingegangen wird.

### 3. Bewegungsschätzung

In einem Bild sind dem Beobachter direkt zugänglich die Änderungen der Grauwerte  $g$ , der sogenannte optische Fluss. Dieser hat die Dimension einer Geschwindigkeit und wird im folgenden als  $\vec{v}$  bezeichnet. Wird der optische Fluss aus zwei aufeinander folgenden Bildern bestimmt, so erscheint er als Verschiebungsvektor von den Merkmalen des ersten zu denen des zweiten Bildes. Liegt an jedem Bildpunkt ein Verschiebungsvektor vor, so spricht man von einem Verschiebungsvektorfeld (VVF).

Um dynamische Prozesse zu untersuchen, muß das Verschiebungsvektorfeld mit einer hohen Präzision ermittelt werden, da die folgenden Berechnungen (wie zum Beispiel die Bestimmung der Divergenz oder der Rotation) auf dem VVF aufbauen. Sich bewegende Objekte führen bei der Bildaufnahme zu einer gegen die Zeitachse geneigten Struktur im Ortszeitraum. Der Zusammenhang zwischen dem Orientierungswinkel und dem optischen Fluß lautet:

$$\vec{v} = -(\tan \phi_1, \tan \phi_2) \tag{6}$$

wobei  $\phi_1$  und  $\phi_2$  die Winkel zwischen den  $x$ - und  $y$ -Komponenten eines Vektors in Richtung konstanter Grauwerte und der  $t$ -Achse darstellen.

In Abbildung 1 wird dieser Zusammenhang veranschaulicht.

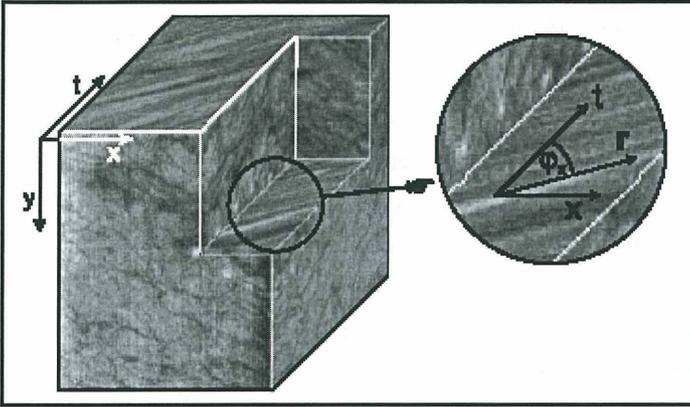


Abbildung 1: Zusammenhang zwischen Orientierungswinkel und optischem Fluss

Diese Eigenschaft erlaubt es, den optischen Fluß aus einer Orientierungsanalyse im dreidimensionalen Orts-Zeit-Raum zu bestimmen. Man sucht dabei nach der Richtung konstanter Grauwerte im  $\vec{x}$ - $t$ -Raum.

Mathematisch kann Orientierung von Linien konstanter Grauwerte in einer dreidimensionalen raumzeitlichen Umgebung  $U$  formuliert werden als die Richtung  $\vec{r}$ , die möglichst senkrecht zu allen Grauwertgradienten  $\nabla g$  in  $U$  steht. Das heißt,  $\vec{r}$  muss folgenden Ausdruck minimieren:

$$S = \int_V (\vec{r}^T (\vec{x}') \cdot \nabla g(\vec{x}'))^2 dx', \quad \text{wobei } \vec{r}^T \nabla g = r_x \frac{\partial g}{\partial x} + r_y \frac{\partial g}{\partial y} + r_z \frac{\partial g}{\partial z} \quad (7)$$

Indem man die quadratischen Terme in  $S$  ausmultipliziert, gelangt man zu:

$$S = \vec{r}^T \mathbf{J} \vec{r}, \quad (8)$$

mit dem sogenannten Strukturtensor:

$$\mathbf{J}(\vec{x}) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\vec{x} - \vec{x}') \nabla g(\vec{x}') \nabla g^T(\vec{x}') d\vec{x}'. \quad (9)$$

Die Komponenten von  $\mathbf{J}$  berechnen sich zu:

$$J_{pq} = \int_{-\infty}^{\infty} h(\vec{x} - \vec{x}') \frac{\partial g(\vec{x}')}{\partial x_p} \frac{\partial g(\vec{x}')}{\partial x_q} d\vec{x}' \quad (10)$$

$\frac{\partial g(\vec{x})}{\partial x_p}$  steht für die partielle Ableitung der raumzeitlichen Bildstruktur  $g(\vec{x})$  in Richtung der

$p$ -Achse. Der Information, daß in einer Umgebung  $U$  vom Punkt  $\vec{x}$  integriert werden soll, wird dadurch Rechnung getragen, daß man eine Fensterfunktion  $h(\vec{x} - \vec{x}')$  einführt.

Die Komponenten des diskreten Tensors können mithilfe von 3D-Glättungs- und Ableitungsoperatoren berechnet werden:  $J_{pq} = B(D_p \cdot D_q)$ . Die Glättung  $B$  wurde mit Hilfe einer Pyramide, die Ableitung mit auf Isotropie optimierten Sobeloperatoren realisiert (SCHARR ET AL. 1997).

Der Term  $S$  (8) wird minimal, wenn der Vektor  $\vec{r}$  der zum kleinsten Eigenwert des Tensors  $J$  gehörige Eigenvektor ist. Die Suche nach einer lokalen Orientierung reduziert sich also auf eine Eigenwertanalyse des Struktur tensors  $J$ . Dem Rang des Tensors lässt sich ein bestimmter Bewegungstyp zuordnen (siehe Tabelle 1).

Rang	Bewegungstyp	Coh	edge	corner
0	konstanter Grauwert	0	0	0
1	bewegte Kanten	1	1	0
2	gleichmäßig bewegte Struktur	1	0	1
3	Keine kohärente Bewegung	0	0	0

Tabelle 1: Rang und Kohärenzmaße für verschiedene Arten von Bewegung

Die Extremfälle Rang 0 und Rang 3 repräsentieren keine augenscheinliche Bewegung. Im Fall Rang 1 bewegt sich eine schon orientierte Struktur (d. h. Kante) mit einer konstanten Geschwindigkeit. Nur einer der drei Eigenvektoren entspricht einem Eigenwert größer als Null. Dieser Eigenvektor  $\vec{e}_i$  zeigt senkrecht auf die Ebene konstanten Grauwerts im dreidimensionalen Orts-Zeit-Raum, und kann benutzt werden um den normalen optischen Fluß  $v_{\perp}$  zu berechnen:

$$v_{\perp} = -\frac{e_{l,t}}{\sqrt{e^2_{l,x} + e^2_{l,y}}} \quad (11)$$

Daß nur die Normalkomponente des optischen Flusses, d. h. die Komponente senkrecht zur bewegten Kante, erhalten werden kann, liegt am Blendenproblem. Man kann dieses überwinden, indem man eine gefilterte Rückprojektion durchführt (HAUBECKER & JÄHNE 1997).

Im Fall Rang 2 bewegt sich eine isotrope Grauwertstruktur mit einer konstanten Geschwindigkeit  $\vec{v}$ . Sie kann berechnet werden, indem man den zum kleinsten Eigenwert korrespondierenden Eigenvektor  $\vec{e}_s$  zu Rate zieht:

$$\vec{v} = \begin{pmatrix} \frac{e_{s,x}}{e_{s,t}}, \frac{e_{s,y}}{e_{s,t}} \end{pmatrix} \quad (12)$$

Um die Zuverlässigkeit des bestimmten Geschwindigkeitsfeldes beurteilen zu können, wurde das normalisierte Bestimmtheitsmaß coherence eingeführt (HAUBECKER & JÄHNE 1997):

$$coh = \left( \frac{\lambda_l - \lambda_s}{\lambda_l + \lambda_s} \right)^2 \quad (13)$$

wobei  $\lambda_s$  der kleinste und  $\lambda_l$  der größte Eigenwert ist. Beide Fälle mit Bewegung (Rang 1 und Rang 2) führen im Idealfall zu einem Bestimmtheitsmaß  $coh = 1$ .

Um entscheiden zu können, ob ein Blendenproblem vorliegt (Rang 1), dient das Kantenmaß  $edge$ :

$$edge = \left( \frac{\lambda_l - \lambda_m}{\lambda_l + \lambda_m} \right)^2 \quad (14)$$

wobei  $\lambda_m$  der mittlere Eigenwert ist.

Der Fall einer sich bewegenden Ecke (Rang 2) wird durch das Eckenmaß  $corner$  parametrisiert:

$$corner = coh - edge \quad (15)$$

#### 4. Ablauf der Bildverarbeitung

In dem nachfolgenden Textabschnitt wird über den Ablauf der jeweiligen Bildverarbeitungskette berichtet.

Das dazugehörige Ablaufdiagramm ist in Abbildung 2 dargestellt.

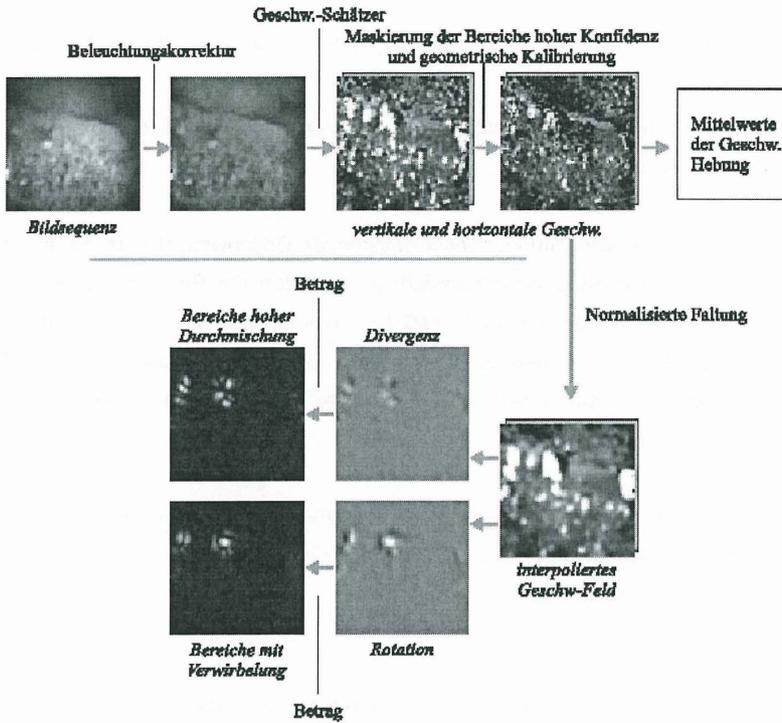


Abbildung 2: Ablaufdiagramm der Bildauswertung

Zunächst wird eine Korrektur der Beleuchtung durchgeführt: Da die im Beleuchtungskopf des Endoskops eingebaute Faseroptik nicht zu einer hinreichend homogenen Ausleuchtung führt, muß die Beleuchtung nachträglich korrigiert werden. Dazu wird das aufgenommene Bild sehr stark geglättet. Da die betrachteten Objekte selbst im Falle der Größe eines Kiesel immer noch deutlich kleiner sind als das gesamte Bild, liefert eine starke Glättung die Beleuchtungsinhomogenität. Zur Glättung wurde die 6. Stufe einer Gaußpyramide verwendet (JÄHNE 2002). Das geglättete Bild wurde dann mittels Division durch den Mittelwert auf eins normiert. Zur Korrektur wird jedes Bild der Sequenz durch dieses so normierte Bild geteilt.

Es folgt eine geometrische Kalibrierung. Um ein Maß zu erhalten, wie groß der Bereich ist, der auf ein Pixel horizontal bzw. vertikal abgebildet wird, wird die durch die Aufnahme ei-

nes Kalibriertargets erhaltene Breite  $d_x$  bzw. Höhe  $d_y$  durch die Anzahl der Pixel  $n_x$  bzw.  $n_y$  dividiert. Man erhält daraus die Umrechnungsfaktoren  $c_x = d_x/n_x$  bzw.  $c_y = d_y/n_y$ .

Im nächsten Schritt wird mit dem Strukturtensor das Verschiebungsvektorfeld berechnet, wie in Abschnitt 3 beschrieben.

Da es sinnvoll ist, die mit dem Strukturtensor bestimmten Geschwindigkeiten nur an Stellen hohen Bestimmtheitsmaßes zu berücksichtigen, werden die Bereiche eines Bildes segmentiert, die ein hohes Bestimmtheitsmaß (*coherence*) oder ein hohes Kantenmaß (*corner*) aufweisen. Es werden daraus Binärmasken erzeugt, d.h. überall, wo das Bestimmtheitsmaß bzw. das Kantenmaß eine bestimmte Schwelle überschreitet, hat die Maske den Wert eins, ansonsten null.

Danach wird eine sog. Normalisierte Faltung (JÄHNE 2002) durchgeführt, um die bei der Berechnung entstandenen Lücken zu füllen. Das neue Geschwindigkeitsbild  $B'$  berechnet sich aus dem alten Geschwindigkeitsbild  $B$  zu:

$$B' = \frac{M * (W \cdot B)}{M * W} \quad (16)$$

$M$  ist dabei die Faltungsmaske, für die eine Glättungsmaske eingesetzt wird.  $W$  ist das Wichtungsbild, für das das Kohärenzmaß verwendet wurde. Dabei wurde das Kohärenzmaß nur an Stellen hoher Kohärenz benutzt, die im vorherigen Schritt segmentiert wurden. Fehlerhafte Bereiche mit niedriger Kohärenz werden also nicht nur weniger gewichtet, sondern komplett ausgeschlossen.

Man erhält letztendlich ein Geschwindigkeitsbild, bei dem zwischen den Stützstellen interpoliert wurde. Auch die so behandelten Geschwindigkeitsfelder zeigen noch Lücken an Stellen, wo zu große Bereiche kleiner Kohärenz auftreten. Solche Lücken werden bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt.

Da die durch die Wellen hervorgerufene Belastung eine Kraft auf das am Deckwerk fixierte Endoskop ausübt und darüberhinaus sich das Deckwerk auch noch hebt und senkt, entsteht in den Sequenzen eine Bewegung zwischen den Endoskopen und dem Boden (im folgenden auch Relativbewegung genannt), die nichts mit den zu untersuchenden intergranularen Sedimentverlagerungen zu tun hat. Diese Bewegung muss von den eigentlich interessierenden Bewegungssequenzen getrennt werden.

Dazu wird zunächst das kreisförmige Fenster des Endoskops segmentiert. Das ist der Bereich, wo die Relativbewegung zu sehen ist. Der Randbereich wird durch mehrfache Anwendung eines Erosions-Operators aus dem Fenster ausgeschlossen (JÄHNE 2002). Es wird aus dem segmentierten Bereich eine Binärmaske erzeugt.

Es werden dann die Verschiebungsvektoren im Bereich, der durch die Binärmaske abgedeckt ist, gemittelt. Da angenommen wird, dass die Sedimentverlagerungen klein sind gegenüber der Relativbewegung, ist der Vektor, den man durch Mittelung erhält, ungefähr der Vektor der Relativbewegung. Dieser Vektor wird von den Verschiebungsvektoren abgezogen.

Bei der Untersuchung von Sedimentverlagerungen sind Aussagen über die Wirbelstärke und die Quellen und Senken der Geschwindigkeitsfelder von Bedeutung.

Die Rotation des Feldes  $\text{rot } \vec{v} = \nabla \times \vec{v}$  ist ein Maß für die auftretenden Wirbel. Da  $\vec{v}$  zweidimensional ist, ist  $|\text{rot } \vec{v}| = \partial_x v_y - \partial_y v_x$  und zeigt senkrecht zur Beobachtungsfläche. Das Vorzeichen gibt an, ob es sich um eine links- oder rechtszirkuläre Bewegung handelt.

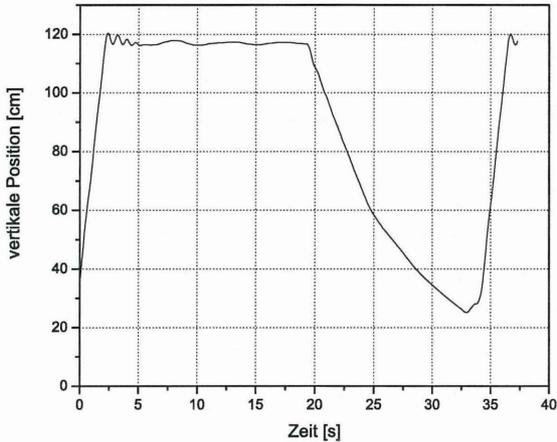
Zur Parametrisierung der Durchmischung wird auch die Divergenz des Geschwindigkeitsfeldes herangezogen:  $\text{div } \vec{v} = \nabla \cdot \vec{v} = \partial_x v_x + \partial_y v_y$ . Positive Divergenz bedeutet dann eine Quelle und negative Divergenz eine Senke des Geschwindigkeitsfeldes.

## 5. Aufbau und Messvorgang

Die möglichen Sedimentverlagerungen wurden in der Wellenversuchsgrube der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe untersucht. Mit dieser Versuchsanordnung in der Wellenversuchsgrube können die Bedingungen an einer Uferböschung und die durch das Passieren eines Schiffes hervorgerufenen Wasserdruckänderungen realistischer nachgebildet werden als in kleinmaßstäblichen Laborversuchen

Mit dem hydraulischen Wellenerzeugungsmechanismus (zu sehen auf Abbildung 4e) können in der Regel Wellen bis zu einer Amplitude von 60 cm erzeugt werden. Damit ist eine Druckänderung von 600 mm WS in einer Absenkzeit von etwa 5 s verbunden. Hierdurch wird es möglich, die notwendigen Bedingungen für das Entstehen von Porenwasserüberdrücken und die mögliche kurzzeitig wirkende Fluidisierung des sandigen Deckwerksuntergrundes bzw. den Beginn der Verflüssigung in der kritischen Bodentiefe  $z_{\text{krit}}$  zu untersuchen (siehe Abschnitt 2). Abbildung 3a zeigt exemplarisch den Weg des Wellenerzeugers in vertikaler Richtung während einer Wellenperiode. Abbildung 3b zeigt die dazugehörigen

extern auf die Böschung einwirkenden Wasserdruckverhältnisse, die an zwei Meßpunkten der Deckwerksoberkante rechts und links der Meßstelle von Drucksensoren simultan aufgezeichnet wurden.



a)

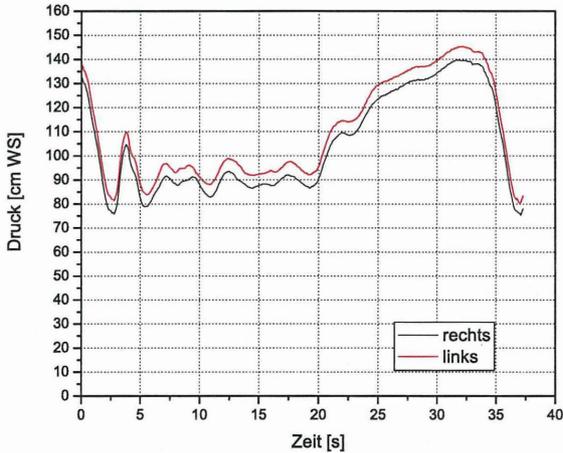


Abbildung 3: a) vertikale Position des Wellenerzeugers in Abhängigkeit von der Zeit und b) zeitliche Wasserdruckänderungen rechts und links der Meßstelle

Um einen Einblick in die Vorgänge im Sediment erhalten zu können, wurden starre Endoskope an unterschiedlichen Stellen der Böschung in unterschiedlichen Tiefen platziert.

Die Endoskope haben einen Blickwinkel von 90 Grad, sind fokussierbar und sind bis zu 2 bar wasserdicht. Es kommen achromatische Linsensysteme zum Einsatz. Auf die Endoskope sind sogenannte Beleuchtungsköpfe gesteckt, die mit dem über Glasfasern zugeführten Licht einen Bereich von etwa 15x15 mm möglichst homogen ausleuchten sollen. Die Endoskopzuführung ist dabei ebenfalls auf 2 bar wasserdicht (siehe Abbildung 4b).

Die Sony XC-73-Kameras liefern 25 Vollbilder (Größe: 640 mal 480 Pixel) pro Sekunde an den Framegrabber des Typs Eltec PCEye 4, der in einem PC mit 512 MByte Hauptspeicher sitzt. Zur Speicherung wurden die Daten an ein RAID mit einer Kapazität von 150 GByte mit einer maximal möglichen Datendurchsatzrate von 20 MByte pro Sekunde übertragen. Zunächst wurde eine geometrische Kalibrierung durchgeführt. Dazu wurde ein Kalibriertarget mit einem Gummiband direkt vor das Fenster des Beleuchtungskopfes angebracht. Danach werden unter Wasser Bilder aufgezeichnet (siehe Abbildung 4c und 4d). Die Gitterlinien des Kalibriertargets sind 0,5 mm voneinander entfernt. Abbildung 5 zeigt eine Aufnahme des Kalibriergitters. Auf eine horizontale Distanz von 13,5 mm kommen 560 Pixel; auf eine vertikale Distanz von 11 mm kommen 480 Pixel. D. h. die Umrechnungsfaktoren  $c_x$  und  $c_y$  sind 0,0241 bzw. 0,0230. Schon hier zeigt sich, dass die Beleuchtung sehr inhomogen ist. Die Aufgabe der Bildverarbeitung ist es, die Beleuchtung zu korrigieren (siehe Abschnitt 4). Da die Kameras vor den Wellen und vom Spritzwasser geschützt werden mußten, wurden diese mit speziell hergestellten Schutzrohren abgedichtet (siehe Abbildung 4a). Während einer ersten Messung hatte sich gezeigt, daß nur geringfügige Teilchenbewegungen zu erkennen waren. Grund dafür war, dass die Endoskope an Stellen mit zu geringer Belastung hinsichtlich der äußeren Wasserdruckdifferenz und der kritischen Tiefenlage  $z_{krit}$  im Boden platziert wurden. Insbesondere konnte die maximal erreichbare äußere Wasserdruckdifferenz zwischen Ruhewasserspiegel und maximal abgesenkten Wasserspiegel nur in einer böschungsp parallelen Streichlinie ohne ausreichend große Flächenausdehnung in Böschungsfallrichtung aufgebracht werden, wie es in Bild 4g gut zu erkennen ist. Damit ist auch die Zeitdauer der maximalen Druckentlastung aus dem einwirkenden Wellental nur sehr kurz, da die unmittelbar danach auflaufende und auf der Böschung brechende Welle den vorauslaufenden kurzzeitigen, steilen Druckabfall bereits wieder aufhebt. Die Endoskope wurden deshalb in einem zweiten Versuch in einem tiefer gelegenen Böschungsbereich eingebaut, wo das Absenkmaß von 60 cm WS gerade noch für den Bruchteil von Sekunden zu erwarten war. Die im folgenden präsentierten Ergebnisse dieser Messungen beziehen sich auf diese sowohl nach Bodentiefe als auch Deckwerkslage optimierte Endoskop-Position, wo die größten äußeren Wasserdruckdifferenzen aus der Wellenbelastung kurzzeitig auf dem Deckwerk einwirken konnten.

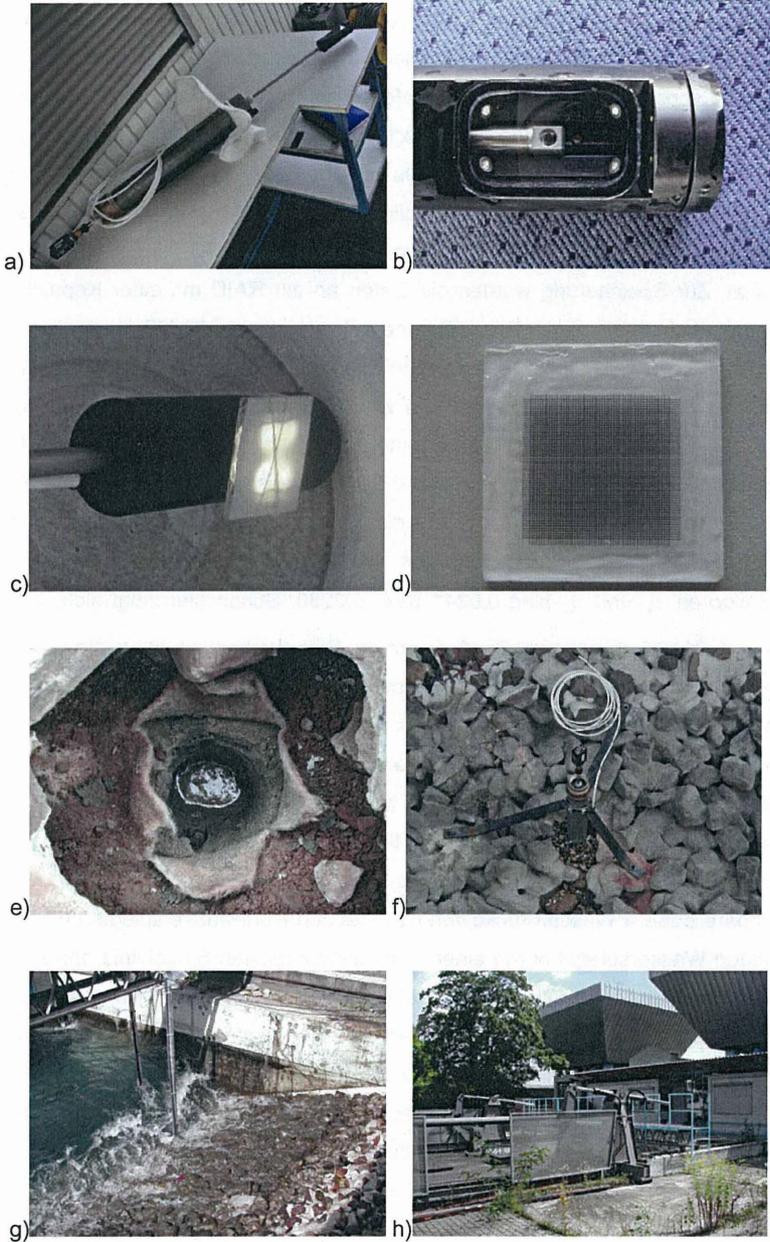


Abbildung 4: a) Endoskop mit Kamera, Beleuchtungskopf und Schutzrohr b) Beleuchtungskopf mit Glasfaserbeleuchtung c) Kalibriervorgang unter Wasser d) Kalibriertarget e) Bohrung für das Endoskop f) eingebautes Endoskop g) Brechende Welle h) Wellenerzeugungsmechanismus

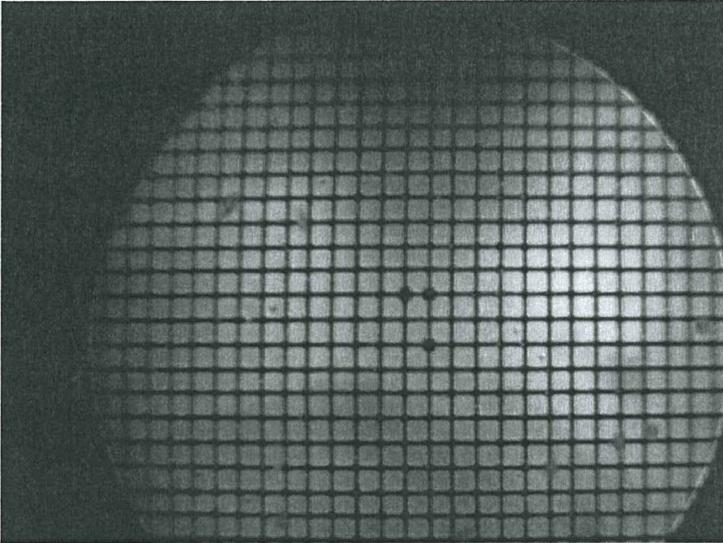


Abbildung 5: Aufgenommenes Bild des Kalibriertargets

## 6. Auswertung und Ergebnisse

Es wurde eine 500 Einzelbilder, also 20 s, umfassende Sequenz ausgewählt, in der Einzelkornverlagerungen im sandigen Sediment des Böschungsuntergrundes zu erkennen waren.

Anhand einer Momentaufnahme innerhalb dieser Sequenz soll die Auswertung illustriert werden. Abbildung 6a zeigt das aufgezeichnete Rohbild. In 6b ist das mit dem in Abschnitt 3 beschriebenen Verfahren berechnete Verschiebungsvektorfeld dargestellt. Die Länge der Pfeile wurde zur besseren Darstellung mit einem Faktor skaliert. Die aus den einzelnen Bildsequenzen (Einzelbildfolgen über eine Zeitspanne von 40 ms) ermittelten tatsächlichen Verschiebungen im Sand spielen sich im Mikrometerbereich ab.

Im nächsten Bild (Abbildung 6c) wurde der Vektor der Relativbewegung abgezogen und die Binärmaske angewendet. Danach wurden die Beträge der Verschiebungsvektoren berechnet, und zur Visualisierung der Ergebnisse wurden den Beträgen Farben zugeordnet. Große Verschiebungen werden rot, kleine Verschiebungen blau dargestellt. In Abbildung 6d ist das bearbeitete Bild zu sehen, überlagert mit dem ausmaskierten Rohbild.

Abbildung 6e zeigt den verwendeten Farbkeil.

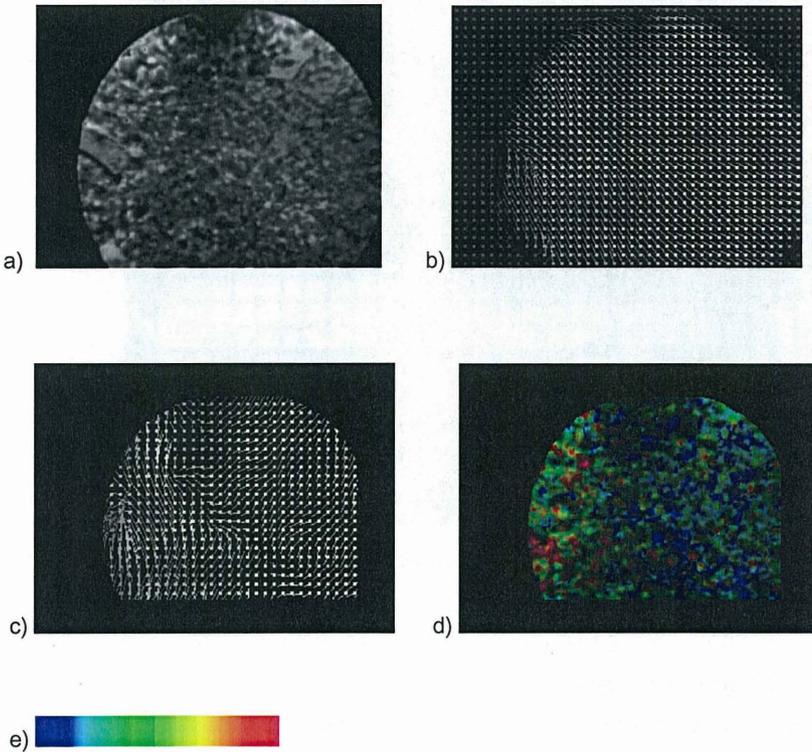


Abbildung 6: a) Rohbild b) Verschiebungsvektorfeld mit Relativbewegung  
c) VVF abzüglich der Relativbewegung d) farbkodierte Beträge der Verschiebungsvektoren e) verwendeter Farbverlauf

Als nächstes Auswertungsziel wurden Rotation und Divergenz aus dem Verschiebungsvektorfeld berechnet. Hierbei spielt es keine Rolle, ob man das Bild mit oder ohne Relativbewegung verwendet, da aufgrund des differentiellen Charakters von Rotation oder Divergenz nur Differenzen in die Berechnung eingehen.

In Abbildung 7a ist die Rotation des Geschwindigkeitsfeldes gezeigt. Die roten Bereiche sind Bereiche mit linkszirkularer, die blauen Bereiche mit rechtszirkularer Rotation. Sandkörner, dargestellt in grünen Bereichen, erfahren keinerlei Verwirbelung.

Das Auftreten lokaler Strömungen erzwingt die Trennung von Teilen des Sediments von seiner ursprünglichen Umgebung und führt zu einer Durchmischung, damit auch längerfristig zur Instabilität des granularen Mediums. Die Parametrisierung der Durchmischung, die Divergenz, ist in Abbildung 7b dargestellt. Man erkennt Bereiche positiver Divergenz

(rot), die in Bereichen vorkommt, wo sich gerade Teilchen von der Umgebung lösen, und Bereiche negativer Divergenz (blau), wo eine Annäherung an die Umgebungsgeschwindigkeit stattfindet.

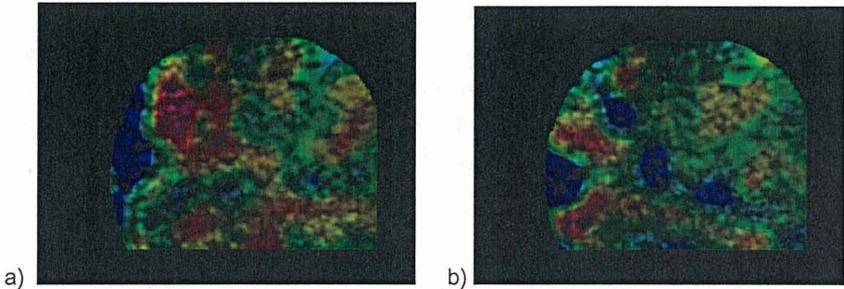


Abbildung 7: zur Durchmischung a) Rotation b) Divergenz des Geschwindigkeitsfeldes

Um von der Betrachtung der Momentaufnahme hin zur angestrebten Durchmischungsanalyse der gesamten Sequenz zu gelangen, sind zunächst einmal die über die Einzelbilder gemittelten Durchschnittsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Zeit von Interesse. In Abbildung 8a sind die horizontale und die vertikale Durchschnittsgeschwindigkeit über die Zeit aufgetragen. Dabei wurde die Relativbewegung schon abgezogen.

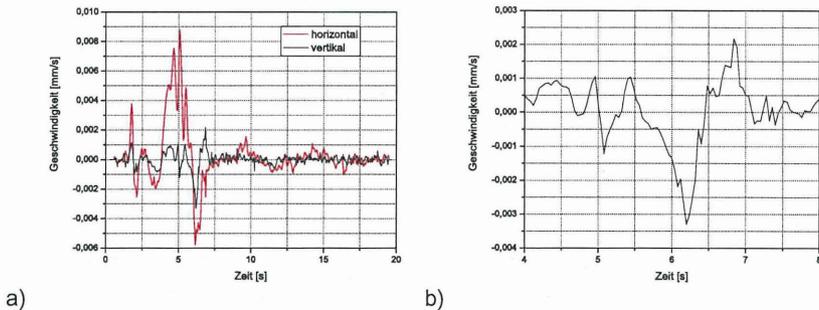
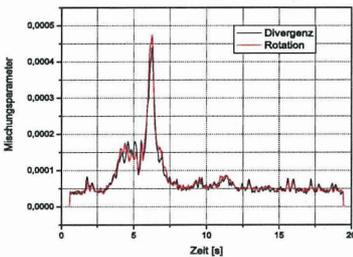


Abbildung 8: a) horizontale und vertikale Durchschnittsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit (Gesamt-Sequenz) b) vertikale Durchschnittsgeschwindigkeit (Zeitbereich 4 bis 8 Sekunden seit Beginn der Sequenz)

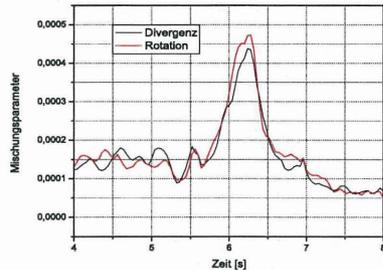
Die vertikale, über das Bild gemittelte, Geschwindigkeit wurde in einem gesonderten Diagramm (Abbildung 8b) im Zeitbereich von 4 bis 8 Sekunden aufgetragen. Der Kurvenver-

lauf ähnelt qualitativ dem Kurvenverlauf, wie er auch schon in früheren Messungen dokumentiert werden konnte (SPIES ET AL. 2000). Wegen der geringeren Wasserdruckänderung sind die ermittelten Geschwindigkeiten im Vergleich zur Messung im Drucktank um ca. eine Größenordnung kleiner.

Die Divergenz und die Rotation wurden ebenfalls über das Bild gemittelt und in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen (Abbildung 9). In Abbildung 9b wurde derselbe Zeitbereich gewählt wie in Abbildung 8b. Zu Zeiten hoher Durchschnittsgeschwindigkeit finden erwartungsgemäß auch eine hohe Durchmischung (Divergenz) und eine große Verwirbelung (Rotation) statt. Desweiteren sind Divergenz und Rotation zeitlich korreliert: Zu Zeiten großer Verwirbelungen findet auch eine hohe Durchmischung statt.



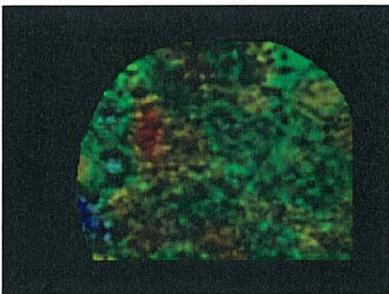
a)



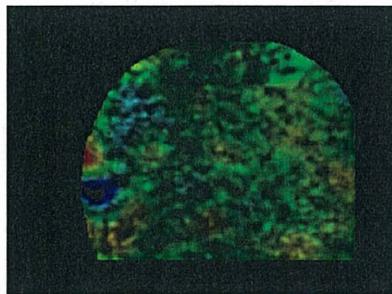
b)

Abbildung 9: gemittelte Divergenz/Rotation in Abhängigkeit von der Zeit a) über die gesamte Sequenz b) im Zeitbereich von 4 bis 8 Sekunden seit Beginn der Sequenz

In Abbildungen 10a und 10b sind sogenannte Durchmischungs- bzw. Verwirbelungskarten dargestellt. Das heißt, die Beträge von der Divergenz bzw. Rotation wurden über die gesamte Sequenz gemittelt. Zu beachten ist, dass im Vergleich zu Abbildung 7 eine um den Faktor 10 empfindlichere Farbskala gewählt wurde, damit die Unterschiede in Divergenz und Rotation erkennbar wurden.



a)



b)

Abbildung 10: a) Verwirbelungskarte b) Durchmischungskarte

## 7. Zusammenfassung und Ausblick

Die endoskopischen Messungen in der Wellengrube ergänzen die im Drucktank der BAW aufgenommenen Messungen, wie sie (SPIESS ET AL. 2000) durchgeführt haben. Der Wellenerzeugungsmechanismus und die Geometrie der Wellengrube erlauben den erforderlichen Versuchsmaßstab von 1:1, der die Böschungsbelastungen aus schiffsinduzierten Wellen einigermaßen zufriedenstellend simulieren kann, um den Belastungen an den realen Wasserstraßen möglichst nahe zu kommen. Die hier zu untersuchenden Fluidisierungserscheinungen im Sand unterhalb des Deckwerks konnten jedoch nur ansatzweise sicher erfasst werden. Die zu einer ausreichend langandauernden Fluidisierung des sandigen Böschungsuntergrundes erforderlichen Absenkgrößen und Absenkzeiten konnten aus den schon dargestellten geometrischen Gründen in der hier zur Verfügung stehenden Wellenversuchsanlage nicht erzeugt werden. Bei den hier durchgeführten Versuchen konnten nur relativ kleine Laständerungen simuliert werden, die eine vom Porenwasserüberdruck ausgelöste Fluidisierung des Böschungsbodens wenigstens kurzzeitig über einen Bruchteil von Sekunden erkennen ließen. Wie in (KÖHLER & KOENDERS 2003, DAVIS ET AL. 2003) beschrieben, sind solche Fluidisierungserscheinungen im wasserwechselbelasteten Boden bei entsprechenden Belastungsgrößen eindeutig zu erwarten. Weiterführende Versuche im Drucktank der BAW werden den notwendigen Nachweis mit Hilfe der hier beschriebenen Methode der digitalen Bildverarbeitung über den Gesamtzeitraum der Fluidisierung liefern können. Die Methode des Strukturtensors zur Bewegungsschätzung wie in (HAUßCKER & JÄHNE 1997) dargestellt, erlaubt es, ein dichtes Verschiebungsvektorfeld zu berechnen, um daraus Durchmischungsparameter, wie Divergenz und Rotation, zu ermitteln. In einem parallel durchgeführten Projekt wurden in der BAW Strömungen in und über einem Kiesbett mit den Methoden der Bildverarbeitung vermessen (KLAR ET AL. 2004, DETERT ET AL. 2004). Im Rahmen dieses Messprogramms wurden darüber hinaus auch drei starre Endoskope eingesetzt, um die in dem unterlagernden Sand durch strömungsbedingten äußeren Turbulenzeintrag ausgelösten Sedimentverlagerungen zu detektieren. Die in dem hier vorgelegten Beitrag ausgewerteten Messungen in der Wellenversuchsrube der BAW waren gleichzeitig auch ein Test für die Güte der Messmethode, die in den oben genannten Parallel-Messungen in einem kiesüberdeckten Sandbett dann auch zur Anwendung kommen konnten. Durch unterschiedliche Überströmungsgeschwindigkeiten, gekoppelt mit Wellenbelastung, sind diese Modellversuche in einer Modellrinne der BAW in den letzten Jahren mit dem Ziel der hydraulisch bedingten Sedimentbewegung und den damit zusammenhängenden Turbulenzeinträgen in das Gewässerbett erfolgreich durchgeführt worden.

Die an der Wellengrube aufgezeichneten Daten haben damit die Anwendung einer neuartigen Methode der digitalen Bildauswertung ermöglicht, die eine zuverlässige Analyse der direkten Divergenz- bzw. Rotationsabschätzung in einem durch hydraulische Belastungen bewegten Sediment zu liefern im Stande sind.

## 8. Literatur

DETERT, M., KLAR, M., JEHL, M., JIRKA, G., JÄHNE, B. KÖHLER, H.-J., & WENKA, T. 2004. Pressure Fluctuations on and in Subsurface Gravel Layer Bed caused by Turbulent Open-Channel Flow. In: Proceedings of the Second International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow2004), Napoli, Italy, June 23rd-25th 2004, A.A. Balkema-Publishers, Leiden, London (Taylor & Francis Group), Vol. 1, pp. 695–701, ISBN 905809 687 4

DAVIS, M., KÖHLER, H.-J., KOENDERS, M. A. & SCHWAB R. 2004. Hydraulic Failure and soil structure deformation due to wave and draw down loading. In: ASCE-Proceedings of the Coastal Structure 2003 Conference, Oregon, August 26th-29th 2003, Reston, Virginia, USA, (in print)

HAUßECKER, H. 1993. Mehrgitter-Bewegungssegmentierung in Bildfolgen mit Anwendung zur Detektion von Sedimentverlagerungen, Diplomarbeit, Universität Heidelberg

HAUßECKER, H. & JÄHNE B. 1997. A Tensor Approach for Precise Computation of Dense Displacement Vector Fields, Proceedings of Mustererkennung, 19. DAGM Symposium Braunschweig, pp. 199–208

JÄHNE, B. 2002. Digitale Bildverarbeitung 5. Auflage, Springer, Berlin

KLAR, M. ET AL. 2001. Optische Strömungsmessung mit 3-D-PTV: BAW-Messkampagne 2001, Interdisziplinäres Zentrum für Wissenschaftliches Rechnen, Universität Heidelberg. In: FERC-Workshop 2001, BAW-Tätigkeitsbericht 2002

KLAR, M., JEHL, G., JÄHNE, M., DETERT, M., JIRKA, B., KÖHLER, H.-J., & WENKA, T. 2004.

Simultaneous 3-D PTV and Micro-Pressure Sensor Measurement as Equipment for Sub-surface Gravel Layer Flow Analysis. In: Proceedings of the Second International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow2004), Napoli, Italy, June 23rd-25th 2004, A.A. Balkema-Publishers, Leiden, London (Taylor & Francis Group), Vol. 1, pp. 703–712, ISBN 905809 687 4

KÖHLER, H.-J. 1989. Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 66, pp. 155-174

KÖHLER, H.-J. 1997. Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 75, pp. 95-108

KÖHLER, H.-J. 1997. Boden und Wasser - Druck und Strömung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 76, pp. 15-33

KÖHLER, H.-J. 2001. Dreiphasensystem Boden unter Wasser – Auswirkungen auf die Porenwasserspannungen, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 6, 3. Workshop Weimar 2001, Teilgesättigte Böden, 12. Oktober 2001, Bauhaus-Universität, Weimar, pp. 59–90

KÖHLER, H.-J. & KOENDERS, M.A. 2003. Direct visualisation of underwater phenomena in soil-fluid interaction and analysis of an ambient pressure drop on unsaturated media, Journal of Hydraulic Research, (IAHR), Vol. 41, No.1, pp. 69-78

KÖHLER, H.-J. 2003a. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Proceedings of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2003), Prague, Czech Republic, 25th – 28th August 2003; Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds; Vanicek et al. (eds), 2003. A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 1, pp. 415-422,

KÖHLER, H.-J. 2003b. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering—Proc. of Intern. Geot. Conf. Dedicated to the Tercentenary of Saint Petersburg, Saint Petersburg, Russia, 17th–19th September 2003; Ilichev, V.A. et al. (eds), 2003. ASV Publishers, Saint Petersburg-Moscow, Volume 1, pp. 327-334, ISBN 5-93093-204-2

ROUSSELL, N., KÖHLER, H.-J. & KOENDERS, M.A. 2001. Analysis of erosion protection measures in partially saturated subsoils, Proceedings of the 3rd International Conference Geofilters 2000, Warsaw, Poland, 5th –7th June 2000, In: Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering, W. Wolski et al. (eds.), 2000. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 75–81

SCHARR, H., KÖRKELE S. & JÄHNE, B. 1997. Numerische Isotropieoptimierung von FIR-Filtern mittels Querglättung, Mustererkennung 1997, pp. 367-374

SPIES, H. 1998. Bewegungsdetektion und Geschwindigkeitsanalyse zur Untersuchung von Sedimentverlagerungen und Porenströmungen, Diplomarbeit, Universität Heidelberg

SPIES, H., BERINGER, O., GRÖNING, H. & HAUßBECKER, H. 1999. Analyzing Particle Movements at Soil Interfaces, Handbook on Computer Vision and Applications, Volume 3, pp. 699–718

SPIES, H., HAUßBECKER, H & KÖHLER, H.-J. 2000. Material Transport and Structure Changes at Soil-Water Interfaces, In: Proceedings of the 3rd International Conference Geofilters 2000, Warsaw, Poland, 5th –7th June 2000, Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering, W. Wolski et al. (eds.), 2000. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 91-97, ISBN 9058091465

---

Autoren:

M. Jehle, M. Klar

Interdisziplinäres Zentrum für Wissenschaftliches Rechnen (IWR), Universität Heidelberg

H.-J. Köhler, M. Heibaum

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe

## **GKSPro - Eine Daten- und Auswertungsplattform für geotechnische Messprojekte**

Thomas Stolp

Franz Glötzl

Steffen Pönitz

Seit 1996 wird GKSPro im Rahmen von Messprojekten der geotechnischen und Bauwerksüberwachung eingesetzt. Das Anwendungsspektrum reicht von kleinen operativen Messaufgaben über komplexe Messprojekte mit vielfältigen Datenquellen und Auswertungsanforderungen bis hin zu Großprojekten mit langjährigen Laufzeiten.

Im Rahmen der Realisierung einer Erdfall-Warnanlage für die Deutsche Bahn AG verwaltet GKSPro Daten aus ca. 60.000 Sensoren. In einem automatischen Prozess werden regelmäßig neue Daten eingelesen und nach einem komplexen geometrischen Verfahren bewertet. Meldepflichtige Zustände werden zum Auftraggeber übertragen und vor Ort visualisiert. Redundante Auslegungen von Messeinrichtungen, Hard- und Software sowie der Übertragungsstrecken gewährleisten die erforderliche Sicherheit. Auf Basis der GKSPro-Datenbank sind sämtliche Zustände in ihrer zeitlichen Entwicklung reproduzierbar. Aktuell (August 2004) umfasst der Datenbestand über 100 Millionen Messwert-Datensätze.

Es wird ein Überblick über die Konzepte und Funktionen von GKSPro gegeben. Neben den Auswertungs- und Visualisierungsmöglichkeiten wird die Integration von Daten aus verschiedenen Quellen in einer messsystem- und herstellerunabhängigen Datenbank gezeigt. Das Anwendungsbeispiel der Erdfall-Überwachungsanlage und weitere Projektbeispiele verdeutlichen wesentliche Systemaspekte.

### **1 Motivation und Entwicklung**

Aufgaben der geotechnischen und Bauwerksüberwachung verlangen nach Lösungen, die die Herleitung von Zustandsaussagen aus komplexen Datensituationen wirkungsvoll unterstützen. Dies erfordert neben effizienten Auswertungs- und Visualisierungstechnologien vor allem leistungsfähige Konzepte zur Systematisierung der anfallenden Daten und Datenformate.

1995 begann die GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH gemeinsam mit Partnern aus dem IT-Bereich mit der Konzeption und Entwicklung des Geotechnischen KommunikationsSystems GKSPRO. Seitdem wird das System in zahlreichen Projekten der geotechnischen und Bauwerksüberwachung erfolgreich eingesetzt.

GKSPRO verwaltet Daten aus verschiedenen Quellen (automatische Messanlagen, Handmesssysteme, dokumentierende Daten zu Bauwerken und Messsystemen) nach einem einheitlichen Schema in einer relationalen Datenbank. Dateiorientierte Datenbestände (z.B. EXCEL, ASCII) sowie Daten aus anderen Datenbanken (z.B. ORACLE) können referenziert oder integriert werden.

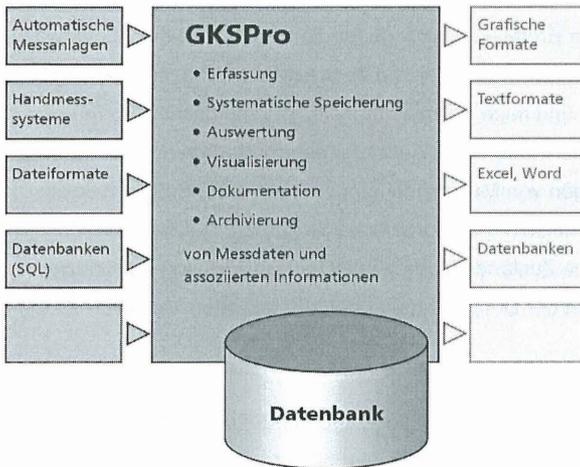


Abbildung 1: GksPro - Übersicht

Neben Berechnungs-, Analyse-, Visualisierungs-, Berichts- sowie Im- und Exportfunktionen stehen interne Programmierschnittstellen für projektspezifische Erweiterungen zur Verfügung. Projektgebundene Datenstrukturen, Berechnungsverfahren, Strukturelemente und Benutzeroberflächen (z.B. CAD-Pläne, Fotos) können eingebunden werden. Auf dieser Grundlage entstehen offene vorhabenspezifische Auswertungs- und Dokumentationsplattformen.

Eine Übersicht der Leistungsmerkmale von GKSPRO ist im Anhang enthalten.

## 2 Einsatzgebiete und Projekte

GKSPPro wird für Aufgaben der geotechnischen und Bauwerksüberwachung in folgenden Bereichen eingesetzt:

- Wasserbau, z.B.
  - Projekte der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
  - Projekte der Thüringer Fernwasserversorgung
- Verkehrswegebau, z.B.
  - BAB A38, Südumfahrung Leipzig
  - ICE-Neubaustrecke Erfurt-Halle/Leipzig
  - Wasserstraßenkreuz Magdeburg, Setzungsmessungen Kanalbrücke
  - BAB A71, mehrere Bauabschnitte
- Deponiebau, z.B.
  - Zentraldeponie Cröbern
  - Deponie Hannover-Lahe
- Tunnelbau
  - GKSPPro ist Bestandteil der Konzeption zur zentralen Messdatenverwaltung für den Citytunnel Leipzig
- Sonstiges
  - DASA-Erweiterung Finkenwerder
  - Spezialmodule, z.B. Auswertung von Drucksondierungen.

Die Flexibilität von GKSPPro basiert auf seiner modularen Struktur. Während wichtige, immer wiederkehrende Funktionalitäten im Basissystem zusammengefasst sind, werden objekttyp- und projektspezifische Funktionen in Modulen bereitgestellt (Abbildung 2).

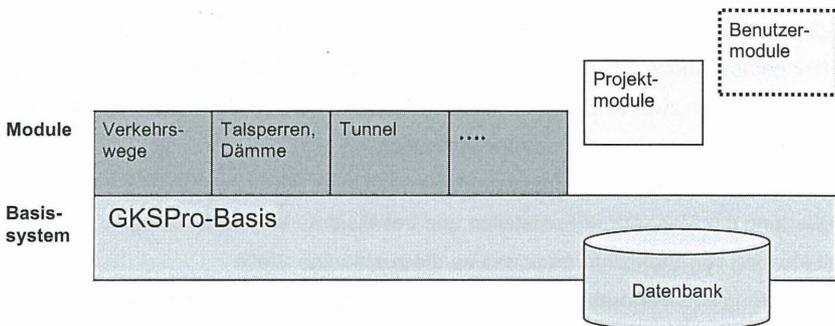


Abbildung 2: GKSPPro – modulare Struktur

### **3 Einsatz von GKSPPro im Rahmen der Erdfall-Warnanlage Gröbers**

#### **3.1 Das Projekt**

Die Neubaustrecke Erfurt-Halle/Leipzig der Deutschen Bahn AG überquert im Bereich des Knotens Gröbers ein Altbergbaugebiet, in dem oberflächennah, rund 30m unter GOK, bis in die 30er Jahre des 20. Jahrhunderts 5 - 8m mächtige Braunkohlenflöze abgebaut wurden. Da Lage und Zustand der Abbaukammern nicht genau bekannt sind, ist mit vorab nicht lokalisierbaren Tagbrüchen zu rechnen. Seitens der DB AG wurden deshalb als Maßnahmen zur Sicherung der Strecke im Bergbaugebiet eine Erde-Verbund-Konstruktion zur durchgängigen Gewährleistung der Betriebssicherheit und eine Warnanlage zur Erkennung von Tagbrüchen/Erdfällen vorgesehen. Die Erdfallerkennung hat das Ziel einer fristgemäßen Sanierung bei im Übrigen durch die Erde-Verbund-Konstruktion weiterhin gegebener Betriebssicherheit.

#### **3.2 Aufbau und Wirkungsweise der Warnanlage**

Die Warnanlage besteht aus einem redundanten System aus Signaldrähten (VSDM-Matten, System Glötzl) und Horizontalexensometern, die als primäres Sensor- und Überwachungssystem im Erdkörper unterhalb der Geogitter eingelegt sind (vgl. 3.8, Abbildung 8). Die Signaldrähte sind kreuzweise in einem Abstand von 0,5 m angeordnet. Ihr Messprinzip beruht auf der Erfassung von Widerstandsänderungen, hervorgerufen durch Bruch oder Dehnung. Aus den gewonnenen Messwerten und der bekannten Geometrie der Warnanlage (Sensorkoordinaten) ergeben sich Lage und Größe von Verformungen.

#### **3.3 Grundlagen der Datenerfassung und -Verarbeitung**

Innerhalb der Gesamtfläche sind insgesamt 780 Controller in 8 Kommunikationssträngen zusammengefasst und mit dem Leitstand der Warnanlage im ESTW Gröbers verbunden. Im Leitstand arbeiten zwei redundante Auswertungssysteme (Hewlett Packard NetServer/ Leitstandssoftware), die folgende Funktionen erfüllen:

- Regelmäßiges Auslesen der Messwerte aus den Controllern (2x täglich)
- Auswertung der Messwerte/ Feststellen und Lokalisieren von Verformungen
- Weiterleitung von Statusinformationen an die zuständige Stelle
- Visualisierung von Verformungen und Messanlagenparametern im Leitstand
- Reproduzierbarkeit sämtlicher Zustände in ihrer zeitlichen Entwicklung
- Bereitstellung von Service- und Analysefunktionen im Leitstand; Protokollierung.

### 3.4 Besonderheiten des Projektes aus datentechnischer Sicht

Neben den eigentlichen Auswertungsanforderungen ergeben sich die Besonderheiten des Projektes vor allem aus den auftretenden Datenmengen im Kontext mit der Forderung nach einer sicheren, zeitnahen und jederzeit reproduzierbaren Verarbeitung.

Zur Verdeutlichung der Größenordnung seien einige Zahlen aufgeführt:

- Fläche der Warnanlage ca. 800m x 120m
- Anzahl der *Einzel Sensoren* ca. 60.000
- Anzahl der Messwerte/Tag ca. 120.000 (aktuell -August 2004- insgesamt über 100 Mio. Messwerte).

### 3.5 Komponenten der Leitstandsoftware

Die Leitstandsoftware der Warnanlage Gröbers ist nach funktionellen und Sicherheitskriterien in softwaretechnisch selbständige Komponenten aufgeteilt.

#### Kernkomponente

Die Kernkomponente realisiert den eigentlichen Hauptprozess der Leitstandsoftware mit folgenden Funktionen:

- Daten aus der Messanlage lesen
- Daten auswerten
- Zustand melden/ visualisieren/ protokollieren.

Bei der Realisierung der Kernkomponente werden folgende Prinzipien zugrunde gelegt:

- Autonomie. Die Kernkomponente läuft permanent auf den redundanten Servern. Benutzeraktionen beeinflussen die Kernkomponente nicht unmittelbar. Die Kommunikation zwischen der Kernkomponente und anderen Softwarekomponenten findet ausschließlich auf Datei-Ebene statt.
- Eigenprüfung des Datenmodells. Die Kernkomponente prüft das zugrunde liegende Datenmodell (z.B. geometrische Eigenschaften der Sensoren) grundsätzlich selbst (unabhängig davon, ob eine Prüfung durch eine andere Instanz bereits erfolgte und vor jedem Auswertungslauf).
- Beschränkung der Benutzer-Interaktion auf ein Mindestmaß. Die Benutzerschnittstelle der Kernkomponente dient vorrangig der schnellen und gezielten Analyse zu Ursachen von Störungs- und Warmmeldungen (inkl. Lokalisierung).

### Servicekomponente (GKSPPro)

Die Servicekomponente ist auf Basis von GKSPPro realisiert. Sie erfüllt folgende Funktionen:

- Speicherung/ Organisation des Gesamtdatenbestandes in einer Datenbank
- Veränderung von Modellparametern (z.B. Setzen von Bezugswerten, Aktivieren/Deaktivieren von Sensoren, Definition von Sanierungsflächen, ...)
- Sicherstellung der Reproduzierbarkeit sämtlicher Zustände in ihrer zeitlichen Entwicklung
- flexible manuelle Datenanalyse (Diagramme, Tabellen, Berechnungen)
- allgemeine Servicefunktionen (z.B. Datensicherung).

Das Zusammenwirken der Komponenten ist in Abbildung 3 dargestellt.

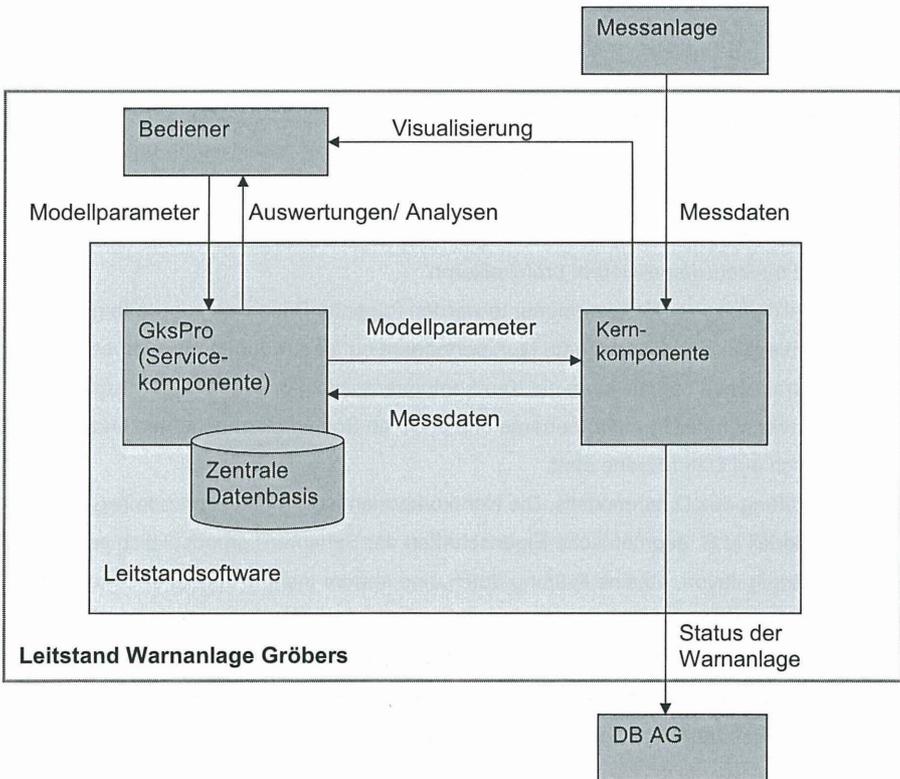


Abbildung 3: Komponenten der Leitstandsoftware der Erdfall-Warnanlage Gröbers

### 3.6 Die zentrale Datenbasis

Die zentrale Datenbasis wird von der Servicekomponente (GKSPPro) verwaltet (vgl.

Abbildung 3). Sie beinhaltet:

- a) die Struktur der Gesamtanlage
- b) geometrische und sonstige fest mit der Planung/Realisierung der Anlage verbundene Informationen zu den einzelnen Warnanlagen-Bestandteilen (Stränge, Controller, Matten, Sensoren etc.)
- c) Aktivitätsstati von Strängen, Controllern und Sensoren
- d) Informationen zu Sanierungsereignissen und zur geometrischen Zuordnung von Sensoren zu Sanierungsereignissen
- e) Sensorbezogene Bezugswert- und Offset-Definitionen
- f) Messdaten der Sensoren
- g) zeitbezogene Systeminformationen zu den Servern und zu den Server-Verbindungen (z.B. freie Festplattenkapazität)
- h) zeitbezogene Systeminformationen zu den Controllern (z.B. Batteriespannung)
- i) allgemeine Beschreibungsinformationen (freie Texte) zu den Warnanlagen-Bestandteilen.

Die einzelnen Bestandteile der Datenbasis können wie folgt klassifiziert werden:

#### *Feste Modelldaten*

Daten, die fest mit dem Aufbau und der Wirkungsweise der Warnanlage verbunden sind und die nicht geändert werden können; hierzu zählen a) und b)

#### *Variable Modelldaten*

Daten, deren Änderung im Rahmen der Reaktion auf Störungs- und Warnmeldungen, insbesondere bei Erdfall-Ereignissen, möglich sein muss und die Einfluss auf die zentralen Auswertungsmechanismen der Kernkomponente haben; hierzu zählen c), d) und e)

#### *Messdaten*

Messdaten und messdatenähnliche objekt- und zeitbezogene Daten; hierzu zählen f), g) und h). Aus Sicht der Datensystematik besteht also kein Unterschied zwischen Messdaten im Sinne der geotechnischen Auswertung, wie sie von den Sensoren geliefert werden, und solchen Daten, die Zustände von Systembestandteilen beschreiben (z.B. Batteriespannung eines Controllers, verfügbare Festplattenkapazität eines Servers), auch wenn die auswertungs- und meldungsbezogene Berücksichtigung im einzelnen unterschiedlich ist.

### Allgemeine Beschreibungsdaten

Daten, die Beschreibungs- und Dokumentationszwecken dienen und die keinen Einfluss auf die zentralen Auswertungsmechanismen der Kernkomponente haben; hierzu zählt i).

### 3.7 Hierarchische Projektgliederung in GKSPPro

GKSPPro verfügt über flexible Möglichkeiten zur hierarchischen Projektstrukturierung. Im Falle der Warnanlage Gröbers kommt eine messanlagenbezogene Struktur zum Einsatz. Die Gliederung erfolgt in den Ebenen:

- Kommunikationsstränge
- Controller
- Sensoren.

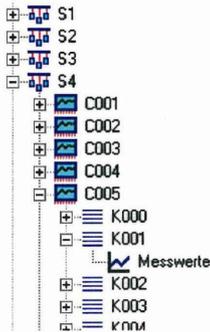
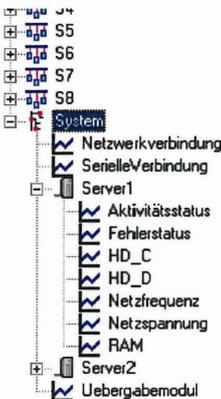


Abbildung 4 zeigt einen Ausschnitt aus der Projekthierarchie. S steht dabei für 'Strang', C für 'Controller' und K für 'Kanal' (entspricht Sensor). Insgesamt besteht die Hierarchie aus ca. 120.000 Einträgen. Jeder Sensor verfügt über zwei Einträge, einen für die auswertungsrelevanten Sensor-Stammdaten (z.B. Lage und Aktivitätsstatus; vgl. Abbildung 6) und einen -diesem untergeordnet- für die Messwerte.

Abbildung 4: Ausschnitt aus der Projekthierarchie I



In einem gesonderten Bereich der Hierarchie werden Systemdaten verwaltet, die die Arbeitsweise der Leitstandkomponenten selbst betreffen (Festplattenkapazitäten der Server, Stati der Serververbindungen etc.). Diese Systemdaten können - ebenso wie alle anderen Messwerte- ausgewertet und visualisiert werden. Abbildung 7 zeigt eine Übersicht der Aktivitätsstati der redundanten Server in Verbindung mit der Entwicklung der Festplattenkapazitäten.

Abbildung 5: Ausschnitt aus der Projekthierarchie II

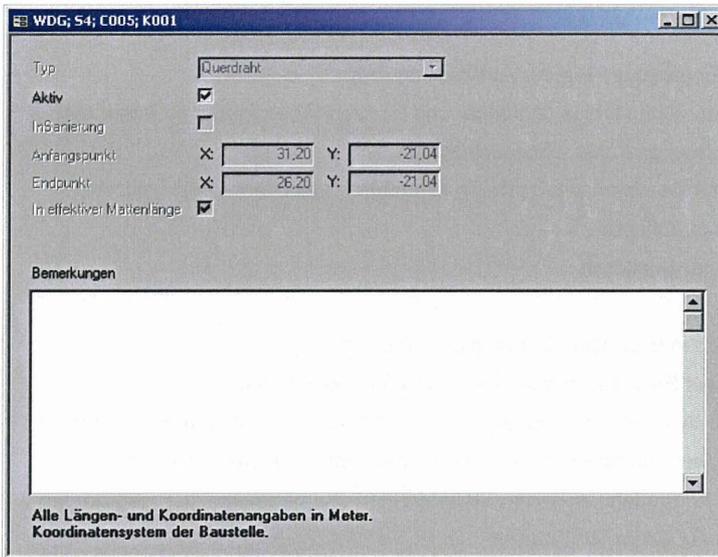


Abbildung 6: Eigenschaften eines Signaldrahtes

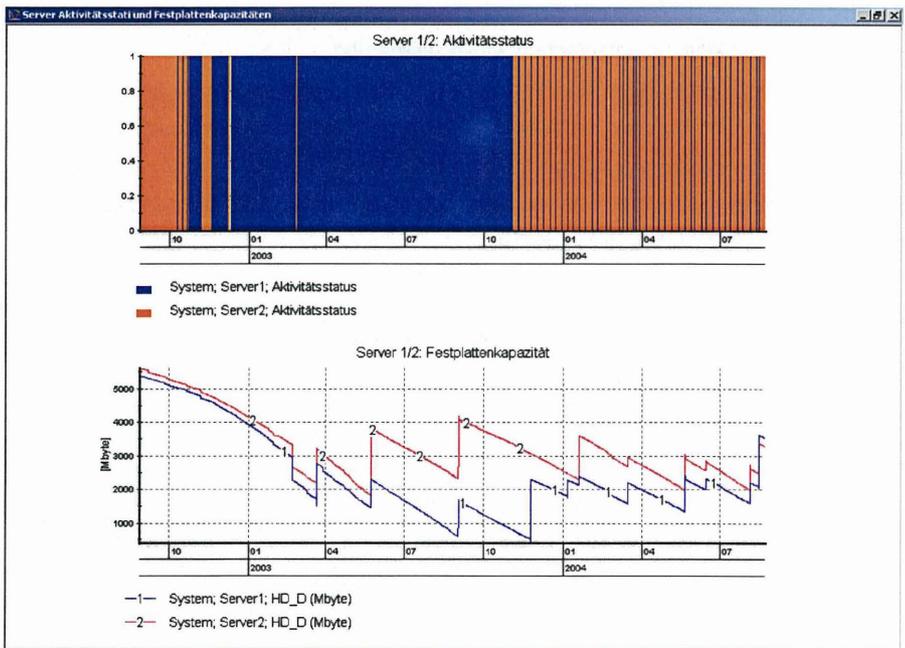


Abbildung 7: Auswertung von Systemdaten

### 3.8 Das Auswertungsverfahren

Die wesentlichen Eingangsgrößen der Auswertung sind:

- die Geometrie der Warnanlage (Anfangs- und Endpunktkoordinaten für jeden einzelnen Sensor [Dehnungsdrähte, Extensometer])
- Informationen zur Bezugsmessung (Nullmessung) und zu eventuellen -technisch bedingten- Sensor-Offsets
- die Messwerte der Sensoren.

Die Auswertung wird in folgenden Schritten durchgeführt:

- Kompensation auf Basis der Messwerte von Referenzsensoren
- Feststellung der Wertveränderung gegenüber der Nullmessung für jeden Sensor
- Zuordnung der Sensoren zu Klassen entsprechend ihrer Wertveränderung
- Bewertung der Redundanz zwischen Signaldrähten und geometrisch zugeordneten Extensometern auf Basis der Klassen
- Bewertung/ Klassenzuordnung der Kreuzungspunkte der Signaldrahtmatrix (insgesamt ca. 390.000 innerhalb der Warnanlage)
- Flächenanalyse auf Basis der Ermittlung zusammenhängender Bereiche von Kreuzungspunkten mit entsprechender Klassifizierung.

Angesichts der zu verarbeitenden Datenmengen war die Auswertungszeit ein wesentliches Zielkriterium im Rahmen der Realisierung. Aufwändigster Verarbeitungsschritt ist dabei die Erkennung der Nachbarpunkte (innerhalb bestimmter Radien) für relevante Kreuzungspunkte. Durch Optimierungen gelang es, die Zeit für einen kompletten Auswertungslauf auf ca. 2 Minuten zu reduzieren.

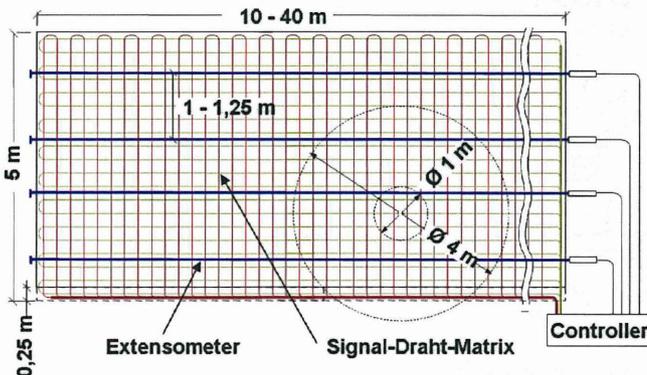


Abbildung 8:  
VSDM-Matte als  
Basis der Mess-  
wertgewinnung für  
die Auswertung

## 4 Weitere GKSPRO-Anwendungsfälle und -schwerpunkte

Während die Anwendung von GKSPRO im Rahmen der Erdfall-Warnanlage Gröbers vor allem von konkreten Auswertungsanforderungen und großen Datenmengen geprägt ist, sind die allgemeinen Anwendungsschwerpunkte weiter zu fassen.

### 4.1 Integration dokumentierender Daten

Messwerte sind ein wichtiges Mittel zur Beurteilung von Bauwerkszuständen. Im Kontext der Interpretation von Messwerten sind jedoch in der Regel weiterhin erforderlich:

- Informationen zum Überwachungsobjekt (z.B. Geometrie)
- Informationen über die Messaufgabe und ihre Durchführung
- Informationen zu den Messeinrichtungen (Hersteller, Identifikation, technische Parameter, Kalibrierung, ...)
- Informationen zur Instrumentierung (einbauspezifische Daten/ Berichte)
- Dokumente aus den Bereichen Textverarbeitung und Tabellenkalkulation
- Grafische Dokumente (technische Zeichnungen, Skizzen, Fotos, Videos, ...).

Dabei besitzt ein Teil dieser Informationen (ebenso wie Messwerte) einen Zeitbezug. Wenn sich z.B. durch den Austausch einer Messeinrichtung Kalibrierungsdaten ändern, muss dies in Auswertungen erkannt und berücksichtigt werden; jede Auswertung muss mit den zum Messzeitpunkt gültigen Kalibrierungsdaten rechnen.

GKSPRO integriert Messwerte und dokumentierende Daten in einem einheitlichen Datenmodell. Dabei ist es möglich, auch letztere bei Bedarf als Zeitreihen abzubilden, also z.B. die Eigenschaften einer Messstelle in ihrem zeitlichen Verlauf exakt zu erfassen.

Pumpspeicherwerk Musterberg; SWD; Feld 18; SWD P_18_2,5			
Gültig ab: 03.05.02		Gültig bis:	
Allgemein   Elektrisches Sensor   Manometer   Bemerkungen			
Einbauhöhe	346,253		
Kalibrierdaten			
Analog	0,2436		
Offset	-0,00024		
Sensor			
Typ	EPKE 46 10 R5		
Seriennummer	1365687		
Messbereich	2 bar		
Genauigkeitsklasse	0,1 %		
Anschluss			
Messanlage	MDL 41 #2	Leitungstyp	Kabel 4x0,5 mm²
Messkanal	25	Leitungslänge	25,5
Anschaltstelle			
[Navigation Buttons]   Datensatz 1 von 1   [Navigation Buttons]			
Koordinatensystem 59/0115; Höhensystem NN176			

Abbildung 9: Kenngrößen und Parameter einer Messstelle

## 4.2 Flexible Projektstrukturierung

GKSPro verwaltet Messdaten und assoziierte Informationen in flexiblen Hierarchien. Die Projektstruktur kann durch den Anwender frei definiert werden. Abbildung 10 zeigt die exemplarische Struktur eines Wasserbauprojektes.

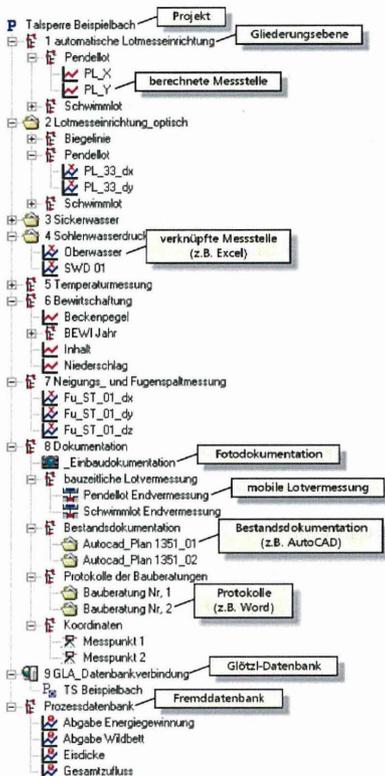


Abbildung 10: Projekthierarchie

Durch die Unterteilung in Gliederungsknoten (ohne Daten) und Objektknoten (Messdaten, berechnete Daten, Dokumente oder andere digital verfügbare Informationen) kann der Anwender eine übersichtliche Projektstruktur erzeugen. Die visuelle Unterscheidung der Knotentypen wird durch die Verwendung von Miniaturbildern unterstützt. Damit wird einerseits der Knotentyp verdeutlicht, andererseits wird auf die Quelle der enthaltenen Daten verwiesen. Der Anwender kann jederzeit neue Gliederungs- oder Messstellenknoten erzeugen, sofern er im Datenbanksystem entsprechende Rechte erhalten hat. Verschiedenste Daten eines Bauwerkes werden auf diese Weise *unter einer Bedienoberfläche* zusammengeführt. Dem Anwender stehen in konzentrierter Form Informationen zur Verfügung, die eine Bewertung aktueller Bauwerkszustände ermöglichen, ohne Informationen aus mehreren Quellen sammeln zu müssen.

## 4.3 Auswertungen in GKSPro - ein Überblick

GKSPro bietet umfangreiche Möglichkeiten zur Erstellung von Auswertungen auf der Basis von Messdaten und assoziierten Informationen. Hierzu zählen u.a.

- Verknüpfung von Werten in beliebigen Formeln ("Berechnete Messstellen")
- Verknüpfung von Werten in WENN-DANN-Regelsystemen ("Regelbasierte Messstellen")
- Analysetools für Datenreihen (Curve Fitting, FFT); Statistische Funktionen

- Darstellung von Werten in Tabellen und Diagrammen mit umfangreichen Formatierungsmöglichkeiten.

Abbildung 11 zeigt die Definition einer Berechneten Messstelle. Abbildung 12 zeigt meteorologische Daten in einem Multi-Diagramm. Eine Übersicht der Leistungsmerkmale von GKSPRO ist im Anhang enthalten.

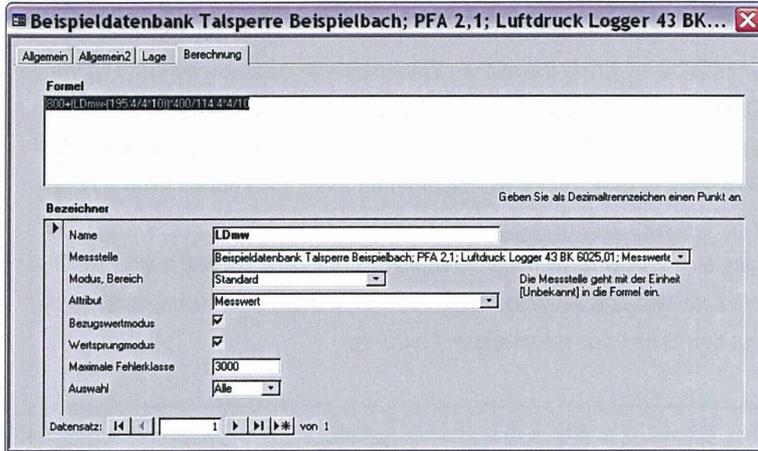


Abbildung 11: Definition einer Berechneten Messstelle

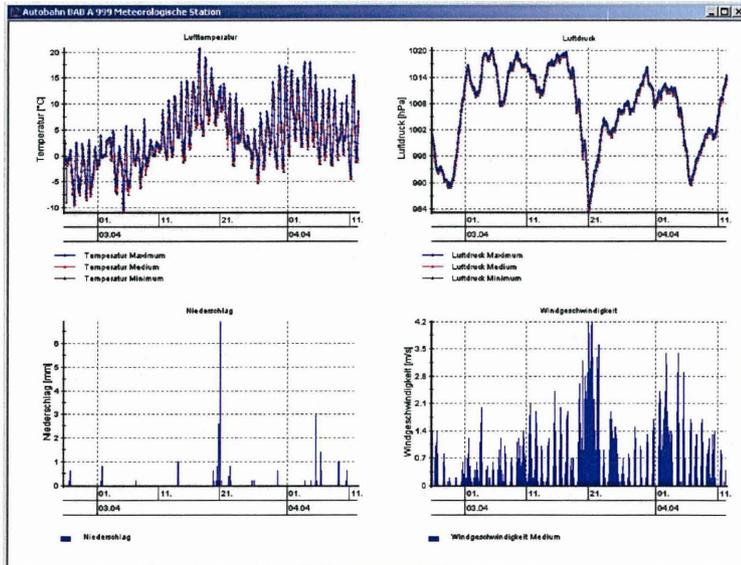


Abbildung 12: Multi-Diagramm

#### 4.4 Grafische Oberflächen

Über die Einträge in der Projekthierarchie (vgl. Abbildung 10) sind Daten und Auswertungen leicht zugänglich. Bei dieser Art der Projektnavigation steht die strukturelle Sicht im Vordergrund: Elemente werden über ihre Anordnung in der Hierarchie sowie ihre Bezeichnung identifiziert und aufgefunden.

Als Alternative bieten grafische Benutzeroberflächen einen geometriebezogenen Zugang zu Daten und Auswertungen. Durch koordinatenrichtige Darstellung der Elemente werden Informationen unmittelbar in ihrem räumlichen Zusammenhang interpretierbar. Hinterlegte Grafiken (z.B. CAD-Pläne) unterstützen die Identifikation und Zuordnung.

Die Festlegung und Gestaltung grafischer Oberflächen kann durch den Anwender erfolgen. Sie existieren stets parallel zur strukturbezogenen Sicht und können alternativ verwendet werden.

Abbildung 13 zeigt eine grafische Benutzeroberfläche aus einem Tunnelbauprojekt. Die dargestellten Symbole sind interaktiv und bieten dem Anwender über Kontextmenüs direkten Zugang zu den Daten der betreffenden Elemente.

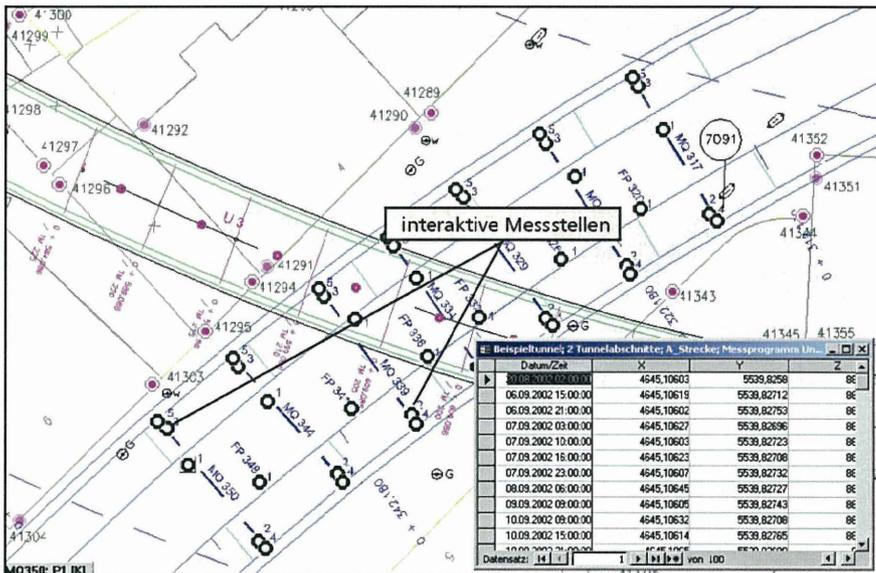


Abbildung 13: Grafische Oberfläche aus einem Tunnelbauprojekt

## 5 Zusammenfassung

GKSPro integriert die Daten eines geotechnischen Messprojektes in einer messsystem- und herstellerunabhängigen Datenbank. Messdaten werden fachübergreifend und im Kontext mit Informationen zum Überwachungsobjekt sowie zu den Messeinrichtungen in einem einheitlichen Datenmodell gespeichert. Flexible Projektstrukturen, die Integration dokumentierender Daten sowie umfangreiche Auswertungs- und Visualisierungsmöglichkeiten bilden die Basis für leistungsfähige vorhabenspezifische Auswertungsplattformen.

## 6 Literaturverzeichnis

- W. Ast, H. Hubal (2001): Geogitterbewehrter und zementstabilisierter Eisenbahnunterbau in einem Erdfallgebiet. KGEO 2001. München. Sonderheft Geotechnik. Essen. DDGT. S. 227-231
- F. Glötzl, J. Haberland (2002): Flächendeckendes Überwachungssystem unter einer Erde-Verbund-Konstruktion zur Lokalisierung von Erdfällen. Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH. Bericht XXV 2002
- J. Kittler (2004): Verarbeitung von Messdaten unterschiedlicher Quellen und zeitlicher Auflösung im Rahmen der messtechnischen Überwachung von Talsperren. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule Mittweida. Nr. I, 2004. S. 109-118
- T. Stolp, S. Pönitz (2004): GKSPro - eine modulare Daten- und Auswertungsplattform für komplexe Messprojekte. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule Mittweida. Nr. I, 2004. S. 121-130
- M. Schäfer, F. Kern, S. Thomsen, T. Stolp, M.-B. Schaller (2004): Ein Informations- und Managementsystem für Tunnelbauvorhaben - TISSY®. In: (Hrsg.): H. Ingensand, Ingenieurvermessung 2004, 14th International Course on Engineering Surveying, ETH Zürich, Beiträge, S. 295-300

## Anhang: GKSPPro – Leistungsmerkmale im Überblick

Im Folgenden sind wesentliche Merkmale von GKSPPro in Stichpunkten zusammengefasst. In Abhängigkeit von der konkreten Überwachungsaufgabe können die einzelnen Punkte unterschiedlich gewichtet sein:

### *Übersicht*

- Systematische Speicherung von Daten aus verschiedenen Quellen
- Transparente und nachvollziehbare Strukturierung der Datenbestände
- Standardverfahren für die Integration, Berechnung, Auswertung und Visualisierung von Messdaten und assoziierten Informationen
- Bereitstellung von Messdaten zur Verarbeitung in anderen Anwendungen.

### *Datenspeicherung*

- Relationale Datenbank
- Speicherung aller anfallenden Daten, unabhängig von ihrer Struktur und fachlichen Zuordnung, in einem einheitlichen logischen Schema
- Schnittstelle zur Erweiterung des Datenmodells um projektspezifische Strukturen
- Integration aller relevanten Informationen über
  - die Messaufgabe und ihre Durchführung (z.B. Messrhythmus)
  - die eingesetzten Geräte/Sensoren (Hersteller, Fabrikat, Auflösung, Genauigkeit, Seriennummer, Kalibrierdaten etc.); ggf. zeitabhängig, d.h. bei Wechsel des Gerätes/Sensors fortschreibbar und jeweils den Messwerten zuordenbar
  - die Instrumentierung (einbauspezifische Daten und Berichte, Foto- und sonstige Bilddokumentation)
  - Messwerte und Messwertattribute
  - die zeitliche Gültigkeit von Messwerten sowie Verfahren für die Generierung von Zustandsaussagen zwischen den einzelnen Messzeitpunkten (z.B. für die Verknüpfung von Messwerten verschiedener Messstellen in Auswertungen, wenn nicht zum gleichen Zeitpunkt gemessen wurde)
  - die Zuordnung von Rohdaten und abgeleiteten Daten zu physikalischen Kategorien und Einheitenin das Datenmodell
- Rohdatensicherung und Sicherstellung der Nachvollziehbarkeit sämtlicher Stufen der Datenumwandlung und –Interpretation; bei Bedarf redundanzfreie Realisierung

- Sicherstellung der physischen Verfügbarkeit und der logischen Transparenz der Daten über lange Zeiträume
- Mehrbenutzerfähigkeit
- Benutzer- und gruppenspezifische Vergabe von Zugriffsrechten.

#### *Messwertattribute*

- Zuordnung von Attributen zu Messwerten (Qualität, Vertrauenswürdigkeit; wahlweise Berücksichtigung der Messwerte in Auswertungen in Abhängigkeit von den Attributen)
- Kennzeichnung von Bezugswerten (Nullmessungen); Möglichkeit der Angabe mehrerer Bezugswerte für eine Messstelle; wahlweise Einbeziehung von Messwerten in Auswertungen absolut oder relativ zur jeweiligen Nullmessung
- Kennzeichnung von Wertsprüngen (Offsets), die durch Veränderungen in der Messeinrichtung entstehen (z.B. Neuinstrumentierung), und automatisches Herausrechnen der Wertsprünge bei der Verarbeitung der Messwerte.

#### *Datenstruktur*

- Strukturierung sämtlicher Daten auf Basis einer projektbezogenen Hierarchie
- Uneingeschränkte Hierarchietiefe
- Uneingeschränkte Referenzen innerhalb der Hierarchie.

#### *Datenquellen*

- Manuelle Dateneingabe
- Lesen von Daten Handmesssystemen und aus automatischen Messanlagen
- Schnittstelle zur Konfiguration des Imports aus Fremdformaten (Excel, Textformate etc.)
- SQL-Schnittstelle zur Integration von Daten aus Fremddatenbanken.

#### *Datenauswertung*

- „Berechnete Messstellen“: Definition von Messstellen durch Berechnungsvorschriften, denen andere Messstellen zugrunde liegen; redundanzfreie Ermittlung der Werte zur Laufzeit; Einfache Formulierung von Differenz-, Anstiegs- und Nullwertkriterien für Datenreihen; Rechnen mit globalen Konstanten; beliebig tiefe Berechnungshierarchien; Statistik-Funktionen; Analyse von Korrelationen und Durchfüh-

rung von Kompensationen; Curve Fitting (Polynome u.a. Funktionstypen); Fourier-Analyse

- Schnittstelle zur Integration projektspezifischer Algorithmen
- Automatische Berücksichtigung des Zeitversatzes (Messzeitpunkte stimmen nicht überein) bei der Verrechnung mehrerer Messstellen (z.B. Interpolation); Möglichkeit der Definition von Gültigkeitsgrenzen für Messwerte (In welchem zeitlichen Abstand von einem Messzeitpunkt kann ein Messwert noch als gültig angesehen -z.B. einer Interpolation zugrundegelegt- werden?)
- Visualisierung von Messdaten und assoziierten Informationen in Diagrammen und Tabellen
- Diagramme mit Zoomfunktion, Datenpunktinformation, Zuordnung von Attributen zu Datenpunkten, Behandlung/ Kennzeichnung undefinierter Datenpunkte, Einteilung von Zeitachsen in Perioden (z.B. Jahr, Monat, Tag, ...) in mehreren Ebenen, Ergänzung durch erläuternde Grafiken und Texte, Einfügen von Grenzwertlinien
- Isoliniendarstellungen auf Basis der im System gespeicherten Koordinaten der Messstellen: für ausgewählte Zeitpunkte, für Veränderungen zwischen ausgewählten Zeitpunkten.

#### *Export von Daten und Auswertungen*

- Exportschnittstelle zur Übergabe von Daten und Auswertungsergebnissen an andere Anwendungen zur weiteren Verarbeitung
- Bereitstellung aufbereiteter Auswertungsdaten (Diagramme, Tabellen) in Standardformaten (WMF/EMF, RTF, Excel) für die Einbindung in externe Dokumente oder sonstige Weiterverarbeitungen
- Zusammenführung von Tabellen und Diagrammen in komplexen Berichten auf der Basis von Microsoft Word für Windows; automatische Berichtsaktualisierung für neue Berichtszeiträume
- Integration komplexer Excel-Auswertungsszenarien
- Übergabe grafischer Elemente (z.B. Isolinien) an AutoCAD.

#### *Konfigurierbare Bedienoberfläche*

- Benutzer- und berechtigungsabhängige Konfiguration der Bedienoberfläche; benutzer- und berechtigungsabhängige Menüstrukturen

- Wahlweise Einbeziehung projektspezifischer Grafiken (Übersichtspläne, technische Zeichnungen, Fotos etc.), sowohl im Sinne einer begleitenden Dokumentation, als auch im Sinne aktiver Dialogelemente zur Steuerung des Systems; Navigation in den Projekt- und Datenstrukturen durch hierarchische grafische Dialoge.

#### *Sonstiges*

- Standardverfahren für die Integration, Berechnung, Auswertung und Visualisierung von
  - Daten aus Inklinometermessungen (horizontal, vertikal)
  - Daten aus Messungen mit hydrostatischen Sonden
  - Daten aus Schlauchwaagenmessungen
  - Daten aus Extensometermessungen
  - Daten aus Drucksondierungen (CPT)

Franz Glötzl, Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH,  
Forlenweg 11, 76287 Rheinstetten

Steffen Pönitz, GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH,  
Leipziger Straße 14, 04579 Espenhain

Thomas Stolp, GID Gesellschaft für Informatikdienste mbH,  
Waldstraße 231, 15732 Eichwalde



## Messung horizontaler Verformungen des Deponiekörpers

Dipl.-Ing. J. Bauer, Dipl.-Ing. H. Goedecke,

Dr.-Ing. K. Münnich, Prof. Dr.-Ing. K. Fricke

### 1 Einleitung und Zielsetzung

In der Mehrzahl sind Deponien Kapselkonstruktionen mit Einbauten zur Fassung und Entsorgung von Emissionen sowohl über die Gas- als auch über die Sickerwasserphase. Während der gesamten Betriebs- und Funktionsdauer ist die Kapselkonstruktion verschiedenen Arten von Belastungen ausgesetzt, die zu einer Beeinträchtigung der technischen Schutzmaßnahmen führen können. Die Belastung des Bauwerkes „Deponie“ durch physikalische, chemische und biologische Einwirkungen ist aufgrund der abgelagerten Abfälle vielfach komplexer als bei anderen Bauwerken. Durch die biologischen Aktivitäten ist der Abfallkörper ständigen Veränderungen unterworfen, die wiederum z.B. das mechanische Abfallverhalten beeinflussen. So resultiert durch den langfristigen fast vollständigen Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen eine Volumenreduktion, die zu großen mechanischen Instabilitäten des Abfallkörpers führen und damit sowohl zur Gefährdung des Gesamtbauwerks als auch der Umwelt beitragen kann.

Horizontale und vertikale Verformungen in Abfallkörpern auf Deponien können sich auf die Abdichtungselemente der Basis- und Oberflächenabdichtung auswirken und deren Funktionsfähigkeit beeinträchtigen. Darüber hinaus ist die Standfestigkeit von Deponien gefährdet, falls es zu unverträglichen Verformungen innerhalb des Abfallkörpers kommt.

Um mögliche Schäden an Basisabdichtungselementen durch Setzungen der Deponie zu erkennen, müssen seit Einführung der TASI im Jahr 1993 Messungen an der Deponiesohle (z.B. in Sickerwasserrohren) durchgeführt werden, die eine Abschätzung der Setzungen der Deponie und somit eine Beurteilung über den Zustand der Basisabdichtung zulassen (BMU, 1993). Durch Messung der Höhenlage der Sickerwasserrohre werden jedoch nur vertikale Bewegungen an der Deponiesohle erfasst. Eine Abschätzung der horizontalen Verformungen im Deponiekörper lassen diese Messungen nicht zu. Größen und Richtungen der Verschiebungen aus Vermessungen der Oberfläche reichen für eine aussagekräftige Bewertung ebenfalls nicht aus.

Um Rückschlüsse auf horizontale Verformungen im Abfallkörper zu ziehen, werden vom Leichtweiß-Institut (LWI) der TU Braunschweig Messungen in vorhandenen vertikalen Gas- und Sickerwasserdrainagerohren von Deponien durchgeführt. Da handelsübliche Präzisionsinklinometer zwar eine hohe Messgenauigkeit ermöglichen, jedoch für den Einsatz auf Deponien nur bedingt geeignet sind, wurde ein spezielles Messgerät entwickelt. Das Messgerät basiert auf dem Prinzip eines konventionellen Inklinometers, mit dem Unterschied, dass keine speziellen Messrohre, die ein Verdrehen des Instrumentes im Rohr verhindern, nötig sind. Vielmehr kann mit dem neu entwickelten Inklinometer die Neigung von Rohren mit beliebigen Durchmessern bestimmt werden.

## **2 Inklinometermessungen**

Inklinometermessungen werden hauptsächlich für geotechnische Fragestellungen durchgeführt. Intensive Anwendung finden sie in der Überwachung von Kaimauern, Hängen und Brückenauflagern sowie zur Kontrolle der Bauausführung von Schlitz- und Dichtwänden. Abhängig von den unterschiedlichen Bauzuständen sind hier die zu erwarteten Verformungen an den Bauwerken von nur einigen Zentimetern im Vergleich zu Verformungen in Deponien relativ gering. Um das Verhalten eines Erdbauwerkes zu ermitteln, werden an mehreren ausgewählten Stellen Neigungsmessrohre senkrecht zur relevanten erwarteten Verformung bis auf Sohltiefe eingebracht. Die Neigungsmessrohre dienen als Führung für ein Inklinometer mit dem die Neigungsmessung erfolgt. Jede dieser Messungen kann als freier räumlicher Polygonzug in vertikaler Anordnung aufgefasst werden. Die Stützstellen, an denen die Einzelmessungen durchgeführt werden, haben hierbei konstante Abstände, die der Sondenlänge (üblicherweise 0,5 bis 1,0 m) entsprechen (HATZSCH, 1994).

Um eine Aussage über die Richtung der möglichen Verschiebungen treffen zu können, müssen die Inklinometerrohre geodätisch in einem definierten Koordinatensystem dreidimensional eingemessen werden.

Der Zustand des Bauwerkes wird zu Beginn der Überwachung durch eine Nullmessung festgehalten. Die Ergebnisse von Wiederholungsmessungen werden mit den vorher durchgeführten Messungen verglichen. Somit lassen sich über die Differenzen die Bewegungen des Bauwerkes in Abhängigkeit von der Zeit herleiten.

Bei Inklinometermessungen auf Deponien mit Hilfe konventioneller Inklinometersonden entsteht eine zusätzliche Problematik, die in den großen Verformungsbeträgen begründet

liegt. Vertikale Messrohre können einerseits während des Betriebes der Deponie mit aufgebaut (hochgezogen) oder nachträglich in den Deponiekörper abgeteuft werden, wie z.B. Gasbrunnen. Die installierten Messstellen, d.h. Inklinometerrohre für die Führung der Sonde, müssen die großen auftretenden Verformungen, vertikal wie auch horizontal, ohne Beeinträchtigung ihrer Funktion aufnehmen können. Es entstehen jedoch Messfehler durch eine Verdrehung des Führungsrohres sowie durch die eintretenden Setzungen, die in Form von Höhenlageänderungen einzelner Messpunkte auf der Messstrecke auftreten (STAHLHUT et. al, 2004). Diese systemimmanenten Einflüsse auf die Messergebnisse müssen bei der Beurteilung der Ergebnisse beachtet werden, sofern sie bekannt und nachvollziehbar sind.

Bei der Konstruktion einer neuen Inklinometersonde für die Anwendung auf Deponien wurde deshalb ein System entwickelt, dass auf eine Führung durch Messrohre nicht angewiesen ist. Die freie Verdrehung der Sonde ist zu jedem Zeitpunkt der Messung bekannt. Zudem erlaubt die Konstruktion der Sondenzentrierung Messungen in variablen und deformierten Rohrdurchmessern.

### **3 Aufbau des Inklinometers**

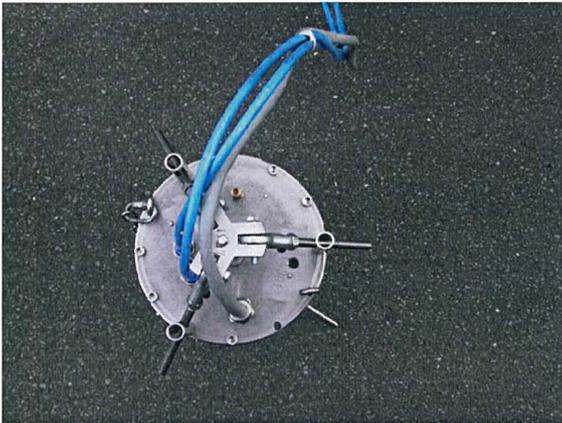
Die Messungen sind in Gas- bzw. Sickerwasserschächten vorgesehen, die zwar eine gewisse Führung der Sonde gewährt, jedoch muss bei der Konstruktion des Systems auch auf extreme mögliche Verformungen der Schächte Rücksicht genommen werden. Bei der Konstruktion des Inklinometers muss daher berücksichtigt werden, dass die Verdrehung um die senkrechte Achse der Sonde bestimmt werden kann und eine Zentrierung im Rohr möglich ist.

Das Inklinometer besteht aus folgenden Komponenten, die im Weiteren genauer erläutert werden:

- Sondenkörper mit Zentriereinrichtung,
- Neigungssensor und
- Drehratensensor.

### 3.1 Sondenkörper mit Zentriereinrichtung

Der Sondenkörper besteht aus einem 400 mm langen Edelstahlrohr mit einem Durchmesser von 154 mm und einer Wandstärke von 2,0 mm. Eine exakte Zentrierung in einem Gasdrainageschacht ist über eine druckluftgesteuerte Zentriereinrichtung möglich. In Deckel- und Bodenplatte sind Zylinder angebracht, die beim Aus-, bzw. Einfahren jeweils drei geführte Arme auseinander- oder zusammenfahren (Abbildung 1). Durch gleichzeitiges Ausfahren der Arme wird die Zentrierung im Rohr gewährleistet. Drehratensensor und Neigungssensor sind im Innern der Sonde geschützt eingebaut.



**Abbildung 1: Draufsicht auf das Inklinometer**

Um eine Explosion durch einströmendes Deponiegas zu verhindern, ist die Sonde gasdicht konstruiert. Bei einer Leckage in der Dichtung sorgt ein Überdruck im Stickstoffgefüllten Sondenkörper dafür, dass kein Gas einströmen kann, sondern Stickstoff aus dem Innern der Sonde entweicht. Um Funkenbildung außerhalb der Sonde zu vermeiden, bestehen sämtliche Metallteile des Sondenkörpers aus Edelstahl.

Die Stromversorgung und die Datenübertragung erfolgen über ein zwölfadriges Kabel, die Stickstoffversorgung für den Betrieb der Zentriereinrichtung erfolgt über zwei Druckluftschläuche. In Abbildung 2 ist das Prinzip der Zentriereinrichtung dargestellt. Die linke Seite der Abbildung 2 zeigt das Inklinometer in festgestellter Messposition. Durch den eingefah-

renen oberen Kolben und den ausgefahrenen unteren Kolben werden die Zentrierstangen nach außen gegen das Rohr gepresst. Durch die gleichmäßige geometrische Anordnung wird die Sonde in der Mitte des Rohres zentriert. Auf der rechten Seite ist die Position der Kolben dargestellt, in der die Sonde im Rohr frei beweglich ist.

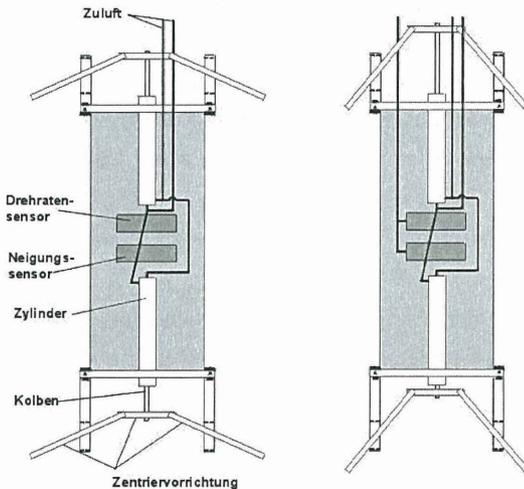


Abbildung 2: Aufbau des Inclinometers

### 3.2 Neigungssensor

Die Neigung der Sonde an der jeweiligen Messposition wird mit einem Neigungssensor (Firma Fredericks) bestimmt. In einer zu ca. 2/3 mit einem Elektrolyt gefüllten Glaskapsel werden die Neigungen in X- und Y- Richtung über in der Kapsel integrierte Elektroden gemessen. Als Ausgangssignal wird für jede Achse eine Spannung ausgegeben, die die Neigungen zwischen  $-25^\circ$  und  $+25^\circ$  linear proportional beschreibt. Größere Neigungen können mit anderen Sensoren gemessen werden, mit denen die Sonde gegebenenfalls ausgerüstet werden kann. Die Genauigkeit des Sensors beträgt laut Herstellerangaben  $0,05^\circ$ .

### **3.3 Drehratensensor**

Um die fehlende Führung des Inklinometers im Rohr zu kompensieren, wird die horizontale Verdrehung der Sonde über einen Drehratensensor der Firma Litef ermittelt. Elektronische Kreisel bestimmen dabei die Abweichung von einer Richtung erdmagnetfeldunabhängig, so dass die Verrohrung des Schachtes oder große Eisenteile im Deponiekörper keinen Einfluss auf die Messungen haben. Bei den Messungen muss die Erddrehrate berücksichtigt werden, die sich auf den Drehratensensor auswirkt sowie die kreiseigene Drift von 6°/h. Beide Faktoren, die auf den Kreisel wirken können, werden über die Messzeit eines Rohres als konstant angenommen, so dass eine Fehlerverteilung linear über die Zeit vorgenommen werden kann. Der Drehratensensor wird über eine digitale Schnittstelle mit einem Notebook ausgelesen.

## **4 Kalibrierung des Inklinometers**

Beim Bau des Inklinometers ließ es sich nicht vermeiden, dass der Einbau des Neigungssensors mit einer gewissen Ungenauigkeit erfolgte, so dass sich die Neigungsmessungen nicht direkt auf die Waagerechte beziehen. Daher muss für jeden Messwert eine Nullfehlerkorrektur vorgenommen werden, welche die Schiefstellung des Neigungssensors im Sondenkörper berücksichtigt.

Die Kalibrierung wird folgendermaßen durchgeführt:

Es wird in zwei Messschritten die Neigung einer schiefen Ebene gemessen, wobei nach der ersten Messung das Inklinometer um 180° gedreht wird. Ist der Sensor genau waagrecht eingebaut, müssen für die Neigungen in x- und y- Achse dieselben Werte mit unterschiedlichen Vorzeichen gemessen werden. Der Nullfehler der Achsen ergibt sich aus der Hälfte der jeweiligen Betragsdifferenzen.

## **5 Durchführung der Messungen mit der Sonde**

Im Allgemeinen sind für die Bestimmung der Neigung eines Schachtes folgende vier Schritte erforderlich:

- Ausrichtung der Sonde nach Norden,
- Vermessen des Schachtes,
- Auslesen der Abweichung des Drehratensensors von der Nordrichtung,
- Auswertung der Messung.

### **5.1 Ausrichtung der Sonde nach Norden**

Um Wiederholungsmessungen miteinander vergleichen zu können, ist es nötig, alle Messungen im selben Koordinatensystem durchzuführen. Dazu wird die Sonde vor der Messung nach Norden ausgerichtet und der Drehratensensor auf Null gesetzt. Die Y- Achse der Messungen zeigt dann Richtung Norden.

Die Ausrichtung erfolgt mit Hilfe eines magnetischen Kompasses. Hierzu werden das Inclinometer und der Kompass mittels einer Schablone auf ein Dreibein montiert und in Richtung Norden ausgerichtet.

### **5.2 Vermessen des Schachtes**

Zuerst wird die Sonde an einem Stahlseil über eine Winde in den Schacht abgeteuft. Nach der ersten Messung am Schachtfuß wird die Sonde Abschnitt für Abschnitt hochgezogen, wobei ein Abschnitt der Sondenlänge entspricht. In jedem Abschnitt werden die Neigung des Rohres, die Verdrehung der Sonde sowie die genaue Uhrzeit der Messung protokolliert. Die millimetergenaue Höhenpositionierung wird durch Verwendung eines hochgenauen Kabellängenzählers erreicht. Die Zentrierung zu Beginn jeder Messung erfolgt über die druckluftgesteuerte Zentriereinrichtung der Sonde.

### **5.3 Auslesen der Abweichung des Drehratensensors von der Nordrichtung**

Es ist für die Auswertung notwendig, die Abweichung des Drehratensensors von der Nordrichtung zu erfassen. Daher wird die Sonde am Ende jeder Messung wieder nach Norden ausgerichtet, wobei der Wert des Drehratensensors und die Uhrzeit protokolliert werden.

### **5.4 Auswertung der Messung**

Die Auswertung findet in folgenden Schritten statt:

- Nullfehlerkorrektur des Neigungssensors,
- lineare Aufteilung der Drehratensordrift über die Zeit,
- Hauptachsentransformation der gemessenen Neigung nach Norden,
- Erstellen eines Polygonzuges.

Zur Berücksichtigung der Schiefstellung des Neigungssensors in der Sonde werden bei allen ermittelten Neigungen die Nullfehler der Achsen subtrahiert. Im zweiten Schritt wer-

den die Azimutwinkelmessungen korrigiert. Durch Nordung der Sonde vor und nach der Messung eines Schachtes wird die Drift des Drehratensensors sowie der Einfluss der Erdrehrate ermittelt. Diese Abweichung vom Nullwert wird konstant über die Messzeit verteilt und somit bei der Hauptachsentransformation der mit dem Neigungssensor gewonnenen Messdaten berücksichtigt. Zur Darstellung und zum Vergleich mit vorherigen oder späteren Messungen werden die gemessenen Neigungen über die Länge des Schachtes als Polygonzug dargestellt.

## 6 Theoretische Fehlerbetrachtung

Neben der empirischen Fehlerabschätzung mittels Versuchen soll hier der mögliche Messfehler des Inklinometers abgeschätzt werden.

Bei der Herleitung der Gesamtgenauigkeit der bei Messungen mit dem Inklinometer gewonnenen Daten müssen folgende Einflüsse berücksichtigt werden:

- Genauigkeit des Neigungssensors,
- Genauigkeit des Drehratensensors,
- Bauteilabweichungen,
- Genauigkeit der Nordung der Sonde.

Für die Ermittlung der Genauigkeit wurde eine vorhandene Messreihe, die mit dem Inklinometer erstellt wurde, als Nullkurve, also als fehlerfrei angenommen. In einzelnen Schritten wurde dieser Polygonzug mit Fehlern versehen, die der Genauigkeit der Sensoren laut Herstellerangaben oder mögliche „Fehler“, wie z.B. Bauteilabweichung der Sonde, entsprechen.

Folgende Annahmen wurden getroffen:

Als Bauteilabweichung wurde angenommen, dass die Länge der Zentrierbeine um 0,25 mm variieren kann. Wird im ungünstigsten Fall weiterhin angenommen, dass sich zwei Beine mit entgegengesetzter Abweichung diagonal gegenüberliegen, ergibt sich über den Abstand der Kontaktpunkte von 564,4 mm eine Schiefstellung von  $0,05^\circ$ . Der mögliche Neigungssondenfehler von  $0,05^\circ$  hat gleichgerichtete Auswirkungen, somit können diese Fehlermöglichkeiten gemeinsam behandelt werden. Die möglichen Fehler ergeben somit zusammen  $0,10^\circ$  pro Messwert beider Achsen. Da als Ergebnis der Messungen ein offe-

ner Polygonzug erstellt wird, addiert sich dieser Fehler im schlechtesten Fall bei jeder Einzelmessung auf.

Als Fehler des Drehratensensors über die Messzeit eines Schachtes wurde inkl. ungenaue Nordung der Sonde eine Abweichung von  $1^\circ$  angenommen. Es zeigte sich allerdings, dass der Einfluss eines Azimutwinkelfehlers auch bei großen vertikalen Neigungen eines Schachts gegenüber den möglichen Fehlern in der Neigungsmessung sehr gering ist.

Die nach der oben beschriebenen Methode ermittelte Genauigkeit beträgt 1,36%. Der theoretisch mögliche Messfehler für eine Horizontalverschiebung beträgt demnach in einem 20 m tiefen Schacht 27,2 cm. Im Wesentlichen wird der Fehler durch die polygonzugähnliche Fehlersummation hervorgerufen, die durch Umschlagmessungen verringert werden kann. Im Versuch auf der Teststrecke (vgl. Kap. 7) beträgt die Wiederholgenauigkeit etwa 7 cm (entspricht 0,35 %). Das ist etwa die zu erwartende praktische Größenordnung für die Messunsicherheit. Für die Messungen von Bewegungen im Deponiekörper kann diese Genauigkeit als hinreichend angenommen werden, da mit Verformungen gerechnet wird, die einem Vielfachen der Genauigkeit entsprechen.

## **7 Erste Messungen**

Um die Reproduzierbarkeit der Messergebnisse zu überprüfen, wurden in einem 22 m langen verformten Rohr, das an der Fassade des LWI angebracht ist, Mehrfachmessungen mit dem Inklinometer durchgeführt. Dazu wurde das Rohr in einem Bogen angebracht, der eine Ausrichtung von 40 cm vom Fußpunkt in der West-Ost-Ebene aufweist. Die Ergebnisse der mehrfach durchgeführten Einzelmessungen sind in Abbildung 3 dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die Reproduzierbarkeit der Messungen gegeben ist. Die Abweichungen der Einzelkurven zueinander von ca. 0,5 % sind zwar für geotechnische Anwendungen nicht ausreichend, für Messungen auf Deponien jedoch akzeptabel, da hier größere Verformungen zu erwarten sind.

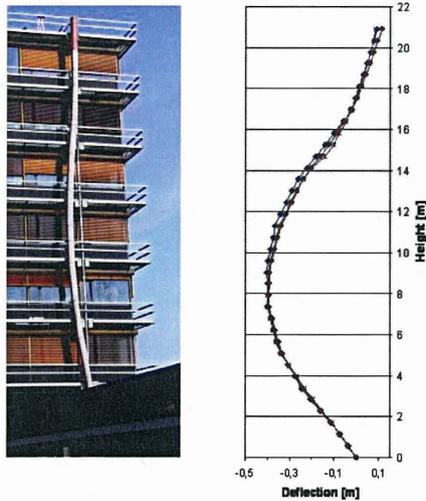


Abbildung 3: Verformung des Rohres in West-Ost-Richtung

## 8 Praxisanwendung auf einer Deponie

Im Zuge einer Kamerabefahrung von 7 Pumpenschächten der Deponie Ketzendorf sollte die Lage der Schächte kontrolliert werden. Für die Messungen in den Schächten mit einem Durchmesser von 2 m musste die Zentriereinrichtung des Inklinometers umgebaut werden, da diese für Messungen in Schächten mit ca. 300-600 mm Durchmesser konstruiert wurden. Dafür wurden die Zentrierstangen gegen Stangen von 1000 mm Länge ausgetauscht. Bei der Konstruktion war zu berücksichtigen, dass es die relativ zum Schachtdurchmesser kleine Schachtöffnung nötig macht, die Stangen erst anzuschrauben, nachdem die Sonde in den Schacht eingeführt war (Abbildung 4).

Es stellte sich vor Ort heraus, dass die Ketten, an denen die Pumpen herausgezogen werden, häufig in der Mitte der Schächte verlaufen. Da das Messgerät so konstruiert ist, dass die Neigungen immer in Schachtmitte gemessen werden müssen, wurden die Messungen beeinträchtigt bzw. waren bei einigen Schächten nicht möglich. Insgesamt wurden in drei Schächten Messungen durchgeführt. Diese Schächte stehen in einem Deponieteil, der als ca. 30 m breiter Damm (an der Krone) in einer ausgebeuteten Tongrube aufgeschüttet wurde. Östlich des Damms schließt sich ein nicht verfüllter Grubenabschnitt an,

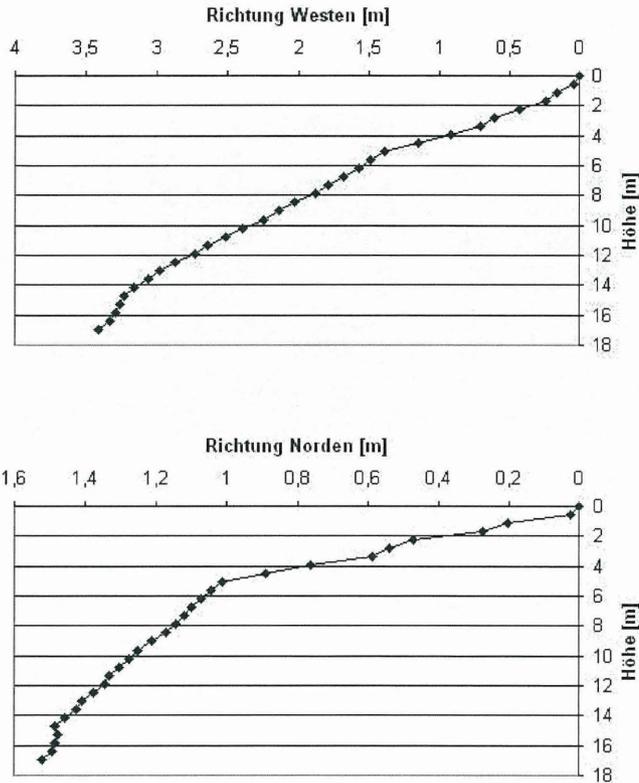
der ursprünglich als Erweiterungsfläche vorgesehen war. Infolge eines Eigengewichtes bewegt sich der Damm Richtung Osten.



**Abbildung 4: Schachtkopf und Schachtdeckel auf der Deponie Ketzendorf**

Für die Messungen auf der Deponie können keine gesicherten Fehlerbetrachtungen angegeben werden. Die Hauptfehlerquelle stellt die Zentrierung der Sonde im Schacht dar. Zudem liegen keine Referenzmessungen in definierten Strecken mit dem Großgestänge vor. Die Fehlerbetrachtungen werden eher durch Beobachtungen zum Sensorverhalten gestützt. Dabei zeigte sich, dass insbesondere infolge der im Schacht befindlichen Ketten und Rohre die Sonde zuweilen fehlgeneigt war.

In Abbildung 5 sind die Ergebnisse der Neigungsmessungen exemplarisch für Schacht 5 grafisch dargestellt. Die x-Achsen, über denen die Horizontalverschiebungen aufgetragen sind, sind so dargestellt, als schaue man von Süden (für die Ost-West-Achse) bzw. von Westen (für die Nord-Süd-Achse) auf den Schacht. Die Achsen wurden dabei so orientiert, dass die Verschiebungen immer ein positives Vorzeichen haben, meist Richtung Westen bzw. Norden. Der Schachtkopf (Anfangspunkt der Messung Mitte Schacht) erhielt in allen Richtungen (Verschiebungen und Tiefe) die Station 0 m. Die Darstellungen sind etwa 10- bzw. 20fach „überhöht“ dargestellt.



**Abbildung 5: Verlauf des Schachts 5, Deponie Ketzendorf**

Die Auslenkung der drei Schächte weist weitgehend einheitlich in Richtung Osten. Die stärkste Neigung weist der dargestellte Schacht 5 im Mittel mit  $11^\circ$  (gesamte Horizontalverschiebung: 3,50 m), etwas weniger stark geneigt ist Schacht 7 (rund  $5^\circ$ ). Die Nord-Süd-Betrachtung zeigt eine Neigung nach Süden (Verschiebung des Schachtfußes nach Norden/Schachtkopfes nach Süden). Auch hier zeigt Schacht 5 die stärkste Neigung ( $5^\circ$ ), Schacht 7 etwas weniger ( $1,3^\circ$ ). Der Neigungsverlauf ist weitgehend gleichmäßig. Schacht 5 weist in 5 m Tiefe einen Knickpunkt auf, Schacht 7 in der Nähe des Fußpunktes und 2 m unterhalb der Geländeoberkante.

Mit Ausnahme einer Messung erscheinen die Ergebnisse aussagekräftig mit entsprechenden Einschränkungen. Die Auswertung lässt darauf schließen, dass das Verfahren zuverlässig funktioniert. Um die Standsicherheit der Deponie abschließend beurteilen zu können, sind Folgemessungen nötig, mit denen die Geschwindigkeit der Deponiebewegung ermittelt werden können.

## **9 Zusammenfassung und Ausblick**

Mit dem neu entwickelten Inclinometer steht ein Messsystem zur Verfügung, das an die Randbedingungen der Deponie angepasst und gegenüber herkömmlichen Inclinometern variabel einsetzbar ist. Für die Neigungsmessung kann mit diesem Gerät auf spezielle Messrohre verzichtet werden. Es können einerseits die großen auftretenden Verformungen mit hinreichender Genauigkeit gemessen werden und andererseits beeinflussen die äußeren vorherrschenden Milieubedingungen den Messvorgang nicht. Die konstruktive Ausbildung des Inclinometers ermöglicht ebenfalls Messungen in explosionsgefährdeten Bereichen. Die Genauigkeit der Sonde könnte mit dem Einsatz eines hochwertigern Neigungssensors gesteigert werden, erscheint jedoch nach den bisherigen Messergebnissen für den Einsatz auf Deponien nicht notwendig, ist aber für einen möglichen Einsatz im Bereich der Geotechnik interessant, da hier die Ansprüche an die Messgenauigkeit größer sind.

## **10 Danksagung**

Die Geräteentwicklung wurde im Rahmen des SFB 477 von der DFG gefördert. Die Messungen auf der Deponie Ketzendorf wurden mit Unterstützung des Landkreises Stade durchgeführt.

## 11 Literatur

BMU (1993): TA Siedlungsabfall. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Berlin

HATZSCH P. (1994): Bohrlochmessungen. Enke, Stuttgart

STAHLHUT, O., ZIELER, W. (2004): Langzeitverformungsanalyse der Schlickdeponie Francop, In: 11. Braunschweiger Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik 74, TU Braunschweig

ZIEHMANN G., MÜNNICH K, FRICKE K. (2000): Setzungen des Deponiekörpers und ihre Bedeutung für die Funktionssicherheit von Oberflächenabdichtungen. In Zeitschrift für Geotechnik 4, Glückauf Essen, S. 282-288

### Anschrift der Verfasser:

Dipl.-Ing. Jan Bauer, ja.bauer@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Helge Goedecke, h.goedecke@tu-bs.de

Dr.-Ing. Kai Münnich, k.muennich@tu-bs.de

Prof. Dr.-Ing. Klaus Fricke, klaus.fricke@tu-bs.de

Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abt. Abfallwirtschaft

Technische Universität Braunschweig

Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

Tel. 0531 / 391-3969

Fax 0531 / 391-4584

wastemanagement@tu-bs.de

www.tu-bs.de/wastemanagement

**Bisher erschienene Mitteilungshefte**  
**des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik**

- |          |                              |  |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E.                | <b>Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden</b> , Dissertation, 1976 *                  |
| Nr. 78-2 | Frank, H.                    | <b>Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen</b> , Dissertation, 1978 *                           |
| Nr. 79-3 | Schnell, W.                  | <b>Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen</b> , Dissertation, 1979 *  |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R.               | <b>Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik</b> , Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B.               | <b>Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken</b> , Dissertation, 1981 *                             |
| Nr. 6    | Wolff, F.                    | <b>Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten</b> , Dissertation, 1981 *                          |
| Nr. 7    | Bätcke, W.                   | <b>Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum</b> , Dissertation, 1982 *   |
| Nr. 8    | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | <b>Dichtungswände und -sohlen</b> , 1982 *   |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | <b>Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen</b> , 1982 * |
| Nr. 10   | Beckmann, U.                 | <b>Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen</b> , Dissertation, 1982 *  |
| Nr. 11   | Papakyriakopoulos            | <b>Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben</b> , Dissertation, 1983  |
| Nr. 12   | Sondermann, W.               | <b>Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde</b> , Dissertation, 1983 *   |
| Nr. 13   | Meseck, H.                   | <b>Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts</b> , 1984  |



IGB-TUBS

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985 \*
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 \*
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986 \*
- Nr. 22 Kayser, R.  
Meseck, H.  
Rösch, A.  
Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlensaschen**, 1986 \*
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen** - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987 \*
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**, Dissertation, 1988 \*
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988

- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. u.a. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990**
- Nr. 32 Knüpfner, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W. Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**, Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W. Meier, K. **Dynamische Pfahltests**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Dissertation, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993



IGB-TUBS

- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 3. Auflage 1993, 4. überarbeitete Auflage 2002
- Nr. 43 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Horst, M.  
Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**, Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**, Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B.  
Vittinghoff, T. **Messen in der Geotechnik 1996**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.  
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen** - Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996

- Nr. 53     Rodatz, W.  
             Ernst, U.  
             Wienholz, B.     **Pfahl-Symposium 1997**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54     Horst, M.     **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
- Nr. 55     Rodatz, W.  
             Gattermann, J.  
             Stahlhut, O.     **Messen in der Geotechnik 1998**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56     Rodatz, W.  
             Bachmann, M.  
             Rosenberg, M.     **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
- Nr. 57     Wienholz, B.     **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58     Bachmann, M.     **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen** -, Dissertation, 1998
- Nr. 59     Gattermann, J.     **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60     Rodatz, W.  
             Ernst, U.  
             Huch, T.  
             Kirsch, F.     **Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61     Knoll, A.     **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62     Rodatz, W.  
             Gattermann, J.  
             Pläßmann, B.     **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63     Rodatz, W.  
             Rosenberg, M.  
             Schulz, Th.     **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64     Stahlhut, O.     **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000



IGB-TUBS

- Nr. 65 Rodatz, W.  
Huch, T.  
Kirsch, F.  
Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfehlen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.  
Bergs, T.  
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.  
Bergs, T.  
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die - Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71 Stahlmann, J.  
Kirsch, F.  
Schallert, M.  
Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasseranspannungen**, Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M.  
Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**,  
Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004

- Nr. 76     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Fritsch, M.     **Geotechnik-Kolloquium,  
30 Jahre IGB-TUBS,**  
                         Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Kuhn, C.     **Messen in der Geotechnik 2004,** Fachseminar in  
                         Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- DGGT                                     Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen  
   Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische  
   Pfahlprüfungen, 1998

\* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden



## Das IGB-TUBS im Internet

www.IGB-TUBS.de Institut für Grundbau und Bodenmechanik - TU Braunschweig - Microsoft Internet Explorer

DATEI Bearbeiten Ansicht Favoriten Extras ?

Suchen Favoriten

Adresse <http://www.igb-tubs.de/> Web-Suche Popups werden blockiert Optionen

**IGB-TUBS**

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. JOACHIM STAHLMANN

IGB-TUBS · Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de) · Telefon (0531) 391-2730 · Fax -4574

---

**Allgemeine Ankündigungen**

**Aktuelles zu den Lehrveranstaltungen**  
[Klausurergebnisse Geomesstechnik vom 20.07.04](#)  
[Hinweise zu den Geotechnik-Klausuren am 01.09.04](#)

**Tagungsankündigungen**  
**Messen in der Geotechnik 2004**  
09.-10. September 2004 in Braunschweig  
[Programm](#)  
[Anmeldung](#)

**Pfahl-Symposium 2005**  
24.-25. Februar 2005 in Braunschweig  
[Call For Papers](#)

Letzte Änderungen: 18.08.2004

**Hinweis:** Das Symbol  führt Sie auf unseren Seiten jeweils zur logischen Oberseite.  
Für den Rückschritt zum Querverweis, benutzen Sie bitte die Zurück-Funktion Ihres Browsers.

Falls Sie unser Menü links nicht sehen, klicken Sie bitte [hier](#)!

Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen Technischen Universitäten, Fachhochschulen und geotechnischen Nachbarinstituten im deutschsprachigen Raum) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

