

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 82



Messen in der Geotechnik 2006

Fachseminar: 23./24. Februar 2006

Zusammengestellt von:

Dr. J. Gattermann
C. Kuhn

Braunschweig 2006

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 2006* am 23. und 24. Februar 2006 als Tagungsband.

Diese zweijährige Seminarveranstaltung wird dieses Jahr zum siebten Mal von meinem Institut veranstaltet. 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 2008 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 Februar 2006


Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Die geomesstechnische Normungsdebatte in den USA der Jahre 1997-98 und Folgerungen für die Neuformulierung der DIN 4107 und der DIN EN 1997-2	
H. Bock	1
Anwendungsmöglichkeiten optischer und akustischer Scanner zur Baugrunderkundung	
E. Fecker	17
Einsatzmöglichkeiten und Einsatzgrenzen von zerstörungsfreien Prüfverfahren in der Geotechnik	
B. Kister	31
Einsatz und Weiterentwicklung geophysikalischer Mess- und Überwachungsmethoden in Untertagelabors für die Endlagerung radioaktiver Abfälle	
K. Wieczorek, T. Rothfuchs	79
Spannungsmessungen in situ	
W. Fischle, F. Manthee, L. Teichmann, C. Rathke, R. Mauke	99
Messung und Berechnung von Gebirgsspannungen im ERA Morsleben zur Beurteilung des Tragverhaltens alter Abbaufelder	
S. Fahland, S. Heusermann	113
Langzeitspannungsmessungen im Salzgebirge - Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen aus einem Großversuch im Forschungsbergwerk Asse	
S. Heusermann	133
Tunnelbauvorbereitende Spannungs- und Verformungsmessungen am Neubau des Museums der bildenden Künste Leipzig	
Y. Koitzsch	151
Schlauchwaagenmessungen und DMS-Messungen bei der Erweiterung der U6 Marienplatz in München	
C. Kellner, J. Fillibeck, N. Vogt	171
The application of a hydrostatic levelling system under extreme temperature conditions for the control of a protective measure for the tunnelling under a railway bridge in Italy	
M. Jakobs, C. Kummerer, V. Marchionni	191
Die Kapselpresse als Vorspann- und Messelement, dargestellt am Beispiel einer ausgesteiften Baugrube (Bauvorhaben ROLEX in Genf)	
R. Lauerer, W. Schwarz	209
Pfahllastversuch beim Neubau des Züricher Stadions	
D. Naterop, H.J. Becker, P. Angehrn	221
Kontinuierliche Überwachungsmessungen am Heinrich-Hertz-Turm in Hamburg	
S. Fahland, A. Schulz	229

Untersuchung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung mittels innovativer Verfahren - Einsatz von iFEM und PIV im bodenmechanischen Modellversuch	
C. Hauser, B. Walz	249
Messen mit optischen Dehnmessgebern in Erdbauwerken - Praxisbericht	
J. Gruber, A. Nancey	269
Konzeption eines faseroptischen Bohrlochdeflektometers	
W. Schwarz	287
Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054	
– Bau der Bundesautobahn A 26 von Stade zur A 7 (Hamburg)	
– Bau von Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund	
F. Glötzl, K.-H. Blume	301
Messtechnische Überwachung einer Bahndammertüchtigung mittels Geogitter bewehrten Polster auf CSV-Säulen	
R. Thiele, T. Neidhardt	323
Einsatz von Druckmessgebern im Straßenbau	
N. Meyer, A. Emersleben, L. Vollmert	337
Implementierung geophysikalischer Methoden zur Ermittlung geotechnischer Strukturen und Kennwerte	
F. Wuttke, H.-G. Schmidt, T. Schicht	359
Neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde	
J. Haberland, F. Glötzl	379
Berührungslose Abstandsmessung mit Wirbelstromsensoren im kombinierten Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand	
F. Rackwitz, S. Savidis	395
Untersuchungen zur dynamischen Bodenverdichtung mit dem Rütteldruckverfahren	
M. Nendza, J. Stahlmann	409
Messtechnische Überwachung von Düsenstrahlarbeiten	
H. Knitsch, A. Tsiolakis	427
Mitteilungshefte des IGB-TUBS	
Das IGB-TUBS im Internet	

Die geomesstechnische Normungsdebatte in den USA der Jahre 1997- 98 und Folgerungen für die Neuformulierung der DIN 4107 und der DIN EN 1997-2

Helmut Bock, Bad Bentheim

1. Normungsvorhaben in Deutschland und Europa

Selten hat es eine Zeit gegeben, in der hinsichtlich Normen und technischer Regelwerke so viel Neues und Grundlegendes passiert wie heutzutage. Im Zuge der Schaffung eines europäischen Binnenmarktes für Waren und Dienstleistungen werden europäische Regelwerke entwickelt. Nationale Normen müssen entsprechend angepasst („harmonisiert“), andernfalls zurückgezogen werden. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die aktuellen nationalen, europäischen und internationalen Normungsvorhaben der letzten Jahre, für die der Normungsausschuss Bauwesen (NABau) im DIN zuständig ist.

Tab. 1 Übersicht über alle baurelevanten Normungsvorhaben in Deutschland und Europa, für die der NABau im DIN zuständig ist (aus DIN Jahresberichten 2002 – 2004; siehe: www.nabau.din.de).

Normungsvorhaben des NABau im DIN		2002	2003	2004
National	Normen und Vornormen (DIN; DIN V)	172	165	136
	DIN-Fachberichte	2	3	6
	Nat. Anwendungsdokumente zu Eurocodes	1	1	1
Europäisch (CEN)	DIN EN	656	585	486
	DIN EN ISO	46	52	65
	DIN V ENV	11	4	1
	Work Item	240	188	110
International	DIN ISO	1	3	9
Insgesamt		1 129	1 001	814

1.1 Normungsvorhaben für die Geotechnik

Von dieser allgemeinen Entwicklung ist auch die Geotechnik und mit ihr die Geomesstechnik betroffen. Der NABau ist in insgesamt 11 Fachbereiche untergliedert;

Fachbereich 05 (FB 05) ist derjenige für „Grundbau, Geotechnik“. Tabelle 2 verdeutlicht die geotechnischen Themenblöcke, die innerhalb des FB 05 behandelt werden.

Tab. 2 Gremien und ihre Obmänner des NABau Fachbereichs 05 „Grundbau, Geotechnik“

DIN-Bezeichnung	NABau-Gremium	Anmerkung (z. B. Hinweis auf Spiegeltätigkeit)	Obmann (Jan. 2006)
NA 005-05-01 AA	„Sicherheit im Erd- und Grundbau“	CEN/TC 250/SC 7/PT 1	Schuppener
NA 005-05-01-01 AK	„Erarbeitung des Nationalen Anhangs zu DIN EN 1997-1“		Schuppener
NA 005-05-02 AA	„Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden und Fels“	ISO/ TC 182/SC 1/ WG 1	Eitner
NA 005-05-03 AA	„Baugrund; Laborversuche“	CEN/ TC 250/SC 7/PT 2, CEN/TC 341	Müllner
NA 005-05-04 AA	„Baugrund; Berechnungsverfahren“		Richter
NA 005-05-06 AA	„Untersuchungen von Boden und Fels“	CEN/ TC 250/SC 7/PT 2	Ruppert
NA 005-05-07 AA	„Baugrund; Pfähle“	CEN/TC 288/WG 3, WG 5, WG 8, CEN/TC 341/WG 4	Kempfert
NA 005-05-08 AA	„Injektionen, Düsenstrahlverfahren, tiefeichende Bodenstabilisierung“	CEN/TC 288/WG 6, WG 7, WG 10, WG 11, WG 12	Vogt
NA 005-05-09 AA	„Baugrund; Feldversuche“	CEN/ TC 341/ WG 2, 3 und 5 sowie CEN/TC 250/SC 7/PT 2	Thaier
NA 005-05-09-01 AK	„Bohrlochaufweitungsversuche“	CEN/ TC 341/ WG 5	Fecker
NA 005-05-10 AA	„Baugrund; Gebäudedrainung“	ruht zur Zeit	Hilmer
NA 005-05-11 AA	„Bohr- und Entnahmeverfahren, Grundwassermessungen“	CEN/TC 341/ WG 1 sowie CEN/ TC 250/SC 7/PT 2	Stölben
NA 005-05-13 AA	Schlitzwände	CEN/TC 288/WG 1	Weiß
NA 005-05-14 AA	„Unterfangungsarbeiten“		Weißbach
NA 005-05-16 AA	„Baugruben“		Weißbach
NA 005-05-17 AA	„Verpressanker“	CEN/TC 288/WG 2, CEN/TC 341/WG 4	Wichter
NA 005-05-18 AA	„Spundwandkonstruktionen“	ruht zur Zeit	Dücker
NA 005-05-20 AA	„Bodenbewehrungssysteme“	CEN/TC 288/WG 9, CEN/TC 341/WG 4	z. Zt. Obmann-wahlen

1.2 Normungsvorhaben für die Geomesstechnik

Für die Geomesstechnik ist das Gremium NA 005-05-09 AA „Baugrund; Feldversuche“ von besonderer Relevanz und zwar im wesentlichen aus folgenden Gründen:

- Es ist das für geotechnische Felduntersuchungen zuständige Gremium im DIN, angefangen von der Drucksondierung mit elektrischen Messwertaufnehmern (Teil 1 der DIN EN ISO 22476), über die verschiedenen Arten von Rammsondierungen (Teile 2 und 3), Bohrlochaufweitungsversuche (Teile 4 bis 8 sowie 11) bis hin zum Drucksondierung mit mechanischen Messwertaufnehmern (Teil 15).
- Seit 2003 ist das Gremium mit der Neufassung der **DIN 4107 „Geotechnische Messungen“** betraut. Die alte DIN 4107 aus dem Jahre 1978 „Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken“ entspricht nicht mehr dem Stand der Technik und wurde vom DIN zurückgezogen. Auch die neu erarbeitete DIN 18 710 „Ingenieurvermessung“ insbesondere ihres Teils 4 „Überwachung“ (Klein, 2002) ist zwar von erheblicher Bedeutung, jedoch nicht hinreichend für die heute in der Geotechnik gestellten Messaufgaben.
- Das Gremium ist der deutsche Spiegelausschuss für entsprechende Arbeitsgruppen (Working Groups (WGs)) des europäischen CEN Technical Committees (TC) 341 „Geotechnische Erkundung und Untersuchung“, bei dem Deutschland die Federführung inne hat (Chairman: Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach; Sekretariat: DIN).

Nicht minder wichtig ist der Input des Gremiums für das CEN/TC 250, das für Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau zuständig ist. Die grundlegende geotechnische europäische Norm ist der **Eurocode 7** „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“. Er untergliedert sich in zwei Teile, Teil 1: „Allgemeine Regeln“ (DIN EN 1997-1) sowie Teil 2 „Erkundung und Untersuchung des Baugrundes“ (DIN EN 1997-2). Die aktuelle Situation dieses grundlegenden Eurocodes und seiner nationalen Anwendungsdokumente fasst Tab. 3 zusammen.

Tab. 3 Die grundlegende europäische Geotechniknorm Eurocode 7 „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ und ihre nationalen Anwendungsdokumente

Bezeichnung	Titel der Teile	Veröffentlichung	Anwendungsdokument
DIN EN 1997-1	Allgemeine Regeln	2005-10	DIN 1054
DIN EN 1997-2	Erkundung und Untersuchung des Baugrundes	s. Anmerkung	DIN 4020

Anmerkung: Die Neuausgabe der Vornorm DIN V ENV 1997-2: 1999-09 soll im Jahre 2006 ohne vorherige Veröffentlichung eines nationalen Norm-Entwurfes als Norm herausgegeben werden (Kurzverfahren).

Die allgemeinen Regeln von Eurocode 7 (und damit auch der DIN 1054) besagen, dass für schwierige geotechnische Probleme die erforderlichen Sicherheitsnachweise auch mittels der Beobachtungsmethode erbracht werden können. Es ist das erste Mal, dass die auf Peck (1969) zurückgehende Beobachtungsmethode in einem geotechnischen Regelwerk explizit als Entwurfsmethode anerkannt ist. Teil 2 des Eurocode 7 (DIN EN 1997-2), der vielfach auch als „Ausführungsnorm“ von Teil 1 verstanden wird, regelt zwar im einzelnen die einschlägigen geotechnischen Labor- und Feldversuche, besagt in seiner jetzigen Fassung aber nichts über geotechnische Überwachungsmessungen, wie sie im Rahmen der Beobachtungsmethode zwingend erforderlich sind.

Diesem offensichtlichen Mangel will das Gremium NA 005-05-09 AA "Baugrund; Feldversuche" des NABau FB 05 im DIN begegnen. Mit der übergeordneten Zielrichtung, einschlägige Regelungen in Teil 2 der Eurocode 7 einzuführen, hat es damit begonnen, entsprechende Vorlagen für geotechnische Messungen zu erarbeiten. Formal soll diese Vorlage im Zuge einer Neuformulierung der DIN 4107 erstellt werden, um diese dann in die europäische Normungsarbeit im Zuge der CEN/TC 341 bzw. CEN/TC 250 einzubringen. Diese Vorgehensweise, initiativ nationale Regelwerke zu erarbeiten und dann in die europäische Normungsarbeit einzubringen, hat sich in der Vergangenheit bereits mehrfach bewährt, beispielsweise bei den Bohrlochaufweitungsversuchen (DIN 4094-5, *Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche* als Vorlage für DIN EN ISO 22476, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen*, Teile 4 bis 8).

Angesichts eines derart umfangreichen Normungsvorhabens ist es angebracht zu hinterfragen, ob derartige Regelungen aus der Sicht der Geomesstechnik überhaupt grundsätzlich zweckmäßig und wünschenswert sind. Vor dem Hintergrund einer zunehmenden allgemeinen Kritik an einer vermeintlichen Überregulierung drängt sich dies förmlich auf. In dieser Hinsicht mag die Debatte über geomesstechnische Normen aufschlussreich sein, wie sie in den Jahren 1997 – 98 in der USA geführt wurde.

2. Die Debatte über geomesstechnische Normen der Jahre 1997-98 in den USA

Ausgelöst wurde die Debatte durch die seinerzeit vorgesehene (und kurz darauf erfolgte) Veröffentlichung des ASTM Standards D 6230-98 über Inklinometermessungen (ASTM, 1998). Sie veranlasste John Dunnycliff (1997), dem weltweit wohl bekanntesten und angesehensten Geomesstechnik-Ingenieur und Autor des nach wie vor maßgebenden geomesstechnischen Textbuches (1993), zu einer harschen Kritik am Entwurf des neuen Inklinometer-Standards und außerdem zu einer Generalabrechnung mit gewissen ASTM Praktiken und Standards („*prescriptive professional practice standards*“). In seiner Kritik versicherte sich Dunnycliff der Unterstützung renommierter Geomesstechniker wie Gordon Green und Erik Mikkelsen und - was in unserem Zusammenhang von besonderem Interesse ist - auch von Ralph Peck, dem „Vater der Beobachtungsmethode“ (allesamt in Dunnycliff, 1997).

Kritik an den ASTM Praktiken war zuvor schon von verschiedenen fachlichen und berufsständischen Gruppierungen geäußert worden, vornehmlich von der ASFE, Professional Firms Practicing in the Geosciences (Bachner, 1997). In 1997 schlossen sich diese zu einer Koalition der „*Advocates for Professional Judgment of Geoprofessional Practice (APJGP)*“ zusammen (Anonym, 1997). Der Koalition gehörten insgesamt 12 Gruppierungen an, unter ihnen so renommierte Institutionen wie das Geo-Institute der ASCE, die ACIL (Association of Independent Scientific Engineering & Testing Firms) und die Association of Engineering Geologists. Der ASTM Standpunkt wurde u. a. von Morgan und vom ASTM Präsidenten Thomas (1997) vertreten.

2.1 Aspekte der Debatte

Im Wesentlichen drehte sich die Debatte um die folgenden Aspekte:

2.1.1 Der Begriff „Standard“

Die Debatte umfasste einen allgemeinen Aspekt, der sich insbesondere am Begriff „Standard“ entzündete. Dieser Begriff wurde von den Kritikern als Blaupause für die

Einengung des Ermessensspielraums („*engineering judgment*“), wenn nicht gar als Entmündigung des Geotechnikers angesehen. Er sei eine juristische Falle („*legal trap*“). Vor Gericht würde dem Ermessensspielraum auch renommierter Ingenieure erfahrungsgemäß weniger Gewicht beigemessen als den „Standards“, seien sie fachlich und sprachlich auch noch so unzulänglich verfasst, wie das vielfach bei ASTM-Standards der Fall wäre. Die Kritiker schlugen deshalb vor, den Begriff Norm („*standard*“) durch juristisch vermeintlich weniger belastende Termini wie „Richtlinie“ („*guideline*“) oder „Empfehlung“ („*suggested method*“) zu ersetzen. Zumindest sei ein einschränkender Benutzerhinweis („*caveat*“) auf der Titelseite eines jeden „Standards“ erforderlich, um eine sachgemäße Anwendung zu fördern und Missbräuchen vorzubeugen.

2.1.2 Zweckmäßigkeit geomesstechnischer Normen allgemein

Ein weiterer Aspekt der Debatte war mit der Frage verbunden, inwieweit in der Geomesstechnik Normen überhaupt notwendig bzw. wünschenswert sind. Im Verein mit G. Green und E. Mikkelsen war (und ist es bis heute noch; pers. Mitt. an den Verfasser) John Dunicliff der Meinung, dies sei nicht nur nicht erforderlich sondern im Grunde genommen sogar kontraproduktiv. In der Geomesstechnik sei die Variation natürlicher geologischer Materialien von so überragendem Einfluß, dass jeder Versuch einer Standardisierung geomesstechnischer Geräte und Verfahren nur ein Herumkurieren an Symptomen sei: „... *installation of most instruments involves a marriage between the instrument and a hole in the ground, and every hole is different. ... Each installation must be planned in relation to field specifics, and ,tailored' to these*“ (Dunicliff, 1997, p. 34). Projekt-spezifische Lösungen seien erforderlich, Standards würden von dieser Notwendigkeit eher ablenken als dass sie diese unterstützt.

2.1.3 Kritik am Inklinometer-Entwurf D 6230-98

Schließlich bezog sich die Debatte auch auf den Entwurf des Inklinometer-ASTM-Standards D 6230-98 selbst. Die Kritiker bemängelten verschiedene Punkte, die allesamt spezielle technische bzw. editorische Gesichtspunkte beinhalteten.

2.1.4 Fragebogen

Dunnicliff (1997) verfasste mit Blick auf die drei zuvor genannten Aspekte einen Fragebogen an die Leser seiner *Geotechnical Instrumentation News* mit der Aufforderung diesen auszufüllen und an den für den Inklinometer-Standard zuständigen Obmann des ASTM Unterkomitees D 18.23, Allen Marr, zu schicken. Insgesamt 30 Fragebögen wurden zurückgesandt. Das Ergebnis (Dunnicliff, 1998) ist in Tab. 4 wiedergegeben.

Tab. 4 Ergebnis der Fragebogenaktion anlässlich der Veröffentlichung des ASTM Standards D 6230-98 über Inklinometermessenden (nach Dunnicliff, 1998)

Nr.	Frage	Zustimmung [in %] *)	
		ASTM-Mitglied	Nicht-ASTM Mitglied
1	Sind Sie Mitglied des ASTM Unterkomitees D18.23? [zuständig für Inklinometer]	20	0
2	Meinen Sie, dass unser Berufsstand Nutzen aus Richtlinien („ <i>guide documents</i> “) ziehen kann?	100	85
3	Meinen Sie, dass ein Schriftstück, das als Norm („ <i>standard</i> “) gekennzeichnet ist, dem Ermessensspielraum eines Ingenieurs („ <i>engineering judgment</i> “) entgegen steht?	80	100
4	Meinen Sie, dass ein Richter einen Einspruch gegen eine bestehende Norm zur Kenntnis nehmen und zugunsten des „ <i>engineering judgment</i> “ entscheiden wird?	40	0
5	Meinen Sie, dass bei geotechnischen Messungen eine Norm zu Kochbuchrezepten verleiten und weniger zu projektspezifischen Lösungen führen wird?	70	100
6	Meinen Sie, dass es eine hinreichende Zahl allgemein geomesstechnischer Aspekte gibt, die eine Normierung gerechtfertigt erscheinen lässt?	40	15
7	Meinen Sie, dass in der Geomesstechnik statt des Ausdrucks „Norm“ („ <i>standard</i> “) der Terminus „Praxisrichtlinie“ („ <i>practice guide</i> “) benutzt werden sollte?	80	100
8	Im Falle einer zustimmenden Antwort zu Frage 7 und falls ASTM nicht bereit ist ihre Terminologie anzupassen: Sollten andere berufsständische Organisationen (wie das ASCE Geo-Institute) entsprechende Richtlinien entwickeln?	70	95
9	Sollte sich das ASTM Unterkomitee D18.23 auf ihre zweite originäre Aufgabe, nämlich der „Förderung der Geomesstechnik in Bildung, Forschung und Informationsaustausch“ konzentrieren?	60	95

*) auf der Basis von 30 Rückläufen; Enthaltungen zu einzelnen Punkten sind in der Auswertung nicht berücksichtigt.

2.2 Diskussion

Aus Sicht des Verfassers soll im Folgenden zu den oben genannten Aspekten kurz Stellung genommen und – soweit erforderlich – einige Schlußfolgerungen für das geomesstechnische DIN bzw. CEN Normungsprojekt gezogen werden.

2.2.1 Zum Begriff „Standard“ und rechtliche Implikationen

Die Schwierigkeiten grundsätzlicher Art, die eminente Geotechnik- (z. B. Peck) und Geomesstechnik-Ingenieure (z. B. Dunnicliff) mit Normen („*prescriptive standards*“) haben, sind - nach Meinung des Verfassers - weitgehend auf das US-amerikanische Rechtssystem und seine Praktiken zurückzuführen. Im Grunde genommen ist die Rechtsgrundlage in den USA identisch mit der unsrigen: Normen sind nicht verbindlich für den Einzelfall festgeschrieben und stehen dem Ermessensspielraum des Ingenieurs keineswegs entgegen. Um aus dem lesenswerten Beitrag von Koutsoftas (1998, S. 49) zu zitieren:

„The argument against standards is that they may be mischaracterized in court. That is true, but lets consider the following: engineers who understand the standards and who use their good judgment to deviate from a standard are far less likely to find themselves in a position of being sued for negligence than others who follow no standards“.

Worin, so ist man geneigt zu fragen, liegt dann das eigentliche Problem? Einen erheblichen Einfluß hat sicherlich die unterschiedliche Stellung des „Experten“ in den verschiedenen Rechtssystemen. In Deutschland ist der von der IHK oder den Ingenieurkammern „*öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige*“ dem Richter zugeordnet und allein von dieser Position her zu besonderer Objektivität verpflichtet. Im US-amerikanischen (und auch im britischen) System ist dies jedoch nicht der Fall. Der „*expert witness*“ wird vom Kläger oder/und dem Beklagten herangezogen, eine Konstellation, die allzu oft zu unschönen, wenn nicht gar „schmutzigen“ fachlichen und juristischen Auseinandersetzungen führt. Alle angelsächsischen Kollegen (John Dunnicliff eingeschlossen) haben gegenüber dem Verfasser die Meinung vertreten, dass die

Stellung des „Experten“ im deutschen Rechtssystem auf jeden Fall dem US-amerikanischen vorzuziehen sei.

John Dunningcliff und seine US-amerikanische Mitstreiter sagen überwiegend „Nein“ zu Normen (*standards*) und „Ja“ zu Praxisrichtlinien (*practice guides*) (s. Tab. 4, Zeile 7). Mit dieser Auffassung wird allerdings verkannt, dass rechtlich zwischen Normen und Richtlinien (o. dgl.) kein qualitativer sondern nur ein gradueller Unterschied besteht. Hinsichtlich der Relevanz der öffentlich zugänglichen technischen Information gibt es zwar eine klare Hierarchie, wie in Tab. 5 dargestellt, die Übergänge zwischen den einzelnen Stufen sind jedoch eher fließend und rechtlich nachrangig. Rechtlich bedeutsam wird es allerdings, wenn wie z. B. in Deutschland eine (privat rechtliche) Norm in die (öffentlich rechtlichen) Baubestimmungen der Länder aufgenommen wird, wie es beispielsweise z. Zt. mit der DIN 1054:2005-01 geschieht.

Tab. 5 Relevanz technischer Informationen nach Hierarchieebenen

Hierarchie Ebene	Dokument
hoch ↑ niedrig	Norm (normativ) Norm (informativ) Empfehlung einer Fachgesellschaft (z. B. der DGGT) Monographie / Fachbuch Veröffentlichung in Fachzeitschriften Veröffentlichung in sonstigen Medien

Aus diesem Aspekt der US-Debatte ergeben sich - aus Sicht des Verfassers - insgesamt keine neuen Gesichtspunkte für die Neuformulierung der DIN 4107 bzw. der DIN EN 1997-2.

2.2.2 Zur Frage, ob geomesstechnische Normen überhaupt erforderlich sind

Kritische Äußerungen, dass geomesstechnische Normen tendenziell zu Kochbuchrezepten verleiten und insgesamt nicht die erforderlichen projektspezifischen Lösungsansätze fördern (s. Tab. 4, Zeile 5), sind durchaus ernst zu nehmen. Offensichtlich ist diese allgemeine Befürchtung durch das spezielle Inklinometerdokument

ASTM D 6230-98 in unnötiger Weise gefördert worden. Dieses Dokument bezieht sich ausschließlich auf geräte- und versuchstechnische Anforderungen, vornehmlich solche an die Instrumentierung, den Einbau der Messrohre, die Messdurchführung, Auswertemethode und die Kalibrierungsintervalle. ASTM D 6230-98 sagt praktisch nichts über die Frage aus, in welchem Ingenieurzusammenhang die Inklinometermessungen zu stellen sind (z. B. bei der Planung, Ausschreibung, Auswertung und geotechnischen Schlußfolgerungen). Dass dieser Mangel dazu beitragen könnte, die gesamte Geomesstechnik auf ein minderwertiges Niveau unterhalb von Ingenieurleistungen zu reduzieren, ist offensichtlich.

Aus Sicht des Verfassers ergeben sich aus diesem Aspekt der US-Debatte wichtige Anregungen für die Neuformulierung der DIN 4107 bzw. der DIN EN 1997-2. Mit entscheidend dürfte es sei, inwieweit es in der diesbezüglichen deutschen bzw. europäischen Normungsarbeit gelingen wird, die Geomesstechnik zwanglos und als eigenständiger Bereich in den Rahmen allgemeiner Ingenieur Tätigkeiten einzuordnen. Die Vorlage, die im Eurocode 7 mit der expliziten Erwähnung und Kurzbeschreibung der „Beobachtungsmethode“ bereits gemacht wurde, schafft hierfür bei uns ungleich günstigere Voraussetzungen als in den USA. Falls dieses tatsächlich gelingen sollte, wären faktisch alle in Kap. 2.1.2 erwähnten Gegenargumente aus dem Wege geräumt.

2.2.3 Zur Diskussion über den ASTM Inklinometer-Entwurf

Die Kritik zur Sache und die Art und Weise, wie sie geäußert und vom Obmann des Unterausschusses (Allen Marr) aufgenommen und umgesetzt wurde, kann als normaler Konsensfindungsprozess angesehen werden, wie er auch bei uns bei der Erstellung von DIN-Normen gängig ist.

2.2.4 Zum Fragebogen

Die von Dunnicliff (1997) initiierte Fragebogenaktion mit ihren insgesamt 30 Rückläufen (Tab. 4) kann selbstverständlich nicht als repräsentativ angesehen werden, zumal das argumentative Umfeld des Fragebogens zweifellos subjektiv gefärbt war. Trotzdem

vermittelt er ein Bild von einer zumindest latenten Unzufriedenheit der US-amerikanischen Kollegen mit den ASTM Standards, speziell im Bereich Umweltgeotechnik und Geomesstechnik. Diese latente Unzufriedenheit ist bei der Neuformulierung der DIN 4107 bzw. der DIN EN 1997-2 im Auge zu behalten und unnötige, womöglich praxisfremde Anforderungen tunlichst zu vermeiden.

3 Grundzüge der sich in Entwicklung befindlichen neuen DIN 4107

Nach bisheriger Planung soll DIN 4107 aus folgenden 4 Teilen bestehen:

- Teil 1: Grundlagen
- Teil 2: Extensometermessungen
- Teil 3: Inklinometer- und Deflektometermessungen
- Teil 4: Druckkissenmessungen

Verschiedentlich, auch von US-amerikanischer Seite (Choquet, 2005), wurde angeregt, weitere Teile in die DIN 4107 aufzunehmen, beispielsweise Messungen mittels Piezometer, Kraftmessdosen und Dehnungsaufnehmer. Das mit der Formulierung der DIN 4107 beauftragte Gremium NA 005-05-09 AA (siehe Tab. 2 und Kap. 1.2) wird sich jedoch vorerst auf die oben genannten Teile 1 bis 4 konzentrieren.

Nach dem in Kap. 2 (insbesondere Kap. 2.2.2) Ausgeführten, ist es entscheidend, inwieweit es gelingen wird, die Geomesstechnik zwanglos und als eigenständigen Bereich in den Rahmen allgemeiner Ingenieur Tätigkeiten einzuordnen. Dies muss zuallererst im Teil 1 „Grundlagen“ zum Ausdruck kommen.

3.1 Zu DIN 4107-1 „Grundlagen“

Nach jetzigem Stand soll DIN 4107-1 wie folgt gegliedert werden (verkürzt dargestellt):

- 1 *Anwendungsbereich*
- 2 *Normative Verweisungen*
- 3 *Begriffe und Symbole*

- 4 *Grundlegende Anforderungen*
 - 4.1 *Geotechnische Messungen und geotechnischer Entwurf*
 - 4.2 *Anforderungen an ein geotechnisches Messprogramm*
 - 4.3 *Geotechnische und geodätische Messungen*
- 5 *Anforderungen an eine geotechnische Messeinrichtung*
Generell – Robustheit – Redundanz – Langzeitstabilität elektrischer Sensoren
- 6 *Art der Messung und Messgröße*
Punktmessung – Linienmessung – Änderungsmessung – Messung in Bohrlöchern
- 7 *Auswertung und Interpretation*
- 8 *Berichterstattung*
Feldprotokoll – Aufzeichnung der Messwerte – Messbericht – Archivierung

Kritisch für das Gelingen des Normungsvorhaben wird das Kap. 4 „Grundlegende Anforderungen“ sein. Im gegenwärtigen Entwurf heißt es dazu u. a.:

„4.1 Geotechnische Messungen und geotechnischer Entwurf

4.1.1 *Geotechnische Messungen sind eine Ingenieuraufgabe und erfordern ein hohes Maß an Kenntnissen und Erfahrungen, nicht nur mit Messanlagen sondern auch mit geotechnischen Fragestellungen, Problemlösungen und Bauabläufen, die Anlass dieser Messungen sind.*

4.1.2 *Jede geotechnische Messung muss auf zumindest einer spezifischen Frage beruhen, die es mit Hilfe der Messungen zu beantworten gilt. Die Frage muss zu Beginn eines jeden Messprogramms formuliert und im Laufe des Messprogramms fortgeschrieben werden. Umgekehrt muss mit jeder geotechnischen Messung zumindest eine Antwort zur Problemstellung verknüpft sein.*

4.2 Anforderungen an ein geotechnisches Messprogramm

4.2.1 *Geotechnische Messungen erfordern eine planmäßige Vorgehensweise. Für alle Phasen eines geotechnischen Messprogramms müssen Zuständigkeiten geregelt und nachvollziehbar sein.*

4.2.2 *Alle Aspekte eines geotechnisches Messprogrammes sind zu berücksichtigen (Bild 1)“*

Bild 1 des Vorentwurfes zu DIN 4107-1 (das auch Bild 1 dieses Beitrages ist) soll verdeutlichen und normativ festschreiben, dass ein geotechnisches Messprogramm aus einer Reihe bestimmter, planmäßig angeordneter Tätigkeiten besteht. Diese sind mit den gängigen Ingenieur Tätigkeiten nach HOAI unmittelbar vergleichbar.

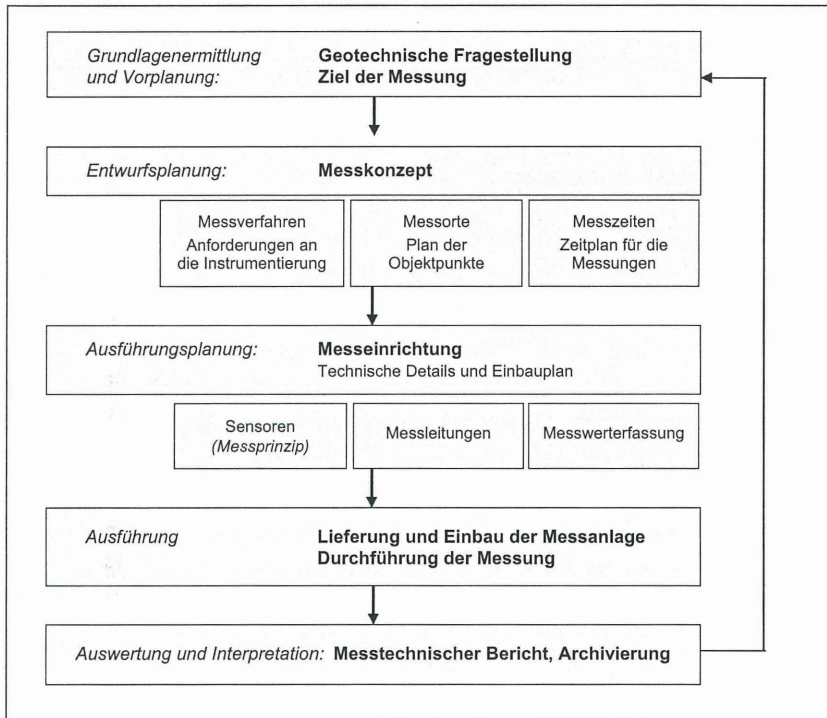


Bild 1 Inhalte und Ablauf eines geotechnischen Messprogramms (Entwurf DIN 4107-1)

3.2 Zu DIN 4107-2 bis -4

Teile 2 bis 4 der DIN 4107 werden als Ausführungsnormen verstanden, die jeweils zusammen mit Teil 1 anzuwenden sein werden. Dadurch wird eine Situation wie beim

ASTM Inklinometer-Standard D 62830-98 von vornherein ausgeschlossen (Anmerkung: Bei der ASTM gib es bislang keine allgemeinen Richtlinien zu geotechnischen Messungen, vergleichbar denen der konzipierten DIN 4107-1).

Die einzelnen Teile 2 bis 4 bauen im wesentlichen auf Empfehlungen auf, die vom Arbeitskreis 3.3 - Versuchstechnik Fels - der DGGT erarbeitet wurden (Paul und Gartung, 1991; Bock und Paul, 2002; Paul und Walter, 2004). Als wesentliche Aufgabe verblieb, die Empfehlungen für alle geotechnischen Materialien (also auch für Lockergesteine) zu erweitern, eine gewisse „Tunnelbaulastigkeit“ abzumildern, den Text insgesamt zu straffen und der DIN Terminologie anzupassen.

Vergleicht man die Inklinometernormen bzw. Normentwürfe untereinander, so fällt auf, dass die DIN 4107-3 deutlich umfassender als der ASTM Standard D 6230-98 konzipiert ist. Letzterer umfaßt ausschließlich mobile Inklinometer (Inklinometersonden, vertikal und horizontal). Der Entwurf zur DIN 4107-3 hingegen schließt stationäre Messgeräte (z. B. fest eingebaute Inklinometermessketten) sowie Deflektometer (sowohl stationäre als auch mobile) mit ein. Die gemeinsame Abhandlung von Inklinometer und Deflektometer geschieht vor dem Hintergrund, dass dadurch Verschiebungsmessungen quer zu einer beliebig geneigten Messachse *vollständig* abgedeckt sind (Bestimmung mittels Neigungs- und Azimutänderungsmessungen), was mit dem Inklinometer allein so prinzipiell nicht möglich ist. Im Entwurf zur DIN 4107-3 wird zudem, noch ausführlicher als es im ASTM-Standard ohnehin schon der Fall ist, auf den Einbau der Messrohre eingegangen, die nach allgemeiner Meinung kritisch für die Qualität der Messung ist. Nach Art einer Checkliste werden verschiedene potentielle Fehlerquellen aufgezeigt und auf Präventiv- bzw. Abhilfemaßnahmen aufmerksam gemacht.

4 Schlussfolgerung und Zusammenfassung

Die Veröffentlichung des ASTM Standards D 6230-98 über Inklinometersonden gab in den USA in den Jahren 1997 und 1998 Anlass für eine heftig geführte Kontroverse über Sinn und Unsinn von Regelwerken in der Geomesstechnik. Befürworter eines eher restriktiven Kurs' bei der Formulierung geomesstechnischer Regelwerke waren eminente Personen

wie Ralph Peck, John Dunncliff, Gordon Green und Erik Mikkelsen. Gegensätzliche Meinungen wurden u. a. von Allan Marr (dem Organisator des kommenden FMGM-Symposiums 2007) sowie Gary Durham (Präsident der Slope Indicator Company) vertreten.

Vor dem Hintergrund der in Deutschland zur Zeit vor sich gehenden kompletten Neubearbeitung der 4-teiligen DIN 4107 „Geotechnische Messungen“, die als Vorlage für die geomesstechnischen Kapitel der grundlegenden geotechnischen Ausführungsnorm DIN EN 1997-2 in die europäische Normungsarbeit eingebracht werden soll, wurden wesentliche Argumente der Normungsdebatte in den USA noch einmal vergegenwärtigt. Es wurde aufgezeigt, dass einige (wenn auch bei weitem nicht alle) Argumente der US-Normungsdebatte für uns von Bedeutung und in den Entwürfen zur DIN 4107 berücksichtigt sind. Wichtige Unterschiede zwischen den US-amerikanischen und deutsch-europäischen Bedingungen liegen in der Stellung des „Sachverständigen“ vor Gericht sowie in der Festschreibung der „Beobachtungsmethode“ in Eurocode 7 als einer vollwertigen geotechnischen Entwurfsmethode begründet. Diese Unterschiede tragen entscheidend mit dazu bei, dass in Europa vergleichsweise günstige Bedingungen für die Erstellung sinnvoller geomesstechnische Regelwerke vorliegen.

Das NABau Gremium 005-05-09 AA wird durch seinem Obmann zu gegebener Zeit vom Fortgang und Ergebnis der Normungsarbeit zur DIN 4107 zu berichten wissen.

Dank

Der Verfasser dankt für kritische Durchsicht des Manuskriptes und für zahlreiche Anregungen: Den Damen Roswitha Cohrs und Ulrike Horstmeier vom DIN sowie dem Obmann des Gremiums NA 005-05-09 AA, Herrn Dr.-Ing. Mahmud Thaher.

Literatur

- Anonym (1997). Eleven [now twelve] associations form coalition to oppose prescriptive professional practice standards. – Core Bits, Geo-Institute of ASCE, 1, No. 1: p. 7.
- ASTM (1998). Standard test method for monitoring ground movement using probe-type inclinometers. – D 6230-98, Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.08: 803-808.

- Bachner, J. P. (1997). ASFE: Professional firms practicing in the Geosciences. – The Professional Geologist, Vol. **34-4**: 21-22.
- Bock, H. und Paul, A. (2002). Empfehlung Nr. 21 des Arbeitskreises 3.3 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Verschiebungsmessungen quer zur Bohrlochachse, Inklinometer- und Deflektometermessungen. – Bautechnik, **79**: 243 – 256, Berlin (Ernst & Sohn).
- Choquet, P. (2005). Persönliche Mitteilung an den Verfasser.
- Dunnicliff, J. (1993). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. – 577 p., New York (Wiley)
- (1997). No more judgment in Geotechnical Engineering: The professional legacy of ASTM? – Geotech. News, Vol. **15-4**: 45-46, Richmond B. C. (BiTech).
 - (1998). Instrumentation. – Geotech. News, Vol. **16-2**: 38-42, Richmond B. C. (BiTech).
- Klein, K.-H. (2002). E DIN 18710 – Ingenieurvermessung. – Mitt. Inst. Grundbau Bodenmech. TU Braunschweig, **68**: 21-39, Braunschweig (IGB-TUBS).
- Koutsoftas, D. (1998). Standards, judgment, litigation, and other issues of the geotechnical profession. – Geotech. News, Vol. **16-2**: 47-50, Richmond B. C. (BiTech).
- Morgan, R. J. and Thomas, J. A. (1997). Standards: A tool für professional judgment. – The Professional Geologist, Vol. **34-4**: 22-23.
- Paul, A. und Gartung, E. (1991). Empfehlung Nr. 15 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.: Verschiebungsmessungen längs der Bohrlochachse - Extensometermessungen. – Bautechnik, **68**: 41 – 48, Berlin (Ernst & Sohn).
- Paul, A. und Walter, F. (2004). Empfehlung Nr. 19 des Arbeitskreises 3.3 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen. – Bautechnik, **81**: 243 – 256, Berlin (Ernst & Sohn).
- Peck, R. B. (1969). Advantages and limitations of the Observational Method in applied soil mechanics. – 9th Rankine Lecture, Géotechnique, **19**: 171 – 187.

Anschrift des Verfassers:

Prof. Dr.-Ing. habil Helmut Bock
ö. b. & v. Sachverständiger für Gebirgsmechanik und Geomesstechnik
Q+S Consult
Stoltenkampstr. 1
48455 Bad Bentheim
Tel. 05922 – 2700
Fax. 05922 – 2799
qs-consult@t-online.de

Anwendungsmöglichkeiten optischer und akustischer Scanner zur Baugrunderkundung

Edwin Fecker

1 Einleitung

Um den Baugrund zu klassifizieren und um daraus ein Baugrundmodell abzuleiten, welches die Grundlage für den Entwurf und die Ausführung eines Bauwerkes im Fels bildet, stehen uns zahlreiche Möglichkeiten zur Verfügung. Eine dieser Möglichkeiten ist der Baugrundaufschluss durch Bohrungen. Diese Art des Baugrundaufschlusses ist die am häufigsten angewandte Methode, um den Baugrund in einem Modell abzubilden.

Viele Planer geben sich aber der falschen Hoffnung hin, dass mit dem Abbohren des Baugrundes und der Bestimmung der Gebirgskennwerte ein Felsbauwerk schadensfrei und wirtschaftlich erstellt werden könne, worauf LONDE (1977) schon vor vielen Jahren eindrücklich mit Belegen hingewiesen hat. Nach wie vor ist dieser Hinweis uneingeschränkt gültig. Zur Baugrunderkundung sind weit mehr Untersuchungen und ein spezifisches Fachwissen sowohl seitens der Bauingenieure als auch der Geologen erforderlich, was nicht oft genug betont werden kann.

Dass Bohrungen eines der wichtigsten Hilfsmittel zur Baugrunderkundung darstellen, ist unbestritten. Umso überraschender ist daher, dass die Interpretation der Bohrerergebnisse nicht selten unbefriedigend ausfällt, weil nicht alle Möglichkeiten der Nutzung dieser Bohrungen zum Erkenntnisgewinn ausgeschöpft werden.

Als Standard-Bohrverfahren gilt im deutschsprachigen Raum bei Erkundungsbohrungen in Fels ein äußerer Bohrdurchmesser von 146 mm und einem Kerndurchmesser von 102 mm. Übrigens ganz im Gegensatz zu den anglophonen Ländern, wo ein Durchmesser der Erkundungsbohrungen von 76 mm als ausreichend erachtet wird, was bei uns für sehr unvorteilhaft für einen vernünftigen Kerngewinn gehalten wird.

Auch wenn die europäische Norm EN ISO 22475-1 „Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Aufschluss- und Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen – Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung“ in ihrer Fassung vom Januar 2005 bei den Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben noch Rotationskernbohrungen mit Einfach- und Doppelkernrohr zulässt, was in besonderen Fällen und bei bestimmten Gesteinsarten durchaus seine Berechtigung hat, gilt heute bei uns die Seilkernbohrung mit Doppel- oder Dreifachkernrohr als Standardmethode. Sie gilt als wirtschaftlichste und technisch ausgereifteste Methode, um in Fels eine gute Kernausbeute sicherzustellen und um daraus eine Klassifizierung des Baugrundes vornehmen zu können.

Erkundungsbohrungen bedeuten einen so großen Kostenaufwand, dass sich ihre Ausführung nur rechtfertigen lässt, wenn man aus ihnen maximal erreichbaren Erkenntnisgewinn zieht. Dieser wird erreicht, indem man neben dem Bohrprotokoll und der Beschreibung der gewonnenen Bohrkerne die Bohrlöcher optisch sondiert, geophysikalische Bohrlochmessungen durchführt, in ihnen hydrogeologische Versuche vornimmt und sie womöglich so ausrüstet, dass sie mittels eingebauter Messinstrumente zu lang andauernden Wasserstands- und Bewegungsbeobachtungen des Geländes herangezogen werden können.

Außerdem bieten Bohrungen die Möglichkeit, Versuche zur Bestimmung des mechanischen Gesteinsverhaltens und Primärspannungsmessungen durchzuführen, wobei die Befahrungen mit dem optischen und akustischen Scanner ebenfalls ergänzende Informationen liefern können. Erst die Summe aller gewonnenen Erkenntnisse ermöglicht es uns, den Baugrund genauer zu beschreiben, zu klassifizieren und ein Baugrundmodell zu entwickeln.

2 Optische Bohrlochsondierung

Bei der optischen Sondierung mit einem Scanner wird die Bohrlochwand Millimeter für Millimeter aufgenommen und auf dem Bildschirm rechnerisch eine nach magnetisch Nord orientierte Abwicklung der Bohrlochwand erzeugt oder ein virtueller Kern konstruiert.

Die Bildauflösung beim optischen Scanner beträgt je nach Hersteller $< 0,4$ mm, so dass eine realitätsnahe Abbildung der Bohrlochwandung entsteht. Die einzelnen Klüfte und Gefügeelemente können mit Hilfe eines Programms zur Bildbearbeitung am Bildschirm eingezeichnet werden und erscheinen in der Abwicklung als sinusförmige Kurven, aus denen vom Rechner das Streichen und Fallen errechnet wird (siehe Bild 1).

Das Verfahren mit dem optischen Scanner ist über und unter Wasser einsetzbar, jedoch muss das Wasser im Bohrloch klargespült sein. Es versteht sich von selbst, dass für das Klarspülen sauberes Wasser verwendet werden muss und nicht, wie dies leider häufig geschieht, Wasser aus einem Absetzbecken zum Spülen benutzt wird. Vorteilhaft ist auch, wenn die Befahrung des Bohrloches nicht unmittelbar nach dem Spülen stattfindet, so dass sich allenfalls noch vorhandene Feinteile im Wasser absetzen können.

Der Durchmesser des Gerätes muss bei einer Befahrung unter Wasser dem Durchmesser der Bohrung angepasst sein, so dass das Licht des Scanners nur einen möglichst geringen Wasserspalt bis zur Bohrlochwand durchdringen muss.

Die Grenze der Einsattiefe unter Wasser liegt etwa bei 300 m. Der Mindestbohrlochdurchmesser sollte etwa 76 mm betragen. Der Maximaldurchmesser der Bohrung sollte 300 mm nicht überschreiten.

Das Ergebnis der Scannerbefahrung ist die Bestimmung der Fallrichtung und des Fallwinkels von Klüften und Schicht- bzw. Schieferungsflächen, ferner die Ermittlung von Kluftabständen, Durchtrennungsgrad, Kluftöffnung, Kluftfüllung, Verwitterungsgrad und nachgeordnet die Gesteinsbeschreibung des Anstehenden, wofür der Bohrkern besser geeignet ist.

Trennflächen :	schwarz	- Schichtung / Schieferung
	blau	- Schrägschichtung
	magenta	- Klüfte
	grün	- Klüfte nur z. T. erkennbar

Pseudokern	[m]	Bohrlochabwicklung					Trennflächenabwicklung					Nr.	Bemerkung
		N	O	S	W	N	N	O	S	W	N		

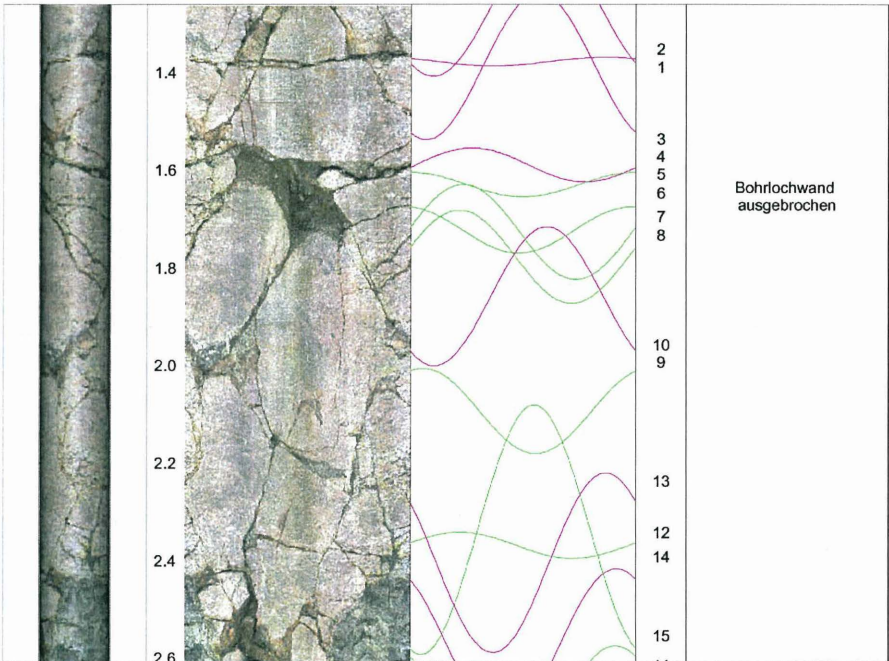


Bild 1 Bohrlochaufnahme mit einem optischen Scanner. Links: Virtueller Kern, daneben: Bild der abgewickelten Bohrlochwand, rechts davon: Darstellung der sinusförmigen Verschnittlinien der Gefügeelemente mit der Bohrlochwand wie im Bohrlochabschnitt angetroffen.

Nur noch selten werden die zu untersuchenden Bohrungen mit Hilfe einer Fernsehkamera mit sog. Fischaugenoptik befahren. Dabei werden die aufgenommenen Bilder mit einem Videoaufzeichnungsgerät gespeichert. Die Kamera wird mit Kabel oder Gestänge in die

Bohrung eingelassen und dabei mit einem Tiefenzähler die Tiefe der Fernsehkamera unter Bohransatzpunkt gemessen und in das Fernsehbild eingeblendet.

Das Verfahren ist über und unter Wasser einsetzbar. Unter Wasser muss die Bohrung, wie oben bereits ausgeführt, klargespült werden. Die Grenze der Einsattiefe liegt bei mehreren hundert Metern. Der Durchmesser der Bohrung sollte mindestens 42 mm betragen.

Diese Art der Befahrung lässt nur eine qualitative Beurteilung der Klüftigkeit des Gebirges zu, man erkennt Wandausbrüche und Hohlräume (Verkarstung) und kann Wasserzutritte beobachten. Das Verfahren ist ferner zur Untersuchung von Injektionsbohrungen geeignet, bei denen die Qualität des Injektionserfolges nachgeprüft werden soll oder zur Inspektion von Ankerbohrungen, um dort die Eignung der Haftstrecke festzustellen.

3 Akustische Bohrlochsondierung

Der akustische Bohrlochscanner macht sich den Umstand zu Nutze, dass Unterschiede der dynamischen Eigenschaften im Gestein, aber auch Klüfte zu unterschiedlichen akustischen Reflexionen führen. Als Messprinzip wird dabei das Impulseechoverfahren angewandt, bei dem ein in der Sonde angebrachter piezoelektrischer Wandler mit einer bestimmten Folgefrequenz Ultraschallimpulse aussendet und die Echos von der Bohrlochwand wieder empfängt. Durch elektronische Bildbearbeitungstechniken kann dann eine Art „Zeilenbild“ der Wandung aufgenommen und als Abwicklung dargestellt werden. Mit Hilfe eines magnetischen und auf Schwerkraft basierenden Orientierungssystems in der Sonde kann die Abwicklung der Bohrlochwand zeilenweise von Nord nach Nord registriert und dargestellt werden. Kombiniert mit einer Tiefenmesseinrichtung entsteht ein falschfarbiges abgewickeltes Profil der Bohrlochwand.

In trockenen Bohrungen ist das Verfahren nicht anwendbar. Unter Wasser können im Wasser Bohrklein oder Stützmedien enthalten sein, sie behindern das Verfahren nicht. Die Grenze der Einsattiefe liegt etwa bei 5000 m. Der Mindestdurchmesser der Bohrung muss 76 mm betragen. Der Maximaldurchmesser der Bohrung sollte 250 mm nicht überschreiten.

Die Bildauflösung des akustischen Scanners beträgt entlang der Bohrlochachse je nach Hersteller zwischen 2 und 5 mm, und der Bohrlochumfang wird mit mindestens 254 Bildpunkten pro Zeile aufgelöst.

Die Methode eignet sich zur Bestimmung der Fallrichtung und des Fallwinkels von markanten Klüften und Schicht- bzw. Schieferungsflächen. Sie dient der Ermittlung von Kluftabständen und der Feststellung von Kluftfüllungen und Wandausbrüchen oder Hohlräumen. Sie erlaubt ferner Angaben zum relativen dynamischen Gesteinsmodul des Anstehenden zu machen. Die Qualität des erzeugten Bildes der Bohrlochwand ist mit dem optischen Bild nicht vergleichbar. Zu einem weil die Bildauflösung beim akustischen Scanner sehr grob ist und zum anderen weil das Falschfarbenbild dem geschulten Blick des Geologen keine Möglichkeit zur Gesteinserkennung bietet (siehe Bild 2).

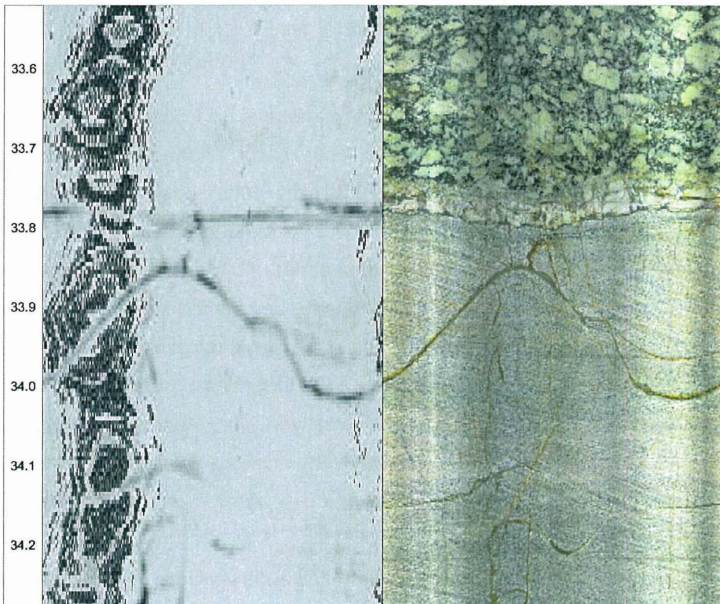


Bild 2 Vergleich der Befahrung einer Bohrlochwand mit einem akustischen Scanner (links) und dem optischen Scanner (rechts).

4 Quellen einer Fehlinterpretation

Bei der Verwertung einer Aufnahme der Bohrlochwand mit einem optischen oder akustischen Scanner ist zu beachten, dass

- die Auswertung mit einer Reihe von elektrischen und mechanischen Fehlern des Messsystems behaftet ist;
- in manchen Fällen die Bohrung nicht den theoretischen Verlauf aufweist, den sie haben sollte und daher die Auswertung von falschen Voraussetzungen ausgeht. Bei geringen Abweichungen unter 1 Grad ist der Einfluss auf das Messergebnis kaum nachzuvollziehen. Bei größeren Abweichungen sind die Messergebnisse zu korrigieren;
- die Auswertung eine subjektive Interpretation der sichtbar gemachten Messergebnisse durch den Auswertenden darstellt und dass
- die Auswertung einen geologischen Körper beschreibt, der seine Entstehung zwar bestimmten Gesetzmäßigkeiten verdankt, der aber dennoch große Unregelmäßigkeiten aufweist, die häufig nur statistisch beschrieben werden können und Einzelergebnisse ein falsches Bild vortäuschen.

Ein möglicher Fehler bei der Ermittlung der Streichrichtung der Klüfte wird durch die Messungenauigkeit des Kompasses hervorgerufen. Dieser Kompass ist zwar in der Lage, die Nordrichtung auf $\pm 0,5$ Grad genau zu ermitteln. Das elektrische System hat aber mit der Zeit eine Drift, weshalb es ratsam ist, vierteljährlich eine Kalibrierung vorzunehmen. Geschieht dies nicht, so kann die Messungenauigkeit leicht auf ± 5 Grad anwachsen.

Eine weitere Messungenauigkeit betrifft die Tiefenangabe der Messung. Mit zunehmender Länge wird das Sondenkabel durch sein Eigengewicht und das Gewicht der Sonde mehr und mehr gelängt. In wassergefüllten Bohrungen ist der Effekt wegen der Auftriebswirkung geringer als in trockenen Bohrungen. Die Längung kann je nach Art des verwendeten Kabels in trockenen Bohrungen bei 100 m Kabellänge bis zu 0,3 m betragen. Durch Schlupf des Kabels an der Tiefenmesseinrichtung kann ebenfalls eine Verfälschung der Tiefenangabe entstehen. Dieser Fehler tritt nicht systematisch auf und kann aufgrund von Erfahrung bei 100 m ebenfalls bis zu 0,3 m ausmachen.

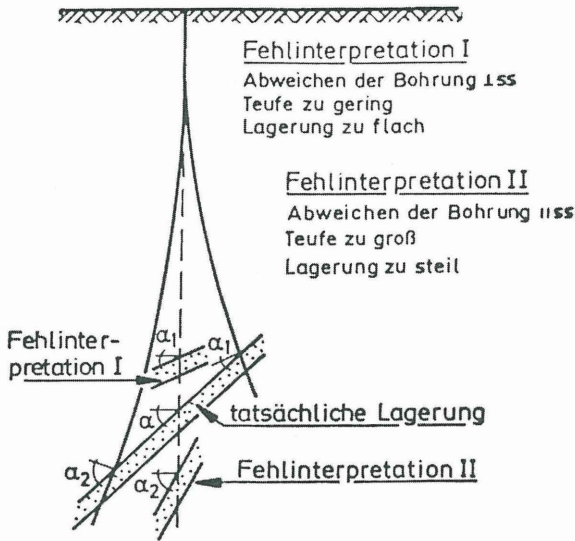


Bild 3 Fehlinterpertation der Gesteinlagerung bei Bohrlochabweichungen (aus HEITFELD et al., 1982b)

Um größere Fehler durch Abweichungen der Bohrung vom theoretischen Bohrlochverlauf erkennen zu können, ist in dem Scanner neben dem Kompass und dem Tiefenzähler ein Inklinometer integriert, mit dem die Abweichung der Bohrung aus der Vertikalen aufgezeichnet wird und falls erforderlich, eine Korrektur der Auswertung vorgenommen werden kann.

Dass durch Abweichungen von Kernbohrungen eine Fehlinterpertation der Lagerung der Gesteine und damit natürlich auch ein falsches Gebirgsmodell entstehen kann, sei anhand von Bild 3 demonstriert (HEITFELD et al., 1982b). Dort werden zwei Arten der Fehlinterpertation dargestellt, die sich durch die Abweichung einer Bohrung von der theoretischen Bohrlochachse bezüglich dem Einfallen der Schichten und deren Tiefenlage ergeben können.

5 Beispiele für den Einsatz von Bohrlochscannern

5.1 Ermittlung der Raumstellung der Klüfte

Zu den wichtigsten Anwendungsmöglichkeiten des Bohrlochscanners zählt die Ermittlung der Raumstellung der Klüfte. In dieser Hinsicht ergänzt die Scannerbefahrung das Ergebnis der Kernbohrung. Für sich allein ist die Kernbohrung nicht aussagefähig, weil die Kerne im Regelfall nicht orientiert entnommen werden und die Einfallrichtung deshalb nicht bestimmt werden kann. Da die Einfallrichtung der Klüfte für das Baugrundmodell aber von erheblicher Relevanz sein kann, z. B. wenn eine tektonische Verstellung und Zerlegung der Gesteine eingetreten ist, wird der Geologe danach trachten, die Raumstellung des Gefüges zu erkunden.

Es gibt zwar Möglichkeiten, orientiert Bohrkerne zu gewinnen, um an diesen das Fallen und Streichen der Gefügeelemente bestimmen zu können. Die Verfahren werden aber in der Literatur als nicht sehr zuverlässig beschrieben (HEITFELD et al., 1982a) und sind außerdem sehr teuer. Hier bietet heute die optische Bohrlochsondierung mit einem Scanner eine ausgezeichnete Alternative.

Zudem ist es ein Einfaches aus den mit dem Scanner ermittelten Raumstellungen der einzelnen Gefügeelemente vom Rechner für beliebige Bohrlochabschnitte Lagenkugeldiagramme oder Kluftrosen zeichnen zu lassen (vergleiche Bild 4).

5.2 Ermittlung des Kluftabstandes

Ein weiteres wichtigstes Element, welches als Grundlage für das Baugrundmodell herangezogen wird, ist der Abstand der Gefügeelemente. Durch die Scannerbefahrung wird dieser Abstand in Situ ermittelt, während er aus dem Ergebnis einer Kernbohrung häufig als zu gering abgeleitet wird, weil die Bohrkerne Neubrüche aufweisen, die durch den Bohrvorgang entstanden sind. In vielen Fällen kann der Geologe, der die Bohrkernaufnahme vornimmt, Neubrüche von vorhandenen Kluftflächen unterscheiden. In manchen Fällen, wie z. B. in geschieferten Gesteinen oder in dünnbankigen Sedimentgesteinen, ist eine solche Unterscheidung aber nur schwer möglich. In Bild 4 sind die Kluftabstände sowie die Zahl der Klüfte pro Meter dargestellt, so wie sie in Situ ermittelt wurden. Vom Rechner können für jeden beliebigen Tiefenabschnitt der Bohrung solche Zusammenstellungen automatisch erzeugt werden.

Tiefenskala [m]	Bohrlochabwicklung					Bezugssystem : Untere Halbkugel																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
						Trennflächen - abwicklung		Fall - richtung	Polpunktdiagramm (Polarprojektion; winkeltreu)	Richtungsrosendiagramm der Fallrichtung auf den Bohrlochabschnitt bezogen						Trennflächen pro lfdm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
										Klassengröße : 20°																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
										Klassengrenze (Kreisradius) : 18%			Klassengrenze (Kreisradius) : 7%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
										Anzahl : schwarz / blau			Anzahl : magenta / grün																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
N	O	S	W	N			0	90																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	</

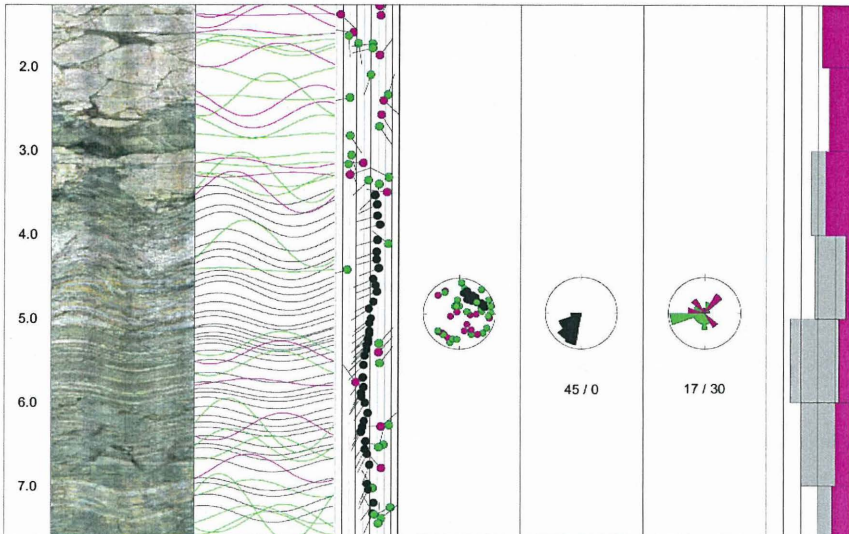


Bild 4 Statistische Auswertung einer optischen Scannerbefahrung. Abbildung der Bohrlochwand verzerrt.

Ein krasses Beispiel für den tatsächlichen und scheinbaren Kluftabstand zeigt Bild 5, wo rechts im Bild der Kerngewinn in der Kernkiste abgebildet ist und den Anschein erweckt, als sei das Gestein kleinstückig in Zentimeterabständen zerklüftet. Dagegen ist links eine Aufnahme desselben Bohrlochabschnittes mit einem optischen Scanner dargestellt, die zeigt, dass in dem Bereich keine Klüfte vorhanden sind bzw. dass ehemals vorhandene Klüfte mit Calcit verfüllt und vollkommen verheilt sind.

Besonders metamorphe Gesteine neigen dazu, beim Bohrvorgang an den Schieferungsflächen aufzublättern und einen hohen Zerlegungsgrad vorzutäuschen.

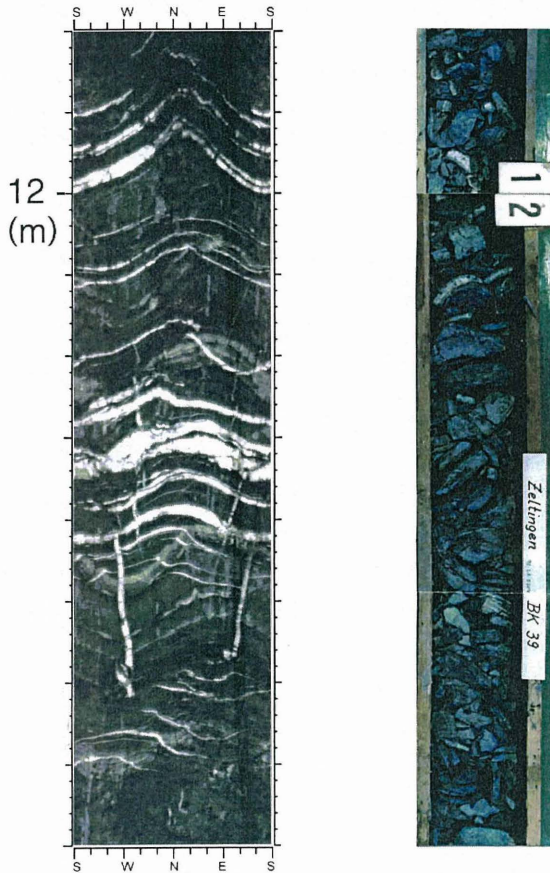


Bild 5 Vergleich von Bohrkern (rechts) und abgewinkelte Aufnahme der Bohrlochwand mit einem optischem Scanner (links)

Würde man diesen Bohrlochabschnitt z. B. mit Hilfe des RQD-Wertes (nach DEERE, 1963) klassifizieren, so ergäbe sich nach dem Ergebnis in der Kernkiste eine RQD von 0 %, weil kein Kernstück länger als 10 cm ist. Dagegen würde dieser Wert nach dem Ergebnis der optischen Befahrung auf 100 % ansteigen.

Verwendet man dieses Ergebnis in den Klassifikationsschemata RMR (nach BIENIAWSKI, 1974) oder Q-Value (nach BARTON et al., 1974) für die Ermittlung von Tunnelklassen, so ergibt sich daraus immerhin die Verschiebung um eine ganze Klasse. BARTON hat diesen Umstand bereits erkannt, und darauf aufmerksam gemacht, dass diese neuen technischen Möglichkeiten bei einer Klassifikation des Gebirges zu berücksichtigen sind (BAILLOT et al., 2004).

Mit dem optischen Scanner lassen sich auch ohne weiteres Hohlräume in der Bohrlochwand dokumentieren. Solche Hohlräume werden in den Kernkisten nur als Kernverlust registriert oder es gibt Fälle, wo Hohlräume gar nicht erkannt werden.

5.3 Anwendung der Ergebnisse im Straßenbau

Beispielhaft sei die Anwendung der Scannerbefahrung bei der Vorerkundung eines Straßenbauprojektes dargestellt. Dort ist die Kenntnis des Trennflächengefüges im anstehenden Fels eines geplanten Straßeneinschnittes für die Vorhersage der zu erwartenden Boden- und Felsklassen nach DIN 18 300 von besonderer Bedeutung. Durch die geometrische Anordnung der Trennflächen bezüglich der Straßenachse und durch den Abstand der Trennflächen untereinander wird das Verfahren und die Leistung beim Felsabtrag maßgeblich beeinflusst.

Für den Bauvertrag von besonderer Bedeutung ist der Abstand der Trennflächen untereinander. Nach ZTVE-StB ist der Kluftabstand eines der Merkmale zur Unterscheidung von Fels der Klassen 6 und 7 nach DIN 18 300.

Mit der Befahrung der Erkundungsbohrungen mit dem Bohrlochscanner können die Kluftabstände sowie das Streichen und Fallen der Gefügeelemente sehr genau bestimmt werden, was an den Bohrkernen der Erkundungsbohrung nur bedingt möglich ist.

Beim Felsabtrag bildet die Streichrichtung der Trennflächen mit der Straßenachse einen Winkel zwischen 0 und 90° was bedeutet, dass der Felsabtrag parallel zum Streichen bzw. schräg dazu bis hin zu querschläggem Streichen vorgenommen werden muss. Zudem ist der Einfallwinkel der Trennflächen, den er mit der Horizontalen bildet, für den Felsabtrag bedeutungsvoll. Es macht beim Abtrag einen großen Unterschied, ob die

Haupttrennflächenscharen s hlig, flach, geneigt oder steil einfallen. Ungünstig ist z. B. die Rei richtung beim Felsabtrag besonders dann, wenn die Trennflächen in Rei richtung flach einfallen oder wenn zwei Trennflächenscharen flach liegende Gleitbahnen von Keilk rpern bilden.

6 Zusammenfassung

Die Einfallwinkel und die Einfallrichtungen von Trennflächen in Bohrungen können mit dem optischen oder akustischen Bohrlochscanner auf einfache Weise festgestellt werden, dies ist an den Bohrkernen von Erkundungsbohrungen nur durch orientiertes Kernen möglich.

Der optische Scanner ist dem akustischen Scanner auf verschiedene Art überlegen und daher nach Möglichkeit bevorzugt einzusetzen. Der akustische Scanner sollte nur dann zum Einsatz kommen, wenn durch das Spülwasser die Bohrung nicht klargespült werden kann.

Sondierungen mit einer Fernsehkamera mit sog. Fischaugenoptik sollten nur noch in besonderen Fällen zum Einsatz kommen. Für die überwiegenden Einsatzfälle ist diese Technik als überholt anzusehen.

Literatur

Bailot, R. T.; Ribeiro, A.; Barton, N.; Abrahao, R.:

Comparing 360  televising of drill hole walls with core logging. In: Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, S. 647-655, Porto, 2004.

Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J.:

Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. In: Rock Mechanics 6 (1974), S. 189-236.

Bieniawski, Z. T.:

Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunneling. In: Proc. 3rd Congr. ISRM, Vol. II, Part A, S. 27-32, Denver, 1974.

Deere, D. U.:

Technical Description of Rock Cores for Engineering purposes. In: Felsm. u. Inggeol., I, S. 18-22, 1963.

Fecker, E. ; Lux, K.-N.:

Bildgebende Meßsysteme in Bohrungen. In: Geotechnik 24 (2001), Nr. 2, S. 123-128.

Heitfeld, K.-H. ; Hesse, K.-H.:

Zur Methodik ingenieurgeologischer Untersuchungen am Beispiel eines flachliegenden Straßentunnels. In: Mitt. Ing. u. Hydrogeol., Heft 12, S. 44-83, Aachen, 1982a.

Heitfeld, K.-H. ; Hesse, K.-H. ; Düllmann, H.:

Ingenieurgeologische Untersuchungen im Festgestein des Rheinischen Schiefergebirges. In: Mitt. Ing. u. Hydrogeol., Heft 12, S. 84-128, Aachen, 1982b.

Londe, P.:

Field Measurements in Tunnels. In: Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, S. 619-638, Zürich, 1977.

Autor:

Prof. Dr.-Ing. Edwin Fecker, Geotechnisches Ingenieurbüro Prof. Fecker und Partner GmbH, Am Reutgraben 9, D-76275 Ettlingen

Tel.: (07243) 59837

Email: fecker@gif-ettlingen.de

<http://www.gif-ettlingen.de>

Einsatzmöglichkeiten und Einsatzgrenzen von zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren in der Geotechnik

Dr.-Ing. Bernd Kister

1 Einleitung

Unter dem Begriff zerstörungsfreie Prüf- und Messmethoden werden alle Untersuchungsmethoden und -verfahren zusammengefasst, bei denen das Untersuchungsobjekt nicht beschädigt oder zerstört wird. Somit gehört auch die grosse Palette der geophysikalischen Messverfahren zu den zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren.

Anwendungsgebiete der zerstörungsfreien Prüf- und Messmethoden sind:

- Baugrunderkundung
- Qualitätssicherung während der Erstellung von Bauwerken
- Qualitätserhaltung während der Lebensdauer von Bauwerken
- Bauwerkserkundung

Bei der Baugrunderkundung geht es in erster Linie um die Ermittlung von Strukturdaten, d.h. um den Aufbau des Baugrundes.

Bei der Qualitätssicherung in der Bauphase soll überprüft werden, ob die geforderten Materialeigenschaften auf der Baustelle erreicht werden. Im Erd- und Strassenbau sind dies z.B. die Einbaudichte und der Wassergehalt der eingebrachten Böden.

Von zunehmender Bedeutung ist die Qualitätserhaltung während der Lebensdauer von Bauwerken. Hier kommt es darauf an nachteilige Veränderungen in der Substanz, aber auch in der Struktur, möglichst frühzeitig zu erkennen, um zum einen Gefährdungen auszuschliessen und zum anderen mit geeigneten Massnahmen die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks zu erhalten und damit die Lebensdauer zu verlängern.

Bei vielen historischen Bauwerken existieren keine Planunterlagen mehr. Wenn jedoch die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit solcher Bauwerke beurteilt werden muss oder gar Instandsetzungsarbeiten an diesen Bauwerken notwendig werden, so werden Informationen über die Geometrie und den Aufbau der Bauwerke benötigt. Aber auch bei Bauwerken jüngerer Datums werden oftmals Informationen zur Lage von Ankern, Hüllrohren und anderen Bauteilen benötigt. Bei der Bauwerkserkundung geht es also in der Regel um die Ermittlung geometrischer Daten.

Die vorstehend beschriebenen Aufgabenstellungen sind sehr unterschiedlich und nicht jedes Prüf- oder Messverfahren ist daher für die Lösung einer bestimmten Aufgabenstellung geeignet. Für die richtige Auswahl eines geeigneten Verfahrens für eine bestimmte Aufgabenstellung sind daher Kenntnisse über die physikalischen Grundlagen der Messmethoden notwendig.

2 Zerstörungsfreie Prüf- und Messverfahren

Die zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren lassen sich auf zwei Arten einteilen. Zum einen kann man die Verfahren danach unterteilen, ob bestehende natürliche Eigenschaften genutzt und gemessen werden - man spricht hier von passiven Verfahren - oder ob dem zu untersuchenden Objekt künstlich Signale aufgeprägt werden – man spricht hier von aktiven Verfahren. Beispiele für passive und aktive Messverfahren sind in Tabelle 2.1 genannt.

Typ	aktive Verfahren	passive Verfahren
akustisch	seismische Wellen und Ultraschall	Schallemissionen (acoustic emissions, AE)
elektromagnetisch	Georadar	natürliche elektromagnetische Strahlung (natural electromagnetic radiation, NEMR)

Tabelle 2.1: Aktive Messverfahren und ihr passives Pendant

Ausserdem lassen sich unterscheiden:

- Verfahren, die für die Messung Wellen oder Strahlung, d.h. eine sich rasch ändernde Feldgrösse, verwenden und
- Verfahren, die eine statische oder quasistatische Feldgrösse messen.

Zu den ersteren gehören Verfahren, die Signale verwenden, die sich aufgrund der physikalischen Teilgebiete zuordnen lassen in:

- akustisch
- elektromagnetisch
- thermisch
- radioaktiv

Zu den letzteren gehören z.B. geomagnetische und gravimetrische Verfahren, aber auch geoelektrische Gleichstromverfahren.

3 Verfahren mit statischen oder quasistatischen Feldgrössen

Aufgrund der grossen Anzahl geophysikalischer Messverfahren und Messanordnungen kann an dieser Stelle nur beispielhaft auf einige ausgewählte Methoden eingegangen werden. Es sind dies Gravimetrie und Geomagnetik sowie das geoelektrische Widerstandsverfahren.

3.1 Gravimetrie

Bei der Gravimetrie und Mikro-Gravimetrie werden die Änderungen des Schwerefeldes der Erde aufgrund von Dichtevariationen im Untergrund gemessen. Massendefizite, wie Hohlräume, oder Körper mit erhöhter Masse, wie z.B. Erzkörper, machen sich als Störung oder Anomalie im Schwerefeld bemerkbar. Die Störung im Schwerefeld ist umso grösser, je grösser die Dichtedifferenz zwischen Störkörper und Untergrund ist. Die Messungen werden mit hochempfindlichen Federwaagen ausgeführt. Die Änderungen der Federlängen sind direkt proportional zu den Änderungen im Schwerefeld.

Allerdings lassen sich die Messwerte in der Regel nicht direkt interpretieren. Zur Erfassung von Dichteanomalien müssen an den registrierten relativen Schwerewerten noch Korrekturen vorgenommen werden, um bekannte orts- und zeitabhängige Einflüsse zu eliminieren. Hierzu gehören:

- die Gezeitenwirkung,
- die Höhe des Messpunktes zum Bezugsniveau (Freiluftkorrektur),
- das Geländere relief in der Umgebung (topographische Korrektur),
- die Gesteinsschicht zwischen Mess- und Bezugsniveau (Bouguerkorrektur) sowie
- bekannte geologische Strukturen.

Die Gravimetrie gehört zu den Potentialverfahren, d.h. die mathematische Grundlage dieses Verfahrens ist die Laplace- oder Potentialgleichung:

$$\Delta U = 0$$

Das Problem bei Potentialverfahren ist, dass sie keine eindeutigen Lösungen liefern. Verschiedene Verteilungen der Dichte im Untergrund können zu demselben Schwerefeld an der Erdoberfläche führen. Zudem lassen sich Grösse und Ort des die Anomalie verursachenden Objekts nicht gleichzeitig bestimmen, d.h. man muss entweder die Tiefenlage oder die Objektgrösse mit einem anderen Verfahren ermitteln.

Abb. 3.1 zeigt die Änderung des Schwerefeldes für einen kugelförmigen Hohlraum im Untergrund, dessen Mittelpunkt sich in einer Tiefe z von 10 m unterhalb der Geländeoberfläche befindet. Für einen Durchmesser des Hohlraums von 10 m ergibt sich eine signifikante Änderung des Beschleunigungswertes b im Bereich des Hohlraums. Beträgt der Durchmesser des Hohlraums jedoch lediglich 2 m so stellt sich nur noch eine geringfügige Eindellung der Kurve im Bereich des Objektes ein. Daraus folgt, dass es sehr schwierig ist kleine Objekte in grösseren Tiefen mit der Gravimetrie aufzufinden.

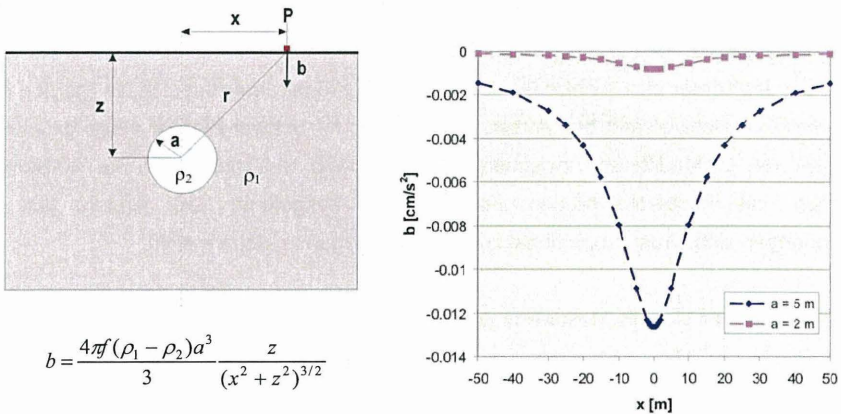


Abb. 3.1: Änderung des Schwerefeldes für einen kugelförmigen Hohlraum in 10 m Tiefe mit einem Durchmesser $2a$ von 10 m respektive 4 m; f ist die Gravitationskonstante, ρ_1 und ρ_2 die Dichten von Untergrund bzw. „Störkörper“

Aber auch die in Form eines schmalen „Peaks“ verlaufende Kurve für den grösseren Hohlraum kann problematisch sein. Denn wenn der Messpunkteabstand mehr als doppelt so gross gewählt wurde wie der Abstand Oberfläche - Zentrum des Störobjekts ist, besteht eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass das Objekt nicht mehr erkannt wird (Telford et al; 1978). Bei der Anwendung des Verfahrens ist daher auch auf eine ausreichende Messpunktdichte zu achten.

Die Messung und Auswertung der Gravimetriedaten kann entweder linienhaft in Profilen oder flächenhaft in einem Raster erfolgen. Für die im Raster aufgenommenen Daten kann dann durch Interpolation eine Isolinienkarte erstellt werden. Anwendung im Baubereich findet die Gravimetrie hauptsächlich bei der Ortung von natürlichen Hohlräumen (Karst) oder künstlichen Hohlräumen (Altbergbau, etc.).

3.2 Geomagnetik

Bei der Erkundung durch Geomagnetik wird das Magnetfeld der Erde vermessen. Die Magnetisierung der Gesteine oder anderer Materialien im Untergrund beeinflusst lokal die magnetische Feldstärke. Insbesondere von Menschenhand hergestellte Körper, die aus Eisen bestehen oder Eisen enthalten, wie etwa Rohrleitungen, Stahlbetonfundamente, Ankerstähle, usw., können durch die Geomagnetik besonders gut detektiert werden (vgl. Abb. 3.2). Indirekt können auch bergbaubedingte Hohlräume wie Bergwerksstollen und -schächte nachgewiesen werden, da sehr oft Schienen, Eisenträger oder Rohrleitungen in ihnen belassen wurden. In der Archäomagnetik werden kleinste Veränderungen des Magnetfeldes zum Nachweis von Mauern, Straßen, Feuerstellen, etc. genutzt (vgl. Abb. 3.3).

Die Geomagnetik gehört, wie die Gravimetrie, ebenfalls zu den Potentialverfahren. Für sie gilt daher bezüglich der Mehrdeutigkeit der Ergebnisse das Gleiche wie für die Gravimetrie. Abb. 3.3 veranschaulicht den Einfluss einer Bodenschicht auf das Ergebnis einer geomagnetischen Messung an einem archäologischen Ausgrabungsort. Man erkennt eine signifikante Verbesserung der Strukturen mit der Reduktion der über dem Ausgrabungsort liegenden Bodenschicht.

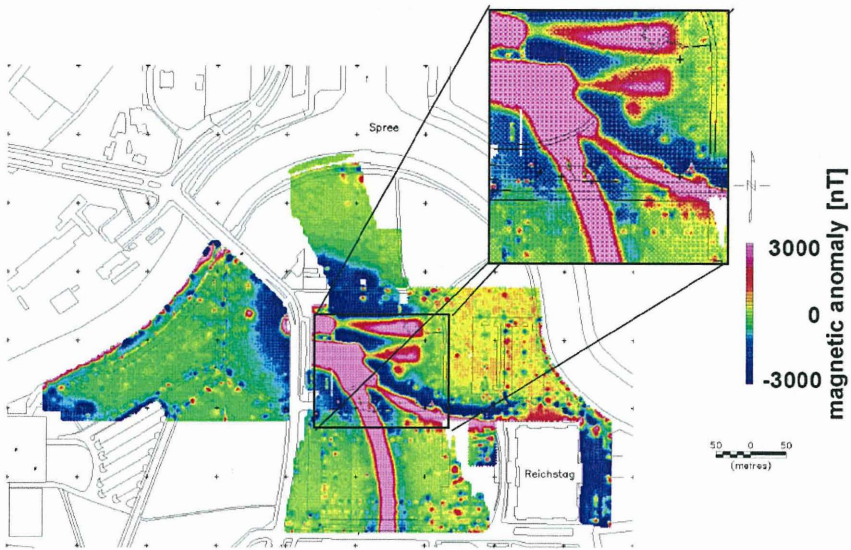


Abb. 3.2: Ergebnis einer geomagnetischen Vermessung im zentralen Bereich Berlins im Rahmen der Baufeldfreimachung, die verbundenen starken Anomalien stammen von alten Tunnelbauwerken und Gründungen, die kleineren Anomalien sind zum Teil auf Fliegerbomben aus dem 2. Weltkrieg (Blindgänger) zurückzuführen

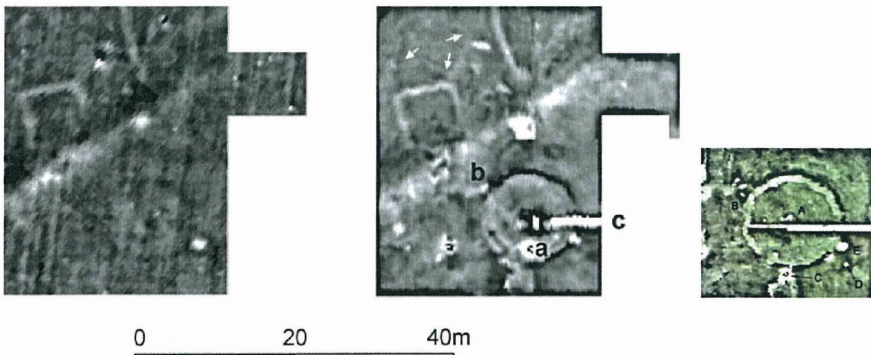


Abb. 3.3: Vergleich einer geomagnetischen Aufnahme eines archäologischen Ausgrabungsorts aus der Bronzezeit: links: vor Entfernung des Oberbodens, Mitte: nach Entfernung einer 30 cm dicken Bodenschicht, rechts: nach Entfernen einer 50 cm dicken Bodenschicht, Messpunkteintervall 0.125 m x 0.125 m (von der Osten-Woldenburg et al., 2002)

Die Messung erfolgt, wie bei der Gravimetrie, entweder linienhaft oder im Raster. Als Ergebnis der Messung im Raster liefert die Magnetik eine flächenhafte Darstellung des Erdmagnetfeldes im Untersuchungsgebiet (Isolinienkarte). Bereiche mit erhöhtem Metallgehalt bilden sich hierin als Bereiche mit erhöhter Feldstärke ab (vgl. Abb. 3.2).

3.3 Geoelektrik

Bei der Geoelektrik werden ein Sonden- und ein Elektrodenpaar in einer definierten Anordnung in den Untergrund eingebracht bzw. am Bauwerk befestigt. Während über die Elektroden (Abb. 3.4: A, B) ein Strom I eingespeist wird, wird über die beiden Sonden (Abb. 3.4: M, N) die elektrische Spannung U gemessen. Aus Strom und Spannung lässt sich dann der scheinbare elektrische Widerstand des Untergrundes ρ_a nach dem Ohmschen Gesetz berechnen: $\rho_a = K \cdot U / I$. K ist hierbei ein Geometriefaktor der Anordnung. Für einen homogenen Halbraum entspricht der Widerstand ρ_a dem wahren spezifischen Widerstand des Untergrundes. Bei einem inhomogenen Untergrund setzt sich der Widerstandswert aus den Einzelwiderständen der unterschiedlichen Partien des Untergrundes zu einem scheinbaren Gesamtwiderstand zusammen, d.h. der inhomogene Untergrund wirkt in der geoelektrischen Messung wie ein homogener Untergrund mit einem mittleren Widerstandswert.

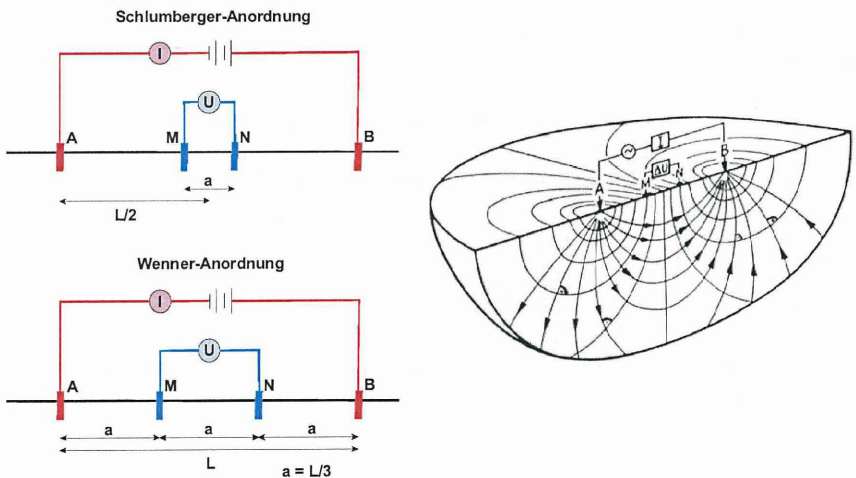


Abb. 3.4: Häufig verwendete Anordnungen von Elektroden und Sonden bei der geoelektrischen Widerstandsmessung (links), Darstellung der Feld- und Stromlinien in einem homogenen Halbraum (rechts)

Über den Abstand der Elektroden wird die Erkundungstiefe festgelegt. Bei der geoelektrischen Tiefensondierung oder Widerstandssondierung wird für einen festen Punkt auf dem Messprofil sukzessive der Elektrodenabstand erweitert und dadurch die Erkundungstiefe schrittweise vergrößert. Für die Tiefensondierung wird häufig die Schlumberger-Anordnung für die Elektroden und Sonden verwendet (Abb. 3.4: M und N fest, A und B wandern nach aussen). Hierbei werden Widerstand und Mächtigkeit horizontal liegender Schichten in vertikaler Richtung ermittelt.

Soll hingegen der elektrische Widerstand linien- oder flächenhaft für eine bestimmte Tiefe ermittelt werden, so wird in der Regel die Wenner-Anordnung für Sonden und Elektroden gewählt (Abb. 3.4). Diese Anordnung zeichnet sich dadurch aus, dass jeweils der gleiche Abstand zwischen den beiden Sonden und zwischen Elektrode und Sonde herrscht. Für die Aufnahme eines Profils bzw. bei der Kartierung muss dann jeweils nur eine Elektrode im Feld umgesteckt werden und die Verkabelung der Sonden und Elektroden am Messgerät umgesteckt werden, so dass sich wieder die Messanordnung ergibt.

Heute werden statt der 4 Elektroden bzw. Sonden meist Auslagen von 12, 24 oder mehr Elektroden im Feld verwendet und die Anordnung wird am Messgerät entsprechend durchgeschaltet. Solche Anordnungen werden insbesondere für die so genannte geoelektrische Tomographie verwendet.

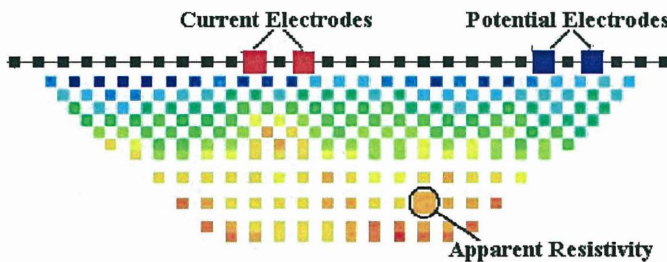


Abb. 3.5: Farblich codierte Messwerte der scheinbaren elektrischen Widerstände im Untergrund für eine Dipol – Dipol – Anordnung von Sonden und Elektroden (Peake, 2005)

Bei der geoelektrischen Tomographie wird ein Profil mehrfach vermessen, wobei der Abstand a (vgl. Abb. 3.4, Wenner-Anordnung) jeweils vergrößert wird. Dadurch ergeben sich die scheinbaren elektrischen Widerstände für verschiedene Tiefenlagen (Abb. 3.5).

Die Ergebnisse können als Pseudosektion (scheinbare spezifische Widerstände) oder als geoelektrische Tomographie mit wahren spezifischen Widerständen dargestellt werden (vgl. Abb. 3.6). Die Umrechnung von den scheinbaren spezifischen Widerständen in wahre spezifische Widerstände ist ein Inversions-Problem und erfolgt mit entsprechenden mathematischen Algorithmen.

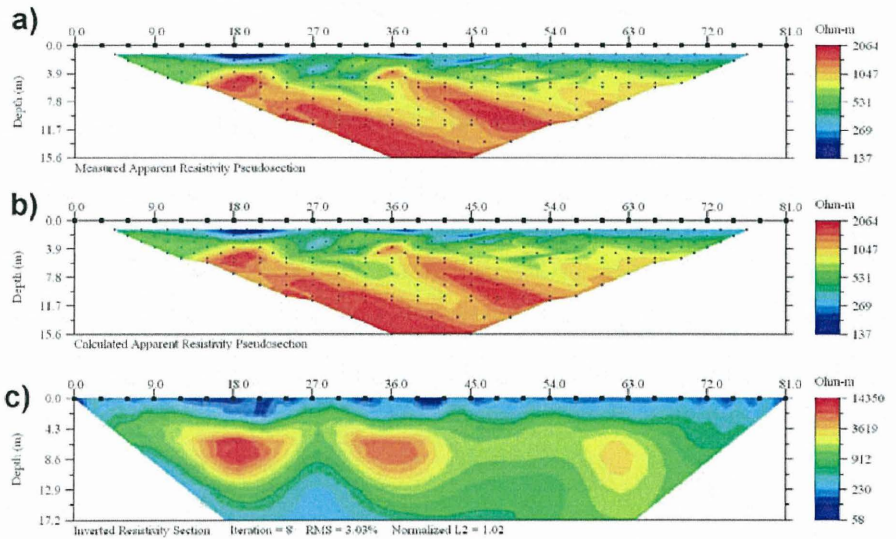


Abb. 3.6: a) Pseudosektion der gemessenen scheinbaren spezifischen Widerstände, b) Pseudosektion der berechneten scheinbaren spezifischen Widerstände, c) geoelektrische Tomographiedarstellung mit wahren spezifischen Widerständen (Peake, 2005)

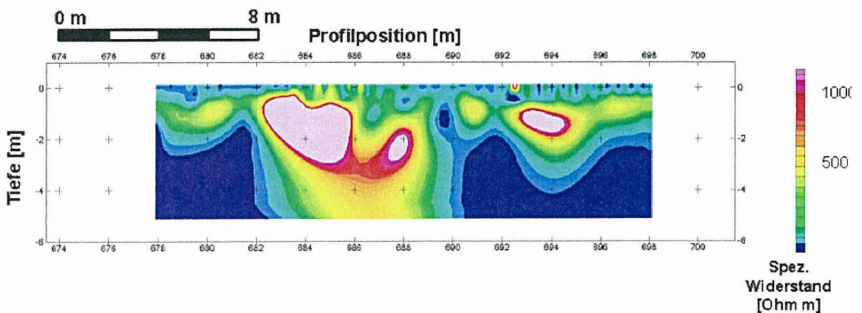


Abb. 3.7: Geoelektrisches Profil entlang der Sohle eines Tunnels in Tunnelachse, hohe elektrische Widerstände zeigen luftgefüllte Hohlräume an (Dombrowski & Lehmann)

Auch dem geoelektrischen Widerstandverfahren liegt die Laplace- oder Potentialgleichung zugrunde. Daher gibt es auch hier das Problem der Mehrdeutigkeit. Hinzu kommt, dass mit zunehmendem Abstand der Elektroden zwar ein grösserer Tiefenbereich erfasst wird, für diesen erfassten Bereich jedoch lediglich ein Mischwert für den Widerstand vorliegt. Daraus folgt, dass mit zunehmender Tiefe die Unschärfe des Verfahrens zunimmt.

4 Verfahren mit Wellenausbreitung

Die Verfahren, die sich die Wellenausbreitung zu Nutze machen, lassen sich nach der Wellenart unterteilen in Verfahren mit akustischen Wellen, wie z.B. seismische Verfahren, und Verfahren mit elektromagnetischen Wellen, wie z.B. Georadar. In Abb. 4.1 ist die Lage der verschiedenen Bereiche der akustischen und elektromagnetischen Wellen im Frequenzband dargestellt. Je nach Frequenz und Wellenlänge ergeben sich für die Eindringtiefen und das Auflösungsvermögen solcher Verfahren sehr grosse Unterschiede.

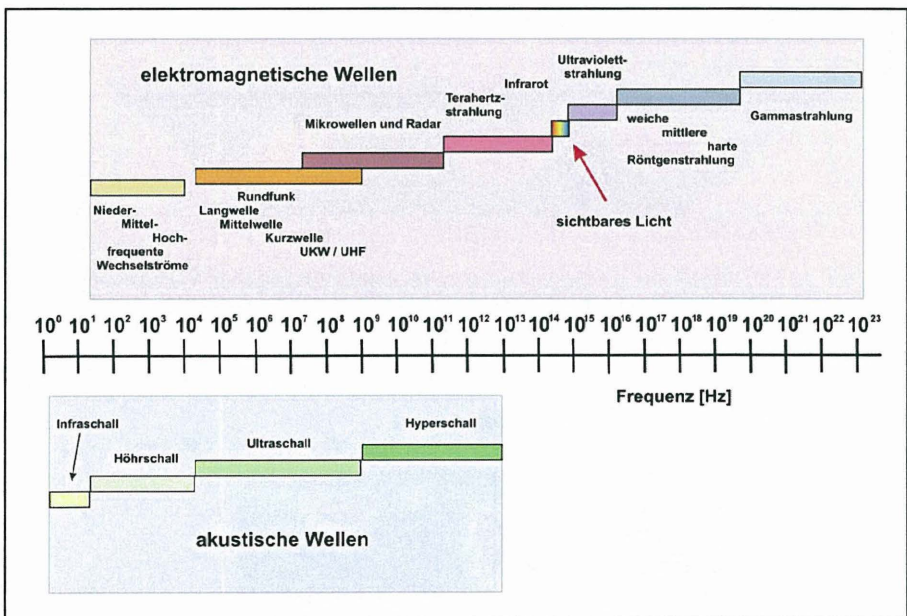


Abb. 4.1: Frequenzen von akustischen und elektromagnetischen Wellen

Eine weitere Unterteilung erfolgt in passive und aktive Verfahren. Passive Verfahren nutzen Wellen, die infolge von Bruchvorgängen oder Spannungsänderungen im Festkörper entstanden sind. Bei aktiven Verfahren werden die Wellen, mit denen der Festkörper untersucht werden soll, mittels einer externen Quelle, z.B. einer Sprengung oder einem Hammerschlag, erzeugt. Aktive Verfahren haben daher den Vorteil, dass neben dem Empfangsort und der Empfangszeit auch Startpunkt und Startzeit des Signals bekannt sind. Bei passiven Verfahren sind nur Empfangsort und Empfangszeit bekannt.

Grundlage der Verfahren mit Wellenausbreitung ist die Anwendung der Gesetzmässigkeiten der Strahlenoptik und das Huygenssche Prinzip. Zum Einsatz bei den zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren kommen sowohl Transmissions-, Reflexions- als auch Refraktionsverfahren. Die Transmissionsverfahren werden bei den akustischen Wellen auch als Durchschallung bezeichnet. Ein auf der Transmission beruhendes Verfahren, die Tomographie, hat in den letzten zwei Jahrzehnten zunehmend an Bedeutung gewonnen. Bei der Ortung von Objekten spielt zudem die Diffraktion, d.h. die Beugung von Wellen an Objekten, eine grosse Rolle.

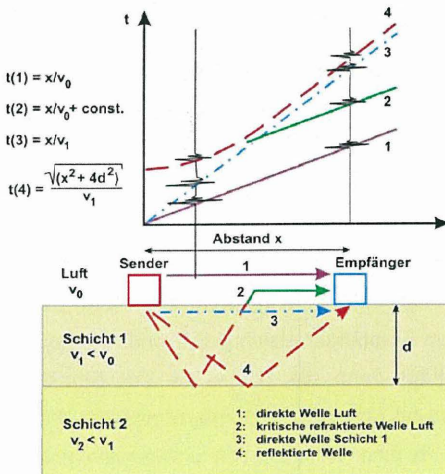


Abb. 4.2: Laufwege (ohne Multiple) und Laufzeitkurven am Beispiel von Radarwellen

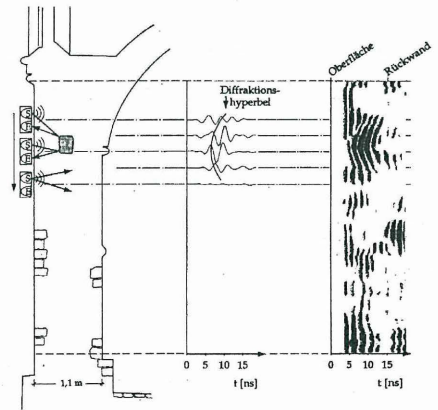


Abb. 4.3: Radargrammdarstellung aus einer Reflexionsmessung an einem Bauwerksquerschnitt mit Materialeinlagerung (Kahle, 1994)

Bei den aktiven Messverfahren wird mit einer Signalquelle eine Welle erzeugt und es wird die Laufzeit dieser Welle bis zum Eintreffen am Empfänger gemessen. In Abhängigkeit vom Aufbau des Untergrundes können dabei durch Reflexion, Refraktion und Beugung sehr unterschiedliche Laufwege der Welle von der Signalquelle bis zum Empfänger entstehen (vgl. Abb. 4.2). Am Empfänger werden daher mehrere ankommende Signale registriert und als Ereignis–Zeit–Funktion (Spur) erfasst. Die einzelnen registrierten Spuren werden zu so genannten Zeitsektionen zusammengefasst, aus denen sich die wellenreflektierenden bzw. -beugenden Strukturen mehr oder weniger gut erkennen lassen.

Mit den so erstellten Zeitsektionen kann man zwar Strukturen nachweisen (vgl. Abb. 4.3), da es sich aber um eine Zeitdarstellung handelt, lässt sich jedoch nur mit den Zeitsektionen alleine die Position dieser Strukturen im Untergrund nicht ermitteln. Zur Umrechnung der Zeitsektionen in eine Tiefensektion werden daher noch die Wellengeschwindigkeiten und der Wellenweg benötigt (vgl. Abb. 4.2).

Die Wellengeschwindigkeiten der obersten Schicht lassen sich aus der Laufzeit und dem Sender – Empfänger – Abstand der direkten Welle oder mittels Transmissionsmessungen ermitteln (vgl. Abb. 4.2). Bei einem geschichteten Untergrund können die Wellengeschwindigkeiten mit Refraktionsverfahren bestimmt werden. Dies setzt aber voraus, dass z.B. bei seismischen Untersuchungen, die Wellengeschwindigkeit von Schicht zu Schicht mit der Tiefe zunimmt.

Bei Reflexionsmessungen wird üblicherweise der Abstand Sender – Empfänger klein gewählt, so dass davon ausgegangen werden kann, dass der Weg der Welle vom Sender zum Reflektor und der Weg vom Reflektor zum Empfänger gleich gross sind. Die Laufzeit der Welle vom Sender zum Reflektor beträgt dann die Hälfte der am Empfänger registrierten Laufzeit. Unter dieser Voraussetzung und den vorgängig ermittelten Wellengeschwindigkeiten lässt sich die Zeitsektion in eine Tiefensektion umwandeln und die Lage von Reflektoren oder Beugungsstrukturen (Diffraktionshyperbeln, siehe Abb. 4.3) bestimmen. Die Genauigkeit, mit der die Tiefenlage einer Struktur bestimmt werden kann, hängt somit ganz wesentlich davon ab, mit welcher Genauigkeit die Wellengeschwindigkeit vorab ermittelt werden konnte.

Bei den tomographischen Verfahren wird mit den Wellen eine Transmissionsmessung oder Durchschallung des zu untersuchenden Festkörpers vorgenommen. Aus einer einzigen Laufzeitmessung kann aber lediglich eine mittlere Geschwindigkeit bestimmt werden. Um die Variation der Wellengeschwindigkeit in einer Ebene zu ermitteln, ist daher eine Vielzahl von Laufzeitmessungen mit unterschiedlichen, sich schneidenden Wegen notwendig. Um aus den gemessenen Laufzeiten die Geschwindigkeitsverteilung in der zu untersuchenden Ebene zu ermitteln, wird diese in Elemente oder Felder unterteilt. Mit Hilfe von Inversionsverfahren wird dann iterativ eine Geschwindigkeitsverteilung ermittelt, die den gemessenen Laufzeiten entspricht. Die so ermittelte Geschwindigkeitsverteilung kann dann in Hinblick auf die Struktur des untersuchten Bereiches interpretiert werden.

Während eine Welle durch Materie läuft, findet eine Wechselwirkung zwischen Welle und Materie statt, d.h. die Welle verliert an Energie, sie wird gedämpft. Die Dämpfungseigenschaften der Materie sind daher massgebend für die Eindringtiefe einer Welle in die Materie und damit auch für die Erkundungstiefe. Hochfrequente Wellen werden stärker gedämpft als niederfrequente Wellen, d.h. hochfrequente Wellen haben eine geringere Erkundungstiefe als niederfrequente Wellen.

Andererseits besitzen hochfrequente Wellen mit den kleineren Wellenlängen die höhere Auflösung gegenüber den niederfrequenten Wellen mit grösseren Wellenlängen, denn die Auflösung ist proportional zur Wellenlänge λ . In der Regel können mit Verfahren, die sich die Wellenausbreitung zu Nutze machen, Strukturen aufgelöst werden, deren Abmessungen der Wellenlänge entspricht. Unter optimalen Bedingungen und mit entsprechender Aufbereitung der Daten kann sogar eine Auflösung von $\lambda/2$ oder $\lambda/4$ erzielt werden.

Nicht nur die Dämpfungseigenschaften der Materie reduzieren die Wellenenergie. An Materialübergängen wird ein Teil der Welle reflektiert und ein anderer Teil wird gebrochen. Die Reflexions- und Transmissionskoeffizienten bestimmen die Aufteilung der Energie auf die beiden Teilwellen. Je mehr Schichten eine Welle durchlaufen hat, umso schwächer sind demzufolge die aus dem Untergrund reflektierten Signale.

4.1 Verfahren mit akustischen Wellen

Zu den Verfahren mit akustischen Wellen gehören die seismischen Verfahren und die Ultraschallverfahren als aktive Verfahren und die Messung von Schallemissionen (acoustic emissions, AE) als passives Verfahren.

4.1.1 Seismik

Bei der Ausbreitung von akustischen Wellen in Festkörpern entstehen unterschiedliche Wellenarten. Es sind dies:

- Druck- oder Kompressionswellen, auch p-Wellen genannt (primary waves), da sie bei den direkten Wellen die Ersteinsätze darstellen,
- Scherwellen, auch s-Wellen genannt (secondary waves), da sie aufgrund ihrer geringeren Wellengeschwindigkeit nach den Druckwellen ankommen und
- Oberflächenwellen bzw. Grenzflächenwellen, die sich entlang der Grenzfläche von zwei Materialien ausbreiten (z.B. Boden/Luft oder Nebengestein/Kohle), nach ihren Schwingungsformen wird hier noch weiter unterteilt in Rayleigh- und Love-Wellen.

Aufgrund ihrer vergleichsweise grossen Wellenlängen kommen seismische Verfahren überwiegend bei der Baugrunderkundung zum Einsatz, wo es um die Auflösung von grösseren Strukturen geht. Meist werden auch nur die Kompressionswellen ausgewertet. Kompressionswellen können sich sowohl in Festkörpern als auch in Flüssigkeiten und Gasen ausbreiten. Sie können daher auch bei seismischen Messungen im Wasser, z.B. im offshore-Bereich oder auf Seen oder Flüssen, verwendet werden. Scherwellen hingegen können sich in Gasen und Flüssigkeiten nicht ausbreiten, da diesen Materialien der notwendige Scherwiderstand fehlt. Sie sind daher für solche Aufgabenstellungen nicht geeignet. Grenzflächenwellen werden z.B. im Steinkohlebergbau angewendet, wenn es um die Untersuchung von Kohleflözen geht.

In der konventionellen Seismik werden in der Regel Frequenzen zwischen 1 Hz und ca. 103 Hz verwendet. Für hochauflösende Seismik werden deutlich höhere Frequenzen verwendet (für Scherwellen bis zu 500 Hz, für Kompressionswellen sogar bis zu mehreren kHz). Das Frequenzband der seismischen Wellen beginnt somit gemäss Abb. 4.1 im Infra-

schallbereich und reicht bis in den Hörschallbereich. Das Auflösungsvermögen liegt zwischen mehreren 100 m im langwelligen Bereich und mehreren Metern im kurzwelligen Bereich für konventionelle Seismik, bei hochauflösender Seismik kann eine Auflösung unter einem Meter erreicht werden.

Man unterscheidet zwischen vertikaler Auflösung und lateraler Auflösung. Die vertikale Auflösung kann man wie folgt abschätzen: Die Auflösung beträgt ca. 0.5 Wellenlängen. Die Wellenlänge kann man nach der Formel $\lambda = V/f$ abschätzen, wobei V die Wellengeschwindigkeit und f die verwendete Frequenz darstellen. Für einen Kiessand oberhalb des Grundwasserspiegels mit einer Wellengeschwindigkeit von 600 m/s (vgl. Tabelle 4.1) und bei Verwendung einer Frequenz von 20 Hz (untere Grenze des Hörschalls) ergibt sich danach eine Auflösung von ca. 30 m. Verwendet man eine Frequenz von 100 Hz verbessert sich die Auflösung in diesem Untergrund auf 6 m.

Das laterale Auflösungsvermögen für Inhomogenitäten im Untergrund ergibt sich mit Hilfe der Prinzipien von Huygens und Fresnel aus der Grösse der innersten Fresnelschen Zone. Ist eine Inhomogenität kleiner als diese innerste Fresnelsche Zone kann sie nicht mehr aufgelöst werden. Der Radius r dieser Zone lässt sich nach folgender Formel berechnen:

$$r = \frac{V}{2} \sqrt{\frac{t}{f}}$$

t ist hierbei die Laufzeit der Welle. Geht man wieder von obigem Beispiel aus und nimmt eine Laufzeit von $t = 0.1$ s für eine Welle mit einer Frequenz von 100 Hz an, so ergibt sich daraus, dass man in 60 m Tiefe noch eine einzelne Inhomogenität mit einer lateralen Ausdehnung von ca. 9.5 m erkennen kann.

Die Ausbreitung seismischer Wellen wird mathematisch in guter Näherung als die Ausbreitung von Wellen in einem elastischen Material beschrieben. Aufgrund der Elastizitätstheorie lassen sich dann die Wellengeschwindigkeiten für die p- und s-Wellen in Abhängigkeit von den elastischen Eigenschaften des Mediums, in dem sich die Welle ausbreitet, und seiner Dichte wie folgt angeben:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{(1-\nu)}{(1-\nu-2\nu^2)}} \quad V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{1}{2(1+\nu)}}$$

Hierbei sind V_p und V_s die Wellengeschwindigkeiten der p- respektive der s-Wellen, ρ ist die Dichte und E und ν sind der dynamische Elastizitätsmodul respektive die dynamische Poisson-Zahl des Mediums. Dies bedeutet, um Strukturen im Untergrund mit seismischen Wellen erkennen und auflösen zu können, müssen diese unterschiedliche Dichte und / oder unterschiedliche elastische Eigenschaften haben.

Umgekehrt lassen sich, wenn die seismischen Geschwindigkeiten bekannt sind, daraus die dynamischen elastischen Eigenschaften des Untergrundes ableiten. Es ist jedoch zu beachten, dass es sich bei diesen Grössen nicht um die im Ingenieurbereich normalerweise verwendeten statischen Elastizitätsmoduli und Poisson-Zahlen handelt, sondern um deren dynamisches Pendant. Den Zusammenhang zwischen dynamischem und statischem Elastizitätsmodul zeigt Abb. 4.4.

Untergrund	V_p [m/s]	V_s [ms]
Deckschichten	200 - 800	110 - 480
Kiessand, nicht gesättigt	400 - 800	220 - 450
Schotter, grundwassergesättigt	1300 - 2000	400 - 600
ver kitteter Schotter	1800 - 2500	1000 - 1500
Seebodenlehm, gesättigt	1300 - 1800	390 - 530
Löss	300 - 400	150 - 300
Schiefer	1800 - 5000	1100 - 3100
Kalk	3000 - 6000	1800 - 3700
Granit	4000 - 6000	2500 - 3900

Tabelle 4.1: Auswahl von Richtwerten für p- und s-Wellengeschwindigkeiten einiger Boden- und Felsarten (Studer & Koller, 1997)

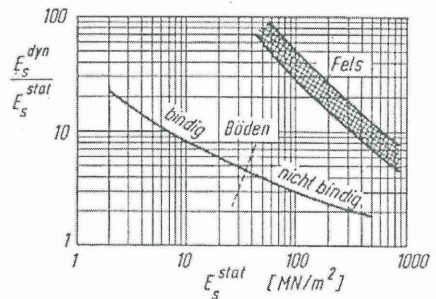


Abb. 4.4: Beziehung zwischen dem dynamischen und dem statischen Elastizitätsmodul (Haupt & Herrmann, 1987)

Vergleichsweise neu ist die hochauflösende seismische Gebirgserkundung im Tunnelbau. Am GeoForschungszentrum in Potsdam wurde, aufbauend auf das in der Schweiz entwickelte „Tunnel Seismic Prediction System“ (TSP, Sattel et al. 1996) das Integrierte Seismische Imaging System (ISIS) entwickelt. Neu bei ISIS ist, dass die Geophone in die normale Tunnelankerung integriert werden und so ein hochauflösendes seismisches Abbild des Gebirges während des Auffahrens des Tunnels erstellt werden kann (Borm & Giese, 2004).

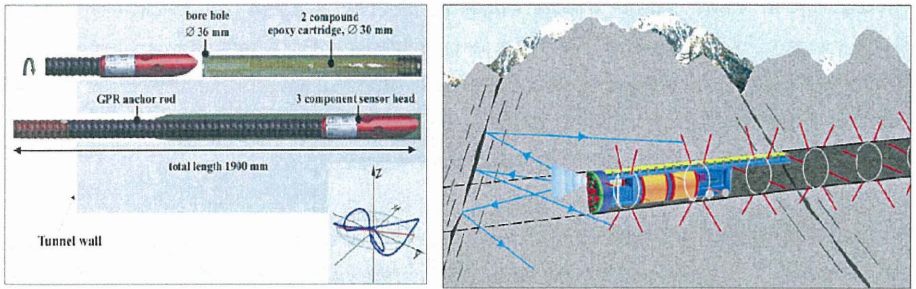


Abb. 4.5: links: ISIS GFK-Anker mit Dreikomponenten-Geophonen vor (oben) und nach (unten) der Verklebung im Gebirge; rechts: Prinzip einer Tunnelbohrmaschine (TBM) mit integriertem seismischen Vorauserkundungssystem (ISIS) (Giese et al., 2002)

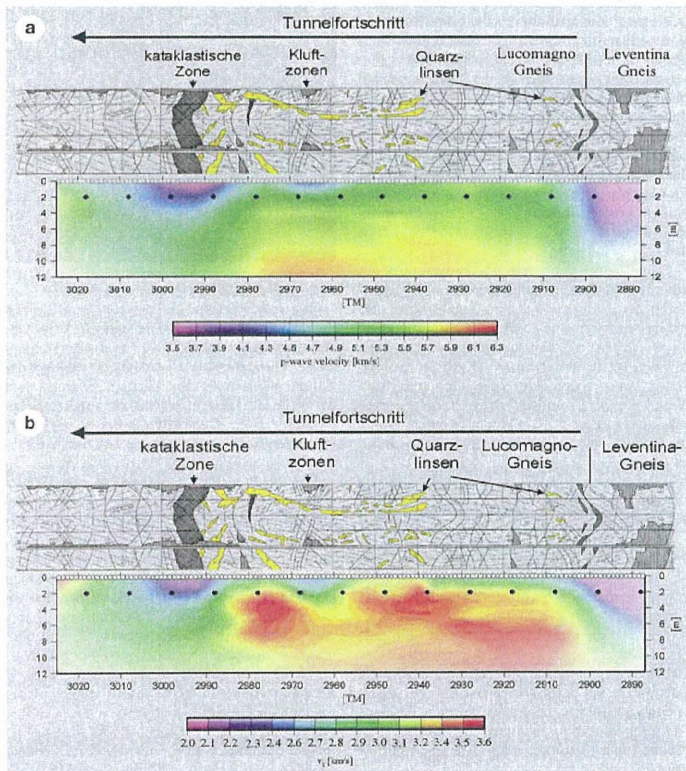


Abb. 4.6: Tomographische Inversion von seismischen Kompressionswellengeschwindigkeiten (a) und Scherwellengeschwindigkeiten (b) im Piora Sondierstollen im Vergleich zu den Ergebnissen der geologischen Kartierung. Schwarze Punkte markieren die Position von Geophonen (Borm & Giese, 2004)

Hierzu wurden miniaturisierte Dreikomponenten-Geophone entwickelt, die in die Spitzen der Felsanker in Form eines Dreibeins eingesetzt werden. Damit können neben den Kompressionswellengeschwindigkeiten auch die Scherwellengeschwindigkeiten erfasst werden, die empfindlicher auf lithologische Wechsel und Wasserführung reagieren. Abb. 4.5 zeigt die Geophone sowie ihre Anordnung im Tunnel.

Borm & Giese geben an, dass mit dem Verfahren ISIS eine Abbildung des Gebirges bis zu 200 m seitlich der Ulmen und vor der Ortsbrust möglich ist. Ein Ergebnis einer Messung im Piora-Sondierstollen des Gotthard-Basistunnels im Vergleich zur angetroffenen Geologie zeigt Abb. 4.6. Die Farben grün bis rot kennzeichnen relativ hohe Wellengeschwindigkeiten, die Farben violett bis blau dagegen niedrigere. Die Bereiche mit den niedrigeren Geschwindigkeiten sind in der geologischen Aufnahme als Störungszonen zu erkennen. Für die Ausführung wurde ein Schlaghammer verwendet und pro Messserie wurden 30 bis 50 Schlagpunkte in Meter-Abständen entlang der Tunnelwand angeregt. Das Nutzsignal-Störsignal-Verhältnis wurde durch Stapelung der aufgezeichneten Signale verbessert.

4.1.2 Ultraschall

Der Ultraschallfrequenzbereich befindet sich zwischen ca. 20 kHz und 1 GHz. Aufgrund dieser, gegenüber der Seismik, vergleichsweise hohen Frequenzen ist die Eindringtiefe des Ultraschalls gering. Kahle (1995) gibt an, dass mit handelsüblichen Ultraschall-Prüfköpfen mit einer Frequenz von 45 kHz eine 60 cm dicke Konstruktion aus Naturstein nicht durchschallt werden konnte, da die Impulsstärke zu gering war. Mit speziellen, leistungsstarken piezoelektrischen Schwingern mit der niedrigen Frequenz von 10 kHz (und damit bereits im Hörschallbereich) konnte immerhin eine 1,5 m starke Bruchsteinmauerwand aus Sandstein durchdrungen werden. Die ankommenden Signale waren jedoch sehr schwach. Taffe et al. (2005) geben an, dass mit dem Impuls-Echo-Verfahren bei einer Frequenz von rund 25 kHz Fundamentdicken bis zu 1,25 m mit einer unteren und einer oberen Bewehrungslage vermessen werden konnten.

Aufgrund der geringen Eindringtiefe werden Ultraschallverfahren daher überwiegend in der Bauteilprüfung (Metall, Beton, Stahlbeton, aber auch Kunststoffe) und der Bestimmung der Betonfestigkeit eingesetzt. In der Bauteilprüfung, insbesondere bei der Prüfung von Beton, geht es dabei um die folgenden Aufgabenstellungen:

- Ermittlung der elastischen Konstanten (z.B. zur Güteüberwachung),
- Detektion von Rissen,
- Detektion von Hohlräumen, Kiesnestern und Verpressfehlern,
- Bestimmung der Abmessungen von Bauteilen,
- Untersuchung der Erstarrung und Erhärtung von Frischbeton.

Ein jüngeres Anwendungsgebiet ist die Wiedernutzung von Fundamentplatten und Pfahlgründungen als Teil des nachhaltigen Bauens. Hier geht es um die Lokalisierung, Bestimmung der Abmessungen und des Zustandes von Bauteilen (Taffe et al., 2005).

Die Untersuchungstechniken mit Ultraschall entsprechen grundsätzlich denen der seismischen Verfahren. Man unterscheidet (vgl. z.B. Grosse, 1996):

- Impuls-Laufzeit-Verfahren (Durchschallung, Transmissionsmessung)
- Ultraschall-Tomographie
- Impuls-Echo-Verfahren (Reflexionsmessung)
- impact-echo-Verfahren

Allerdings gibt es im Ultraschallbereich einige spezielle Probleme. So ist in stark streuenden Medien eine Identifizierung des Ersteinsatzes der reflektierten Welle aufgrund geringer Wellenenergie in der Nachschwingphase des Primärimpulses (grosse Energie) oft nur schwer möglich. Abhängig von der Entfernung trifft die reflektierte Welle spätestens eine Viertel Millisekunde nach der p-Welle am Aufnehmer ein, so dass der Primärimpuls bereits nach wenigen Zehntel Millisekunden abgeklungen sein müsste. Scherwellen werden von den meisten Ultraschall-Quellen mit deutlich geringerer Energie angeregt. Ihr Einsatz kann deshalb oftmals ebenfalls in den Nachschwingungen der Kompressionswelle nicht identifiziert werden. Demgegenüber sind Oberflächenwellen aufgrund ihrer geringen Wellendämpfung im Seismogramm gut zu beobachten (Grosse, 1996).

Das bekannteste zerstörungsfreie Prüfverfahren in der Geotechnik mit Ultraschall dürfte die Pfahlintegritätsprüfung sein. Die Pfähle müssen für dieses Verfahren mit axialen Hohlräumen ausgestattet sein, in denen die Sender und Empfänger geführt werden (Abb. 4.7). In der Regel sind dies Führungsrohre, die bei der Pfahlherstellung mit eingebaut werden.

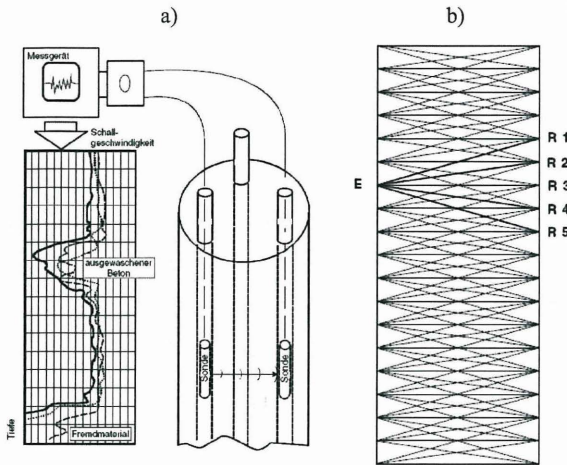


Abb. 4.7:

a) Messanordnung für die Ultraschallprüfung eines Pfahls

b) Schema Sender – Empfänger – Anordnung und Impuls-Laufwege für eine Ultraschall-Tomographie

(Fa. GEOTEST AG)

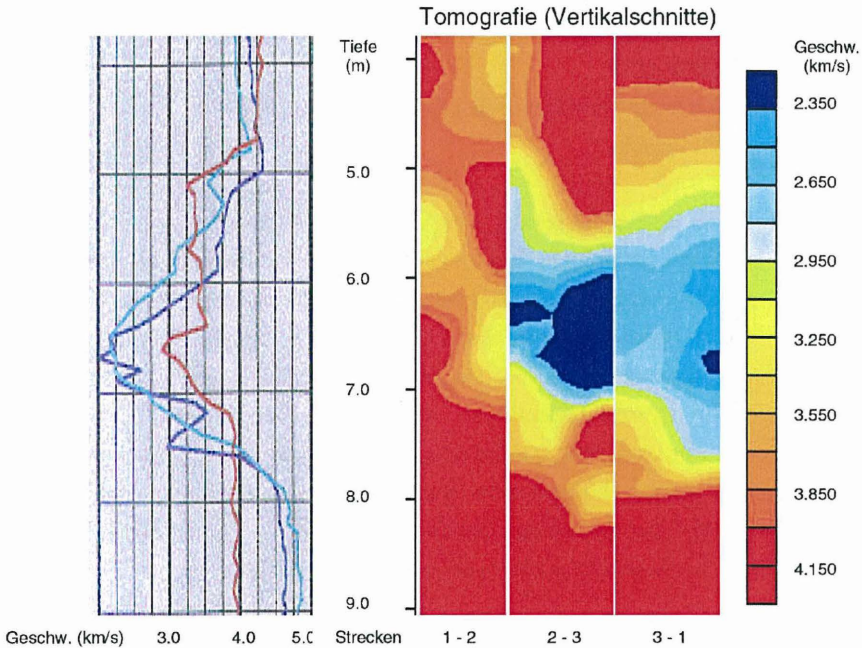


Abb. 4.8: Ergebnisse einer Pfahlprüfung mit Ultraschall:
links Standard-Messverfahren,
rechts Tomographie (Fa. GEOTEST AG)

In diesen Führungsrohren werden mit einem Sender und einem Empfänger in regelmässigen Abständen Durchschallungen vorgenommen und es werden die Laufzeiten der p-Wellen gemessen. Aufgrund der Kenntnis des Abstandes von Sender und Empfänger lassen sich so die Wellengeschwindigkeiten berechnen, die je nach Betonfestigkeitsklasse bei ca. 3500 bis 4000 m/s liegen. Abweichungen der Wellengeschwindigkeiten vom Normalwert deuten auf Defekte im Pfahlschaft hin. Die Tiefenlage solcher Defekte lässt sich meist recht genau ermitteln, nicht so die horizontale Abgrenzung. Mit der Ultraschall-Tomographie lassen sich solche Inhomogenitäten auch lateral abgrenzen (vgl. Abb. 4.8).

Die Messeinrichtungen für die Pfahlintegritätsprüfung mit Ultraschall verwenden Frequenzen zwischen 40 und 100 kHz., d.h. die Wellenlängen liegen damit im Bereich von 8 bis 10 cm (Plassmann, 2001).

Problematisch bei Ultraschallmessungen kann die Ankopplung der Sensoren an das Prüfstück sein, insbesondere wenn die Oberfläche des Prüfstücks rau ist. Hier können bei schlechter Ankopplung grosse Verluste entstehen, die zu einer deutlichen Reduktion der übertragenen Energie und damit der Reichweite des Verfahrens führen. Für die Pfahlintegrationsmessungen werden die Führungsrohre daher mit Wasser gefüllt. Bei Messungen an Natursteinen oder rauen Betonoberflächen können Gel-Polster verwendet werden, um die Ankopplung zu verbessern.

Ein spezielles Ultraschall-Verfahren ist das impact-echo-Verfahren. Als Signalquelle dient hier eine Stahlkugel (impactor), die mittels einer Feder auf die Prüfstelle geschossen wird. Durch die Verwendung von Kugeln mit unterschiedlichen Durchmessern können unterschiedliche Frequenzen angeregt werden, denn der Kugeldurchmesser ist umgekehrt proportional zur Hauptfrequenz des angeregten Impulses.

Beim impact-echo-Verfahren handelt es sich um eine Resonanzmethode, d.h. neben der direkten Welle bildet sich im Bauteil eine stehende Welle aus (vgl. Abb. 4.9). Die konstruktive Interferenz drückt sich im Seismogramm durch eine vergleichsweise tieffrequente Welle mit der Frequenz f_R aus. Analysiert man die Zeitserie mit Hilfe einer Fouriertransformation, so erhält man das Frequenzspektrum der direkten Welle plus die Eigenmoden, die der Dicke der Struktur entsprechen. Die höheren Moden spielen jedoch

aufgrund der Dämpfung keine grosse Rolle und die Dicke des Prüfkörpers d lässt sich wie folgt berechnen (Grosse, 1996):

$$d = \frac{V_p}{2f_R}$$

Die eigentliche Messgrösse ist bei diesem Verfahren daher die Resonanzfrequenz. Befinden sich im Laufweg weitere Unstetigkeiten wie z.B. horizontale Rissflächen, enthält das Spektrum noch weitere Maxima. Um die Bauteildicke bzw. die Tiefenlage bestimmen zu können muss jedoch die Wellengeschwindigkeit V_p bekannt sein. Der Vorteil des Verfahrens besteht vor allem darin, dass es auch bei Bauteilen angewendet werden kann, die nur von einer Seite her zugänglich sind.

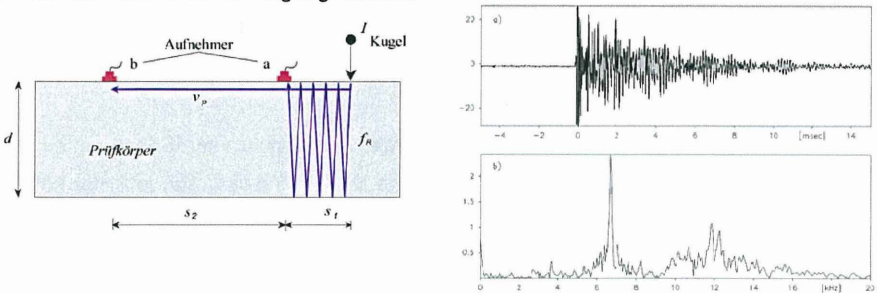


Abb. 4.9: Links: Beispiel für die Messanordnung bei einer Resonanzmessung nach dem impact-echo-Verfahren, rechts: Signal im Zeitbereich und zugehöriges Frequenzspektrum für eine Betonplatte, tatsächliche Plattendicke: 30 cm, über die Resonanzfrequenz ermittelte Plattendicke: 29.6 ± 0.5 cm (Grosse, 1996)

4.1.3 Schallemissionen (Acoustic Emissions)

Bei Bruchvorgängen in Festkörpern werden akustische Wellen erzeugt. Die bekanntesten Vertreter dieses Phänomens sind sicherlich die Erdbebenwellen, die infolge von Bruchvorgängen in der Erdkruste entstehen und sich in der Erde ausbreiten. Auch im kleineren Massstab entstehen bei entsprechender Belastung eines Festkörpers Brüche (lokale Gefügezerstörung, Risswachstum, Kornreibung, etc.), die akustische Signale aussenden. Bei diesen Signalen handelt es sich um keine kontinuierliche Schallemission sondern um kurze transiente Signale, die als „bursts“ bezeichnet werden (vgl. Abb. 4.24).

Diese Wellen breiten sich als Raumwelle kugelsymmetrisch durch das (isotrope) Medium aus und können durch eine geeignete Aufnahmeapparatur aufgezeichnet werden. Aus den Signalen lassen sich dann Rückschlüsse auf die Ursache der Deformation und den Zustand des Materials ziehen. Bei der Schallemission handelt es sich also um ein passives Verfahren, bei dem der Defekt sein eigenes Signal erzeugt, welches sich dann durch den Festkörper bis zum Empfänger hin ausbreitet. Der Nachteil dieses passiven Verfahrens besteht darin, dass sowohl Ort als auch Zeitpunkt des Ereignisses nicht bekannt sind.

Ein weiterer Unterschied zu anderen Verfahren ergibt sich aus dem Umstand, dass die Schallemissionsanalyse während der Schädigung eines Festkörpers angewendet wird und nicht danach, wie z.B. bei Prüfung eines Bauteils mit Ultraschall nachdem der Belastungsvorgang abgeschlossen wurde. Der Vorteil einer Schallemissionsanalyse besteht also darin, dass die Messung während der Belastung erfolgen kann. Andererseits erfolgt eine Schallemission nur dann, wenn sich unter Belastung ein Bruchzustand ergibt. Bleibt die Belastung unterhalb des Bruchzustandes, so wird keine Schallemission erzeugt. Da jedoch schon sehr kleine Fehlstellen im Material eine Schallemission bewirken können, kann sich die Materialermüdung eines Bauteils so schon lange vor dessen tatsächlichem Versagen ankündigen.

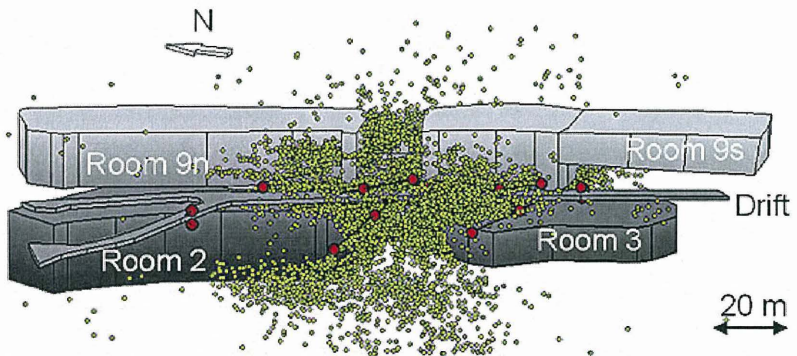


Abb. 4.10: Geotete Mikrorisse und mikroakustische Sensoren in einem Grubenabschnitt des Endlagers Morsleben (Spies et al., 2004)

Die Grundlage für die Analyse von Schallemissionsdaten ist die Lokalisierung der Schallemissionsquelle. Nur dadurch ist eine Analyse des Schadensverlaufes, eine bruchmechanische Untersuchung bzw. eine Unterscheidung gegenüber Störgeräuschen zuverlässig möglich. Für eine erfolgreiche 3D-Lokalisierung einer Schallemission sind mindestens 4 Aufnehmer notwendig. Sind genau 4 Aufnehmer vorhanden, so ist das Problem eindeutig bestimmt und man erhält genau einen bestimmten Ort als Quellenpunkt und eine Zeit. Sind mehr als 4 Stationen vorhanden, so ist das Problem überbestimmt und man kann nach der Methode der kleinsten Fehlerquadratsumme eine Ausgleichsrechnung durchführen (Grosse, 1996).

Die Schallemissionsanalyse wird nicht nur für die Untersuchung von Baustoffproben und Bauteilen verwendet. In der Geotechnik wird sie z.B. auch zur Untersuchung von Pfeilern im Bergbau, Bruchvorgängen in der ausbruchsbedingten Auflockerungszone (Abb. 4.10), Ermittlung des in-situ Spannungszustandes an Bohrkernen und sogar für die Vorhersage von Steinschlagereignissen verwendet.

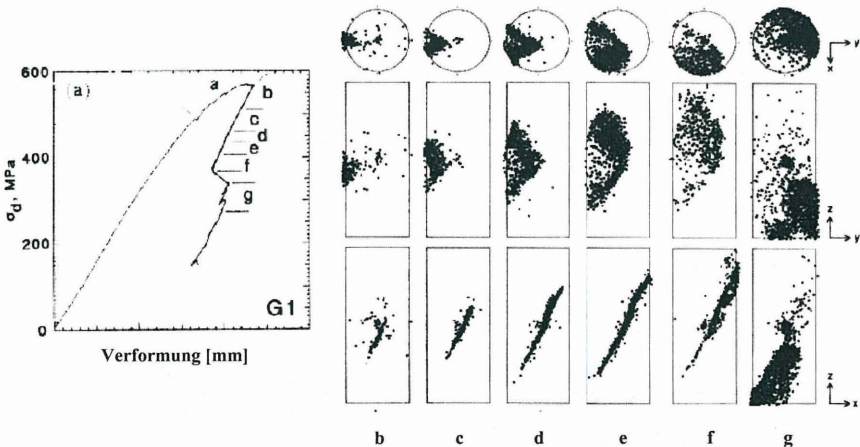


Abb. 4.11: Darstellung der Lage der Quellen von Schallemissionen in einer Granitprobe unter dreiaxialer Belastung, oben: Draufsicht, Mitte: Blick auf die Bruchebene, unten: Blick senkrecht zur Bruchebene, links: zugehöriges Last-Verformungs-Diagramm (Lockner et al)

4.2 Verfahren mit elektromagnetischen Wellen

Elektromagnetische Wellen unterscheiden sich von den akustischen Wellen dadurch, dass sie nicht an ein Übertragungsmedium gebunden sind. Sie breiten sich auch im Vakuum und dort mit der Lichtgeschwindigkeit aus. Elektromagnetische Wellen gehorchen jedoch ebenfalls dem Superpositionsprinzip, haben in verschiedenen Medien verschiedene Ausbreitungsgeschwindigkeiten und werden an der Grenze von Materialien mit verschiedenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten teilweise reflektiert. Die Wellenlängen der elektromagnetischen Wellen beginnen bei ca. 10^{-16} m im Bereich der kurzwelligigen Gammastrahlung und reichen bis zu ca. 10^8 m im Bereich niederfrequenter Wechselströme. Das Frequenzband der elektromagnetischen Wellen zeigt Abb. 4.1.

4.2.1 radioaktive Strahlung

Bei Qualitätssicherungsmassnahmen im Verkehrswege- und im Deponiebau muss auf der Baustelle schnell und möglichst flächendeckend eine Aussage getroffen werden, ob die geforderte Einbaudichte des Bodenmaterials erreicht wurde. Hier kommen heute meist so genannte Isotopensonden zum Einsatz. Sie verwenden radioaktive Stoffe (Isotope, wie z.B. Cäsium 137 und Americium 241) als Strahlungsquelle (Abb. 4.12).

Die Feuchtdichte wird bei diesen Geräten durch die Messung der Absorption von Gammastrahlen, der Wassergehalt durch die Absorption von schnellen Neutronen im Boden gemessen. Die Messtiefe solcher Geräte liegt bei bis zu ca. 30 cm. Für den Einsatz solcher Sonden sind die entsprechenden Strahlenschutzverordnungen zu berücksichtigen.

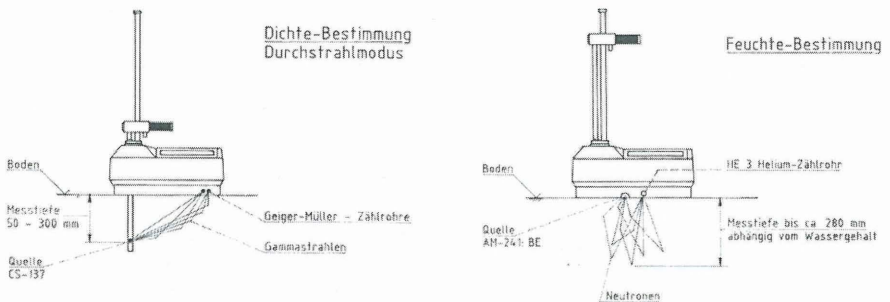


Abb. 4.12: Isotopensonde im Durchstrahlmodus (links) und im Rückstrahlmodus (rechts)

4.2.2 Infrarot-Thermographie

Jeder Körper, der eine Temperatur oberhalb des absoluten Nullpunkts besitzt, emittiert elektromagnetische Wellen unterschiedlicher Länge. Die abgestrahlten Wellenlängen hängen von der jeweiligen Temperatur des Körpers ab. Bei Oberflächentemperaturen $< 600^{\circ}\text{C}$ liegt die emittierte Strahlung ausschliesslich im Infrarotbereich. Körper, deren Temperatur auf einem Temperaturniveau von etwa -10°C bis $+30^{\circ}\text{C}$ liegt, strahlen vorwiegend Wellen in einem Wellenlängenbereich von etwa 10 bis 20 μm ab, d.h. im langwelligen Infrarotbereich. Für thermographische Untersuchungen von Objekten bei normalen Umgebungstemperaturen sind daher Messsysteme besonders geeignet, die im Bereich 8 – 12 μm arbeiten. In diesem Bereich ist bei Umgebungstemperatur eine hohe thermische Auflösung gegeben und die Reflexionseinflüsse von benachbarten heissen Körpern sind am geringsten.

Infrarot-Thermographie wurde in den letzten Jahren in vielfältiger Weise zur Bauwerks-erkundung eingesetzt. Mit einer Infrarotkamera oder einem Bauwerksscanner wird dabei von einer grösseren Entfernung aus die Temperaturverteilung eines Bauwerks oder einer Bauteiloberfläche, die eine Wärmeabstrahlung entsprechend ihrem Emissionsgrad und ihrer Temperatur abgibt, punktwise erfasst und in einem Thermogramm in Farbcodierung oder durch Graustufung dargestellt (vgl. Abb. 4.16). Dabei kommt es weniger auf die exakte absolute Temperaturerfassung an einem einzelnen Punkt an, sondern auf die Temperaturunterschiede und auf die Temperaturverteilung auf der vermessenen Oberfläche. Der grosse Vorteil der Infrarot-Thermographie besteht darin, dass es sich um ein bildgebendes Verfahren handelt.

Das Infrarot-Signal wird durch Wasserdampf und Kohlendioxid in der Luft gedämpft. Es existiert dabei eine ausgeprägte Abhängigkeit von der Wellenlänge (vgl. Abb. 4.13). Bei kurzen Übertragungswegen und atmosphärischen Normalbedingungen ist der Einfluss gering, bei Entfernungen $> 5\text{ m}$ ist der Einfluss jedoch nicht mehr vernachlässigbar und muss berücksichtigt werden. Insbesondere verschlechtert sich die Durchlässigkeit der Luft für Infrarotstrahlung bei Gegenwart von Verbrennungsprodukten besonders drastisch für Sensoren, die im Wellenlängenbereich 3 – 5 μm arbeiten. Für Sensoren, die im Wellenlängenbereich 8 – 12 μm arbeiten ist hingegen selbst im Brandfall die Luft noch hoch transparent (Abb. 4.13).

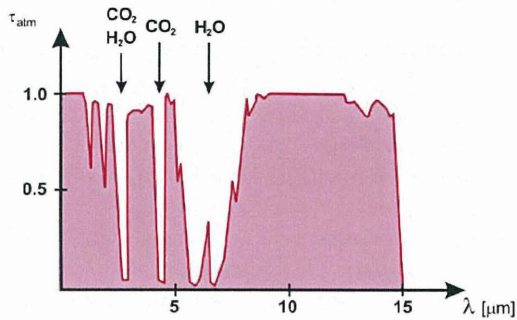


Abb. 4.13: Transmissionskurve von Luft für elektromagnetische Strahlung

In der Praxis kommen daher verschiedene Sensorsysteme mit unterschiedlichen Wellenlängenbereichen zum Einsatz. Tabelle 4.2 zeigt die Anwendungsgebiete für die verschiedenen Infrarot-Wellenlängenbereiche.

Im Baubereich wird die Infrarot-Thermographie verwendet zur

- Auffindung von Wärmebrücken
- Ortung von Materialunterschieden
- Baufugen unter Putz
- Ortung von Ablösungen (Putz, Fliesen, Strassenbelag)
- Ortung von Schäden an Belägen von Brücken und Strassen
- Ortung von Hohlräumen unter Strassenbelägen, von Kanälen und Hüllrohren
- Ortung feuchter Bereiche bei Bauwerken über und unter Tage

Die Vorteile der Infrarot-Thermographie sind anhand des in Abb. 4.15 dargestellten Beispiels, eines Abwasserkanals, gut erkennbar. Auf der linken Seite ist der IR-Scan vor der Sanierung des Kanals dargestellt. In den blauen Zonen erkennt man deutlich die Bereiche mit erhöhter Feuchtigkeit und Rissen in der Ausmauerung, d.h. die Zonen die dringend einer Sanierung bedürfen. Nach der Sanierung, rechts im Bild dargestellt, sind die blauen Zonen weitgehend verschwunden und der Sanierungserfolg ist gut sichtbar.

$\lambda = 0.78 - 1.2 \mu\text{m}$	$\lambda = 3 - 5 \mu\text{m}$	$\lambda = 5 - 7 \mu\text{m}$	$\lambda = 8 - 12 \mu\text{m}$
festgestellt werden: - strahlungs-technische Effekte - unterschiedliche Materialzusammensetzungen - thermische Effekte bei Temperaturen höher 600°C - Bandkantenversatz - sichtbares Bild - entstehende Lunker beim Schweißen	festgestellt werden: - thermische Effekte - Feuchtigkeit - Chloride und Sulfate - Unterschiede in der Wärmeleitung - Unterschiede in der Wärmekapazität - Unterschied in der spezifischen Dichte	festgestellt werden: - thermische Effekte - Feuchtigkeit - Chloride und Sulfate - Unterschiede in der Wärmeleitung - Unterschiede in der Wärmekapazität - Leckwasserwege - verdeckte Hohlräume - Haftungsfehler	festgestellt werden: - thermische Effekte - Feuchtigkeit - Chloride und Sulfate - Unterschiede in der Wärmeleitung - Unterschiede in der Wärmekapazität - Unterschiede in der spezifischen Dichte

Tabelle 4.2: Anwendungsgebiete der verschiedenen Infrarot-Wellenlängenbereiche (Fa. arsenco ag)

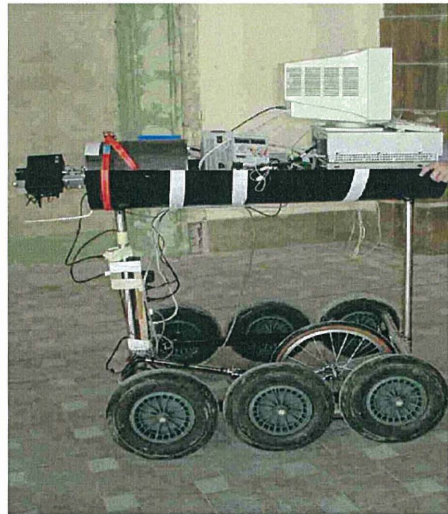


Abb. 4.14: Rechts: Mobile Infrarot-Messanlage der Eidgenössischen Material- und Prüf-anstalt (EMPA) für die Untersuchung von Strassen- und Brückenbelägen (Stimolo, 2003), links: IR-Bauwerksscanner auf einem mobilen Trägerfahrzeug für den Einsatz bei Tunnelbauwerken (irscat ag)

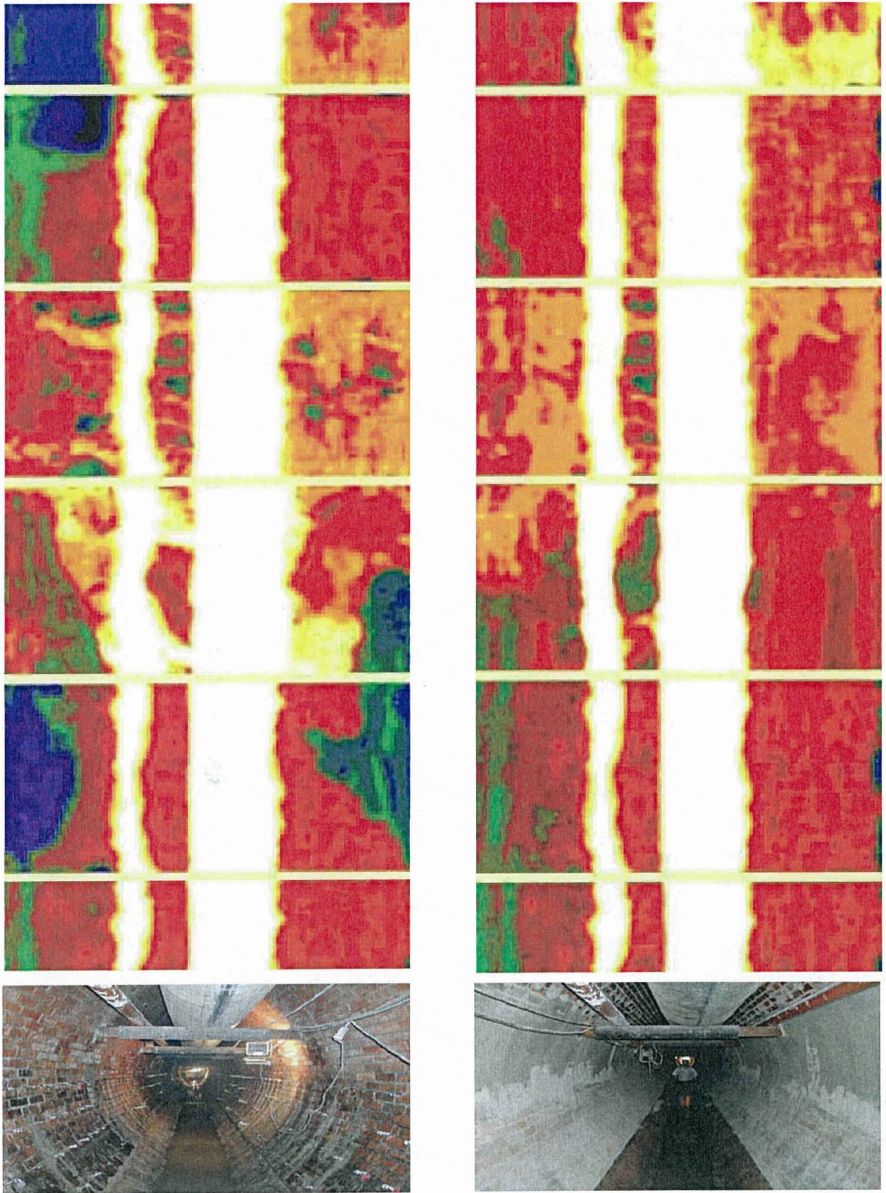


Abb. 4.15: Instandsetzungskontrolle an einem Abwasserkanal, IR-Datensatz (25 m – Abwicklung) vor (links) und nach (rechts) der Instandsetzung (irscat ag)

Insbesondere bei der Ortung von feuchten Bereichen an Bauwerken und Bauwerksteilen hat die Infrarot-Thermographie aufgrund ihrer schnellen Datenerfassung und der bildhaften Darstellung ihre Vorteile. Das Verfahren setzt aber eine entsprechende Temperaturverteilung oder aber Variationen in den Emissionsgraden voraus. Auch wenn der eigentlichen Temperaturstrahlung des Objektes eine vom Messobjekt reflektierte Hintergrund- bzw. Störstrahlung überlagert ist, die nicht korrigiert werden kann, können sich Fehlinterpretationen einstellen.

Ein Beispiel, wie so eine Fehlinterpretation zustande kommen kann, zeigt Abb. 4.16. Das dort dargestellte Galeriebauwerk wurde im Laufe des Tages partiell von der Sonne beschienen. Zum Zeitpunkt der Messung war jedoch bereits längst keine Sonneneinstrahlung mehr vorhanden. Dennoch zeichnen sich in der Infrarotaufnahme die Bereiche, die im Laufe des Tages einer Bestrahlung ausgesetzt waren, deutlich in grün-gelblicher Färbung ab und könnten als Problemzonen interpretiert werden, wenn die Kenntnis über die vorgängige Sonneneinstrahlung fehlt. Infrarotaufnahmen in freiem Gelände bzw. in Bereichen die Sonnenlicht ausgesetzt sein können, sollten daher in den frühen Morgenstunden vor Sonnenaufgang, möglichst bei bedecktem Himmel ausgeführt werden, um solche Effekte weitestgehend zu vermeiden.



Abb. 4.16: Scheinbare Anomalie in einem Galeriebauwerk hervorgerufen durch vorausgegangene Sonneneinstrahlung im Laufe des Tages (irscat ag)

Andererseits kann man Bestrahlung auch gezielt einsetzen. Dies wird bei der Infrarot-reflektographie gemacht, bei der die Absorption von aufgestrahlten elektromagnetischen Wellen gemessen wird. Bei der Induktionstomographie zur Bewehrungssuche wird der Betonstahl zunächst durch ein elektromagnetisches Feld aufgeheizt und kann dann durch die Infrarot-Tomographie geortet werden.

4.2.3 Georadar

Das Georadar, für das auch die Bezeichnungen Bodenradar, Ground Penetrating Radar (GPR), Ground Probing Radar, Impuls Radar oder auch Subsurface Interface Radar verwendet werden, wird ähnlich eingesetzt wie die Seismik (Abb. 4.17), d.h. es gibt Transmissions- und Reflexionsmessungen und auch die Tomographie. Mit Frequenzen zwischen 50 und 5000 MHz und Wellenlängen im Meter- bis Zentimeterbereich hat es jedoch eine deutlich höhere Auflösung als die Seismik und ist damit die geophysikalische Methode mit der höchsten Auflösung. Die hohe Auflösung aufgrund der kurzen Wellenlängen wird jedoch mit einer deutlich geringeren Eindringtiefe als bei der Seismik erkauft. Unter günstigen Bedingungen beträgt die Eindringtiefe des Georadars etwa das 50-fache der Wellenlänge. Die Eindringtiefe kann sich jedoch, da es sich um eine elektromagnetische Welle handelt, bei gut leitendem Untergrund auf praktisch Null reduzieren. Richtwerte für die Eindringtiefe des Radarsignals in Abhängigkeit vom spezifischen elektrischen Widerstand zeigt Abb. 4.18.

Die physikalische Grundlage der Ausbreitung von Radarwellen ist durch die Maxwellgleichungen gegeben und als elektromagnetische Welle breitet sie sich im Vakuum mit Lichtgeschwindigkeit ($c = 300'000 \text{ km/s}$ bzw. 0.3 m/ns) aus. In einem Medium reduziert sich die Wellengeschwindigkeit nach der Gleichung:

$$c_m = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r \mu_r}}$$

ϵ_r ist hierbei die relative Dielektrizitätskonstante und μ_r ist die relative Permeabilität. Beide Grössen sind materialabhängig, jedoch kann die relative Permeabilität, ausser bei ferromagnetischen Stoffen, in guter Näherung gleich 1 gesetzt werden. Die elektromagnetische Welle erfährt ausserdem noch eine Dämpfung während sie sich in Materie fortbewegt. Wie bei den akustischen Wellen, so gibt es auch hier eine geometrische Dämpfung, die den gleichen Gesetzmässigkeiten folgt wie die Dämpfung der Wellen in der Mechanik, d.h. die

Amplituden nehmen bei Kugelwellen umgekehrt proportional zum Abstand von der Quelle ab. Zudem findet eine materialabhängige Dämpfung der Welle statt, die einer Exponentialfunktion der Form $e^{-\alpha r}$ folgt. Die materialabhängige Dämpfungskonstante α ist proportional zur elektrischen Leitfähigkeit σ_{el} und umgekehrt proportional zur Dielektrizitätskonstanten ϵ_r .

$$\alpha = \frac{1635 \sigma_{el}}{\sqrt{\epsilon_r}}$$

Die Amplitude des Radarsignals wird auch bei den Reflexionen an Grenzflächen vermindert. Die Abminderung hängt von den elektrischen Eigenschaften der Materialien ab und lässt sich für die Grenzfläche zweier Materialien M1 und M2 wie folgt formulieren:

$$R = \frac{\sqrt{\epsilon_{r1}} - \sqrt{\epsilon_{r2}}}{\sqrt{\epsilon_{r1}} + \sqrt{\epsilon_{r2}}}$$

Damit überhaupt eine Reflexion eines Radarsignals stattfindet, muss der Reflexionskoeffizient R mindestens den Wert 0.01 annehmen.

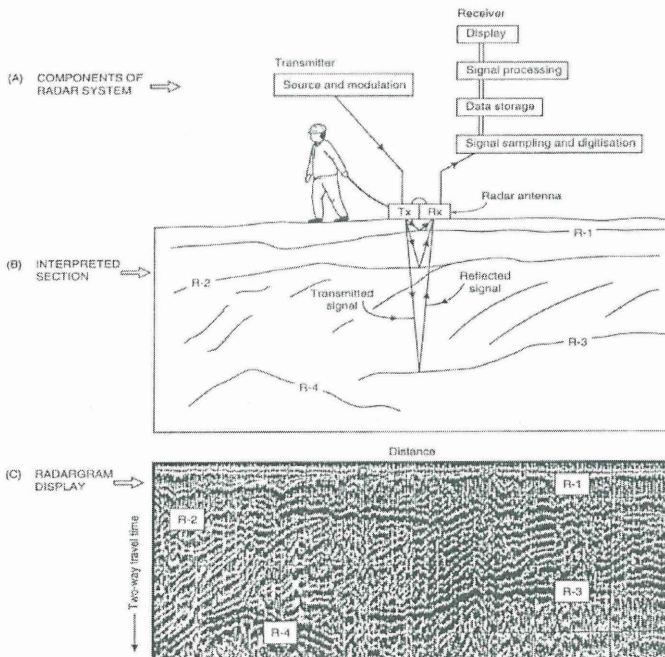


Abb. 4.17 Oben: Aufbau und Funktionsweise eines Georadar-Systems mit Sendenantenne (Tx) und Empfangsantenne (Rx), unten: Radargramm als Ergebnis der Laufzeitmessungen

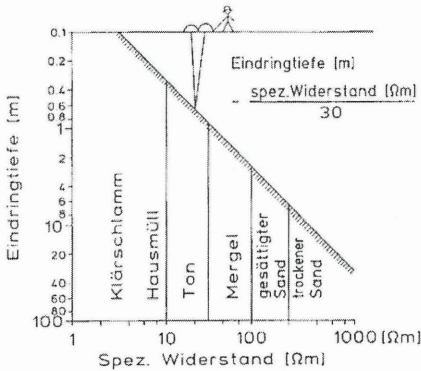


Abb. 4.18: Richtwerte für die Eindringtiefe des Radarsignals in Abhängigkeit vom spezifischen elektrischen Widerstand, abgeschätzt nach der Faustformel von Annan (Borus, 1999)

Material	ϵ_r [-]	σ_{el} [mS/m]	c_m [m/ns]
Luft	1	0	0.3
Wasser	80	0.5	0.033
Eis	3 - 4	0.01	0.16
Send, trocken	3 - 5	0.01	0.15
Sand, gesättigt	20 - 30	0.1 - 1.0	0.06
Ton	5 - 40	2 - 1000	0.06
Granite	4 - 6	0.01 - 1	0.13
Kalkstein	4 - 8	0.5 - 2	0.12

Tabelle 4.3: Typische Werte für die relative Dielektrizitätskonstante ϵ_r , die elektrische Leitfähigkeit σ_{el} und die Wellengeschwindigkeiten c_m von Radarwellen bei 100 MHz (Davis & Annan, 1989)

Die am häufigsten verwendete Geräteanordnung bei Radarmessungen besteht darin, dass eine Sender-Empfänger-Anordnung mit einem festen Abstand über das zu untersuchende Objekt bewegt wird (Abb. 4.17) und dabei die Laufzeiten der reflektierten Wellen aufgenommen werden. 6 Parameter können bei einer solchen Gerätekongfiguration das Ergebnis beeinflussen und sind vor Beginn der Messungen festzulegen (Annan & Cosway, 1991):

- der Messpunkteabstand im Profil und ggf. der Abstand der Messlinien,
- die verwendete Arbeitsfrequenz,
- das Zeitfenster für die Laufzeitmessung,
- die zeitliche Abtastrate,
- der Antennenabstand und
- die Antennenorientierung.

Die Messpunktkoordinaten werden entweder zuvor eingemessen oder aber mit speziellen Gerätschaften während der Messung aufgezeichnet, so dass jeweils die Messposition bekannt ist. Die Messpunktdichte beeinflusst das Auflösungsvermögen des Verfahrens massgeblich (vgl. Abb. 4.19).

Bei der Auswahl der zu verwendenden Arbeitsfrequenz besteht ein Zielkonflikt zwischen möglichst guter räumlicher Auflösung, grosser Eindringtiefe und der Handhabbarkeit der Anlage, denn je kleiner die Frequenz, um so grösser sind die Abmessungen der Antenne. Unter der Annahme, dass die räumliche Auflösung etwa 25% der Eindringtiefe betragen soll, lassen sich folgende grobe Schätzwerte angeben (Annan & Cosway, 1991):

Tiefe [m]	Arbeitsfrequenz [MHz]
0.5	1000
1.0	500
2.0	200
5.0	100
10.0	50
50.0	10

Bei den meisten Georadaranlagen werden Dipol-Antennen verwendet, d.h. das abgestrahlte elektromagnetische Feld weist eine signifikante Richtungsabhängigkeit auf. Es ist daher die Anordnung der Antennen zu beachten. Normalerweise werden die Antennen parallel zueinander und zur Profilachse ausgerichtet. Es sind jedoch durchaus auch andere Konstellationen möglich. Den Einfluss unterschiedlicher Antennenanordnung auf das Radargramm zeigt Abb. 4.20. Vereinzelt werden auch Antennen verwendet, die ein zirkular polarisiertes Signal ausstrahlen. In diesem Fall spielt die Anordnung der Antennen keine Rolle.

Wie vorstehend beschrieben, wird die Anwendbarkeit des Georadars durch die elektrischen Materialeigenschaften des zu untersuchenden Objektes bestimmt. Nur wenn ein signifikanter Kontrast der Dielektrizitätszahl von Material zu Material vorhanden ist, wird diese Materialgrenze mittels Georadar erkennbar. Liegen hingegen sehr gut leitfähige Materialien vor, kann die elektromagnetische Radarwelle diese nicht durchdringen. Daher ist z.B. die Eindringtiefe in Tonschichten in der Regel sehr gering, während sie bei trockenem Sand bis zu ca. 50 m erreichen kann (Abb. 4.18).

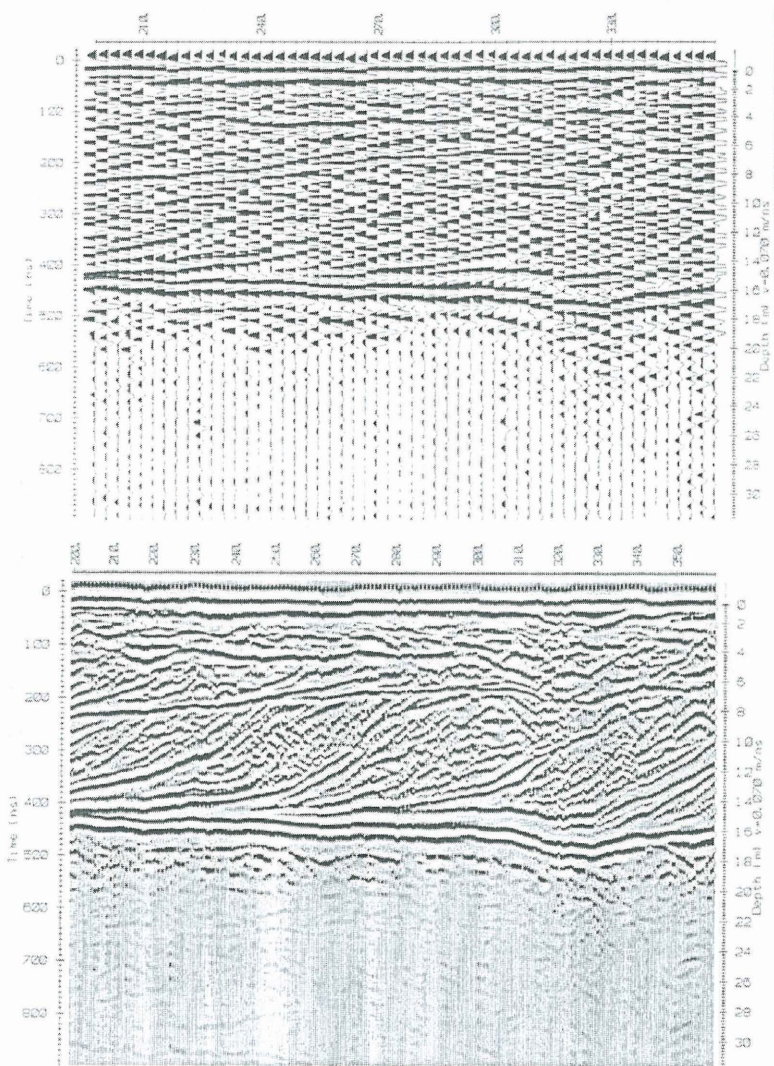


Abb. 4.19: Beispiel für den Einfluss des Messpunkteabstandes auf die Auflösung, Aufnahme des gleichen Profils mit einer 50 MHz Antenne, einmal mit einem Messpunkteabstand von 3 m (oben) und einmal mit einem Messpunkteabstand von 0.5 m (unten) (Annan & Cosway, 1991)

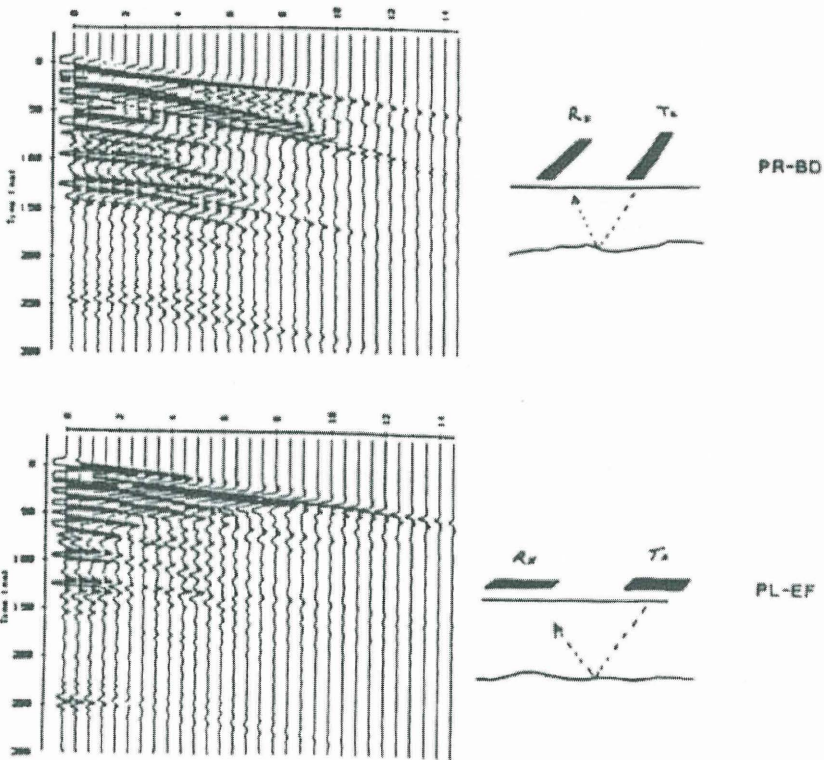


Abb. 4.20: Radargrammsectionen bei unterschiedlicher Antennenanordnung (Annan & Cosway, 1991)

Die Dielektrizitätskonstante ändert sich auch, wenn sich z.B. der Wassergehalt eines Bodens infolge Regen ändert oder wenn Feuchtigkeit im Mauerwerk aufsteigt (Abb. 4.21). Auf diese Weise lassen sich feuchte Stellen im Mauerwerk oder der Grundwasserspiegel im Boden auffinden. Andererseits führt höhere Feuchtigkeit auch zu einer höheren Dämpfung der Radarwelle und damit zu einer geringeren Eindringtiefe.

Auch Schadstoffe im Boden, wie etwa Tetrachlorethen (leichtflüchtiger Chlorkohlenwasserstoff, der früher als Entfettungsmittel eingesetzt wurde, auch als PER oder PCE bezeichnet) verändern im Porenraum des Bodens die Dielektrizitätskonstante. Daher gibt es auch Versuche solche Schadstoffkontaminationen im Boden mit Georadar zu finden.

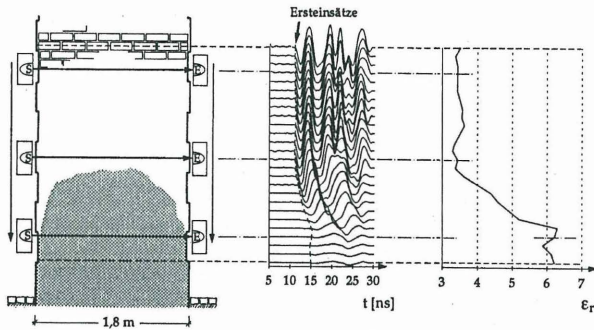


Abb. 4.21 Transmissionsmessung an Mauerwerk, Aufgestiegene Feuchtigkeit und Salze im Mauerwerk verändern die Dielektrizitätskonstante ϵ_r und damit auch das Radargramm (Kahle, 1995)

Zwei harte Ausschlusskriterien für Georadar gibt es. Zum einen ist Georadar definitiv nicht geeignet für Erkundungstiefen grösser 50 m, zum anderen kann Georadar in Gebieten, in denen Radiosendestationen arbeiten, nicht eingesetzt werden (vgl. Abb. 4.1).

4.2.4 Natural ElectroMagnetic Radiation (NEMR)

Beim NEMR-Verfahren handelt es sich, wie bei den Schallemissionen, um ein passives Verfahren. Bei Bruchvorgängen in Festkörpern wird nicht nur Schall emittiert, sondern es werden auch elektromagnetische Wellen ausgesandt (vgl. z.B. Frid et al., 2003). Aber auch Deformationen im Festkörper können zur Emission von elektromagnetischen Wellen führen. Ursache hierfür kann der piezoelektrische Effekt oder der piezomagnetische Effekt bestimmter Kristalle sein. Auch die Bewegung so genannter elektrischer Punktdefekte in Kristallen durch Druck kann die Ursache von natürlicher elektromagnetischer Strahlung sein (NEMR). Allen diesen Effekten ist jedoch gemein, dass sie aufgrund einer Beanspruchung (Bruch, Deformation) des Festkörpers entstehen. Die NEMR-Impulse wurden schon bei einer Vielzahl von Gesteinen, darunter Granit, Basalt, Marmor, Kalkstein und Sandstein, nachgewiesen. Die Anzahl der ausgesandten Impulse ist von Gestein zu Gestein verschieden (vgl. Abb. 4.22, Gold et al, 1975). Das Frequenzband dieser Signale reicht von 1 kHz bis zu mehreren MHz (Hadjicontis et al., 2004). Abb. 4.23 zeigt als Beispiel ein NEMR-Signal eines Mikro-Bruchs in einer Granitprobe sowie die ebenfalls dabei entstandene Schallemission.

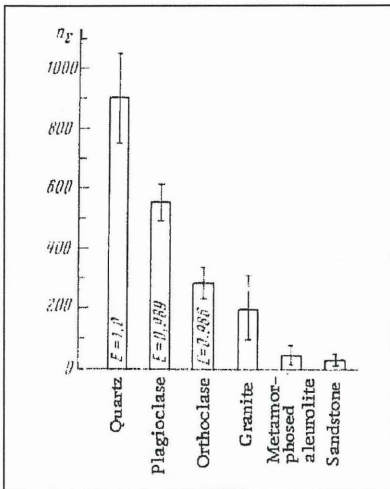


Abb. 4.22: Anzahl der NEMR-Impulse von Zylinderproben verschiedener Minerale und Gesteine unter einer Last von 60 bis 70 MN/m² bei einer Verformungsrate von 5 mm/min (Gold et al., 1975)

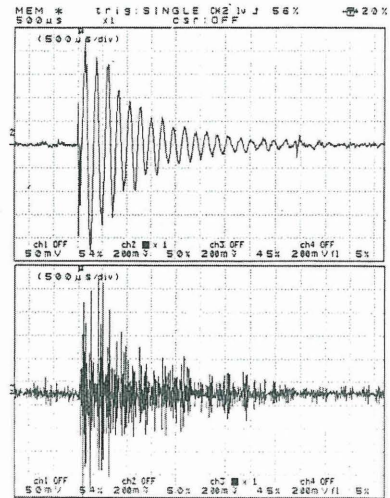


Abb. 4.23: Beispiel für ein NEMR-Signal infolge eines Mikrobruchs in Granit (oben) und des zugehörigen Schallemissionssignals (unten) (Hadjicontis et al., 2004)

Mit dem Cereskop der Firma Ceres GmbH steht mittlerweile ein handliches, tragbares Gerät zur Verfügung solche NEMR-Signale zu messen. Allerdings ist mit dem Gerät keine quantitative Signalerfassung möglich, d.h. das Signal wird nicht vollständig aufgezeichnet, sondern nur eine qualitative Signalerfassung, d.h. es wird ein Parametersatz extrahiert, der das Signal charakterisiert. Der wesentlichste Parameter ist hierbei die Triggerschwelle, ab der das Gerät ein Signal als „burst“ definiert und zählt.

Mit dem Cereskop konnten zwischenzeitlich mehrfach die aktiven Zonen bei Rutschhängen nachgewiesen werden (z.B. Obermeyer et al, 2001, Abb. 4.24). Auch einige erste Einsätze des Cereskops bei Tunnelbauwerken, mit dem Ziel das regionale Spannungsfeld zu ermitteln, liegen zwischenzeitlich vor (Lichtenberger, 2003 und 2005).

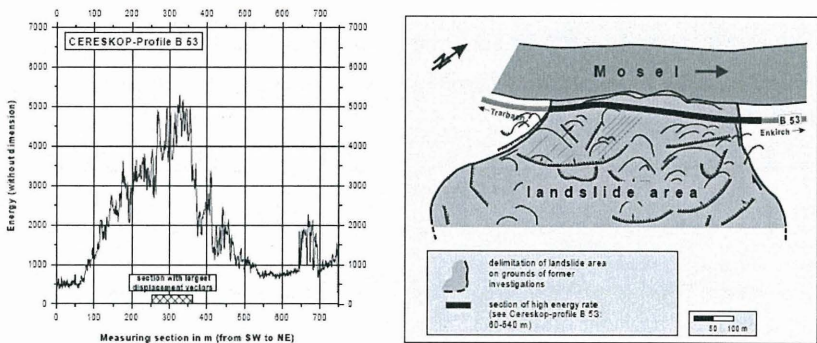


Abb. 4.24: Abgrenzung der aktiven Zonen eines Rutschhanges mit NEMR-Messungen, links: Ergebnis der Profilmessung entlang der Strasse, rechts: Rutschhang und Lage des Cereskop-Profiles (Obermeyer et al.; 2001)

Soweit aus den vorliegenden Veröffentlichungen und Berichten ersichtlich ist, erfolgte bisher jedoch kein Vergleich der ermittelten Messresultate der NEMR-Messung und der daraus abgeleiteten Spannungsfelder mit Messergebnissen, die auf andere Weise im Tunnel gewonnen wurden. Aus diesem Grunde soll nachfolgend kurz auf Ergebnisse beim Adlertunnel bei Basel eingegangen werden (siehe hierzu auch Noher et al., 2006 und Noher et al., 2002).

Der Adlertunnel wurde im Zeitraum 1994 bis 2000 erstellt und besitzt eine Länge von etwa 5300 m. Ca. 1095 m der Tunnelstrecke liegt im Gipskeuper, einer anhydrithaltigen und daher stark quellfähigen Formation (Abb. 4.25). Aufgrund des hohen Quellsentials und der damit verbundenen hohen Quelldrücke – im Laborversuch wurden Quelldrücke bis zu 7 MPa gemessen – wurden beim Adlertunnel 4 Messquerschnitte installiert (Abb. 4.25). An diesen Messquerschnitten werden die folgenden Messungen ausgeführt:

- Verformungsmessungen in Bohrungen
- Messung des in situ Spannungszustandes unterhalb der Tunnelsohle
- Quelldruck auf den Tübbingausbau
- Verformungsmessungen am Tübbingausbau

Inzwischen liegen die Ergebnisse von 9 Messkampagnen für diese Tunnelmessquerschnitte bei Tm 1313, Tm 1430, Tm 1958 und Tm 2100 vor. Auch eine Messung mit dem Cereskop wurde zwischenzeitlich in der Tunnelstrecke von Tm 1100 bis Tm 2200 durchgeführt. Das Ergebnis der Anzahl der gemessenen Impulse in Tunnellängsrichtung ist in Abb. 4.26 dargestellt.

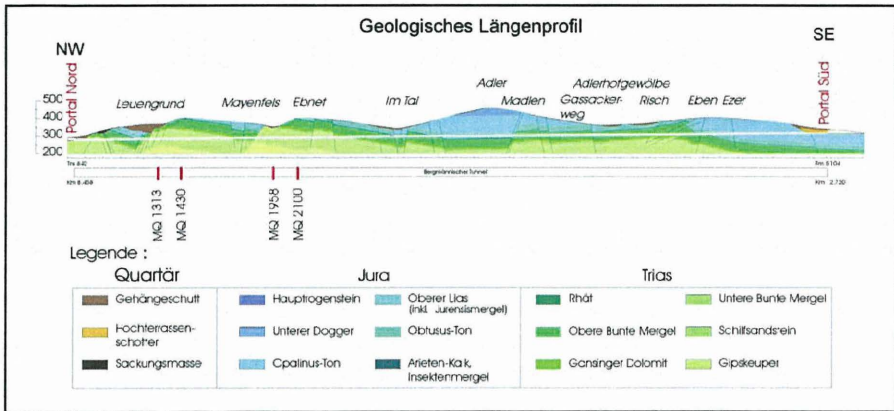


Abb. 4.25: Geologisches Längsprofil des Adlertunnels bei Basel

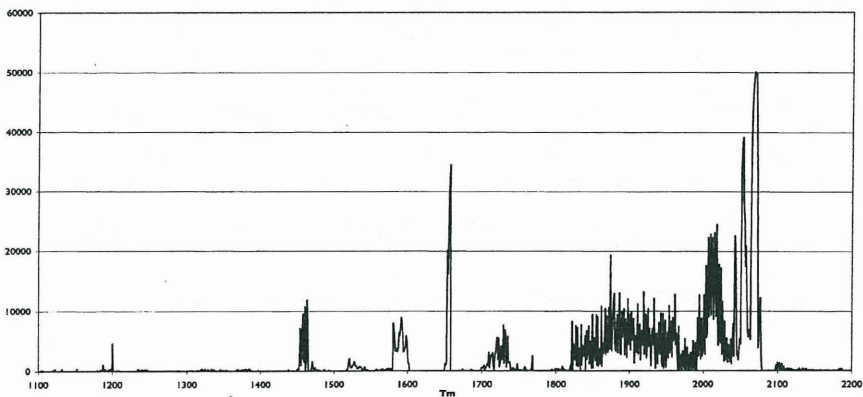


Abb. 4.26: Ergebnis einer NEMR-Messung (Anzahl Impulse) in der Gipskeuperstrecke zwischen Tunnelmeter 1100 und Tunnelmeter 2200 (Noher et al, 2006)

Gemäss der NEMR-Messung zeigt sich im Bereich Tm 1820 bis Tm 2080 eine verstärkte Aktivität im Gebirge, da es besonders dort zur Emission elektromagnetischer Impulse gekommen ist. Bei Tm 1313 und Tm 1430, der Position der beiden ersten Messquerschnitte, ist hingegen wenig Aktivität zu verzeichnen. Auch bei Tm 2100 der Position des 4. Messquerschnitts ist nur wenig Aktivität erkennbar. Die Abbildungen 4.27 und 4.28 zeigen jeweils das Ergebnis der radialen Aufnahme der NEMR-Impulse auf der linken Seite im Vergleich zu den Ergebnissen der Verformungsmessungen der Jahre 2005, 2001 und 1998 am Tübbingausbau in den Messquerschnitten 1958 und 2100, rechts dargestellt.

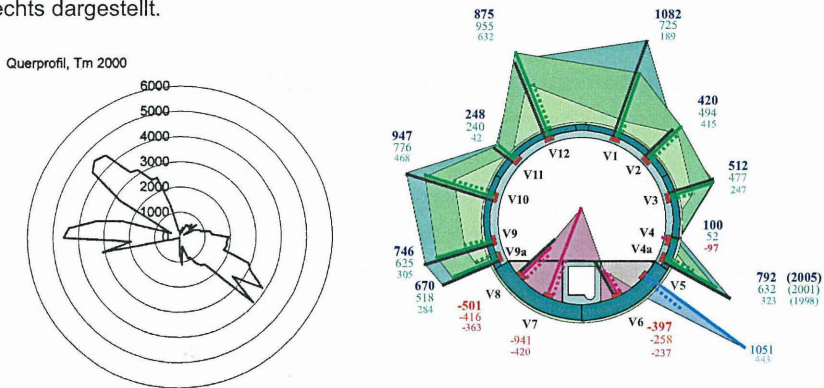


Abb. 4.27: Vergleich der Ergebnisse der NEMR-Messung mit dem Cereskop bei Tm 2000 mit den Verformungsmessungen am Tübbingausbau bei Tm 1958 (Noher et al, 2006)

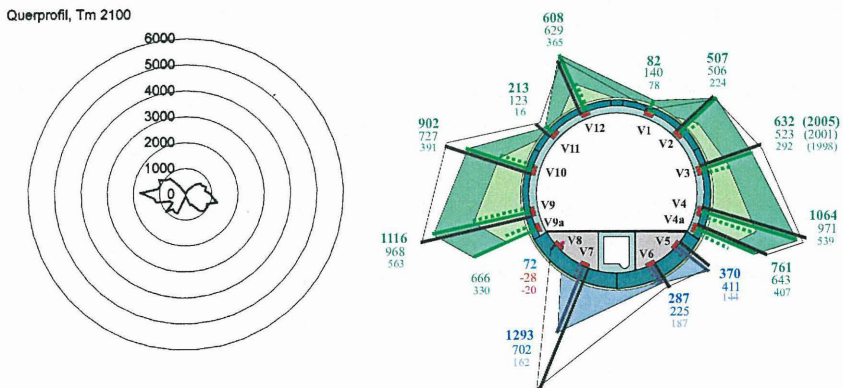


Abb. 4.28: Vergleich der Ergebnisse der NEMR-Messung mit dem Cereskop bei Tm 2100 mit den Verformungsmessungen am Tübbingausbau bei Tm 2100 (Noher et al, 2006)

Der Vergleich der Umrissfiguren der NEMR-Messung in den Querschnitten mit den Darstellungen der Tübbingbeanspruchung weist einige Ähnlichkeiten auf. So wurden bei Tm 2000 in den Richtungen 130°, 270° und 310° jeweils hohe NEMR-Raten gemessen. Die Verformungsmessgeber auf dem Tübbingring zeigen in diesen Bereichen ebenfalls hohe Werte und eine Druckbeanspruchung an. Die starke Zugbeanspruchung auf der Innenseite des Sohlübbings spiegelt sich hingegen in den NEMR-Messresultaten nicht wieder.

Bei Tm 2100 wurden die NEMR-Signale hauptsächlich in den beiden Ulmensektoren gemessen. Auch die Verformungsmessung zeigt grosse Druckbeanspruchung auf der Innenseite der Tübbinge in den Ulmenbereichen. Der grösste Verformungswert mit annähernd 1300 microstrain findet sich jedoch bei ca. 225°. Der Auswuchs im NEMR-Diagramm in diesem Bereich nimmt sich jedoch eher bescheiden aus.

Des weiteren fällt auf, dass die Maxima der gemessenen Impulsanzahl in den vorgeannten Bereichen der Messungen bei Tm 2000 und Tm 2100 sehr unterschiedlich sind während die Maxima der Deformationswerte der Druckbeanspruchung der beiden Messquerschnitte etwa von gleicher Grösse sind.

Im Bereich der Messquerschnitte bei Tm 1313 und Tm 1430 zeigte die NEMR-Messung wenig Aktivität an. Die Gleitmikrometermessungen an diesen beiden Messquerschnitten weisen jedoch zunehmende Sohlhebungen nach, die mittlerweile Beträge von ca. 4 bis 5 mm erreicht haben und Hebungen sind bis in eine Tiefe von 2 m erkennbar. Auf der horizontalen Gleitmikrometermessstrecke in der Ulme wird eine Verkürzung festgestellt. Daraus folgt eine ei-förmige Deformation des Tunnelquerschnitts in diesen beiden Messquerschnitten, die immer noch anhält. Man würde daher auch in diesen Bereichen eine Spannungsänderung und damit einhergehend die Emission von NEMR-Signalen erwarten, insbesondere da die Sohlhebungen in den beiden anderen Messquerschnitten bei Tm 1958 und Tm 2100 mit 5 bis 6 mm nicht wesentlich grösser sind und sich dort eine deutliche Aktivität von NEMR-Signalen eingestellt hat.

Der Vergleich der Messergebnisse der NEMR-Messungen mit den konventionellen Messungen führt also zum einen zu Übereinstimmungen, zum anderen aber auch zu Widersprüchen, die es gilt noch weiter abzuklären.

Die Abstrahlung von NEMR-Signalen von Mineralien und Gestein unter Belastung ist in vielen Versuchen nachgewiesen. Mit dem Cereskop steht nun auch ein Gerät für den Einsatz vor Ort zur Verfügung, um diese Effekte am Bauwerk zu messen. Das Gerät kann sicherlich helfen, Bereiche aufzufinden, die einer momentanen Spannungsumlagerung unterliegen, wie etwa beim quellenden Gebirge oder auch in Zonen mit Bergschlag, es sind aber noch eine ganze Reihe von Fragen abzuklären.

4 Zusammenfassung

Aus der Vielzahl der zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren wurden einige Verfahren vorgestellt und ihre Einsatzmöglichkeiten und Einsatzgrenzen unter Berücksichtigung ihrer physikalischen Grundlagen und Randbedingungen diskutiert. Die zerstörungsfreien Prüf- und Messverfahren bieten eine grosse Palette von Verfahren für zum Teil sehr unterschiedliche Aufgabenstellungen an. Auch das Anwendungsspektrum einzelner Verfahren ist, wie gezeigt wurde, zum Teil sehr gross.

Bei der Auswahl eines Verfahrens für eine spezielle Aufgabenstellung sind jedoch immer die physikalischen Grundlagen des Verfahrens zu beachten. So kann man mit einer geomagnetischen Erkundung metallische Leitungen oder Kabel aufspüren, zur Untersuchung der Wandstärke von Stützbauwerken aus Natursteinmauerwerk wird dieses Verfahren jedoch wenig beitragen können. Bei den Verfahren, die mit akustischen oder elektromagnetischen Wellen arbeiten sind die Eindringtiefen und damit die Anwendungsgebiete sehr unterschiedlich. Die Auswahl der Frequenz der einzusetzenden Wellen spielt hier eine Grosse Rolle. Die Frequenz bzw. die Wellenlänge bestimmt auch das Auflösungsvermögen, d.h. entscheidet darüber welche Objekte noch aufgelöst werden können und welche nicht mehr. Hier gilt die Faustregel, je grösser die eingesetzte Wellenlänge, umso grösser ist auch die Eindringtiefe, aber umso schlechter ist das Auflösungsvermögen. Hieraus ergibt sich eben auch, dass es z.B. nicht möglich ist, einen Hohlraum mit einem Durchmesser von 1 m in einer Tiefe von 100 m zu finden, denn das Verfahren, das die nötige Auflösung hierzu liefern würde, Georadar, besitzt nicht die notwendige Eindringtiefe. Es gilt daher immer, die für die jeweilige Aufgabenstellung passende Messmethode auszuwählen und dabei die Grenzen der Verfahren zu beachten.

In Tabelle 4.1 sind nochmals die verschiedenen vorgestellten Messverfahren, zusammen mit den Messgrössen und den physikalischen Wirkgrössen zusammengefasst.

Verfahren	Messgrössen	Wirkgrössen
Gravimetrie	Beschleunigung b	Dichte ρ
Geomagnetik	magnetische Feldstärke H	Magnetisierung I
Geoelektrik	elektrische Spannung U	elektrischer Widerstand ρ_a
Seismik und Ultraschall	Laufzeit t	Dichte ρ , elastische Parameter, z.B. E , ν
Schallemission	Ankunftszeit t_A	Bruchspannung σ
Infrarot-Thermographie	Strahlungsleistung P	Emissionsgrad ϵ , Temperatur T
Georadar	Laufzeit t	Dielektrizitätskonstante ϵ_r
NEMR	Anzahl Impulse	Spannungsänderung $\Delta\sigma$

Tabelle 4.1: Zerstörungsfreie Prüf- und Messverfahren mit ihren Mess- und Wirkgrössen

Um bei einem Messverfahren klare Aussagen zu bekommen, muss ein entsprechend grosser Kontrast in den Wirkgrössen vorhanden sein. Nur dann ist es möglich die Strukturen aufzulösen.

Viele der Verfahren benötigen zusätzliche Angaben, um zu eindeutigen Ergebnissen zu kommen. So lässt sich bei den Potentialverfahren nur dann etwas zur Grösse eines Objektes aussagen, wenn Informationen über die Tiefenlage des Objekts vorliegen bzw. umgekehrt. Mit den Reflexionsmessungen, egal ob mit akustischen oder elektromagnetischen Wellen, kann man, bei entsprechenden Kontrasten der physikalischen Parameter, Strukturen feststellen und erkennen. Da man jedoch nur eine Zeitfunktion als Messergebnis hat, muss man auf andere Art und Weise noch die Wellengeschwindigkeiten bestimmen, um die Zeitsektion in eine Tiefensektion umrechnen zu können. Vor diesem Hintergrund hat sich die Kombination verschiedener Verfahren, die sich gegenseitig ergänzen, bewährt.

Ein sehr wichtiger Punkt bei der Auswahl eines oder auch mehrerer Verfahren ist auch der Informationsbedarf bzw. die Informationstiefe, die es abzudecken gilt. So ist es in vielen Fällen ausreichend festzustellen, ob es Materialunterschiede gibt oder ob es keine gibt, ohne dass die Grösse und Tiefenlage der Störkörper genau bekannt sein muss (z.B. Bauteilprüfung auf Fehlstellen, Suche von Blindgängern, etc.). Oftmals reicht es aus, lediglich die Ansatzpunkte für Sondierungen mit zerstörenden Verfahren festzulegen (z.B. Ortung von Spannstahl-Hüllrohren, etc.). Solche Aufgabenstellungen können häufig mit einem einzigen Verfahren gelöst werden.

Möchte man hingegen z.B. sowohl die Position als auch die Grösse einer Inhomogenität wissen oder sind sehr unterschiedliche Abmessungen bei einem Bauwerk zu ermitteln, so erfordert dies in aller Regel den Einsatz von mehreren Verfahren.

Danksagung

Für die Überlassung von Unterlagen und Bildern zur Erstellung dieses Beitrags möchte ich Herrn Dr. Boris Dombrowski, Deutsche Montan Technologie GmbH, Essen, Herrn Hans-Peter Noher, Geotechnisches Institut AG, Basel, Schweiz und Herrn Bernd-H. Rammelkamp, irscat ag bauteil und bauwerkscanning, Altdorf, Schweiz ganz herzlich danken.

Dr.-Ing. Bernd Kister

Institut für Bautechnik Luzern
Hochschule für Technik + Architektur Luzern
Fachhochschule Zentralschweiz
Technikumstrasse 21
CH - 6048 Horw

Literatur

Annan, A. P.; Cosway, S.W.: Ground Penetrating Radar survey design, 53rd annual meeting of the European Association of Exploration Geophysicists, Florenz, Italien, 26. – 30. Mai 1991

Borm, G.; Giese, R.; Hochauflösende seismische Gebirgserkundung beim Tunnelbau im Festgestein, 16. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau, Stuttgart, 2004

Borus, H.: Einsatz geophysikalischer Messverfahren zur Abschätzung der hydraulischen Durchlässigkeit tonhaltiger Sedimente - ein Beitrag zum Grundwasserschutz, Dissertation, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, 1999

Davis, J. L.; Annan, A. P.: Ground-penetrating radar for high-resolution mapping of soil and rock stratigraphy, Geophysical Prospecting, Vol. 37, 1989

Dombrowski, B.; Lehmann, B.: Zerstörungsfreie Vorerkundung bei Verfüll-, Verpress- und Verdichtungsarbeiten mit indirekten Methoden, DMT, Essen

Frid, V.; Rabinovitch, A.; Bahat, D.: Fracture induced electromagnetic radiation, Journal of Physics D: Applied Physics, Institute of Physics Publishing, Vol. 36, 2003

Gelbke, C.; Lehmann, B.; Swoboda, U., Elsen, R.: Combined geophysical methods to detect near surface obstacles in the new capital of Germany, DMT, Essen, 2001

Geotest AG: Qualitätsprüfung an Pfählen – Durchschallung und Tomographie mit Ultraschall, Firmenbroschüre, www.geotest.ch

Giese, R.; Klose, Chr.; Otto, P.; Selke, Chr.; Borm, G.: Seismische Tomographie-Messungen beim Tunnelbau unter Tage in den Schweizer Zentralalpen, Zweijahresbericht GeoForschungszentrum Potsdam 2000/2001, 2002

Gold, R. M.; Markov, G. P.; Mogila, P. G.; Samokhvalov, M. A.: Pulsed electromagnetic radiation of minerals and rocks subjected to mechanical loading, Izv., Earth Physics, No. 7, 1975

Grosse, Chr. U.: Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall, Dissertation, Universität Stuttgart, 1996
<http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2002/1064>

Hadjicantis, V.; Mavromatou, C.; Ninos, D.: Stress induced polarization currents and electromagnetic emission from rocks and ionic crystals, accompanying their deformation, Natural Hazards and Earth System Sciences, 4, 2004

Haupt, W.; Herrmann, R.: Querschnittsbericht 1986 Dynamische Bodenkennwerte, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 48, 1987

Hugenschmidt, J.: Georadar in Strassenbau und Unterhalt – Anwendungsbeispiele - Berichtsperiode 1995 – 1997, EMPA, Abteilung 113, Strassenbau / Abdichtungen, 2. Auflage, 1999

Kahle, M.: Verfahren zur Erkundung des Gefügezustandes von Mauerwerk, insbesondere an historischen Bauten, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH), Heft 28, 1995

Lichtenberger, M.: Regional stress field as determined from electromagnetic radiation in a tunnel, Journal of Structural Geology, Vol. 27, 2005

Lichtenberger, M.: Spannungsmessung in untertägigen Hohlräumen mit der NPEMFE-Methode, Diplomarbeit, Geologisch-Paläontologisches Institut, Ruprecht-Karl-Universität Heidelberg, 2003

Lockner, D.A.; Byerlee, J.D.; Kuksenko, V.; Ponomarev, A.; Sidorin, A.: Observations of quasistatic fault growth from Acoustic Emissions, Fault mechanics and transport properties of rocks, ISBN 0-12-243780-2

Noher, H.-P.; Vögtli, B.; Kister, B.: Swelling – a geotechnical problem at the Adler Tunnel, Switzerland – monitoring results and their interpretation, EUROCK 2006, Liège, Belgien, 2006 (in Vorbereitung)

Noher, H.-P.; Allia, V.; Kister, B.: Subrosion und Quellen – geotechnische Probleme beim Adlertunnel – Messergebnisse und ihre Interpretation, 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, 2002

Obermeyer, H.; Lauterbach, M.; Krauter, E.: Monitoring landslides with natural electromagnetic pulse radiation, International Conference on Landslides – Causes, Impacts and Countermeasures, Davos, Schweiz, 17. bis 21. Juni 2001

Peake, J.: A comparison of electrical resistivity techniques to characterize Karst geology, Easton, PA, Master thesis, Temple University College, 2005

Plassmann, B.: Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsmessungen, Dissertation, TU Braunschweig, 2001

Sattel, G.; Sander, K.; Amberg, F.; Kashiwa, T.: Tunnel Seismic Prediction, TSP – some case histories, extended reprint of: Predicting ahead of the face – tunnel seismic prediction, Tunnels and Tunnelling, April 1996, Amberg Measuring Technique Ltd., 1996

Scaife, J. E.; Annan, A. P.: Ground penetrating radar – a powerful, high resolution tool for mining engineering and environmental problems, 93rd CIM Annual General Meeting, Vancouver, B.C. Kanada, 29. April bis 1. Mai 1991

Spies, T.; Hesser, J.; Eisenblätter, J.; Eilers, G.: Monitoring of the rock mass in the final repository Morsleben: experiences with acoustic emission measurements and conclusions, Proceedings of DisTec2004, Berlin, 2004

Stimolo, M: Passive infrared thermography as inspection and observation tool in bridge and road construction, International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering; September 16-19, 2003

Studer, J. A.; Koller, M. G.: Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme, Springer-Verlag, 1997

Taffe, A.; Katzenbach, R.; Klingmüller, O.; Niederleithinger, E.: Untersuchungen an Fundamentplatten und Pfahlgründungen im Hinblick einer Wiedernutzung, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, Sept. 2005

Telford, W. M.; Geldardt, L.P.; Sheriff, R. E.; Keys, D. A.: Applied Geophysics, Cambridge University Press, 1978

von der Osten-Woldenburg, H.; Chaume, B.; Reinhard, W.: Magnetic imaging of a late Bronze Age tumulus in France before and during excavation, The Leading Edge, May 2002

Einsatz und Weiterentwicklung geophysikalischer Mess- und Überwachungsmethoden in Untertagelabors für die Endlagerung radioaktiver Abfälle

Klaus Wieczorek, Tilmann Rothfuchs

Zusammenfassung

Zu den Aufgaben der Abteilung Geotechnik des GRS-Fachbereichs Endlagersicherheitsforschung in Braunschweig gehört die Erprobung, Anwendung und Weiterentwicklung geophysikalischer/geotechnischer Messmethoden zur Überwachung der Barrierewirkung geologischer (z. B. Salz, Ton und Granit) und geotechnischer Barrieren im Hinblick auf den langzeitsicheren Einschluss radioaktiver Abfälle in tiefen geologischen Formationen.

Z. Zt. werden geoelektrische und seismische Verfahren zur Ermittlung bzw. Überwachung des Wassergehaltes und der Gebirgsintegrität eingesetzt und an die jeweiligen Aufgabenstellungen adaptiert. Es werden aktuelle Ergebnisse aus verschiedenen Projekten, in denen die genannten Verfahren angewandt wurden, vorgestellt.

Die geoelektrische Tomografie wurde und wird eingesetzt, um Sättigungsänderungen sowohl in technischen Verschlussmaterialien als auch in geologischen Formationen zu überwachen. Das Verfahren konnte so ertüchtigt werden, dass eine hinreichende räumliche und zeitliche Auflösung vorhandener Sättigungsverteilungen erzielt wurde, was durch Ergebnisse aus dem schwedischen Äspö Prototype Repository und einem Ventiationsversuchs im Schweizer Mont Terri Untertagelabor belegt wird. Darüberhinaus wurde die Geoelektrik auch erfolgreich eingesetzt, um in Verbindung mit Injektionstests Fließpfade zu visualisieren, wie bei den Untersuchungen zur Auflockerungszone im Salzbergwerk Asse.

Durch die Erstellung, den Betrieb und den Verschluss von nuklearen Endlagern ergibt sich eine ausgeprägte Spannungsumverteilung innerhalb der Endlagerformation. Während Spannungsspitzen in Salzformationen relativ rasch infolge Kriechens abgebaut werden, neigen steifere Anhydritschichten zur Aufnahme höherer Spannungen bis hin zur

Rissbildung, was die Bildung potentieller Fließwege bzgl. einer Radionuklidausbreitung begünstigt. Um die Effekte großräumiger Spannungsumlagerungen auf den Anhydrit in Reaktion auf die Erstellung größerer Grubenbauen zu untersuchen, wurde der aktive Steinsalzabbau im Bergwerk Bernburg genutzt, um passive seismische Ortungsverfahren zur Überwachung der Gebirgsintegrität zu erproben und weiter zu entwickeln. Ein mikro-seismisches Array von 16 3-Komponenten-Beschleunigungsaufnehmern wurde unter Tage in einem Gebiet von 160 x 160 x 100 m über vier Jahre während des Abbaufortschritts betrieben. Mehr als 1700 seismische Ereignisse wurden in Zeiten der Betriebsruhe geortet und lokalisiert. Dabei wurden keine direkten Rissbildungen im Anhydrit oder im Übergangsbereich zum Steinsalz gefunden, es zeigten sich jedoch parallel gerichtete bandähnliche Strukturen erhöhter seismische Aktivität in der ca. 35 m mächtigen Anhydritformation. Von einer Überfahung aus wurde ein 59 m langes Bohrloch in das Zentrum des aktivsten Clusters gebohrt. Die Untersuchung mit einer Bohrlochkamera zeigte zwei laufeführende Klüfte etwa 10 bis 15 m unterhalb des Übergangs Steinsalz/Anhydrit. Diese Beobachtung deckte sich sehr gut mit den detektierten Zonen erhöhter seismischer Aktivität.

Einleitung

Zu den Aufgaben der Abteilung Geotechnik des GRS-Fachbereichs Endlagersicherheitsforschung in Braunschweig gehört die Erprobung, Anwendung und Weiterentwicklung geophysikalischer/geotechnischer Messmethoden zur Überwachung der Barrierewirkung geologischer (z. B. Salz, Ton und Granit) und geotechnischer Barrieren im Hinblick auf den langzeitsicheren Einschluss radioaktiver Abfälle in tiefen geologischen Formationen.

Z. Zt. werden geoelektrische und seismische Verfahren zur Ermittlung bzw. Überwachung des Wassergehaltes und der Gebirgsintegrität eingesetzt und an die jeweiligen Aufgabenstellungen adaptiert.

Der Wassergehalt bzw. die Sättigung von Geomaterialien haben eine unmittelbare Wirkung auf ihre hydraulischen Eigenschaften und haben damit eine hohe Bedeutung für die Endlagersicherheit. Da die elektrische Resistivität der Materialien vom Wassergehalt abhängt, stellt die Geoelektrik eine wirksame Methode zur zerstörungsfreien Überwachung des Wassergehaltes in Barrierensystemen dar. In den vergangenen Jahren hat die GRS-

Abteilung Geotechnik eine Reihe von Labor- und Feldversuchen vorgenommen, um einerseits die Elektrodenan Kopplung an verschiedene Wirtsgesteine zu verbessern und andererseits die Auslegung von Elektrodenarrays durch numerische Simulationen zu optimieren. Die Verfahren konnten so ertüchtigt werden, dass eine hinreichende räumliche und zeitliche Auflösung vorhandener Sättigungsverteilungen erzielt wurde.

Durch die Erstellung, den Betrieb und den Verschluss von nuklearen Endlagern ergibt sich eine ausgeprägte Spannungsumverteilung innerhalb der Endlagerformation. Während Spannungsspitzen in Salzformationen relativ rasch infolge Kriechens abgebaut werden, neigen steifere Anhydritschichten zur Aufnahme höherer Spannungen bis hin zur Rissbildung, was die Bildung potentieller Fließwege bzgl. einer Radionuklid ausbreitung begünstigt. Um die Effekte großräumiger Spannungsumlagerungen auf den Anhydrit in Reaktion auf die Erstellung größerer Grubenbauen zu untersuchen, wurde der aktive Steinsalzabbau im Bergwerk Bernburg genutzt, um passive seismische Ortungsverfahren zur Überwachung der Gebirgsintegrität zu erproben und weiter zu entwickeln.

Im Folgenden werden die verwendeten Verfahren und die Ergebnisse ihrer Anwendung in verschiedenen Projekten vorgestellt.

Geoelektrische Messungen

Für viele Gesteine oder geotechnische Materialien wird der elektrische Widerstand in erster Linie durch den Wassergehalt bestimmt. Daher können geoelektrische Messungen grundsätzlich zur Überwachung des Wassergehaltes solcher Materialien eingesetzt werden. Durch Techniken wie die geoelektrische Tomografie können größere Gesteinskörper in situ untersucht werden. Darüberhinaus kann die Abhängigkeit des Widerstandes von der Lösungszusammensetzung für Tracertests in gesättigten Medien ausgenutzt werden. Die geoelektrische Überwachung von Injektionstests in gesättigten wie in ungesättigten Medien liefert Informationen zu Fließpfaden.

Mess- und Auswertungsprinzip

Die bei geoelektrischen Feldmessungen am häufigsten angewandte Technik ist die Vierpunkt-Methode. Ein elektrischer Strom wird über zwei Elektroden in die Formation

eingespeist. Das resultierende elektrische Feld ist von den Widerstandsbedingungen des Gesteins abhängig. Mittels eines zweiten Elektrodenpaars kann die Potentialdifferenz zwischen zwei Punkten gemessen werden.

Das Ergebnis einer solchen Messung ist der scheinbare spezifische Widerstand der Formation, der mit dem tatsächlichen spezifischen Widerstand (der Resistivität) übereinstimmt, wenn die Formation eine räumlich konstante Resistivität besitzt. Er wird berechnet durch

$$\rho_{app} = \frac{4\pi}{1/r_{11} - 1/r_{12} - 1/r_{21} + 1/r_{22}} \cdot \frac{\Delta V}{I}$$

mit dem scheinbaren spezifischen Widerstand ρ_{app} , der gemessenen Potentialdifferenz ΔV , dem eingespeisten Strom I und den Elektrodenabständen r_{ij} . In dem allgemeinen Fall einer räumlich veränderlichen Resistivität ist eine Vielzahl von Einzelmessungen mit unterschiedlichen Einspeise- und Messdipolen erforderlich, um die Resistivitätsverteilung aus den scheinbaren spezifischen Widerstandswerten zu ermitteln. In der Praxis werden häufig Profilmessungen durchgeführt; bei der GRS werden das so genannte Dipol-Dipol-Verfahren mit beliebiger Orientierung der Dipole eingesetzt, mit dem sich größere Gebirgsbereiche erfassen lassen und das auch als geoelektrische Tomografie bezeichnet wird. Dabei werden typischerweise mehrere Hundert bis Tausend Einzelmessungen mit verschiedenen Elektrodenkonfigurationen durchgeführt.

Zur Ermittlung der Resistivitätsverteilung wird, ausgehend von einem Startmodell, durch Finite-Element-Modellierung die erwartete Response berechnet und mit den gemessenen scheinbaren spezifischen Widerständen verglichen. Die Abweichung zwischen berechneten und gemessenen Werten wird iterativ minimiert.

Die theoretische Auflösung des Verfahrens ist durch den halben Elektrodenabstand begrenzt, wodurch die Größe der finiten Elemente bestimmt wird. Bei einer Elektrode an jedem zweiten Element im gesamten Modell wäre das System vollständig bestimmt. In der Praxis ist dies natürlich nicht erreichbar. Generell ist damit die Genauigkeit des Verfahrens ortsabhängig. Nahe den Elektroden sind die Ergebnisse im Allgemeinen zuverlässiger als

in größerer Entfernung. Da ein Maß für die Genauigkeit nicht unmittelbar angegeben werden kann, müssen zur Planung der Messungen Modellrechnungen durchgeführt werden, um sicher zu stellen, dass die erforderliche Auflösung mit den geplanten Elektroden und Messkonfigurationen erreicht werden kann.

Grundsätzlich sind sowohl zwei- als auch dreidimensionale Messarrays möglich. Da die Anzahl der Freiheitsgrade im dreidimensionalen Fall schnell sehr hoch wird und für zuverlässige Auswertungen damit extrem viele Elektroden und Einzelmessungen nötig werden, sind dreidimensionale Auswertungen von tomografischen Feldmessungen bisher nicht realisiert, obwohl die Software zur Verfügung steht. Die in diesem Papier vorgestellten Ergebnisse wurden mittels 2D-Inversion produziert, wobei jeweils ein ebenes Resistivitätsmodell angenommen wurde. Die verwendete Software war SensInv2D (Fechner, 2001).

Instrumentierung und Datenerfassung

Die verwendeten Elektroden bestehen gewöhnlich aus Edelstahl. Besonders wichtig ist ein guter Kontakt der Elektroden zum untersuchten Material. Dies ist bei Oberflächenelektroden in der Regel nicht sehr problematisch; bei Bohrlochelektroden dagegen ist das Verfüllmaterial an das Material anzupassen, damit nicht Kurzschlüsse zwischen den Elektroden oder Isolatoren entlang den Elektroden entstehen. Verschiedene Techniken für niederohmige (z. B. Ton) und hochohmige (Salz) Gesteine werden bei GRS eingesetzt.

Die große Zahl der für die Tomografie erforderlichen Einzelmessungen macht automatische Messsysteme unabdingbar. In der Vergangenheit hat GRS ältere Systeme, die bei GSF entwickelt wurden, eingesetzt (Yaramanci und Flach, 1989). Inzwischen werden zwei Systeme von Geoserve in Kiel verwendet (Gräber und Wende, 2003). Beide können 100 bis über 200 Elektroden steuern.

Interpretation geoelektrischer Messergebnisse

Um die aus den gemessenen scheinbaren spezifischen Widerständen ermittelten Resistivitätsverteilungen als Lösungsgehalte interpretieren zu können, müssen Kalibrierversuche im Labor durchgeführt werden. Dabei wird die Resistivität an Proben mit definiertem Lösungsgehalt gemessen. Wenn sich die Temperatur in situ z. B. durch Aufheizung

ändern kann, müssen diese Versuche bei verschiedenen Temperaturen wiederholt werden, da die Resistivität temperaturabhängig ist. Die Laborversuche werden im geotechnischen Labor der GRS in Braunschweig durchgeführt. Ein typisches Ergebnis für Versatzmaterial im Äspö Prototype Repository (siehe unten) zeigt Abbildung 1.

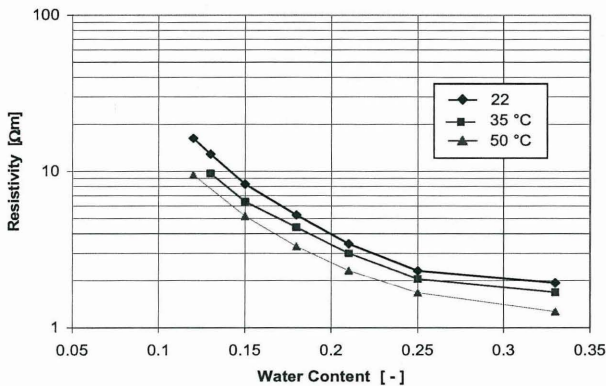


Abb. 1 Resistivität als Funktion des Lösungsgehaltes für Äspö Prototype Repository Versatzmaterial (Bentonit/Granitsplitt) bei verschiedenen Temperaturen

Verfolgung der Aufsättigung von technischen Tonbarrieren mittels Geoelektrik

Im Rahmen des schwedischen Entsorgungsprogramms wurde von SKB zur Simulation des geplanten Endlagers ein sogenanntes „Prototype Repository“ geplant und in Betrieb genommen. Dieses befindet sich im Äspö Felslabor im Kristallin 450 m unter der Erdoberfläche. Das Prototype Repository umfasst eine Strecke mit 6 vertikalen Bohrlöchern, in denen elektrisch beheizte Abfallsimulate mit Originaldimensionen eingelagert sind. Der Ringraum ist mit hochkompaktiertem Bentonit versetzt und die Strecke mit einer Mischung aus Bentonit und Granitsplitt.

Die Aufsättigung des hochkompaktierten Bentonits in den Einlagerungsbohrlöchern und des Bentonit-Splitt-Streckenversatzes ist eine der zentralen Fragestellungen des Projektes. GRS überwacht die Änderungen des Wassergehaltes durch geoelektrische Messungen. Die in Abbildung 2 gezeigten Elektrodenanordnungen im Bentonit, im Versatz und im

Gestein dienen zur Bestimmung der Resistivität in Querschnitten der verschiedenen Materialien (Rothfuchs et al., 2001). Als Beispiel für die Resistivitätsentwicklung sind in Abbildung 3 einige Tomogramme für den Versatz in Section I gezeigt.

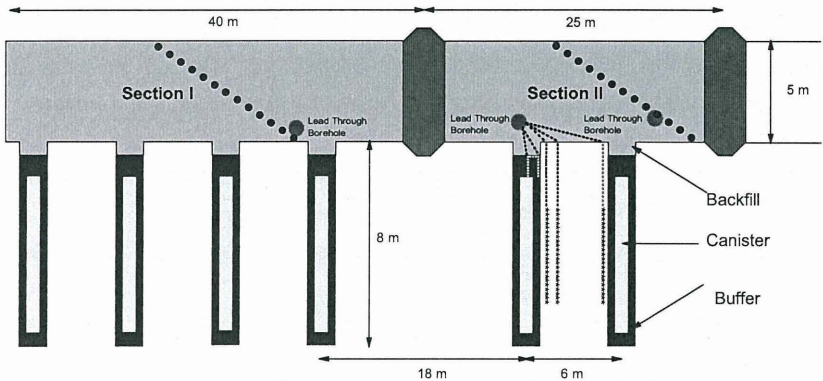


Abb. 2 Übersicht über das Äspö Prototype Repository mit den Elektroden-Arrays (• Elektroden im Streckenversatz, x Elektroden im Gebirge)

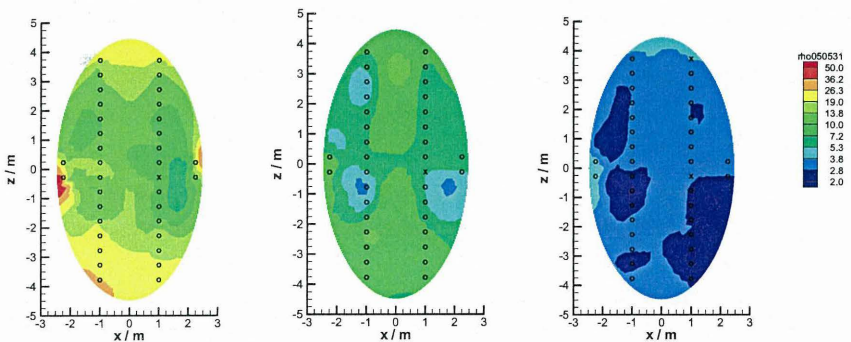


Abb. 3 Resistivitätstomogramme des Versatzes in Section I. Links: Oktober 2001, Mitte: September 2002, rechts: Mai 2005 (Farbskala in Ωm)

Der Versatz wurde in die kreisförmige Strecke in Lagen mit einem Böschungswinkel von etwa 35° eingebracht und die Elektroden auf der Oberfläche einer solchen Lage in Form

eines Doppelkreuzes installiert; daher hat der Messquerschnitt eine elliptische Form. Die linke Seite von Abb. 3 zeigt die Resistivitätsverteilung kurz nach der Installation und Überdeckung mit Versatz. Die mittlere Resistivität beträgt 10 bis 14 Ωm , was einem Wassergehalt von 13 bis 14% entspricht. Mit der Zeit nimmt der Wassergehalt durch Zufluss aus dem Gebirge vom Streckenrand her zu (Abb. 3 mitte und rechts). Seit November 2004 ist eine recht homogene Resistivitätsverteilung mit Werten um 3 Ωm erreicht, was einem Wassergehalt von 21 bis 22% entspricht. Damit ist der Versatz nahezu voll gesättigt.

Bei der Interpretation der Resistivität muss man auch die Temperaturerhöhung des Versatzes berücksichtigen, die eine zusätzliche Resistivitätserniedrigung bewirkt. Dieser Effekt ist allerdings geringer als 1 Ωm , was einen Fehler von 0.5 bis maximal 1% für den Wassergehalt bedeutet.

Überwachung der Feuchteumverteilung im Rahmen eines Ventilationsversuches im Tongestein durch Geoelektrik

Die Änderungen des Wassergehalts von Tongestein werden im Untertagelabor Mont Terri im Schweizer Jura im Rahmen eines Ventilationsversuchs überwacht, der von einem internationalen Konsortium unter Koordination der spanischen ENRESA durchgeführt wird. Dabei wurde ein Mikrotunnel von 1.2 m Durchmesser abgeschlossen und mit unterschiedlich feuchter Luft bewettert. Nach einer ersten Aufsättigungsphase wurde der Tunnel ab Juli 2003 zunächst mit Luft von 30% Luftfeuchte mit 30 m^3/h bewettert. Ab September 2003 bis Januar 2004 (Ende der ersten Entsättigungsphase) wurde eine Luftfeuchte von 0 bis 20% gehalten. Nach einer anschließenden Wiederaufsättigungsphase wurde im Juli 2005 eine zweite Entsättigungsphase gestartet, die noch anhält.

Zur Überwachung der erwarteten Änderungen des Wassergehalts wurden vier Ketten von je 20 Elektroden mit jeweils 5 cm Elektrodenabstand in vier radialen Bohrlöchern installiert (siehe Abbildung 4). Eine fünfte Elektrodenkette auf der Tunneloberfläche komplettiert die Anordnung. Die Tomogramme zeigten bis August 2003 eine weitgehend gleichmäßige Resistivitätsverteilung mit 6 bis 15 Ωm , die sich als Vollsättigung interpretieren lässt (Abb. 5 links). Danach wurde bis zum Ende der ersten Entsättigungsphase im Januar 2004 eine fortschreitende Resistivitätszunahme in einem Gürtel von etwa 40 cm um die

Strecke gemessen (Abb. 5 mitte). Besonders deutlich wird dies, wenn man die relative Resistivitätsänderung als Quotient der Werte von Januar 2004 und August 2003 darstellt (Abb. 5 rechts). Die maximale Entsättigung betrug dabei etwa 50%.

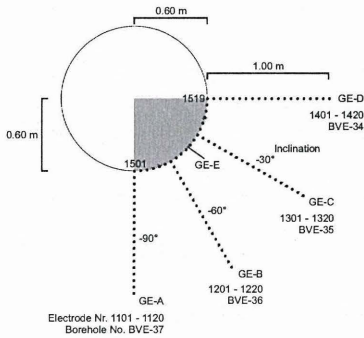


Abb. 4 Elektrodenanordnung und Installation im Mont Terri Ventilationsversuch

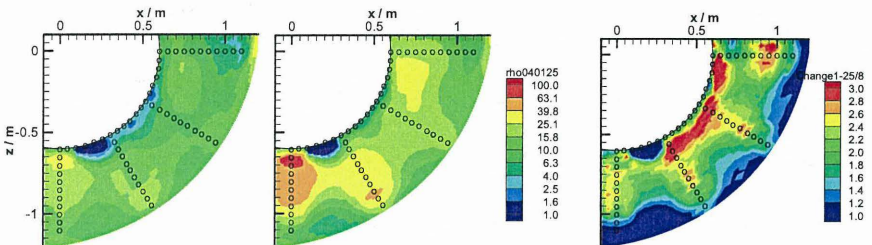


Abb. 5 Links und Mitte: Resistivitätstomogramme von August 2003 und Januar 2004 im Mont Terri Ventilationsversuch (Farbskala in Ωm). Rechts: Relative Resistivitätsänderung von August 2003 bis Januar 2004

Während der Wiederaufsättigungsphase wurde im Tonstein wiederum Vollsättigung erreicht, und in der jetzigen Entsättigungsphase stellt man ein ähnliches Verhalten wie in der ersten Entsättigungsphase fest.

Geoelektrische Messungen zur Lokalisierung von Wegsamkeiten für Lösungen

Die Abhängigkeit der Resistivität von Lösungsgehalt und –zusammensetzung kann auch benutzt werden, um durch Injektionsversuche Wegsamkeiten in Gesteinen oder technischen Materialien zu lokalisieren.

Im Forschungsbergwerk Asse wurde im Rahmen der Untersuchungen zur streckennahen Auflockerungszone im EU-Projekt „Backfill and Material Behaviour in Underground Salt Repositories (BAMBUS) II“ (Bechthold et al., 2004; Wieczorek, 2003) ein kleinräumiger Laugeninjektionsversuch mit geoelektrischer Überwachung durchgeführt. Ein System zur hydraulischen Charakterisierung des unmittelbaren Streckennahbereichs wurde entwickelt, das aus einer Kunststoffplatte von 1.8 m Kantenlänge besteht, welches auf die Streckensohle aufgeklebt wurde. Mehrere Minibohrlöcher unterschiedlicher Länge zur Durchführung von Permeabilitätsmessungen wurden durch die Platte ins Salz gebohrt und abgeschlossen. Zusätzlich gehören vier Elektrodenbohrlöcher und zwei Oberflächenprofile zu der Anordnung. Die Elektroden liegen in zwei vertikalen Ebenen, die jeweils zwei Bohrlöcher und ein Oberflächenprofil beinhalten und sich im zentralen Laugeninjektionsbohrloch kreuzen (Abb. 6).

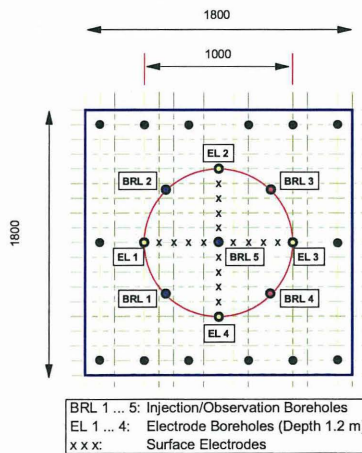


Abb. 6 Bohrloch- und Elektrodenanordnung des Versuchsaufbaus für streckennahe Untersuchungen

Während des Ende 2002 durchgeführten Laugeninjektionsversuchs wurden insgesamt 8.8 l gesättigter Steinsalzlösung über das 10 cm tiefe Zentralbohrloch in das zunächst trockene Steinsalz injiziert. Dabei wurde kein Druckaufbau festgestellt, weil die Lauge als benetzende Phase vom Porenraum schneller aufgenommen wurde, als die Pumpe sie nachliefern konnte. Daher wurde keine Vollsättigung der Umgebung des Bohrlochs erreicht. Abbildung 7 zeigt die geoelektrischen Tomogramme vor und nach der Injektionskampagne. Nach der Injektion hat sich ein Bereich erniedrigter Resistivität entwickelt, der jedoch auf die obersten 30 cm unter der Sohle beschränkt ist, während er horizontal bis über die Plattenränder hinaus ausgedehnt ist. Die Permeabilität im Streckennahbereich ist also hochgradig anisotrop. Die Resistivität der befeuchteten Zone geht bis $200 \Omega\text{m}$ hinunter, was einem Laugengehalt um 1% entspricht (Yaramanci, 1994). Da nur eine Teilsättigung erreicht wurde, muss die Porosität in diesem Bereich deutlich über 1% liegen.

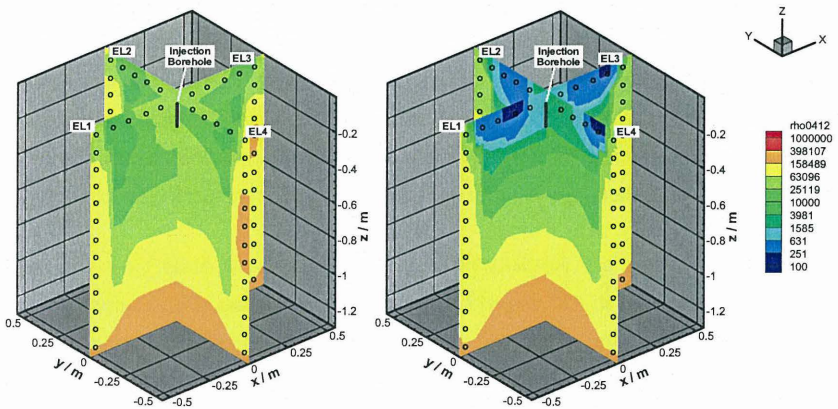


Abb. 7 Resistivitätstomogramme vor und nach einem Laugeninjektionstest im Steinsalz im Streckennahbereich (Farbskala in Ωm)

Überwachung der Gebirgsintegrität durch Mikroseismik

In einer Reihe von Gemeinschaftsprojekten des Instituts für Gebirgsmechanik (IfG) Leipzig und der GRS wurden das Barriereverhalten von Anhydrit in einem Steinsalzendlager untersucht (Kamlot et al. 2005; Wieczorek und Mieke, 2005). Anhydritschichten sind

Bestandteile des Salinars und unterliegen in der Betriebs- und Nachbetriebsphase eines Endlagers gebirgsmechanischen Beanspruchungen. Während im Steinsalz durch Konvergenz erhöhte Gebirgsspannungen abgebaut werden, kommt es in den steiferen und festeren Anhydritschichten zu Belastungserhöhungen durch Spannungsumlagerungen, die zu Auflockerungen oder Rissbildungen, verbunden mit dem Auftreten mikroseismischer Ereignisse, führen können. Vorhandene Klüfte oder neugebildete Risse können zu Fließpfaden für Laugen werden, die Einfluss auf die Langzeitsicherheit des Endlagers nehmen. Als ein mögliches Verfahren zur Beurteilung der Barriereintegrität des Wirtsgesteins bieten sich Schallemissionsmessungen an, die Aussagen über die Lokation von Störzonen erlauben.

Versuchsort und Instrumentierung

Im Salzbergwerk Bernburg der European Salt Company (ESCO) wird Steinsalz gewonnen, und Anhydrit ist in Form von Klippenstrukturen aufgeschlossen ist. Im Hinblick auf den Bau eines Endlagers für radioaktive Abfälle im Steinsalz stellt der in Bernburg praktizierte Kammer-Pfeiler-Bau eine erheblich stärkere Belastung dar, als für ein Endlager mit relativ kleinen Hohlräumen zu erwarten ist. Der Versuchsort in Bernburg wurde absichtlich gewählt, um die maximale Auswirkung der Spannungsumlagerungen untersuchen zu können.

Der Versuchsort befindet sich nordwestlich eines Abbaufeldes in einer Tiefe von ca. 350 bis 400 m unter NN bzw. in 427 bis 477 m unter Geländeniveau. Die Abmessungen der Abbaukammern haben eine Länge von ca. 220 m, eine Breite von 20 m und eine Höhe von 35 m. Die Kammern sind durch 28 m breite Pfeiler voneinander getrennt. Ein Aufriss des Versuchsorts ist in Abbildung 8 dargestellt.

Der Abbau wurde in zwei Phasen vorgenommen, wobei zunächst eine vier Meter hohe Hangendstrecke in der vorgesehenen Abbaubreite aufgefahren und anschließend zeitlich versetzt das Salz im Liegenden durch Bohren und Schießen gewonnen wurde. Der Abbau erfolgte von Süd nach Nord. Die Kammer 2113 (dritte von Norden in Abb. 8) war 1999 und die Kammer 2112 (zweite von Norden) im März 2001 fertig gestellt. Die nördlichste Kammer 2111 wurde im Jahr 2002 aufgefahren. Der Anhydrit unterhalb des Leine-Steinsalzes, schematisch in Abbildung 9 dargestellt, hat im Bereich des Messorts eine mittlere Mächtigkeit von ca. 35 m und befindet sich in einer Tiefe von ca. 415 m unter NN.

160 x 160 x 100 m installiert und die Auswirkungen des von Süden fortschreitenden Abbaus über einen Zeitraum von 4 Jahren registriert. Die Lage der seismischen Sensoren ist in den Abbildungen 8 und 9 angegeben. Vier der Sensoren befinden sich direkt im Anhydrit und die restlichen Messaufnehmer im darüber liegenden Steinsalz. Die Beschleunigungsaufnehmer des Messarrays weisen eine von der Frequenz unabhängige Amplitude im Frequenzbereich von 10 Hz bis 5 kHz mit einer Genauigkeit von ± 3 dB auf, wobei die Empfindlichkeit bei 3 V/g liegt. Die von den Sensoren aufgenommenen Signale wurden über Kupferkabel zum zentralen ESG Hyperion Microseismic System (HMS) übertragen und mit 20 kHz bei einer Auflösung von 16 Bit digitalisiert. Das System besteht aus programmierbaren Verstärkern, Anti-Aliasing-Filtern, Triggerung, AD-Wandlern, Stromversorgung, Watchdog und ferngesteuertem Computer sowie der zugehörigen Software.

Seismische Messergebnisse

Nach einer ersten Beobachtungsphase im Jahr 2000, die auf Grund von bergbaubedingten Aktivitäten unterbrochen werden musste erfolgte die eigentliche Messphase von Juli 2001 bis Mai 2004. Das seismische System registrierte durchschnittlich etwa 10 000 Ereignisse pro Monat, von denen knapp 30 % automatisch geortet wurden. Eine visuelle Inspektion der Daten zeigt allerdings, dass ein durch den Grubenbetrieb verursachter hoher Noise-Level für die hohe Anzahl der Triggerungen verantwortlich war und viele Fehler bei der automatischen Festlegung der Ersteinsätze, die für die Ortung entscheidend sind, verursachte. Da insbesondere während der Betriebszeiten der Hauptanteil der Triggerungen nicht durch echte seismische Ereignisse bedingt war, wurden nur die Registrierungen von schichtfreien Tagen, im Wesentlichen an Wochenenden, zur weiteren Auswertung herangezogen. Die automatische Ersteinsatzfestlegung wurde in Zusammenarbeit mit der Engineering Seismology Group (ESG), Kanada, verbessert. Die für die automatische Ortung nach dem Geigerverfahren (Gibowicz und Kijko, 1994) notwendigen seismischen Geschwindigkeiten wurden durch aktive Messungen mit einem Elektrohämmer zu $v_p = 4781 \pm 145$ m/s und $v_s = 2,734 \pm 49$ m/s bestimmt. Zwischen Juli 2001 und Mai 2004 wurden an arbeitsfreien Tagen insgesamt über 1700 mikroseismische Ereignisse geortet, deren Momentenmagnitude durchweg unter 0, in der Regel zwischen -3 und -1 lag. Abbildung 10 zeigt die Ortungsergebnisse in Nord-Ost- und Ost-Tiefen-Projektion. Der Ost-Tiefen-Projektion ist zu entnehmen, dass der weitaus größte Teil der Ereignisse aus

dem Anhydrit unterhalb 415 m Tiefe stammt. Eine Konzentration von Ereignissen im Übergangsbereich zwischen Anhydrit und Steinsalz ist nicht erkennbar. Der Rest der Ereignisse wurde im Steinsalz im Wesentlichen im Bereich der Hohlräume geortet, vermutlich als Folge der Ausbildung von hohlraumnahen Auflockerungszonen. Einige wenige Ereignislokalisationen liegen im Hangenden des Grubengebäudes. Hierbei handelt es sich höchstwahrscheinlich überwiegend um Fehlortungen des automatischen Verfahrens. Die Nord-Ost-Projektion der Ereignislokalisationen deutet eine Konzentration von Ereignissen in bandartigen Strukturen, die von Südwest nach Nordost streichen, an.

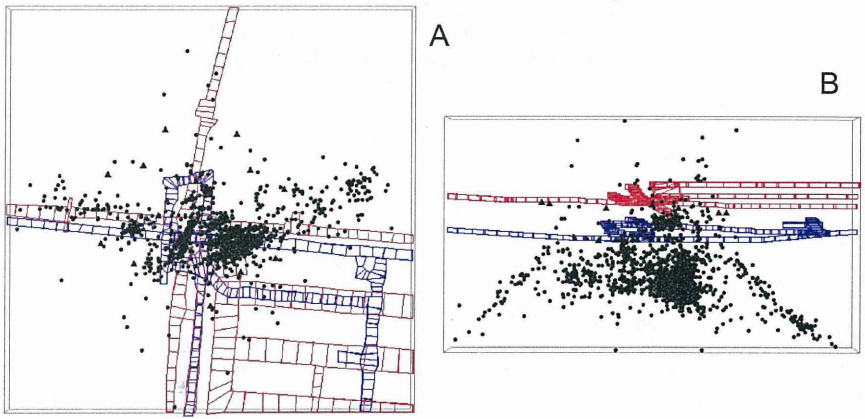


Abb. 10 Nord-Ost- (links) und Ost-Tiefen-Projektion (rechts) der Lokationen der zwischen Juli 2001 und Mai 2004 automatisch georteten Ereignisse

Die Häufigkeitsverteilung der georteten Ereignisse ist in Abbildung 11 dargestellt. Man erkennt eine deutliche Abnahme der Ereignishäufigkeit nach Ende 2002, als die Abbauarbeiten südöstlich des seismischen Arrays beendet waren. Anfang 2002 ist ein deutlicher Anstieg der ohnehin hohen Häufigkeit insbesondere im Steinsalz zu beobachten. Dies ist auf den Abbaubeginn in der dem Array nächstgelegenen Kammer 2111 (siehe Abb. 8) zurückzuführen. Im Januar 2002 sowie im Januar und Februar 2003 bzw. 2004 sind keine Daten vorhanden, weil in diesen Monaten auch an den Wochenenden gearbeitet wurde und daher keine auswertbaren georteten Ereignisse zur Verfügung stehen. Neben den erwähnten Änderungen der Ereignishäufigkeit sind auch jahreszeitliche Schwankungen

sichtbar, die auf die intensivere Abbautätigkeit im Herbst und Winter gegenüber Frühling und Sommer zurückzuführen sind.

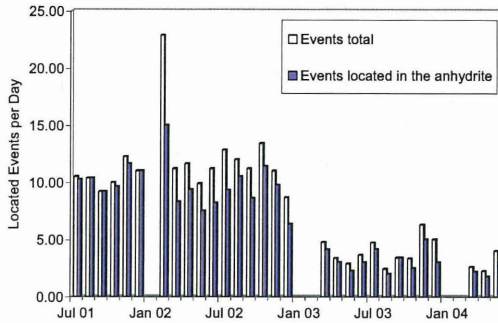


Abb. 11 Ereignishäufigkeit der zwischen Juli 2001 und Mai 2004 georteten Ereignisse

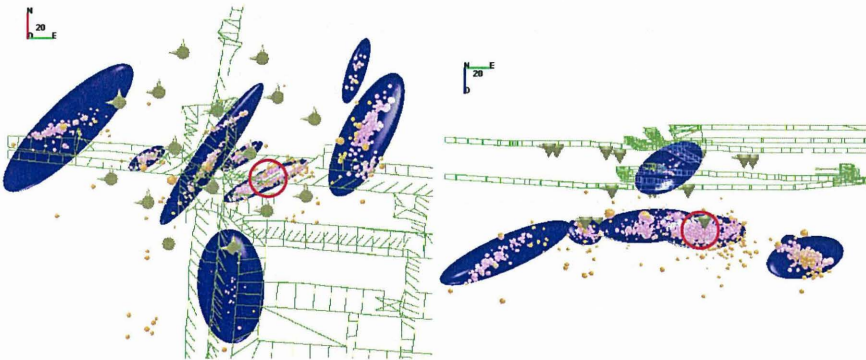


Abb. 12 Ereignishäufung zwischen Juli 2001 und September 2002 in Nord-Ost- (links) und Ost-Tiefen-Projektion (rechts). Blau: Cluster nach dem EM-Algorithmus. Roter Ring: Schwerpunkt des aktivsten Clusters

Zur Untersuchung der Häufung von Ereignissen entlang bandartiger Strukturen wurde an Hand manuell ausgewerteter Registrierungen von Juli 2001 bis September 2002 eine Cluster-Analyse nach dem EM-Algorithmus (Xu und Jordan, 1996) durchgeführt. Abbildung 12 zeigt die georteten Ereignislokationen zusammen mit den ermittelten Clustern.

Das südlichste Cluster in Abbildung 12 (links) ist oberhalb der anderen im Steinsalz gelegen (Abbildung 12 rechts). Es handelt sich dabei offenbar um Ereignisse in der Auflockerungszone der Abbaue. Die übrigen Cluster liegen innerhalb des Anhydrits und nicht etwa im Übergangsbereich zwischen Anhydrit und Steinsalz. Das bei weitem aktivste Cluster umfasst etwa 60 % der georteten Ereignisse und ist in Abbildung 12 mit einem Kreis markiert.

Visuelle Inspektion des Anhydrits und Permeabilitätsmessung

Zur Beurteilung der mikroseismischen Ergebnisse im Hinblick auf die Barrierewirksamkeit des Anhydrits war die Ermittlung der hydraulischen Eigenschaften in ausgewählten Bereichen des Anhydrits geplant. Dazu sind Permeabilitätsmessungen durch Packertests geeignet. Besonders interessant ist der Bereich der mikroseismischen Cluster, insbesondere das in Abbildung 12 mit einem Ring markierte Zentrum des aktivsten Clusters. Daher wurde eine Messbohrung von der oberen Sohle im Niveau von 370 m mit starker Neigung (79°) mit einem Durchmesser von 56 mm und einer Länge von 59.1 m als Vollbohrung ins Zentrum des aktivsten Clusters gestoßen.

Die Bohrung wurde zunächst mit einer vom Institut für Gebirgsmechanik (IfG) zur Verfügung gestellten Bohrlochkamera befahren. Hierbei zeigten sich im Übergangsbereich zwischen dem Steinsalz und dem Anhydrit (etwa 39 m Bohrlochtiefe) keine Veränderungen. In einer Bohrlochtiefe von ca. 49.5 m und 55.8 m vom Bohransatzpunkt, d.h. ca. 10 m bzw. 16.3 m unterhalb der Schichtgrenze Steinsalz/Anhydrit, wurden hingegen zwei mit Carnallit gefüllte Klüfte festgestellt, die genau in dem seismisch aktiven Bereich lagen (Abbildung 11). Während der Anhydrit oberhalb der Klüfte ungestört war, tropfte Lauge aus den Klüften heraus in die Bohrung und sammelte sich im Bohrlochtiefsten.

Permeabilitätstests durch Laugeninjektion in 47.45 m und 49.55 m Bohrlochtiefe zeigten, dass der Anhydrit oberhalb der Klüfte weitgehend ungestört ist, während im Klufbereich eine erhöhte Permeabilität im Bereich von 10^{-15} m^2 festgestellt wurde.

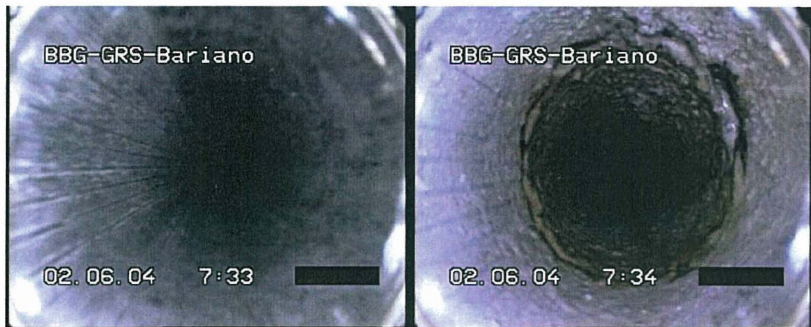


Abb. 13 Inspektion der Permeabilitätsmessbohrung mit der Bohrlochkamera. Links: Intakter Anhydrit bei 47.45 m Tiefe. Rechts: Laugeführende, mit Carnallit gefüllte Kluft bei 49.55 m Tiefe.

Die Ergebnisse der Bohrlochinspektion zeigen, dass die Ereignisse im aktivsten Cluster im Wesentlichen durch die Aktivierung einer vorhandenen Kluft hervorgerufen werden. Die Orientierung der Ereignisse in den anderen Clustern im Anhydrit, die ebenfalls entlang relativ schmalen Bändern ausgerichtet sind (siehe Abbildung 12), lässt den Schluss zu, dass diese ebenfalls Klüfte im Anhydrit markieren. Die Neubildung von Mikrorissen in vorher intakten Bereichen scheint im Anhydrit eine sehr untergeordnete Bedeutung zu haben. Die Bohrlochinspektion und die Permeabilitätstests bestätigen, dass der Anhydrit oberhalb der Klüfte nicht beeinträchtigt ist. Dies wurde zwar nur im Bereich eines Bohrloches nachgewiesen; da es jedoch kein Cluster gibt, das eine Verbindung zum Steinsalz hat, scheint plausibel, dass dies für den gesamten Anhydrit im Überwachungsbereich gilt. Dabei belegt die Tatsache, dass der Kluftbereich durch die Bohrung genau dort getroffen wurde, wo die Mikroseismik eine Schwächezone prognostizierte, die Genauigkeit des Ortungsverfahrens.

Schlussfolgerung

Die vorgestellten Messergebnisse zeigen, dass die geophysikalischen Methoden der Geoelektrik und Mikroseismik genaue und zuverlässige Informationen zu Lösungsgehalt und/oder potentiellen Fließpfaden in technischen Materialien und geologischen Formationen liefern, die für die Endlagersicherheitsforschung hohe Relevanz besitzen. Die

Verfahren werden beständig weiterentwickelt und werden auch in der Zukunft im Endlagerforschungsbereich wie in anderen Gebieten unverzichtbar sein.

Danksagung

Die Arbeiten im Äspö Prototype Repository wurden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit (BMWA) unter dem Förderkennzeichen 02E9279 und 02E9944 und von der Kommission der Europäischen Gemeinschaften (CEC) unter dem Kennzeichen FIKW-CT-2000-00055 gefördert. Der Mont Terri Ventilationsversuch wurde von BMWA unter 02E9501 und wird von BMWA unter 02E9914 und von CEC unter FIKW-CT-2001-00126 gefördert. Die Arbeiten für BAMBUS II wurden von BMWA unter 02E9118 und von CEC unter FIKW-CT-2000-00051 gefördert. Die Arbeiten zum Barriereverhalten von Anhydrit wurden von BMWA unter 02E9168 gefördert. Die Autoren danken für die Unterstützung.

Literatur

Bechthold, W., E. Smailos, S. Heusermann, W. Bollingerfehr, B. Bazargan Sabet, T. Rothfuchs, P. Kamlot, J. Grupa, S. Olivella, F. D. Hansen, 2004: Backfilling and Sealing of Underground Repositories for Radioactive Waste in Salt (BAMBUS-II Project), Commission of the European Communities, EUR 20621.

Fechner, T., 2001: SensInv2D-Manual, Geotomographie, Neuwied.

Gibowicz, S. J., A. Kijko, 1994: An Introduction to Mining Seismology, Academic Press, San Diego, CA.

Gräber, M., S. Wende, 2003: RESECS Geoelectric Measuring System, Geoserve Angewandte Geophysik, Kiel.

Kamlot, P., G. Manthei, H. Bock, 2005: Untersuchung des Barriereverhaltens von Anhydrit bei großräumigen Spannungsumlagerungen (BARIAN II), Abschlussbericht, Institut für Gebirgsmechanik GmbH.

Rothfuchs, T., M. Komischke, R. Miehe, H. Moog, K. Wieczorek, 2001: Äspö Hard Rock Laboratory – Prototype Repository – Geoelectric Monitoring in Buffer, Backfill and Rock, IPR-01-63, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB), Stockholm.

Wieczorek, K., 2003: EDZ in Rock Salt: Testing Methods and Interpretation. European Commission CLUSTER Conference on the Impact of EDZ on the Performance of Radioactive Waste Geological Repositories. 3-5 November 2003, Luxembourg.

Wieczorek, K., R. Miehe, 2005: Barriereverhalten von Anhydrit, Phase 2 – BARIANO, Abschlussbericht, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, GRS-209.

Xu, L., M. I. Jordan, 1996: On convergence properties of the EM algorithm for Gaussian mixtures, Neural Computation, 8, 129-151.

Yaramanci, U., 1994: Relation of in situ resistivity to water content in salt rocks, Geophysical Prospecting, Vol. 41, p 229-239.

Yaramanci, U., D. Flach, 1989: Entwicklung einer vollautomatischen Gleichstrom-Geoelektrikanlage für den Einsatz im Vorhaben "Dammbau im Salzgebirge" Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung (GSF) mbH, GSF 1/89.

Kontakt

K. Wieczorek

Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH

Bereich Endlagersicherheitsforschung, Abteilung Geotechnik

Theodor-Heuss-Straße 4

38122 Braunschweig

Telefon: 0531-8012-229

Fax: 0531-8012-200

Email: Klaus.Wieczorek@grs.de

Spannungsmessungen in situ

W. Fischle, F. Manthee, L. Teichmann, C. Rathke, R. Mauke

1 Einleitung

Spannungsmessungen in situ dienen der Erfassung des Primär- sowie Sekundärspannungszustandes im Gebirge sowie deren Änderungen. Die Ergebnisse sind u.a. Eingangsparameter für numerische Modellrechnungen, in denen das momentane Tragverhalten von Hohlraumssystemen sowie dessen Entwicklung insbesondere beim Auftreten von Zusatzlasten bestimmt werden.

Am Beispiel einer Messlokation in einem Salzbergwerk wird die Anwendung von zwei Verfahren zur Spannungsbestimmung beschrieben. Weiterhin erfolgt die Vorstellung der angewandten Methodik zur Auswertung der Messungen. Die mit beiden Verfahren gewonnenen Ergebnisse werden im Hinblick auf die Beschreibung des Spannungszustandes im Untersuchungsgebiet diskutiert.

2 Messverfahren

Messverfahren zur Spannungsbestimmung werden nach Kurzzeit- und Langzeitmessungen unterschieden. Zu den Kurzzeitspannungsmessungen gehören u.a. die „Kompensation oder Flat Jack-Methode“, die Methode der hydraulischen Aufreißversuche „Hydraulic Fracturing“ und die „Überbohr- oder Entlastungsmethode“. Diese Methoden sind aktive Messmethoden, weil bei der Durchführung der entsprechenden Messung eine Deformation ausgelöst wird, die in einer direkten Beziehung zum anstehenden Spannungszustand steht. Sie werden eingesetzt, um Absolutbeträge von Einzelkomponenten bis hin zum kompletten räumlichen Spannungszustand zu erfassen.

Bei den Langzeitspannungsmessungen werden meistens hydraulische Druckmessgeber (flache hydraulische Druckkissen) einzeln in der Kontaktzone zwischen Gebirge und Bauwerken oder in Gruppen als „Spannungsmonitorstationen“ im Gebirge integriert. Diese Methode ist „passiv“, weil nach der Installation die „Aktion“ = Verformung des Gebirges abgewartet werden muss, durch welche der Druckmessgeber reagiert. Diese Verfahren werden in der Regel dann eingesetzt, wenn Änderungen des Spannungszustandes erfasst werden sollen.

Bei DBE erfolgte als Kurzzeitspannungsmessung der Einsatz des Hydrofrac-Verfahrens. An mehreren Lokationen wurden in Anschluss an die Hydrofrac-Messungen entweder in

der Messbohrung bzw. in Bohrungen, die in unmittelbarer Nachbarschaft erstellt wurden, Spannungsmonitorstationen installiert.

2.1 Hydraulic Fracturing

Zur Bestimmung von Betrag und Richtung der minimalen Hauptspannung wird das Hydraulic Fracturing (Hydrofrac-Verfahren) eingesetzt.

Beim Hydrofrac-Verfahren wird ein Bohrloch in einer gewählten Tiefe mit einem oberen und einem unteren Packer abgedichtet und in den so abgeschlossenen Zwischenraum so lange ein Druckmedium injiziert, bis in der Bohrlochwand ein Zugriss entsteht und das Druckmedium - verbunden mit einem schnellen und deutlich erkennbaren Druckabfall im hydraulischen System - in das Gebirge eindringt. Der Druck beim primären Aufreißen wird als Fracdruck (p_A) bezeichnet. Nach Beendigung der Aufreißphase stellt sich ein zweiter Druck der Ruhedruck p_R ein, bei dem sich der Riss gerade wieder schließt. Dieser Druck entspricht dem Normaldruck des Gebirges auf die Rissfläche und wird als minimale Hauptspannung interpretiert. Die Rissbildung tritt bei homogenen Verhältnissen senkrecht zu dieser Hauptspannungsrichtung auf. Wird durch weitere Zufuhr des Druckmediums der Druck erneut erhöht, kommt es bei Erreichen des Refracdrucks (p_{Ai} , mit $i = 1, 2, \dots$) zur erneuten Öffnung des Risses. Der Refracdruck liegt unterhalb des Fracdrucks. Die Differenz wird als Aufreißzugfestigkeit σ_A des Gesteins bezeichnet. Der sich wieder einstellende Ruhedruck p_{Ri} bestätigt im Allgemeinen den Ruhedruck nach dem Fracdruck (p_A).

Der gewählte Messzyklus für eine Standard-Hydrofrac-Messung lässt sich wie folgt aufgliedern:

- Dichtheitstest über einen Messzeitraum von ca. 30 Minuten,
- primäres Aufreißen (p_A), Verpressen von 20 cm^3 Messöl,
- Erfassung des sich einstellenden Ruhedrucks über ca. 60 Minuten (p_R 1h),
- zweimaliges sekundäres Aufreißen (Refractest), Erfassung des Refracdrucks ($p_{A1/2}$) und des sich einstellenden Ruhedrucks über ca. 30 Minuten ($p_{R1/2}$ ½ h).

Die Messdauer von 60 bzw. 30 Minuten sind nach Erfahrungswerten für das Erreichen der Ruhedrucke ausreichend. Der Ruhedruck nach einer Stunde wird mit der minimalen Hauptspannung gleichgesetzt /1/, /2/. Bei DBE erfolgt im Anschluss an die Messungen die Befahrung der Messbohrung mit einer Videokamera mit Pendel- oder Kompassvorsatz,

um eine Rissorientierung vorzunehmen. Bei homogenen und isotropen Verhältnissen erlaubt die festgestellte Rissorientierung eine Aussage zur Richtung der minimalen Hauptspannung.

2.2 Bohrlocheinschlussmethode

Für Aussagen zu Änderungen von Spannungszuständen im Gebirge werden Spannungsmonitorstationen (SMS) in Bohrungen von 148 mm Durchmesser installiert. Sie bestehen aus mindestens drei bis sechs in einem Gestell orientiert eingebauten hydraulischen Druckmessgebern. Die Funktionsweise der Druckmessgeber ist in /3/ beschrieben. Abhängig von der Anzahl und Orientierung der Druckmessgeber, können Aussagen zum ebenen oder räumlichen Spannungszustand im Bereich der Monitorstation getroffen werden.



Bild 1: Installation einer Spannungsmonitorstation mit 6 Druckmessgebern

Die Bohrungen werden vor dem Einbau vermessen und bezüglich möglicher Störungen und Schichtgrenzen endoskopiert. Die Ergebnisse sind Grundlage für die Auswahl des Einbauortes. Die radiale Orientierung der Monitorstationen am Einbauort erfolgt mit Hilfe eines Neigungssensors, die exakte teufenmäßige Positionierung wird durch ein Setzgestänge realisiert. Damit sind die Lage sowie Messrichtung und -neigung jedes einzelnen

Druckmessgebers exakt bestimmt. In der Regel wird ein Geber in Richtung des lithostatischen Überlagerungsdrucks orientiert. Um den Kontakt zwischen Monitorstation und Gebirge herzustellen, werden die Installationsbohrungen mit einem speziell entwickelten Mörtel verfüllt, der folgende Eigenschaften aufweist:

- Ausreichende Viskosität, um die Bohrung vollständig auszufüllen und die Druckmessgeber formschlüssig zu umschließen
- Niedrige Abbinde­temperatur, um Schwindrisse beim Abkühlen zu vermeiden; im Beispiel betrug sie im Maximum ca. 55°C
- Elastische Eigenschaften des ausgehärteten Mörtels sind angepasst an das umgebende Gebirge (Steinsalz).

Deutet der Verlauf der Messwerte nach dem Abbinden auf einen unvollständigen Kraftschluss hin, besteht die Möglichkeit über an der SMS angebrachte Injektionsleitungen vorhandene Risse mit einem Harz zu injizieren /4/.

3 Auswertung von Spannungsmessungen

Im weiteren ist die Methodik zur Auswertung der Ergebnisse beider Verfahren, am Beispiel einer konkreten Messaufgabe in einem Salzbergwerk, exemplarisch dargestellt.

3.1 Messsituation

Zum Erhalt von Informationen zum Grundspannungszustand sowie zur langzeitlichen Erfassung von bergbaulich und thermisch induzierten Spannungsänderungen wurden aus einer Erkundungsstrecke mehrere Bohrungen abgeteuft. In zwei der Bohrungen erfolgten Hydrofrac-Messungen, in fünf weiteren Bohrungen wurden Spannungsmonitorstationen eingebaut. Die Messlokalationen befinden sich in 840 m bis 870 m Teufe. Die Strecke mit einem Querschnitt von 8 m x 4,6 m, die geomechanisch einen Einzelhohlraum darstellt, verläuft in einer in diesem Bereich etwa Ost-West streichenden Sattel- und Muldenstruktur des Zechsteins. Es stehen die Schichten der Leine-Serie Liniensalz (z3LS), unteres (z3OSU), mittleres (z3OSM) und oberes (z3OSO) Orangesalz an. Die Hydrofrac-Messungen sowie die Installation der Spannungsmesssysteme erfolgten im unteren bzw. oberen Orangesalz. Der mit Hydrofrac-Messungen untersuchte Gebirgsbereich erstreckt sich im Abstand von 8 m bis 48 m zur Hohlraumkontur. Die Lage der Monitorstationen wurde so gewählt, dass Einflüsse aus der Hohlraumauffahrung auszuschließen waren.

3.2 Auswertung der Hydrofrac-Messungen

Die Ergebnisse der Hydrofrac-Messungen einer Bohrung werden in Abhängigkeit von der Bohrlochteufe zusammengestellt. Unter der Annahme, dass die Refrac-Messungen eine Folge von Doppelmessungen darstellen, ergeben sich für die Einzelmessungen mittlere Fehler von ca. 3% für den Refracdruck und 1% für den Ruhedruck.

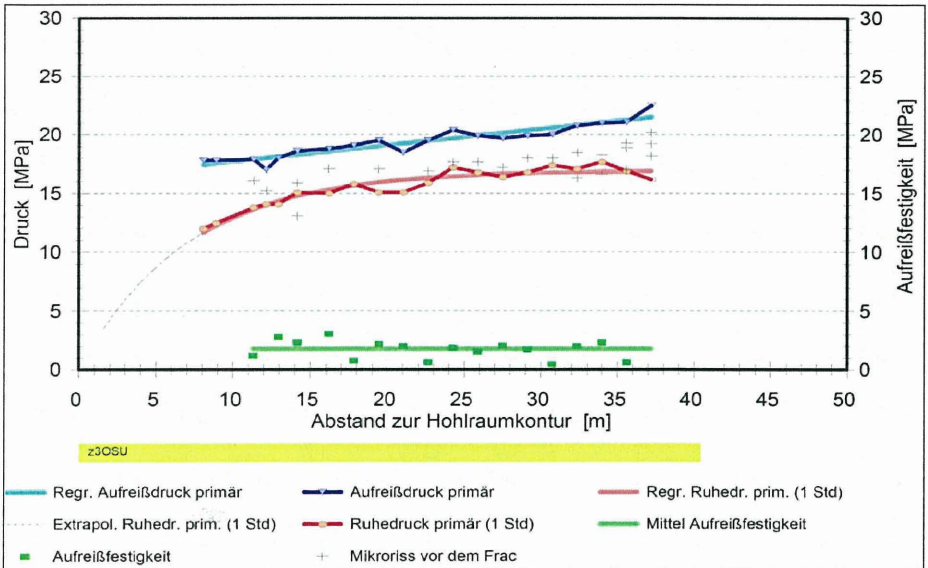


Bild 2: Ergebnisse der Hydrofrac-Messungen in einer Bohrung

Um eine Prognose des Ruhedruckverlaufes in Richtung Hohlraumkontur vornehmen zu können, erfolgte die Anpassung einer logarithmischen Funktion an die Messwerte.

3.3 Auswertung der Messungen mit Spannungsmonitorstationen (SMS)

Dem im Gebirge herrschenden Spannungszustand kann ein dreiachsiger Ellipsoid zugeordnet werden. Dies gilt auch für Anteile an der Gesamtspannung oder Spannungsänderungen. Im Idealfall gleichmäßiger guter Ankopplungsbedingungen der einzelnen Druckkissen und homogener geologischer Verhältnisse im Bereich der SMS sind die Spannungsänderungen in der Messebene einer SMS daher in Gestalt einer Ellipse darstellbar.

Ziel der Auswertung ist, mindestens die ebene Spannungsverteilung in einer Schnittebene des Ellipsoids zu ermitteln. Über eine entsprechende räumliche Anordnung der Druckkissen einer oder mehrerer SMS wird versucht, eine dreidimensionale Interpretation der Messdaten zu realisieren.

Zunächst werden die Messwerte der Druckkissen auf ihre Plausibilität überprüft. Bild 3 zeigt die Zeitreihen für die vier Druckkissen B01 bis B04 einer SMS zusammen mit dem Temperaturverlauf im Einbaubereich der SMS und im benachbarten konturnahen Bereich.

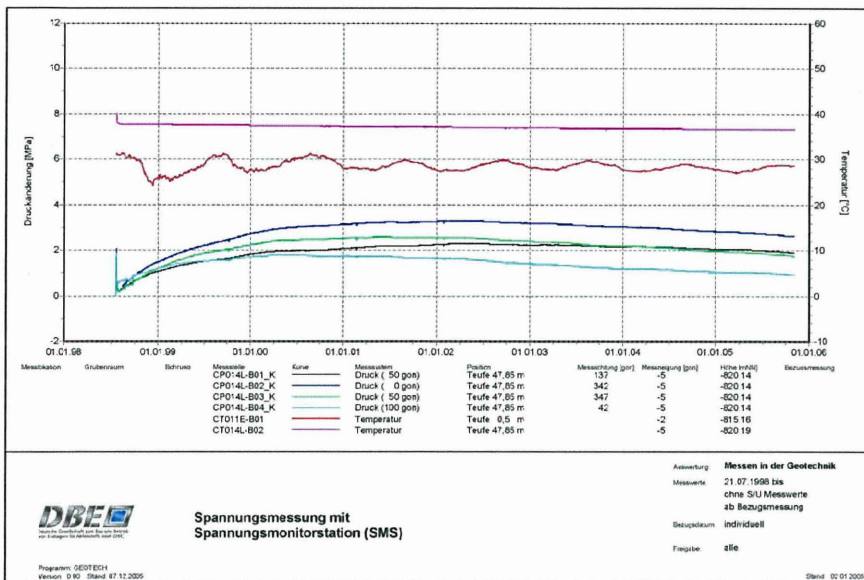


Bild 3: Druckverlauf an Druckkissen einer Spannungsmonitorstation

Der Verlauf der Zeitreihen für die vier Druckkissen ist im Prinzip gleich. Die Druckwerte steigen während der Abbindephase des Spezialmörtels kurzzeitig an, fallen dann innerhalb von etwa zwei Wochen auf ein Minimum ab und zeigen danach einen kontinuierlichen Verlauf. Auf Grund der guten Korrelation zwischen den vier Druckkurven der SMS werden die Messwerte als plausibel eingestuft. Die Änderungen der Temperaturkurven im konturnahen Bereich zeigen im wesentlichen den Jahresgang der Wettertemperaturen. Der Bereich der SMS wird hiervon nur unwesentlich beeinflusst.

Für die weiterführenden Auswertungen wird zunächst das SMS-Koordinatensystem für die Messdaten (lokales ebenes Koordinatensystem mit bekannten Ursprungskoordinaten) beibehalten, d. h. bei den in Bild 4 dargestellten Winkeln handelt es sich um die Winkel in der Messebene der SMS senkrecht zur Bohrlochachse. Mit Blickrichtung in das Bohrloch erfolgt die Zählung des Winkels beginnend oben (0 gon) positiv im Uhrzeigersinn. Auf Grund der voneinander unabhängigen Messrichtungen der vier in der Messebene angeordneten Druckkissen lässt sich aus den zu einem bestimmten Zeitpunkt gemessenen Drücken einer SMS die Spannungsverteilung in der Messebene durch Anpassung einer Ausgleichsellipse ermitteln. Dabei werden bei bekannten Mittelpunktkoordinaten die drei übrigen Ellipsenparameter Längen der großen und kleinen Halbachse (entsprechen der maximale und minimalen Hauptspannung) sowie die Richtung der großen Halbachse berechnet /Bild 4/. Zur räumlichen Einordnung der Messergebnisse erfolgt die Überführung der Richtungen der Halbachsen durch eine Transformation in das geodätische Koordinatensystem.

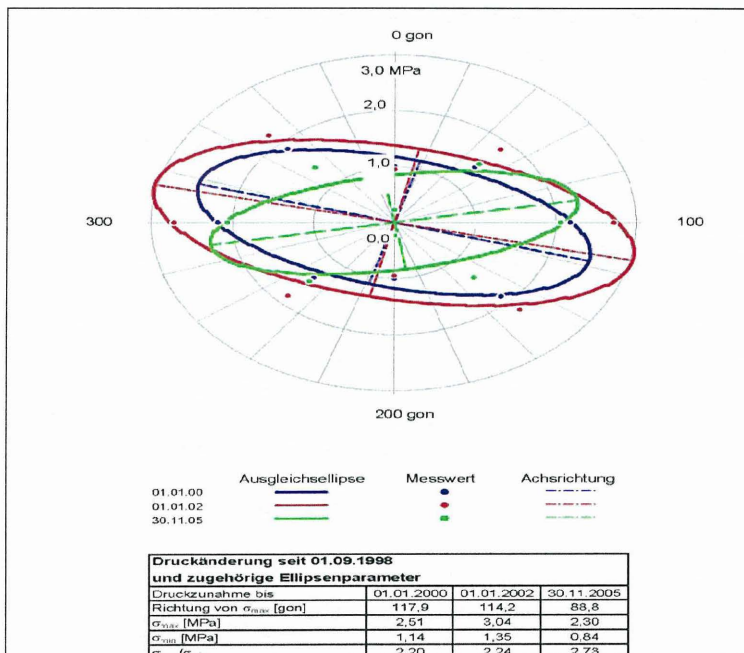
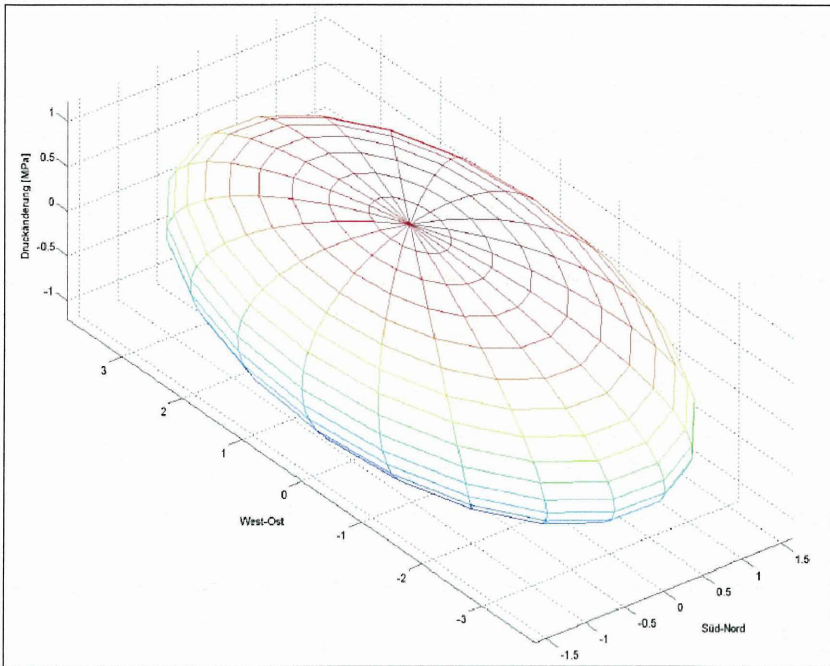


Bild 4: Spannungsentwicklung in der Messebene einer SMS

Wichtig für die im Bild 4 berechneten Ellipsen war, für die verwendeten Drücke eine sinnvolle Bezugsmessung zu bestimmen. Die Analyse ergab, dass die zeitliche Entwicklung an der SMS anfangs durch starke Änderungen sowohl in den absoluten Druckwerten als auch in den Hauptachsenrichtungen und dem Hauptachsenverhältnis geprägt ist. Im weiteren Verlauf steigen die Druckwerte kontinuierlich an, während sich die berechneten Hauptachsenrichtungen und -verhältnisse jeweils einem konstanten Wert annähern. Dieses Verhalten deutet daraufhin, dass zunächst Druckzunahmen, die aus der Bohrlochverfüllung resultieren, einen wesentlichen Einfluss auf die gesamte Druckentwicklung haben. Dieser messtechnische Einfluss verliert bei stetigem Zuwachs der aus dem Umfeld der SMS wirkenden Spannungsänderungen mit der Zeit an Bedeutung. Aus diesem Grund, wurde die Bezugsmessung auf 1,5 Monate nach Durchführung der Bohrlochverfüllung gelegt.

Als letzte Stufe der Auswertung erfolgt die Zusammenführung der Druckänderungen von zwei Monitorstationen zur Berechnung eines Ausgleichsellipsoids. Die in räumlicher Nähe instrumentierten SMS lassen sich so zusammenfassen, dass eine dreidimensionale Interpretation der Messdaten möglich ist. Bild 5 zeigt den für das Maximum der Druckerhöhung der bisher betrachteten SMS berechneten Ausgleichsellipsoid.



	Größte Hauptspannung	Mittlere Hauptspannung	Kleinste Hauptspannung
Betrag [MPa]	3,9	1,7	1,2
Richtung [gon]	100	200	200
Neigung [gon]	0	15	-85
Verhältnis	2,3	1	0,7

Bild 5: Räumliche Spannungsverteilung im Bereich einer SMS mit Kennwerten

4 Zusammenfassende Darstellung und Diskussion der Messergebnisse

Die Teufenlage der Hydrofractmessbohrungen sowie der zwei betrachteten SMS-Installationsbohrungen beträgt ca. 840 m. Unter Zugrundelegung einer mittleren Deckgebirgsdichte von 2 t/m^3 , einer Salzdichte von $2,2 \text{ t/m}^3$ und einer Salzspiegelteufe von 258 m ergibt sich ein Betrag von 18 MPa für die Vertikalkomponente des Primärspannungszustandes. Der in konturfernen Bereichen der beiden Hydrofractbohrungen ermittelte mittlere Ruhedruckwert und damit die minimale Hauptspannung beträgt ca. 17 MPa (siehe Bild 2)

bzw. 18 MPa. Die Werte liegen größenordnungsmäßig im Bereich der rechnerisch ermittelten Vertikalkomponente des Primärspannungszustandes. Der in etwa stationäre Verlauf der Ruhedruckkurve ist ein Indiz dafür, dass in den betrachteten Teufenbereichen bereits weitestgehend wieder vom Primärspannungszustand ausgegangen werden kann. Die minimale Hauptspannungskomponente deutet auf einen vergleichsweise hohen Seitendruckbeiwert und möglicherweise auf tektonische Zusatzspannungen im Untersuchungsbereich hin. Dagegen liegt die minimale Hauptspannungskomponente im Bereich der beiden Monitorstationen nach der Eliminierung der Einflüsse aus der Bohrlochverfüllung über den gesamten Messzeitraum unter 1,5 MPa. Selbst unter Einbeziehung der Effekte aus der Bohrlochverfüllung wird ein Wert von 4 MPa nicht überschritten.

Der Unterschied bestätigt, dass mit dem Bohrlocheinschlussverfahren nur in Sonderfällen Aussagen zu den Absolutbeträgen der Komponenten des Spannungszustandes möglich sind. Voraussetzungen dafür sind sehr lange Messzeiten, hohes rheologisches Verformungsvermögen der anstehenden Gesteine und betragsmäßig große Spannungen in der Umgebung der Messlokationen. Das Hauptanwendungsgebiet der SMS liegt in der Messung von Spannungsänderungen.

Im Sinne der verfolgten Messziele ist es erforderlich, die für einen größeren Gebirgsbereich charakteristischen Spannungsänderungen von ausschließlich lokal im Bereich der SMS ablaufenden Änderungen zu trennen. Es wird davon ausgegangen, dass der Spannungszustand in der unmittelbaren Umgebung der Monitorstation vorrangig durch den Sekundärspannungszustand geprägt ist, der bei Erstellung der Bohrung entsteht. Auf Grund der rheologischen Eigenschaften der im Untersuchungsbereich anstehenden Gesteine wurde erwartet, dass über längere Zeiträume Spannungen aus dem Nahfeld in Richtung der Installationslokation der SMS umgelagert werden. Der gemessene Anstieg nach dem Abklingen von Einflüssen aus der Bohrlochverfüllung wird im wesentlichen darauf zurückgeführt (Bild 2). Überlagert ist wahrscheinlich eine Spannungsverringerung auf Grund der langfristigen Auskühlung des Gebirgsbereiches, die mit dem zunehmenden Abklingen der oben beschriebenen Spannungsumlagerungen eine Trendumkehr im Verlauf der Messwerte bewirkt. Hier deuten sich Schwierigkeiten bei der Auswertung der betrachteten SMS-Messungen an, die für Messungen in Materialien mit rheologischen Eigenschaften typisch sind und weitere Analysen erfordern. Die aus Änderungen des Sekundär-

spannungszustandes um die Installationsbohrung resultierenden Spannungsänderungen besitzen im Sinne der verfolgten Messziele keine Relevanz, da sie nicht repräsentativ für den zu überwachenden Gebirgsbereich sind. Die thermisch induzierten Spannungsänderungen sind dagegen von großem Interesse, weil sie eine Änderung des Spannungszustandes im Untersuchungsbereich bewirken. Über numerische Berechnungen wird bei zukünftigen Auswertungen versucht, den Verlauf und die Größenordnung der „nicht relevanten Spannungsänderungen“ zu erfassen und abzuspalten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit der vorgestellten Auswertemethodik eine dreidimensionale Beschreibung des Spannungszustandes um die Einbaulokationen der SMS sowie dessen Änderung möglich ist. Der ermittelte absolute Spannungszustand scheint erwartungsgemäß nicht repräsentativ für das weitere Umfeld der SMS-Lokationen zu sein, wie an Hand der Hydrofrac-Messungen sowie rechnerisch nachgewiesen. Geprägt wird dieser und zumindest anfangs auch dessen Änderung von einem lokal im Bereich der SMS-Installationsbohrung anstehenden Sekundärspannungszustand. Im Sinne der genannten Messziele lassen sich bei langfristig ablaufende Spannungsänderungen nicht ohne weiteres aus den Messwerten separieren.

Die Übereinstimmung bei den bisher vorliegenden Ergebnissen mit denen anderer Lokationen deutet insgesamt darauf hin, dass mit den installierten SMS für den Überwachungsbereich signifikante Spannungsänderungen infolge zukünftiger Auffahrungen oder kurzperiodischer Temperaturänderungen sicher erfasst werden können. Nach Abspaltung lokaler Effekte, sollten auch die langzeitlichen Spannungsänderungen repräsentativ für den überwachten Gebirgsbereich sein.

Literatur

- [1] Fischle, W.R. et. all.
Spannungsermittlung im Salz mit der Methode der hydraulischen Aufreißversuche
Gesellschaft für Strahlen und Umweltforschung München GSF- Bericht 12/88

- [2] Stäubert, A.:
Spannungsmessungen mittels Hydraulic fracturing zum Nachweis zeitabhängiger Entfestigungsprozesse im Salzbergbau.
Glückauf-Forschungshefte 59, (1998), Nr.4.

- [3] Arbeitskreis 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der DGGT
Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen
Empfehlung Nr. 19 (2004)

- [4] Heusermann, St.; Eickemeyer, R.:
Finite-Elemente-Analysen zur Ermittlung der Steifigkeit hydraulischer Gebirgsspannungsgeber
Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Heft Nr. 77, Braunschweig (2004), S.281 – 292

Autoren

Dipl.-Ing. Wolfgang Fischle, Dipl.-Ing. Frank Manthee

Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE)

Eschenstrasse 55, 31224 Peine

Phone: +495171-431374; +495171-431350

mailto: fischle@dbe.de; manthee@dbe.de

Dipl.-Ing. Lutz Teichmann

DBE TECHNOLOGY GmbH (DBETEC)

Eschenstrasse 55, 31224 Peine

Phone: +495336-89231

mailto: lutz.teichmann@gsf.de

Dipl.-Ing. Carsten Rathke

Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE)

ERA Morsleben

Am Schacht 105, 39343 Morsleben

Phone: +4939050-8236

mailto: rathke@dbe.de

Dipl.-Ing. Ralf Mauke

Bundesamt für Strahlenschutz (BfS)

Postfach 100149, 38201 Salzgitter

Phone: +491888-3331963

mailto: RMauke@bfs.de

Messung und Berechnung von Gebirgsspannungen im ERA Morsleben zur Beurteilung des Tragverhaltens alter Abbaufelder

Sandra Fahland & Stefan Heusermann

Kurzfassung

Zur Erkundung des ERA Morsleben wurden an verschiedenen Lokationen des Grubengebäudes Gebirgsspannungsmessungen nach der BGR-Überbohrmethode und der Hydrofrac-Methode durchgeführt. Die Ergebnisse der Spannungsmessungen wurden zur Überprüfung von Berechnungsannahmen bei der geomechanischen Modellierung verwendet. Außerdem wurden gemessene Beträge und Richtungen der Spannungen punktuell zur Überprüfung geomechanischer Modellberechnungen herangezogen. Experimentelle und numerische Befunde stimmen sehr gut überein. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind Grundlage für die Beurteilung des Tragverhaltens des Grubengebäudes und der Integrität der Salzbarriere im Zentralbereich des ERA Morsleben.

1 Einleitung

Das Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) wurde im ehemaligen Kali- und Steinsalzbergwerk Bartensleben eingerichtet und im Zeitraum von 1971 bis 2000 für die Einlagerung nicht wärmeentwickelnder schwach- und mittelradioaktiver Abfälle genutzt. Die Einlagerungsbereiche liegen in ca. 500 m Tiefe im Salzgestein.

Das Grubenfeld der Doppelschachtanlage Bartensleben-Marie hat eine Gesamtlänge von etwa 5,6 km (von Südost nach Nordwest) bei einer maximalen Breite von 1,4 km und liegt im Salinargestein des Zechsteins (Werra- bis Aller Folge) im Oberen Allertal, vgl. Abb. 1 (BFS 2001, BEHLAU ET AL. 2001). Die Salzlagerstätte Oberes Allertal grenzt im Südwesten an die Lappwaldscholle und im Nordosten an die Weferlinger Triasplatte. Die geologischen Verhältnisse zeigen unter dem bis zu 200 m mächtigen Hutgestein eine Salzmächtigkeit von etwa 400 bis 600 m zwischen dem Salzspiegel und der Salzbasis. Die Salzgesteinsfolgen zeigen intern charakteristische Faltenstrukturen und bilden kompliziert geformte Sättel und Mulden. Der Salzspiegel verläuft im Mittel bei – 140 m NN weitgehend eben bis leicht gewellt.

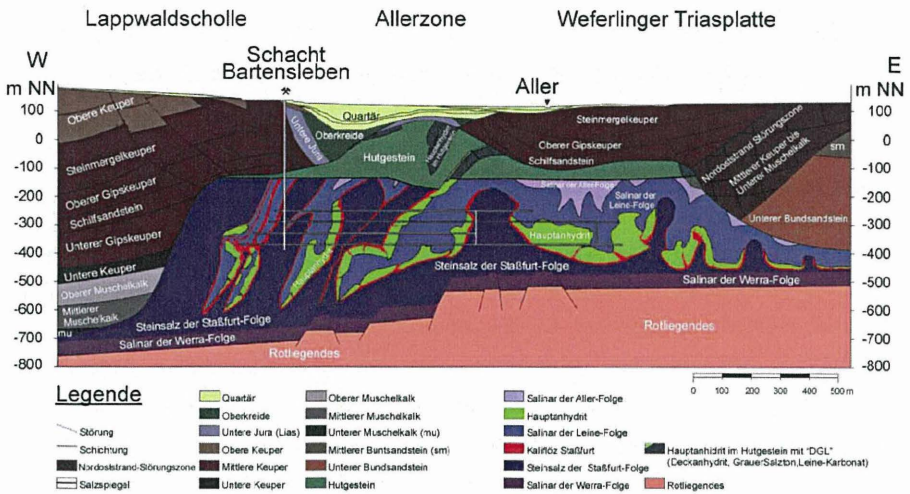


Abb. 1: Geologischer West-Ost-Schnitt durch das Allertal im Bereich des ERA Morsleben (BFS 2001, BEHLAU ET AL. 2001)

Das Grubenfeld Bartensleben, das geografisch am Rand des Ortes Morsleben in Sachsen-Anhalt nahe dem niedersächsischen Helmstedt liegt, erstreckt sich zwischen 386 m bis 506 m Teufe über vier Hauptsohlen und verschiedene Zwischensohlen, die vertikal miteinander verbunden sind, vgl. Abb. 2. Die Auffahrungen begannen etwa 1912 mit dem Abbau von Kalisalzen. Der Steinsalzabbau dauerte bis Ende der sechziger Jahre an. Die Abbauhohlräume der Kalisalzgewinnung sind überwiegend mit Versatzmaterial verfüllt, während das Steinsalz meist im Kammerabbau ohne Versatz gewonnen wurde, so dass eine große Anzahl offen stehender Grubenräume mit durchschnittlichen Abmessungen von ca. 100 m Länge, 30 m Breite und 30 m Höhe über mehreren Sohlen vorhanden ist. Dabei stellt der Zentralbereich des Grubenfeldes Bartensleben den Grubenteil mit dem höchsten Durchbauungsgrad dar und erfährt damit auch eine hohe mechanische Beanspruchung. Die Abbildung 2 (nach MAUKE ET AL. 2004) gibt einen Überblick über das Grubengebäude des ERA Morsleben.

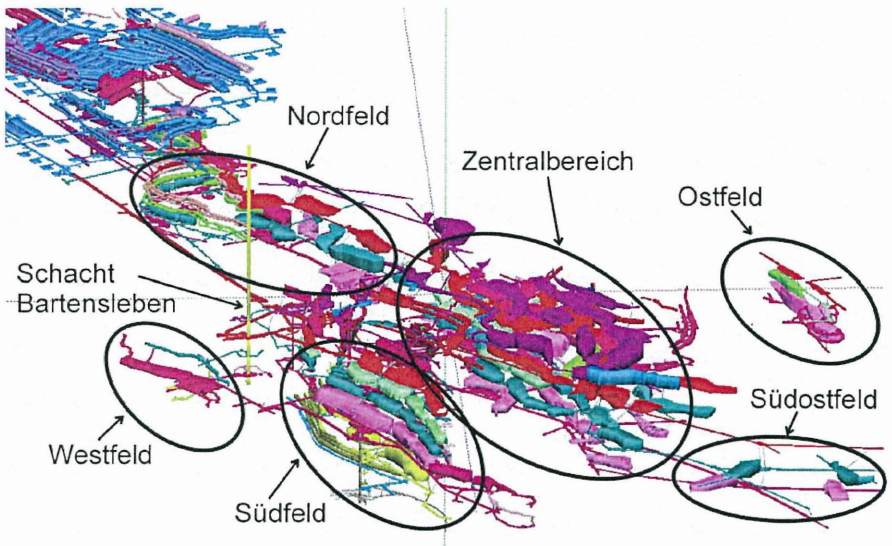


Abb. 2: Gesamtübersicht ERA Morsleben (nach MAUKE ET AL. 2004)

Im Zuge des Erkundungs- und Beweissicherungsprogramms zum ERA Morsleben sowie der derzeit durchgeführten Verfüllung von Teilbereichen des Bergwerks sind umfangreiche geowissenschaftliche Untersuchungen durchgeführt worden, z. B. geologische Standort-erkundung, Laborversuche, geotechnische In-situ-Messungen und geomechanische Modellberechnungen. Wesentliches Ziel dieser Untersuchungen waren die für den damaligen Endlagerbetrieb erforderlichen Sicherheitsnachweise, die insbesondere die Standsicherheit des Grubengebäudes und die Integrität der Salzsichten als geologische Barriere umfassten und die einzelnen Grubenfelder der Schachtanlage Bartensleben betrafen (Zentralbereich, Südfeld, Westfeld, Nordfeld, Ostfeld und Südostfeld).

Ein Schwerpunkt der geotechnischen In-situ-Untersuchungen waren Gebirgsspannungs-messungen. Einerseits sollten damit die Annahmen zum Ausgangsspannungszustand überprüft werden, die bei der Durchführung von Modellberechnungen zum Nachweis der Standfestigkeit der Grubenbaue und der Integrität der Salzbarriere gewählt wurden. Andererseits sollten die Ergebnisse dieser Modellberechnungen für die stark durchbauten Grubenbereiche punktuell mit den Ergebnissen der Spannungsmessungen verglichen werden.

2 Messlokationen und Messprogramm

Für die Spannungsmessungen wurden mehrere, über das Grubengebäude verteilte Messlokationen ausgewählt. Dabei wurden neben den ausgewählten Einlagerungsbereichen (Westfeld, Ostfeld) auch Bereiche mit hohem Durchbauungsgrad (Zentralbereich) und mit geringer Durchbauung (Südostfeld) auf unterschiedlichen Sohlen des Bergwerks ausgewählt. Ferner wurden Gebirgsspannungen in verschiedenen geologischen Schichten (Steinsalzschiechten, Hauptanhydrit) untersucht. Eine wesentliche einschränkende Voraussetzung für die Auswahl von Messlokationen war aus betrieblicher Sicht die Zugänglichkeit der Messlokationen, insbesondere auch hinsichtlich der Möglichkeit des Transportes der für die Messungen erforderlichen apparativen Ausrüstung (z. B. Bohrmaschine, Schlitzsäge), und die am Messort erforderliche Infrastruktur. Folgende über das Grubengebäude verteilte Lokationen wurden ausgewählt:

- Lokation 1 auf der 4. Sohle, Ostsattel, nördlich des UMF-Feldes,
- Lokation 2 auf der 4. Sohle, Südostfeld,
- Lokation 3 auf der 2. Sohle, Ostquerschlag / Abzweigung 1. Südliche Richtstrecke,
- Lokation 4 auf der 4. Sohle, Ostfeld,
- Lokation 5 auf der 4. Sohle, Nordfeld,
- Lokation 6 auf der 2. und 3. Sohle des Zentralbereichs.

In der Regel wurden an jeder Lokation mehrere Messbohrungen mit unterschiedlicher räumlicher Orientierung erstellt, so dass die zweidimensional ausgerichteten Spannungsmessungen auch hinsichtlich des räumlichen Spannungszustandes bewertet werden konnten. Abbildung 3 zeigt exemplarisch die Anordnung der Messbohrungen an Lokation 2 im Südostfeld.

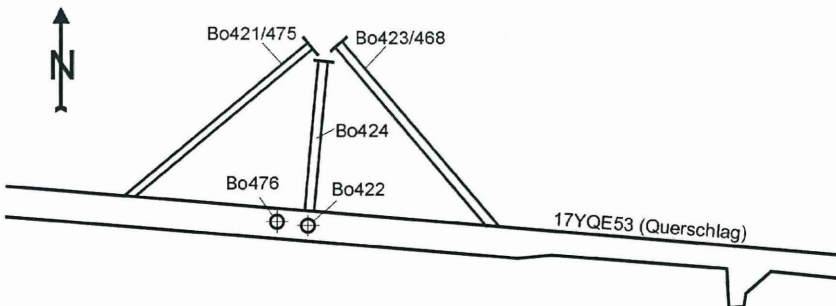


Abb. 3: Anordnung der Spannungsmessbohrungen an Lokation 2 (Südostfeld)

Die Gebirgsspannungsmessungen umfassten an allen Lokationen die Ermittlung der aktuellen Absolutspannungen im unverritzten Gebirge. An ausgewählten Lokationen wurden zusätzlich Sekundärspannungsmessungen im unmittelbaren Streckennahbereich durchgeführt. Ferner wurden nach Abschluss der Kurzzeitspannungsmessungen an den Lokationen Dauer Messeinrichtungen installiert, um Gebirgsspannungsänderungen über einen längeren Zeitraum zu erfassen. Für die Spannungsmessungen wurden folgende Messmethoden eingesetzt:

- BGR-Überbohrmethode zur indirekten Ermittlung der aktuellen Spannungen im unverritzten Gebirge,
- Hydrofrac-Methode zur direkten Ermittlung der aktuellen Spannungen im unverritzten Gebirge,
- BGR-Schlitzentlastungsmethode zur Ermittlung von Sekundärspannungen, speziell Vertikalspannungen, im unmittelbaren Streckennahbereich,
- Bohrlocheinschlussmethode mit stationären Spannungsmonitorstationen zur langfristigen Beobachtung von Gebirgsspannungsänderungen.

Darüber hinaus wurden als Grundlage für die Auswertung und die Interpretation der Messungen die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- Ingenieurgeologische Bohrkernaufnahme,
- Dilatometerversuche zur Ermittlung der Gebirgssteifigkeit,
- Laborversuche an Prüfkörpern aus den Überbohrversuchen zur Ermittlung der Gesteinssteifigkeit.

3 Messverfahren

Für die Ermittlung primärer Gebirgsspannungen im ERAM wurden Überbohrversuche nach der BGR-Überbohrmethode sowie von Fa. K-UTEC, Sondershausen, Hydrofrac-Versuche durchgeführt.

a) BGR-Überbohrmethode

Überbohrversuche nach der BGR-Methode werden nach folgendem Schema durchgeführt:

- Erstellung einer Kernbohrung mit einem Durchmesser $\varnothing = 148$ mm bis zum vorgesehenen Messhorizont unter Verwendung von Luftspülung,
- ggf. Glätten der Bohrlochfront mit Glättkrone,

- Erstellung einer coaxialen (zentrischen) Pilotbohrung $\varnothing = 46$ mm, Länge ca. 1,0 m,
- gründliche Reinigung der Haupt- und Pilotbohrung,
- Einbau des Überbohrgestänges SK6L mit Spezial-Doppelkernrohr T6 $\varnothing = 146$ mm,
- richtungsorientierter Einbau der BGR-Sonde mittels eines Setzgestänges in der vorgesehenen Teufe,
- Ausbau des Setzgestänges,
- Überbohren des Pilotbohrlochs und der BGR-Überbohrsonde mit Bohrkronen $\varnothing = 148$ mm bei gleichzeitiger Messung der Entspannungsdeformationen,
- Ausbau der Überbohrsonde am Messkabel oder mit dem Setzgestänge,
- Ausbau des hohlzylindrischen Bohrkerns und Weiter-teufen der Kernbohrung $\varnothing = 148$ mm bis zum nächsten Versuchshorizont.

Für die Spannungsmessungen im ERAM wurden zweidimensional messende BGR-Überbohrsonden, Typ MkIV, eingesetzt (Abb. 4). Sie bestehen aus einem Grundkörper mit vier um jeweils 45° versetzt angeordneten induktiven Wegaufnehmern, die in Radialrichtung die Durchmesseränderung des Pilotbohrlochs messen. Zur Fixierung der Sonde im Pilotbohrloch dienen vier Backenpaare, die federnd gelagert sind und einen festen Sitz der Sonde während des Überbohrens gewährleisten.

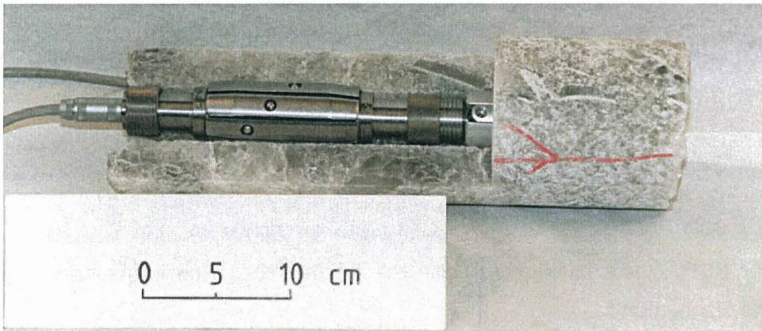


Abb. 4: BGR-Überbohrsonde (Typ MkIV) in einem aufgeschnittenen Salzkern

Die Datenerfassung erfolgte über ein Messkabel, das von der Überbohrsonde durch das Bohrgestänge zum Messverstärker geführt wurde. Neben der manuellen Datenerfassung auf speziellen Versuchsprotokollen wurden alle Messdaten digital über einen A/D-Wandler auf einem Laptop gespeichert und angezeigt, so dass eine direkte Kontrolle des Versuchsablaufs möglich war.

Zur Bewertung der Qualität der Überbohrversuche wurden folgende Kriterien herangezogen:

- Mindestens drei Messrichtungen der Überbohrsonde müssen funktionstüchtig sein.
- Die Einbautiefe der Überbohrsonde im Pilotbohrloch muss ausreichend sein, d. h. die Wegaufnehmer der Sonde müssen bei dem hier verwendeten Überbohrdurchmesser von 148 mm einen Abstand von mindestens 15 cm zum Pilotbohrlochmund aufweisen. Ein im Bohrlochtiefsten ggf. vorhandener Kernstummel muss beim Glätten der Bohrlochfront vollständig beseitigt werden.
- Die Pilotbohrung ist zentrisch anzuordnen. Die Exzentrizität der Pilotbohrung darf im Ansatzpunkt nicht mehr als 2 mm betragen.
- Das Pilotbohrloch muss kreisförmig sein. Bei einer elliptischen Bohrung dürfen die Hauptachsen maximal 0,5 mm voneinander abweichen, z. B. 46,0 mm und 46,5 mm. Die Kontrolle dieser Werte erfolgt durch die Nullmessung zu Beginn eines Überbohrversuchs.
- Die Bohrvortriebsgeschwindigkeit beim Überbohren muss weitgehend konstant sein (ca. 2 cm/min).
- Die Pilotbohrlochstandzeit (Zeit zwischen Herstellung der Pilotbohrung und Durchführung des Überbohrversuchs) soll möglichst konstant ca. 1 Std. betragen.
- Die nach Augenschein beurteilte Kernqualität muss hinsichtlich der Länge (mindestens 40 cm), des Außendurchmessers (123 mm) und der Kernbeschaffenheit (glatte Oberfläche, keine Risse) ausreichend sein.
- Die Einbautiefe der Überbohrsonde ist anhand der gemessenen Überbohrkurven zu kontrollieren und darf 15 cm nicht unterschreiten.
- Die Plausibilität der Messkurven hinsichtlich Konsistenz der in verschiedenen Richtungen gemessenen Entspannungswege ist zu überprüfen.
- Der Messkurvenverlauf ist hinsichtlich einer regulären Versuchsdurchführung oder hinsichtlich möglicher Beeinflussungen durch Messwertdrift, Kernbruch oder Bohrentechnik zu überprüfen.

Auf der Basis dieser Kriterien wurden die Überbohrversuche hinsichtlich ihrer Qualität in drei Klassen (gut, ausreichend, mangelhaft) eingestuft. Bei nur ausreichender oder sogar mangelhafter Qualität einzelner Versuche wurde die Minimalanzahl von sechs Versuchen in einer Bohrung entsprechend erhöht.

b) Hydrofrac-Methode

Die mit der Durchführung der Hydrofrac-Versuche beauftragte Fa. K-UTEC, Sondershausen, setzte die in Abbildung 5 dargestellte Mess- und Versuchsanlage mit folgenden Komponenten ein (Stäubert 1990):

- Zweifach-Linien-Bandschreiber mit mechanischem Antrieb, Messbereich von 0 bis 60 MPa, Papiervorschub 120 mm/h,
- Hochleistungssensorik für Druck-, Volumenstrom- und Temperaturmessung mit angeschlossenem Handmessgerät (Datenlogger), PC und dazugehöriger Auswerte-Software,
- Handkolbenpumpe B 2-63/630, Betriebsdruck 63/630 bar, Verdrängungsvolumen in der Vorfüllstufe 63 cm³ je Hub, in der Hochdruckstufe 4 cm³ je Hub,
- Ölbehälter mit 6,3 bis 10,0 dm³ Inhalt,
- Gestell, Absperrventile, getrennte Schlauchleitungen für Packer und Frac-Intervall bis zur Pumpe am Bohrlochmund,
- getrennte Doppelleitung (Einzellängen 1,5 m) für Packer und Frac-Intervall mit Endstück,
- Frac-Doppelpackersonde für zugelassene Nenndrücke von 40 MPa, Gummipacker aus eigener Herstellung.

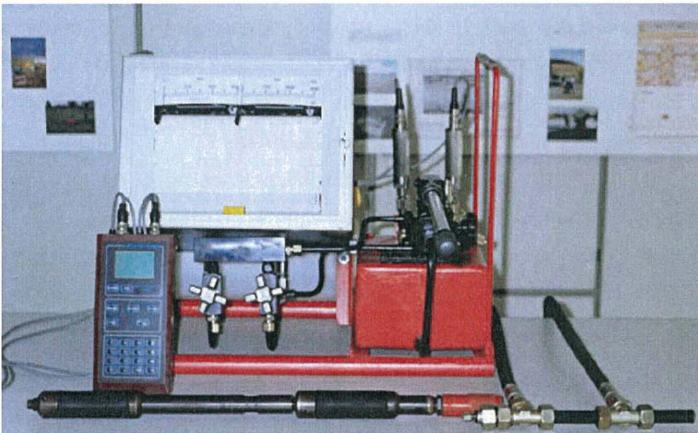


Abb. 5: Hydrofrac-Versuchsanlage der Fa. K-UTEC (STÄUBERT 1990)

Die Frac-Sonde der Fa. K-UTEC hat eine Gesamtlänge von 690 mm, die Packerlänge beträgt 120 mm. Das Frac-Intervall, also der zwischen Packern bzw. Stahlpassringen liegende Sondenabschnitt, hat eine Länge von 230 mm. Der für einen Standard-Frac-Versuch erforderliche Bohrlochdurchmesser beträgt 47 ± 1 mm. Die Bohrlochwandung muss glatt und eben sein.

Parallel zur mechanischen Aufzeichnung der Packer- und Frac-Drücke mittels Doppel-Linien-Bandschreiber erfolgte eine digitale Erfassung, Speicherung und Verarbeitung der Packer- und Frac-Drücke sowie wahlweise der Temperatur bzw. des Volumenstroms im Frac-Intervall.

Die Bohrlochkamera- und Bohrlochkaliberuntersuchungen wurden mit einer Bohrloch-Fernsehsonde ausgeführt, die in einem Schutzrohr ($\varnothing 44$ mm) zentriert gelagert ist. An diesem Schutzrohr befindet sich eine Lichtquelle sowie als Zusatzausrüstung der Lichtschnitt-Vorsatz mit austauschbarem Pendel oder Kompass. Der Pendelvorsatz dient zur Orientierung in Horizontalbohrungen, der Kompassvorsatz wird zur Bohrloch-orientierung und Rissdetektion in Vertikalbohrungen benötigt. Die Fernsehsonde wird manuell durch steckbare Glasfibergestänge im Bohrloch bewegt. Die Kabellänge der Sonde beträgt 60 m. Die Feststellung der Rissorientierung geschieht mittels eines aufgesetzten Lichtschnitttringes, dazu wird das Kamerabild abgedunkelt.

Die Kontrolle der Bohrlochdurchmesser wurde mit Stahlkalibrierringen von 46,0; 47,0 und 48,0 mm Durchmesser durchgeführt. Nur in diesen Bohrlochdurchmesserbereichen ist die Apparatur einsetzbar.

Ein Standard-Hydrofrac-Versuch umfasste folgenden Testablauf:

- Primärer Dichtheitstest bei 5 MPa Injektionsdruck und 7 MPa Packerdruck über einen Messzeitraum ≥ 30 Minuten,
- primäres Aufreißen (Frac-Test), Verpressen von ca. 20...30 cm³,
- Erfassung der sich einstellenden Druckkonstanz über ≥ 180 bzw. ≥ 60 Minuten (3- bzw. 1-Stunden-Ruhedruck = „Standardversuch“),
- zweimaliges sekundäres Aufreißen (1. und 2. Refrac-Test) mit ca. 10...15 cm³ und Erfassung der sich einstellenden Druckkonstanz über ≥ 60 Minuten,
- Nachweis der sekundären Dichtheit des Salzgesteins und der technischen Systemdichtheit durch Fortführung einiger Versuche bis zum nächsten Morgen (Dauerstandtest).

In jeder Messbohrung wurden 15 Hydrofrac-Versuche durchgeführt, die nach Möglichkeit gleichmäßig über die Bohrlochlänge verteilt wurden. Zusätzlich erfolgten nach Bedarf weitere Frac-Tests mit einer reduzierten Messdauer von 60 Minuten. Messtechnisch erfasst wurden Packer- und Frac-Druck, Injektionsmenge und -rate sowie die Temperatur im Frac-Intervall.

4 Messdaten und Auswertung

a) Überbohrversuche

In einem sich über ca. drei Jahre erstreckenden Untersuchungszeitraum wurden an den sechs ausgewählten Lokationen insgesamt 205 Überbohrversuche durchgeführt.

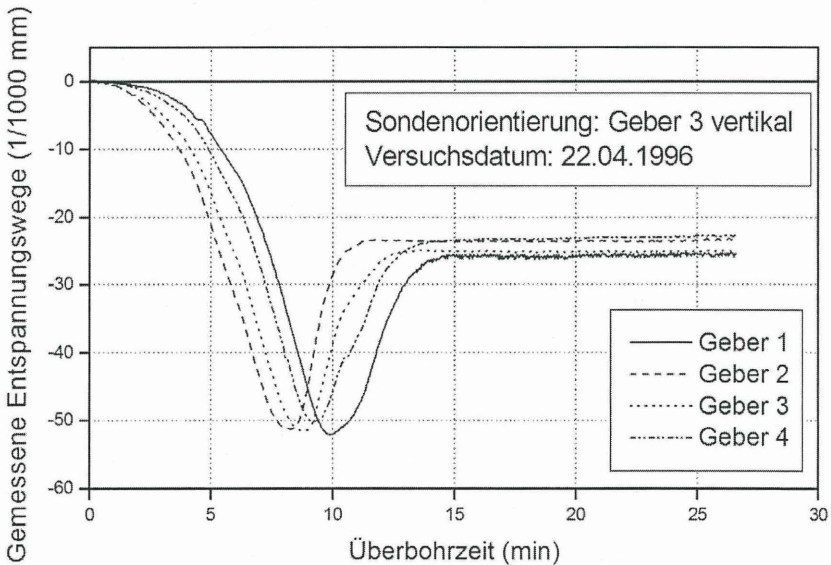


Abb. 6: Gemessene Entspannungsweite aus einem Überbohrversuch in Lokation 2

Exemplarisch sind die in einem Überbohrversuch an Lokation 2 im Südostfeld im Steinsalz gemessenen Überbohrkurven in Abbildung 6 dargestellt. Der gemessene Kurvenverlauf ist für Überbohrversuche in Gebirge mit ausgeprägten inelastischen Verformungseigenschaften typisch und stimmt qualitativ mit den in anderen Salzstöcken ermittelten Überbohrkurven überein (HEUSERMANN 1993, HEUSERMANN ET AL. 2003).

Die im Hauptanhydrit durchgeführten Überbohrversuche wurden unter Berücksichtigung elastischen Gesteinsverhaltens ausgewertet. Für die im Salz durchgeführten Versuche wurde zusätzlich inelastisches Gesteinsverhalten berücksichtigt.

Bei der BGR-Überbohrmethode werden die Gebirgsspannungen aus den während des Überbohrens registrierten Durchmesseränderungen des Pilotbohrlochs ermittelt. In jedem Versuch werden Durchmesseränderungen in vier um jeweils 45° versetzten radialen Messrichtungen berücksichtigt. Aus diesen Messwerten wird eine Verformungsellipse berechnet.

Aus den Hauptachsen ΔD_H und ΔD_h der Verformungsellipse werden die maximalen und minimalen Gebirgsspannungen S_1 und S_2 in der Messebene senkrecht zur Bohrachse nach Gl. (1) und Gl. (2) berechnet:

$$S_1 = \frac{E}{8 \cdot D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot (3 \cdot \Delta D_H + \Delta D_h) \quad (1)$$

$$S_2 = \frac{E}{8 \cdot D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot (3 \cdot \Delta D_h + \Delta D_H) \quad (2)$$

mit

D = Pilotbohrlochdurchmesser (46 mm),

E = Elastizitätsmodul (MPa),

ν = Querdehnungszahl (-).

Die Orientierung der maximalen Spannung S_1 wird ebenfalls aus der Verformungsellipse ermittelt, und zwar bei Horizontalbohrungen als Winkel zwischen der Vertikalachse und S_1 und bei Vertikalbohrungen als Winkel zwischen Nord und S_1 angegeben. Ferner wird die Spannungsanisotropie als Verhältnis der ermittelten Spannungsbeträge für S_1 und S_2 mit

$$a = S_1 / S_2 \quad (3)$$

berechnet.

Die in Gl. (1) und (2) enthaltenen elastischen Kenngrößen E und ν werden folgendermaßen gewählt bzw. ermittelt:

- Die Querdehnungszahl wird einheitlich mit $\nu = 0,27$ angenommen,
- Der Elastizitätsmodul wird nach Möglichkeit direkt an dem Hohlkern bestimmt, der im Überbohrversuch erbohrt worden ist, d. h. jedem Überbohrversuch wird ein individueller Elastizitätsmodul zugrunde gelegt. Ist kein Kern aus dem Überbohr-

versuch (z. B. wegen Kernbruchs) verfügbar, so wird für die Auswertung entweder ein mittlerer E-Modul verwendet, indem die an allen verfügbaren Hohlkernen einer Messbohrung bestimmten Werte gemittelt werden, oder es werden die an benachbarten Hohlkernen ermittelten Werte herangezogen.

Neben den o. g. elastischen Eigenschaften sind bei Überbohrversuchen im Salzgestein auch die inelastischen Eigenschaften zu berücksichtigen. Analytische und numerische Untersuchungen zeigen, dass die Ergebnisse von Überbohrversuchen im Salz aufgrund der im Bereich der Pilotbohrung durch Kriechen verursachten Spannungsrelaxation und der damit verbundenen zeitabhängigen Abnahme der Radialspannung erheblich beeinflusst werden (HEUSERMANN 1984). Wird diese Abnahme nicht berücksichtigt und erfolgt die Auswertung lediglich mit den für elastisches Verhalten geltenden Beziehungen, so werden die Spannungsbeträge grundsätzlich unterschätzt.

Die Standzeit der Pilotbohrung (ca. ½ bis 1 Std.) und die damit verbundene Spannungsrelaxation wird mittels numerischer Berechnungen berücksichtigt, mit denen der Überbohrvorgang simuliert wird. Aufgrund der kurzen Standzeit wird das Kriechverhalten von Steinsalz mit einem Ansatz für transientes Kriechen beschrieben (MENZEL & SCHREINER 1977):

$$\dot{\varepsilon}^c = A \cdot \sigma^\beta \cdot (\varepsilon^c)^{-\mu} \quad (4)$$

mit

$$\dot{\varepsilon}^c = \text{Kriechrate (d}^{-1}\text{)},$$

A = Skalierungsfaktor ($7,4 \cdot 10^{-36} \text{ MPa}^{-20} \text{ d}^{-1}$),

β = Spannungsexponent (20,0),

ε^c = Kriechverzerrung,

μ = Verzerrungsexponent (4,0).

Aus den errechneten zeitabhängigen Spannungsumlagerungen lässt sich für die Radialspannung σ_R ein Korrekturfaktor c mit

$$c = \frac{\sigma_R(\text{inelastisch})}{\sigma_R(\text{elastisch})} \quad (5)$$

bestimmen. Grundsätzlich ist c keine konstante Größe, sondern auch von der gesuchten Primärspannung abhängig. Ausgehend von Untersuchungen an anderen Standorten kann für die vorliegenden Bedingungen (z. B. Bohrlochdurchmesser, Bohrlochstandzeit,

Kriechvermögen, Teufenlage der Messlokationen) c in guter Näherung mit $c = 0,82$ festgelegt werden. Die nach der Elastizitätstheorie mit Gl. (1) und (2) ermittelten Spannungen sind um den Faktor $1/c$ zu erhöhen.

b) Hydrofrac-Versuche

An den ausgewählten Lokationen wurden insgesamt 251 Hydrofrac-Versuche durchgeführt. Als wesentliche Resultate wurden die gemessenen Ruhedruckwerte und die Zugfestigkeit als hydraulische Aufreißfestigkeit des Salzgesteins ermittelt. Die Ruhedruckwerte wurden der am Messort vorhandenen minimalen Hauptspannung gleichgesetzt und mit den in Überbohrversuchen ermittelten minimalen Spannungen verglichen.

c) Darstellung und Bewertung der Messergebnisse

Die in Überbohrversuchen und in Hydrofrac-Versuchen ermittelten Spannungsbeträge sind in Abbildung 7 zusammengestellt. Exemplarisch werden hier nur die an den Messlokationen 2 und 3 in jeweils einer Messbohrung erzielten Ergebnisse dargestellt.

Abbildung 7a zeigt die an Lokation 2 in der Horizontalbohrung RB423/468 ermittelten Resultate. In der für einen Vergleich relevanten Bohrlochtiefe zwischen ca. 10 m und ca. 26 m liegen die in Frac-Versuchen gemessenen Ruhedrucke über den in Überbohrversuchen ermittelten Spannungswerten. Die Ruhedrucke sind größtenteils etwas höher als der theoretische Gebirgsdruck, der sich aus dem Überlagerungsdruck berechnen lässt und ca. 10,7 MPa beträgt. Die in Überbohrversuchen ermittelten Spannungsbeträge sind vorwiegend etwas geringer als der theoretische Gebirgsdruck. Mit diesem messtechnischen Befund, der an einer Lokation mit einem vergleichsweise geringen Durchbauungsgrad und mit einem erheblichen Abstand zu Grubenbereichen mit hohem Durchbauungsgrad erzielt wurde, werden die in den Modellberechnungen zum ERAM getroffenen Annahmen zum Primärspannungszustand weitestgehend bestätigt.

Abbildung 7b zeigt die an Lokation 3 in der Horizontalbohrung RB427/434 ermittelten Resultate. Danach entsprechen die in Überbohrversuchen gemessenen minimalen Spannungen im Mittel mit 6,8 MPa den in Hydrofrac-Versuchen gemessenen minimalen Hauptspannungen, die im Mittel ebenfalls 6,8 MPa betragen. Alle Messwerte liegen deutlich unterhalb des theoretischen Überlagerungsdrucks, der bei einer Überlagerungshöhe von ca. 421 m etwa 9,3 MPa beträgt. Dieser messtechnische Befund steht im Einklang mit den Ergebnissen geomechanischer Modellberechnungen und ist auf groß-

räumige Spannungumlagerungen durch benachbarte Kaliabbau zurückzuführen, die hier eine Spannungsreduzierung bewirken.

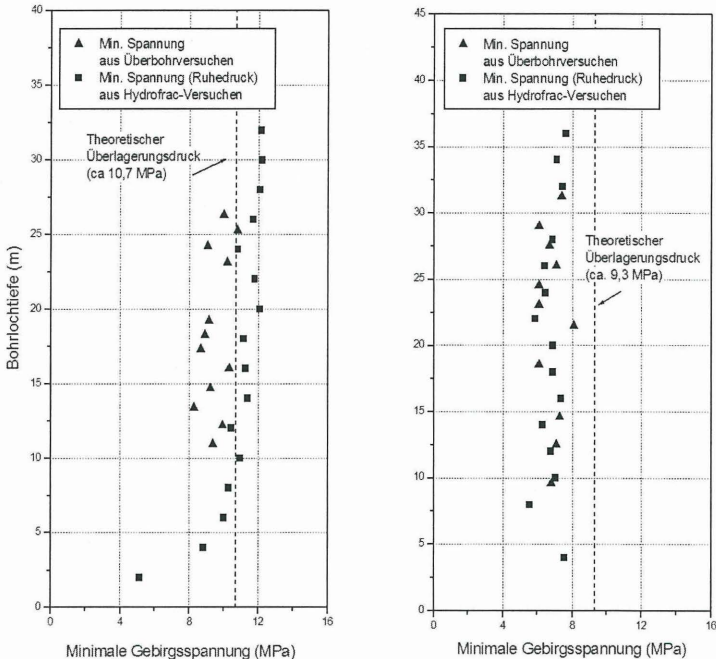


Abb. 7: In Lokation 2 und 3 ermittelte minimale Gebirgsspannungen; a) Lokation 2, Bohrung RB423/468 (links); b) Lokation 3, Bohrung RB427/434 (rechts)

5 Modellberechnungen zum Gebirgsspannungszustand im ERAM

Zur Beurteilung des Tragverhaltens und der Standsicherheit von Grubenbauen sowie der Integrität der Salzbarriere im ERAM sind umfangreiche geomechanische Modellberechnungen zu verschiedenen Grubenfeldern des ERAM, z. B. zum Zentralbereich, Südfeld, Ostfeld und Westfeld, durchgeführt worden (HEUSERMANN & FAHLAND 2005). Für alle Modellberechnungen wurde als Anfangsbedingung ein primärer Gebirgsspannungszustand angenommen, der dem teufenabhängigen lithostatischen Überlagerungsdruck entspricht. Diese Annahme, die ganz erhebliche Auswirkungen auf die berechneten Zustandsgrößen hat, wird durch die vorliegenden Spannungsmessergebnisse bestätigt, sofern die Messungen im unverritzten Gebirge in ausreichendem Abstand zu

Grubenbereichen mit hohem Durchbauungsgrad durchgeführt wurden. Dies trifft beispielsweise auf die oben beschriebene Lokation 2 im Südostfeld zu.

Darüber hinaus ist mit den Modellberechnungen die punktuelle Überprüfung der berechneten Spannungszustände anhand der vorliegenden experimentellen Befunde möglich. Exemplarisch werden hier daher die in Hauptanhydritschollen des Zentralbereichs gemessenen Gebirgsspannungen mit ausgewählten Berechnungsergebnissen verglichen.

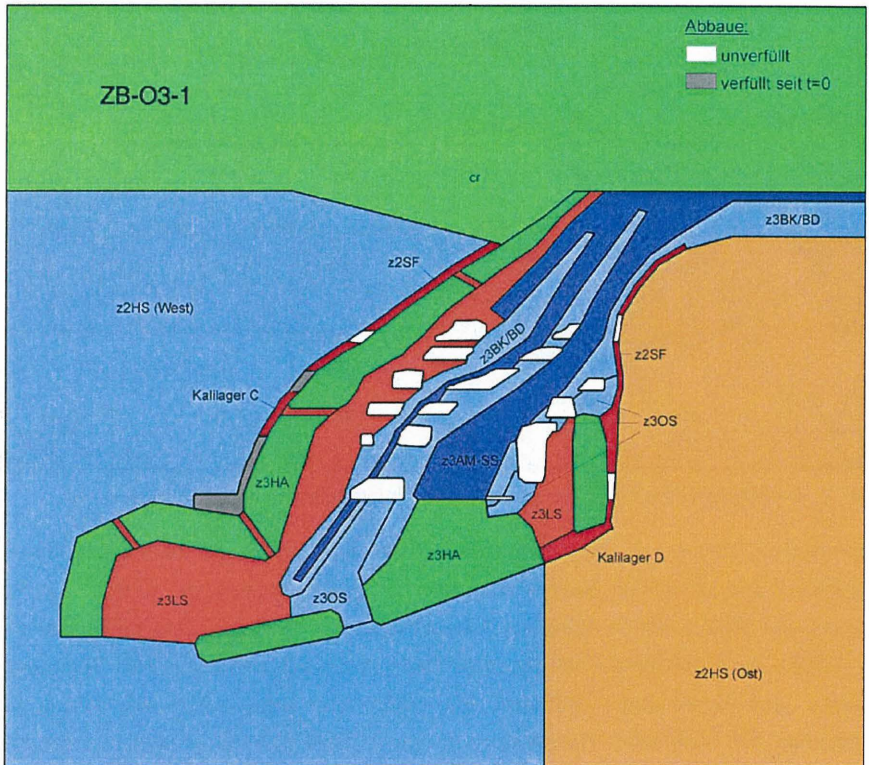


Abb. 8: Gebirgsmechanisches Modell des Zentralbereichs im ERA Morsleben

Für die Modellierung wurde das in Abbildung 8 dargestellte gebergsmechanische Modell verwendet, das die für die Berechnung wichtigen Gesteinsschichten zeigt. Als Homogenbereiche mit elastischen Eigenschaften wurden das Hutgestein (cr) und der in einzelne Schollen zerlegte Hauptanhydrit (z3HA) berücksichtigt. Die kriechfähigen Salzgesteine

wurden in Anhydritmittel- und Schwadensalz (z3AM-SS), Bank-/Bändersalz (z3BK/BD), Orangesalz (z3OS), Liniensalz (z3LS), Carnallitit (z2SF) und Hauptsalz (z2HS) unterschieden und in den Berechnungen mit einem Materialmodell unter Verwendung verschiedener Kriechkennwerte berücksichtigt.

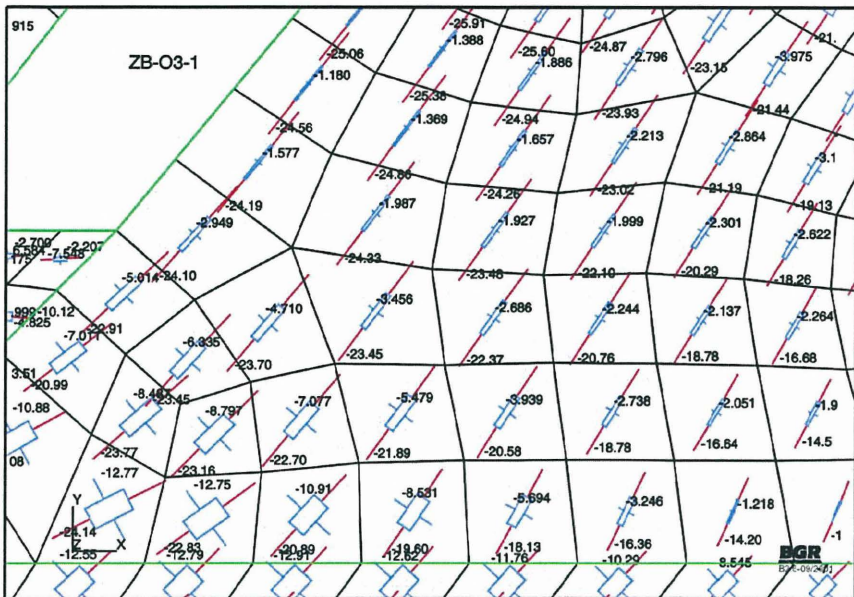


Abb. 9: Berechnete Hauptspannungen in den Anhydritschollen des Zentralbereichs

Exemplarisch sind die für eine Standzeit der Abbaue von ca. 60 Jahren berechneten maximalen und minimalen Hauptspannungen für die Anhydritscholle östlich des Kalilagers C auf der 2. Sohle in Abbildung 9 aufgetragen. Es zeigt sich, dass gegenüber dem vor Beginn der Hohlraumauffahrung vorhandenen isotropen, lithostatischen Spannungszustand jetzt Spannungen auftreten, die durch eine ausgeprägte Anisotropie und hinsichtlich der maximalen Hauptspannung durch hohe Beträge gekennzeichnet sind. Dieser rechnerische Befund ergibt sich für alle steil stehenden Anhydritschollen östlich des Kalilagers C. Die zeitabhängigen Änderungen des Spannungszustandes im Hauptanhydrit hinsichtlich Größe und Orientierung sind auf die Auffahrung der Hohlräume und auf die durch das Kriechvermögen der Steinsalzsichten hervorgerufene Spannungsrelaxation

im Steinsalz sowie die damit verbundene Spannungsakkumulation in den angrenzenden spröden Anhydritschollen zurückzuführen.

Spannungsmessungen im Hauptanhydrit des Zentralbereichs erfolgten auf der 2. und 3. Sohle in zwei Horizontalbohrungen, die in Streichrichtung der geologischen Schichten orientiert sind. Die Ergebnisse dieser nach der Überbohrmethode durchgeführten Messungen sind zusammenfassend als Mittelwerte in Tabelle 1 hinsichtlich Größe der maximalen Spannung $S_{\max}$ und minimalen Spannung $S_{\min}$ sowie Orientierung $\alpha_{\exp}$ der maximalen Spannung (bezogen auf die Vertikale) zusammengestellt und den in den Modellberechnungen ermittelten Hauptspannungen S_1 und S_2 und ihrer Orientierung α_{num} gegenübergestellt. Die Übereinstimmung zwischen experimentellen und rechnerischen Befunden ist sehr gut.

Tab. 1: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Spannungen im Hauptanhydrit

Bohrort	Messungen			Modellberechnungen		
	$S_{\max}$ (MPa)	$S_{\min}$ (MPa)	$\alpha_{\exp}$	S_1 (MPa)	S_2 (MPa)	α_{num}
2. Sohle	15,8	8,5	50°	19,2	3,1	30°
3. Sohle	22,6	8,0	20°	28,6	6,0	15°

Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen zum Spannungszustand sind Grundlage für die geomechanische Bewertung des Tragverhaltens und der Standsicherheit des Grubengebäudes und seiner Tragelemente, z. B. Schweben und Pfeiler, sowie der Integrität der Salzbarriere, d. h. der Unversehrtheit gegenüber dem Eindringen von Fluiden aus dem Deckgebirge in das Grubengebäude (HEUSERMANN & FAHLAND 2005).

Exemplarisch wurden dazu die aus hohen deviatorischen Spannungen resultierenden dilatanten, d. h. durch Mikrorissbildung und Auflockerung gekennzeichneten Gebirgsbereiche im Steinsalz berechnet. Die für eine Standzeit der Abbaue von 60 Jahren, dies entspricht annähernd dem gegenwärtigen Zeitpunkt, ermittelten dilatanten Bereiche im Salzgebirge sind in Abbildung 10 dargestellt. Die durch Hohlraumauffahrung bedingte gebirgsmechanische Beanspruchung führt im Nahbereich der Abbaue zu dilatanten Auflockerungszonen, insbesondere in den Firsten, Sohlen und Stößen der Abbaue. Sie reichen stellenweise bis an die angrenzenden Anhydritschollen, treten insbesondere aber auch im Bereich zwischen der mittleren Abbaureihe 3 und dem westlich angrenzenden Anhydrit auf, so dass ein Zutritt von Fluiden aus dem Deckgebirge über die als klüftig und

damit primär durchlässig einzustufenden Anhydritschollen in die Abbaue nicht ausgeschlossen werden kann. Im Bereich des Salzspiegels treten im betrachteten Zeitraum keine dilatanten Bereiche auf. Hier ist ein Lösungszutritt aus gebirgsmechanischer Sicht nicht möglich.



Abb. 10: Berechnete dilatante Bereiche im Zentralbereich des ERA Morsleben

6 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge der geomechanischen Erkundung des ERA Morsleben wurden In-situ-Spannungsmessungen zum Gebirgsspannungszustand an verschiedenen Lokationen des Grubengebäudes durchgeführt. Dazu wurden die BGR-Überbohrmethode und die Hydrofrac-Methode verwendet. Aufgrund der schwierigen Interpretation von Spannungsmessungen im Salzgebirge mit einem ausgeprägten nichtlinearen Kriechverhalten hat sich der parallele Einsatz dieser beiden grundsätzlich unterschiedlichen Methoden bewährt. Die damit erzielten Resultate zeigen eine zufrieden stellende Übereinstimmung.

Die Ergebnisse der Spannungsmessungen wurden einerseits zur Überprüfung von Berechnungsannahmen bei der geomechanischen Modellierung verwendet. Andererseits wurden Spannungsbeträge und Spannungsrichtungen, die im Steinsalz und im Haupt-

anhydrit gemessen wurden, punktuell zur Überprüfung der Ergebnisse aus Modellberechnungen herangezogen. Die Übereinstimmung experimenteller und numerischer Befunde ist als sehr gut zu bewerten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind Grundlage für die Beurteilung des Tragverhaltens des Grubengebäudes und der Integrität der Salzbarriere im Zentralbereich des ERA Morsleben.

Literatur

- Behlau, J. & Mingerzahn, G. (2001): Geological and tectonic investigations in the former Morsleben salt mine (Germany) as a basis for the safety assessment of a radioactive waste repository. (In: LANGER, M. & TALBOT, C. J. (Eds.): Geosciences and Nuclear Waste Disposal).-- Engineering Geol., Spec. Issue, Vol. 61, Nos. 2-3: 83-97, 4 Fig., 2 Tab.; Amsterdam (Elsevier) - ISSN 0013-7952.
- BfS (2001): Endlager Morsleben – Das Endlager für radioaktive Abfälle vor der Stilllegung, Juni 2001, Salzgitter.
- Heusermann, S. (1984): Aspects of Overcoring Stress Measurements in Rock Salt. Proc. 2nd Conf. Mech. Behavior of Salt, (Eds.: H.R. Hardy & M. Langer), p. 272-289, Trans Tech Publ., Clausthal-Zellerfeld.
- Heusermann, S. (1993): Measurement of Initial Rock Stress at the Asse Salt Mine. Proc. 3rd Conf. on the Mech. Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 14-16.
- Heusermann, S., Eickemeier, R., Sprado, K.-H. & Hoppe, F.-J. (2003): Initial Rock Stress in the Gorleben Salt Dome Measured During Shaft Sinking. Geotechnical Measurements and Modelling (Eds.: O. Nataf, E. Fecker & E. Pimentel), pp. 139-144, Balkema.
- Heusermann, S. & Fahland, S. (2005): Long-term Geomechanical Stability and Integrity of the Salt Barrier in the Central Part of the Bartensleben Salt Mine. Post-Mining 2005, Nov. 16-18, Nancy, France.
- Mauke, R., Mohlfeld, M. & Stielow, B. (2004): Geotechnische Überwachung kritischer Bauzustände im Grubengebäude des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM), Beitrag in „Messen in der Geotechnik 2004“, Braunschweig, ISBN 3-927 610-68-2.

Menzel, W. & Schreiner, W. (1977): Zum geomechanischen Verhalten von Steinsalz verschiedener Lagerstätten der DDR. Neue Bergbautechnik, 7 (1977) Teil II, S. 565-571.

Stäubert, A. (1990): Spannungssondierungen mittels Hydraulic fracturing zur geomechanischen Überwachung des Kalibergbaus im Südharz-Kaligebiet der DDR. Neue Bergbautechnik, 20 (1990) 9, S. 335-339.

Autoren

Dr.-Ing. Sandra Fahland
Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)
Stilleweg 2, 30655 Hannover
E-Mail: Sandra.Fahland@bgr.de

Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann
Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)
Stilleweg 2, 30655 Hannover
E-Mail: Heusermann@bgr.de

Langzeit Spannungsmessungen im Salzgebirge - Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen aus einem Großversuch im Forschungsbergwerk Asse

Stefan Heusermann

Kurzfassung

Im Rahmen der Forschungsvorhaben „TSS“ und „BAMBUS“ wurden auf der Asse Langzeitspannungsmessungen mit Spannungsmonitorstationen durchgeführt. Ein Großteil der installierten Geber ist auch nach mehr als 14-jähriger Messdauer funktionstüchtig und zeigt plausible Messergebnisse. Dagegen weist ein kleinerer Teil der Geber aufgrund hoher thermomechanischer Beanspruchungen der durch die TSS-Versuchsstrecken geführten Messleitungen bereits nach wenigen Monaten und Jahren erhebliche Ausfälle auf. Zusätzliche spezielle Untersuchungen befassen sich mit der Anordnung von Monitorstationen zur Messung des räumlichen Gebirgsspannungszustandes, mit dem Überbohren und Aufsägen installierter Geber zur Überprüfung der Installationstechnik sowie mit der Wiedergewinnung einer Monitorstation aus dem TSS-Versuchsfeld.

1 Einleitung

Von 1988 bis 2002 wurde im Forschungsbergwerk Asse ein großmaßstäblicher In-situ-Versuch zur Erprobung und Demonstration der direkten Endlagerung Wärme entwickelnder Pollux-Brennelementebehälter im Salzgebirge durchgeführt. Zunächst wurde der Versuch als nationales, vom BMBF gefördertes Forschungsvorhaben „Thermische Simulation der Streckenlagerung (TSS)“ unter Beteiligung der BGR (Hannover), der DBE (Peine), des FZK (Karlsruhe) und der GRS (Braunschweig) begonnen. Ab 1998 wurde der Versuch als europäisches Forschungsprojekt „BAMBUS“ unter zusätzlicher Beteiligung von G3.S (Frankreich), IfG (Leipzig), NRG (Niederlande) und UPC (Spanien) fortgeführt und von der Europäischen Union sowie, die Untersuchungen der BGR betreffend, vom BMBF und vom BMWi gefördert (BECHTHOLD ET AL., 1999, BECHTHOLD ET AL., 2004).

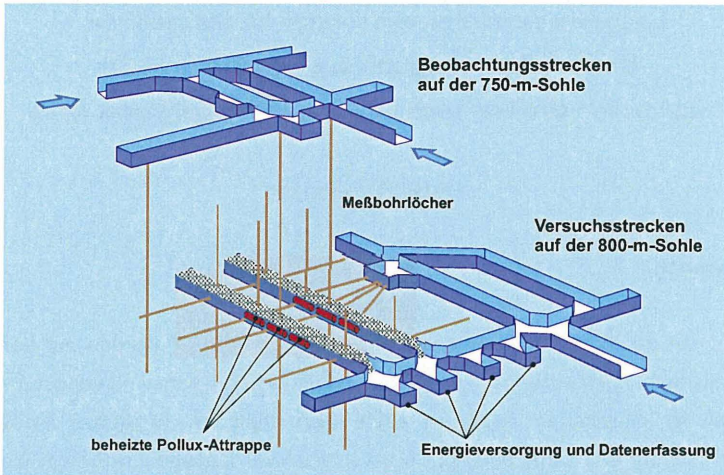


Abb. 1: TSS-Versuchsfeld im Forschungsbergwerk Asse (ROTHFUCHS ET AL., 2003)

Kernstück des Versuchs waren zwei Versuchsstrecken, die auf der 800-m-Sohle der Schachanlage Asse aufgefahren wurden. In beiden Versuchsstrecken wurden je drei Erhitzer als Pollux-Behälterattrappen eingebaut. Nach Installation der Erhitzer und der geotechnischen Instrumentierung wurden die Versuchsstrecken mit Salzgrus versetzt. Anschließend wurden die Pollux-Behälter mit einer dem damaligen Endlagerkonzept entsprechenden Leistung beheizt. Abbildung 1 zeigt eine schematische Darstellung des TSS-Versuchsfeldes, bestehend aus den beiden Versuchsstrecken, verschiedenen Zugangs- und Beobachtungsstrecken auf der 750-m-Sohle und der 800-m-Sohle, Messnischen für die Energieversorgung und Datenerfassung sowie einigen exemplarischen Bohrungen für geotechnische Messungen.

Die beiden Versuchsstrecken sind jeweils 70 m lang, 3,5 m hoch und 4,5 m breit und wurden jeweils mit drei Pollux-Behälter mit einer Länge von 5,5 m, einem Durchmesser von 1,5 m und einer Masse von 65 t bestückt. Nach Installation der Erhitzer und der geotechnischen Instrumentierung, die u. a. für die Messung von Temperaturen, Streckenkonvergenzen, Gebirgsverformungen, Gebirgsspannungen und Versatzdruck ausgelegt war, wurden die Versuchsstrecken mit Salzgrus versetzt und die Behälter mit einer Leistung von jeweils 6,4 kW beheizt (ROTHFUCHS ET AL., 2003).

Ein wesentlicher Bestandteil der geowissenschaftlichen Arbeiten der BGR war neben experimentellen Laboruntersuchungen zum Verformungsverhalten von Steinsalz und Salzgrus, theoretischen Entwicklungen von Materialmodellen und thermomechanischen Modellberechnungen die messtechnische In-situ-Ermittlung von Gebirgsspannungen. So wurden bereits in einem frühen Stadium des Versuchs umfangreiche Messungen nach der BGR-Überbohrmethode durchgeführt, um den für Modellberechnungen erforderlichen Ausgangsspannungszustand im Versuchsfeld vor Aufheizbeginn zu ermitteln (HEUSERMANN, 1993). Ferner erfolgten während der Aufheizphase im erwärmten Gebirgsbereich Hydrofrac-Messungen mit Rissortung mittels akustischer Emission (MANTHEI ET AL., 1998, HEUSERMANN ET AL., 2003).

Einen besonderen Stellenwert hatten die Langzeitspannungsmessungen der BGR, mit denen die durch Streckenauffahrung und Wärmeeintrag verursachten Spannungsänderungen ermittelt wurden. Dazu wurden insgesamt 42 Spannungsmonitorstationen unterschiedlicher Konfiguration, bestehend aus jeweils 4 oder 8 Glözl-Spannungsgebern, in Bohrlöchern im Salzgebirge installiert. Ein Großteil dieser Stationen wurde bereits vor Auffahrung der Versuchsstrecken von Zugangsstrecken auf der 750-m-Sohle und 800-m-Sohle aus eingebaut, so dass die durch die Auffahrung der beiden Versuchsstrecken auftretenden Spannungsänderungen gemessen werden konnten. Die restlichen Spannungsmonitorstationen wurden von den Versuchsstrecken aus nach deren Auffahrung installiert. Die Stationen wurden so angeordnet, dass Spannungen in verschiedenen Messquerschnitten, in unterschiedlichem Abstand zu den Strecken und in unterschiedlicher Richtung erfasst werden konnten.

Vorrangiges Ziel dieser Langzeitspannungsmessungen nach der Einschlussmethode war es, experimentelle Daten für den Vergleich mit Ergebnissen aus thermomechanischen Modellberechnungen bereitzustellen. Darüber hinaus sollten aber auch unterschiedliche Messgeber, Installationsverfahren und räumliche Anordnungen von Messbohrungen und Messsystemen erprobt und ggf. weiterentwickelt werden, um im Dauerbetrieb bewährte Methoden für die langfristige Erfassung von Spannungsänderungen an anderen Standorten zur Verfügung zu stellen.

2 Messgeräte

Für die Langzeitmessungen wurden konventionelle hydraulische Glötzl-Spannungsgeber mit Kompensationsventil eingesetzt, die je nach relativer Orientierung im Bohrloch unterschiedliche Gebergeometrien aufweisen. Zur Messung von Spannungskomponenten quer zur Sonden- bzw. Bohrlochachse wurden bei einer Lage des Gebers parallel zur Sonden- bzw. Bohrlochachse rechteckige Geber mit einer Fläche von 20 x 10 cm verwendet. Zur Erfassung von Spannungskomponenten parallel oder unter einem Winkel von 45° zur Bohrachse dienten kreisförmige Geber mit einem Durchmesser von 10 cm, die senkrecht oder unter einem Winkel von 45° zur Bohrachse angeordnet waren.



Abb. 2: Standardausführung einer 4-Komponenten-Spannungsmonitorstation mit vier quer zur Sondenachse messenden Spannungsgebern

Mehrere Geber wurden jeweils zu einer Spannungsmonitorstation zusammengefasst. Es wurden größtenteils 4-Komponenten-Stationen verwendet. Je nach Lage und Richtung der Installationsbohrungen im Versuchsfeld wiesen diese Stationen unterschiedliche Geberorientierungen bezüglich der Sonden- bzw. Bohrlochachse auf. So wurden als Standardanordnung Monitorstationen mit vier rechteckigen Gebern verwendet, die alle achsparallel angeordnet sind und vier um 45° gegeneinander versetzte Spannungskomponenten quer zur Sonden- bzw. Bohrlochachse messen

(Abb. 2). Eine andere Ausführung umfasste nach Abbildung 3 zwei rechteckige Geber zur Messung von Spannungskomponenten quer zur Sondenachse und zwei kreisförmige Geber zur Messung von Spannungskomponenten parallel und unter 45° zur Sondenachse.



Abb. 3: Monitorstation mit zwei rechteckigen und zwei kreisförmigen Gebern

Darüber hinaus wurden vereinzelt auch 8-Komponenten-Stationen zur Messung von vier Komponenten quer zur Achse, drei Komponenten unter 45° zur Achse und einer Komponente parallel zur Achse eingesetzt. Mit dieser Ausführung sollte der vollständige räumliche Spannungszustand in einem Messpunkt erfasst werden.

Die Registrierung und Archivierung der Messdaten erfolgte über mehrere automatische Datenerfassungsanlagen, die auf der 750-m-Sohle und 800-m-Sohle in klimatisierten und staubgeschützten Messcontainern untergebracht waren.

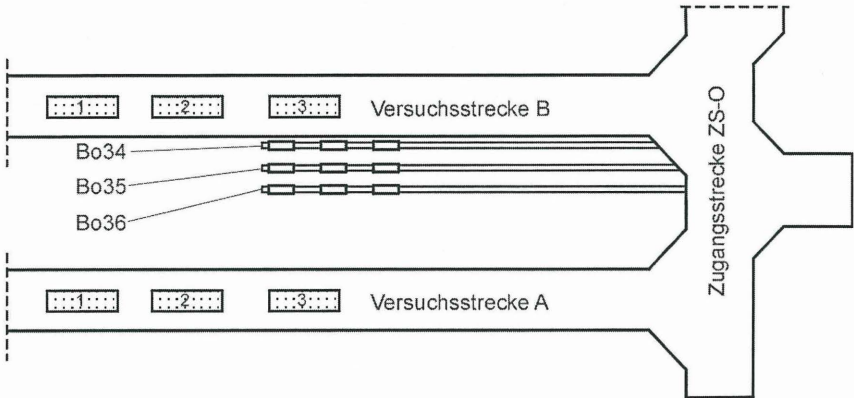


Abb. 5: Von Zugangsstrecken der 800-m-Sohle aus erstellte Bohrungen (Gruppe A)

Die Installation der Spannungsmonitorstationen erfolgte in zwei Gruppen. Gruppe A umfasst Installationsbohrungen, die von den Überfahrstrecken und von den Zugangsstrecken aus vor Auffahrung der Versuchsstrecken gebohrt und mit Monitorstationen bestückt wurden, so dass die Messung auffahrbedingter Spannungsänderungen möglich war. Abbildung 4 zeigt die von der 750-m-Sohle aus erstellten vertikalen Bohrungen mit den in der Firste der Versuchsstrecken und im Pfeiler zwischen den Strecken angeordneten Messpunkten. Abbildung 5 zeigt die von den Zugangsstrecken auf der 800-m-Sohle aus erstellten Horizontalbohrungen mit den im Pfeilerbereich gewählten Messpunkten. Die Messleitungen wurden durch die Bohrungen entweder zu den Überfahrstrecken auf der 750-m-Sohle oder zu den Zugangsstrecken auf der 800-m-Sohle und von dort zu den Messcontainern geführt.

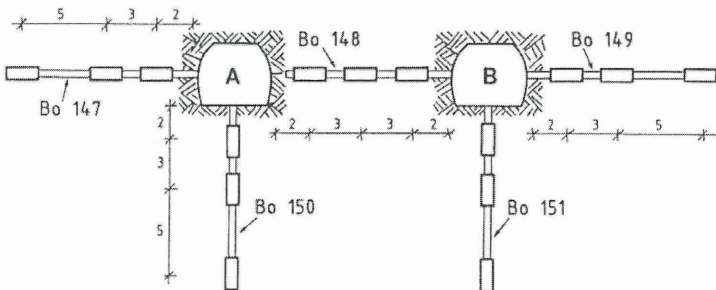


Abb. 6: Von den Versuchsstrecken A und B aus erstellte Spannungsmessbohrungen (Gruppe B)

Gruppe B umfasst einige Messbohrungen, die von den Versuchsstrecken aus erstellt und mit 4-Komponenten-Stationen bestückt wurden. Hier war zwangsläufig keine Messung der Auffahreffekte möglich. Die Messleitungen wurden von den Messbohrungen über Sohle, Stoß und Firste der Versuchsstrecken in speziellen Kabelkanälen gebündelt und durch die Versuchsstrecken zum Messcontainer auf der 800-m-Sohle geführt.

4 Messdaten

Exemplarisch sind die mit den Monitorstationen SM34-3, SM35-3 und SM36-3 in den Messbohrungen Bo34, Bo35 und Bo36 im Pfeiler zwischen den Versuchsstrecken gemessenen Spannungsänderungen über einen Zeitraum von 1989 bis 2003 in Abbildung 7 dargestellt. Diese Stationen gehören zur Gruppe A, d. h. sie wurden vor Auffahrung der Versuchsstrecken installiert.

Die Mehrzahl der Messkurven weist einen charakteristischen Verlauf auf. Zu Beginn der Heizphase im September 1990 treten mehr oder weniger stark ausgeprägte Spannungsänderungen auf. In den folgenden Jahren bis zum Ende der Aufheizung im Februar 1999 sind generell kriechbedingte Spannungsabnahmen zu verzeichnen. Die größten Spannungsänderungen werden in der vertikalen und der unter 45° geneigten Messrichtung ermittelt. Mit Ende der Heizphase treten in allen Messrichtungen, z. T. nach einer kurzen Spannungsspitze zunächst deutliche Spannungsreduktionen und dann wieder Spannungszunahmen auf. Der qualitative Verlauf ist plausibel und wird durch die Resultate von Modellberechnungen (HEEMANN & HEUSERMANN, 2004) bestätigt.

Der Großteil der zu Gruppe A zählenden Messgeber ist auch nach inzwischen 14-jähriger Messzeit noch funktionstüchtig. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Messleitungen dieser Gruppe nicht durch die thermomechanisch stark beanspruchten Versuchsstrecken, sondern direkt von den Messbohrungen über die Zugangsstrecke zur Messwerterfassungsanlage verlegt wurden.

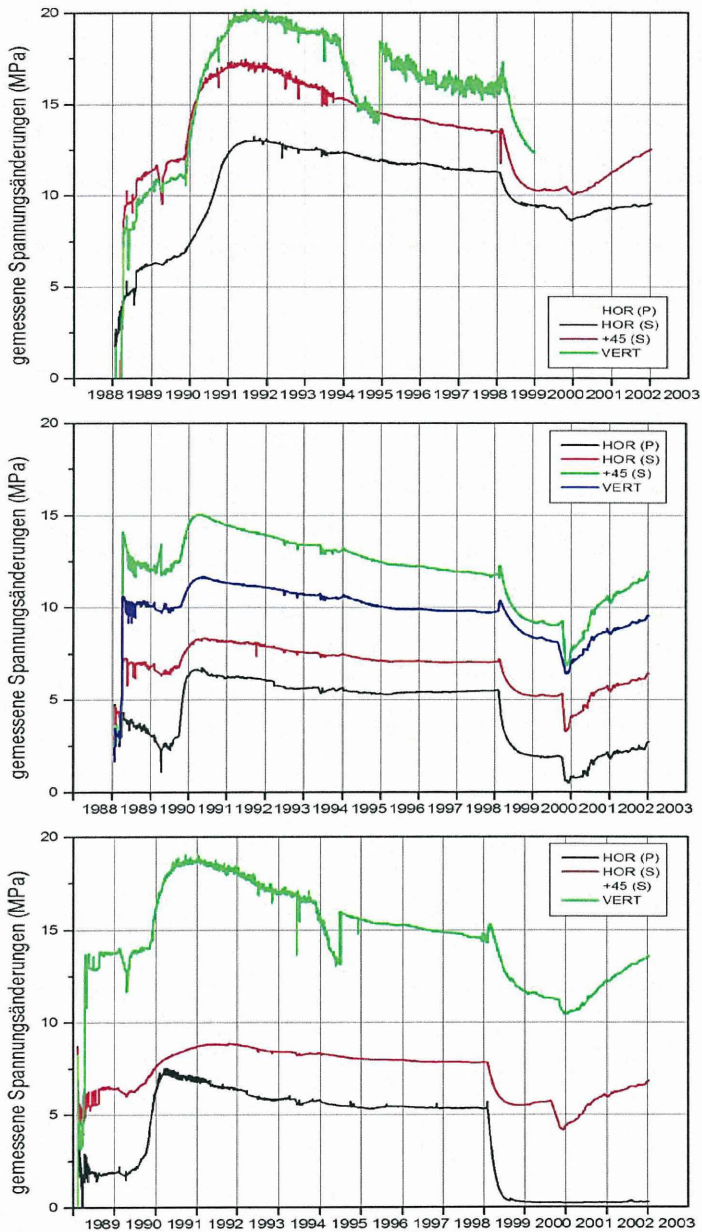


Abb. 7: Im Streckenpfeiler gemessene Spannungsänderungen
(oben: Station SM34-3, Mitte: Station SM35-3, unten: Station SM36-3)

Gruppe B umfasst die in den Bohrungen Bo147 bis Bo151 nach Auffahrung der Versuchsstrecken installierten Spannungsmonitorstationen. Von den in dieser Gruppe installierten 15 Stationen mit insgesamt 60 Spannungsgebern ist der größte Teil innerhalb der ersten Jahre nach Versuchsbeginn ausgefallen. Exemplarisch sind in Abbildung 8 drei Messkurven der Gruppe B aufgetragen, die den Ausfall wenige Monate bzw. Jahre nach Start der Aufheizphase im September 1990 eindeutig belegen. Ursache ist vermutlich die Überbeanspruchung von Messleitungen durch hohe, thermisch bedingte Verformungen von Gebirge und Versatz im Bereich der Erhitzerbehälter.

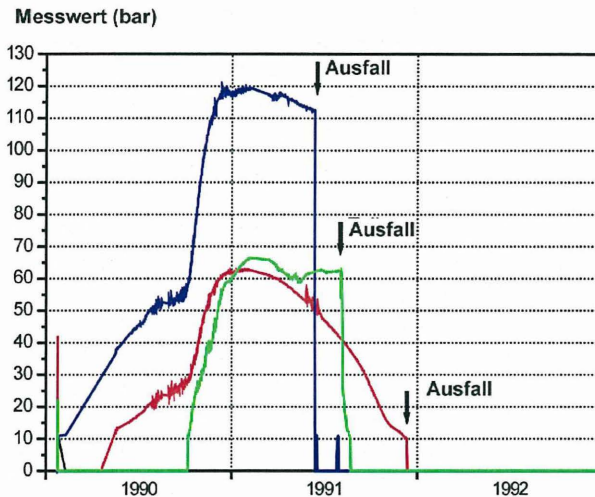


Abb. 8: Ausfall von Spannungsgebern der Gruppe B

5 Spezielle Untersuchungen zu Messungen mit Spannungsmonitorstationen

a) Räumliche Anordnung von Messbohrungen

Die Verwendung von Spannungsmonitorstationen wurde nicht nur hinsichtlich der Messung von thermisch verursachten oder auffahrbedingten Spannungsänderungen, sondern auch im Hinblick auf die langfristige Ermittlung des vollständigen Ausgangszustandes erprobt. Diese Vorgehensweise ist in Gebirgsarten mit ausgeprägten Kriecheigenschaften prinzipiell möglich, da sich durch Konvergenz der

Messbohrung allmählich ein Gleichgewichtszustand zwischen dem Gebirgsdruck und dem mit der Monitorstation gemessenen Druck einstellt. Erste Versuche erfolgten in Einzelbohrungen, die mit einer 8-Komponenten-Station mit vier quer, drei unter 45° und einem parallel zur Bohrlochachse messenden Spannungsgebern bestückt waren. Die Messergebnisse dieser Anordnung waren nicht plausibel, da die aus dem anstehenden Gebirgsdruck resultierende Konvergenz der Messbohrung zwar deutliche Spannungszuwächse in Radialrichtung, also quer zur Bohrlochachse bewirkte, die in den anderen Messrichtungen mit geneigter oder axialer Orientierung zu verzeichnenden Messwerte aber unrealistisch klein waren. Zudem kann die Installation kreisförmiger, quer oder geneigt zur Bohrlochachse orientierter Geber hinsichtlich der Bohrlochverfüllung und der Herstellung eines Formschlusses zwischen Geber und Gebirge problematisch sein.

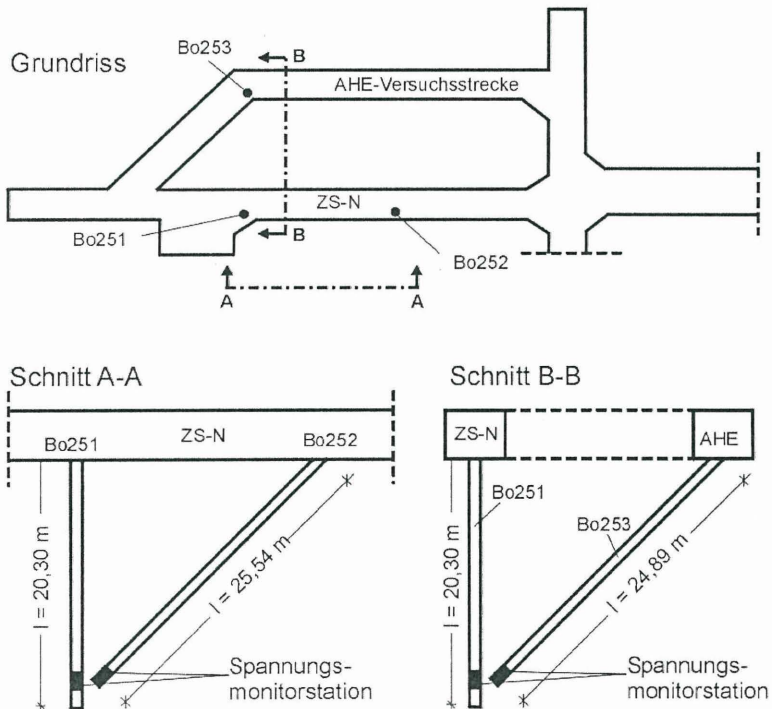


Abb. 9: Bohrlochanordnung für dreidimensionale Spannungsänderungsmessungen mit der 4-Komponenten-Monitorstation in Standardausführung

Als Alternative zu einer einzelnen Messbohrung mit einer dreidimensional messenden Monitorstation wurde daher die Anwendung von drei Standard-monitorstationen mit jeweils vier quer zur Bohrlochachse messenden Gebern erprobt. Um die erforderliche Mindestanzahl von sechs voneinander unabhängigen Messrichtungen zu erzielen, wurden in einem Streckensystem nahe des TSS-Versuchsfeldes drei Bohrungen mit unterschiedlicher Orientierung so ausgerichtet, dass sie aufeinander zulaufen und im Bohrlochtiefsten quasi einen gemeinsamen Messpunkt bilden (Abb. 9). Die darin installierten Monitorstationen weisen zusammen 12 Geber auf, die aufgrund der räumlichen Lage der Bohrungen und der daraus resultierenden unterschiedlichen Ausrichtung der Stationen verschiedene Orientierungen aufweisen, so dass aus einer Gesamtbetrachtung der Messdaten der räumliche Spannungszustand ermittelt werden kann.

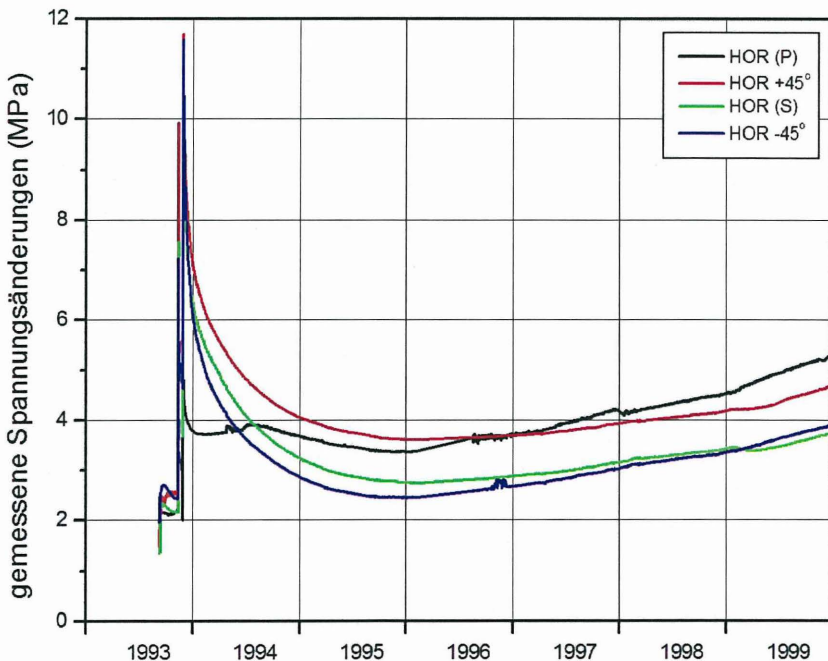


Abb. 10: Mit Station SM251-1 gemessene Spannungsänderungen

Der seit Einbau der Stationen im September 1993 beobachtete zeitlich Verlauf der Messwerte ist exemplarisch für die in Bohrung Bo251 installierte Station SM251-1 in

Abbildung 10 dargestellt. In allen Messrichtungen treten seit Anfang 1996 die erwarteten Spannungszuwächse auf, die durch Konvergenz des Messbohrlochs infolge des Gebirgsdrucks verursacht sind. Langfristig werden sich die Messwerte asymptotisch dem an der Messlokation anstehenden absoluten Gebirgsspannungszustand annähern. Dieser Vorgang ist abhängig von der Höhe des Gebirgsdrucks und von der Kriechfähigkeit des Gebirges und kann sehr große Zeiträume erfordern.

b) Überprüfung der Installationstechnik an überbohrten Spannungsgebern

Zur Überprüfung der Installationstechnik von Spannungsgebern wurde eine komplette Monitorstation, bestehend aus vier Gebern in der oben beschriebenen Standardanordnung, überbohrt (Abb. 11).



Abb. 11: Überbohren und Gewinnung einer im Gebirge installierten Spannungsmonitorstation

Der Kern mit der darin enthaltenen Station wurde anschließend in Scheiben zersägt, so dass eine visuelle Kontrolle der Wirksamkeit der Bohrlochverfüllung und der Sekundärinjektion über die gesamte Länge der Station möglich war (Abb. 12). Die Kontrolle ergab eine nahezu vollständige und damit zufriedenstellende Verfüllung der Bohrung mit Salzbeton. Lediglich an der Oberseite der Bohrung war ein geringer

„Firstspalt“ festzustellen. Für die Sekundärinjektion des Messbohrlochs war als Injektionsmaterial eingefärbtes Epoxyharz verwendet worden, so dass dieses Material relativ einfach in den zersägten Scheiben identifiziert werden konnte. Das Injektionsgut, das mit hohem Druck über spezielle Leitungen eingepresst worden war, konnte sowohl im Kontaktbereich zwischen Geber und Salzbetonverfüllung wie auch zwischen Bohrlochwand und Verfüllung sowie in einigen feinen Haarrissen im Verfüllmaterial festgestellt werden. Auch der oben beschriebene „Firstspalt“ war mit Epoxyharz ausgefüllt.

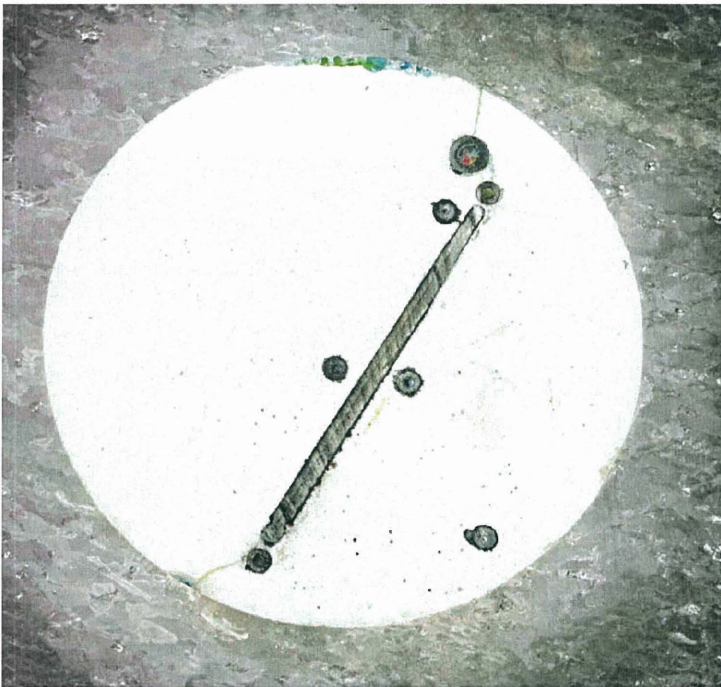


Abb. 12: Aufgesägter Spannungsgeber mit Bohrlochverfüllung und Salzgestein

c) Wiedergewinnung der Station SM149-3 aus dem TSS-Versuchsfeld

Nach Beendigung des Aufheizversuchs und einer ausreichend langen Abkühlphase wurde ein Teil des TSS-Versuchsfeldes freigelegt, um Nachuntersuchungen, z. B. Gewinnung von Korrosionsproben, Gewinnung von Versatzproben, Wieder-

gewinnung von Messinstrumenten, zu ermöglichen (BOLLINGERFEHR ET AL., 2004). In diesem Rahmen erfolgte auch die Wiedergewinnung der Spannungsmonitorstation SM149-3 aus dem Stoß einer Versuchsstrecke.



Abb. 13: Freigelegter Steinsalzblock mit eingebetteter Monitorstation SM149-3

Aus dem Gebirge wurde zunächst ein Gesteinsblock mit der darin enthaltenen Station herausgefräst (s. dazu Abb. 13) und in Frischwasser aufgelöst. Der noch verbliebene, aus der Bohrlochverfüllung stammende Salzbetonkern wurde in das Labor transportiert. Dort wurde die Station durch vorsichtiges mechanisches Auftrennen des Kerns freigelegt (Abb. 14).



Abb. 14: Wiedergewonnene Monitorstation SM149-3

Die anschließende Überprüfung der Spannungsgeber, der Kompensationsventile und der Messleitungsanschlüsse an der Station ergab keine Hinweise auf starke Korrosion oder mechanische Beschädigung. Ein Test mit Wiederherstellung des Anschlusses der Geber an eine Messstation zeigte, dass die Geber noch funktionsfähig waren. Daraus lässt sich folgern, dass der oben beschriebene Messgeberausfall der Gruppe B nicht auf ein Versagen der Spannungsgeber selbst zurückzuführen ist. Offensichtlich ist der Ausfall durch Beschädigungen der hydraulischen Messleitungen bedingt, die von der Messbohrung im Bereich der Erhitzer über Sohle, Stoß und Firste in einen Kabelkanal geführt wurden und dort sehr hohen mechanischen Beanspruchungen durch die infolge Aufheizen verursachten Verformungen der Versuchsstrecken ausgesetzt waren.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im TSS-Versuchsfeld des Forschungsbergwerks Asse wurde von 1988 bis 2003 ein Großversuch zur Erprobung der direkten Endlagerung Wärme entwickelnder Pollux-Brennelementebehälter durchgeführt. Im Zuge dieser Untersuchungen erfolgten auch umfangreiche Langzeitspannungsmessungen mit Spannungsmonitorstationen.

Ergebnisse der Langzeitspannungsmessungen liegen über einen Zeitraum von 14 Jahren vor. Sowohl in der Vorlaufphase vor dem Aufheizvorgang wie auch während der Aufheizphase und der sich anschließenden Abkühlphase wurden Spannungsänderungen gemessen, deren qualitativer Verlauf plausibel ist und durch thermomechanische Modellberechnungen bestätigt wird. Hinsichtlich der langfristigen Funktionstüchtigkeit ergaben sich bei den Monitorstationen auffällige Unterschiede. Während die vor Auffahrung der Versuchsstrecken installierten Geber (Gruppe A) über die gesamte Messdauer verlässliche Werte mit nur wenigen Ausfällen zeigten, fielen die von den Versuchsstrecken aus installierten Geber (Gruppe B) innerhalb der ersten Monate und Jahre nach Beginn der Aufheizphase aus. Die Messgeberausfälle sind darauf zurückzuführen, dass die zugehörigen Messleitungen durch die Versuchsstrecken geführt wurden und dort den sehr hohen Versuchstemperaturen sowie den daraus resultierenden hohen Gebirgs- und Versatzverformungen ausgesetzt waren.

Da auch bei anderen Messungen erhebliche Instrumentenausfälle zu verzeichnen waren, wurden im Zuge einer Wiederauffahrung einige Messinstrumente aus dem Versatz und aus dem Gebirge wieder ausgebaut. Dabei wurde auch eine vollständige Spannungsmonitorstation in aufwendiger Weise aus dem Salzgebirge geborgen, freigelegt und im Labor untersucht. Alle vier Geber der Station waren noch intakt, so dass die Messgeberausfälle tatsächlich auf die Beschädigung von Messleitungen in den thermisch und mechanisch hoch beanspruchten Versuchsstrecken zurückgeführt werden können. Für künftige Messinstrumentierungen unter vergleichbaren Bedingungen wird empfohlen, Messleitungen außerhalb des Bereichs mit hohen thermischen und mechanischen Beanspruchungen zur Messwert-erfassungsanlage zu führen. Ist dies nicht möglich, sind entsprechende Vorkehrungen für den Schutz der Messleitungen zu treffen (z. B. gegen Schubbeanspruchung durch Einbettung in weichen, nachgiebigen Materialien, nicht jedoch in mit Salzbeton ausgegossenen Kabelschlitzen; gegen Zug- und Druckbeanspruchung durch eine spiralförmige Kabelführung, um große Verformungen in Kabellängsrichtung zu ermöglichen).

Weitere spezielle Untersuchungen betrafen das Überbohren und Aufsägen installierter Spannungsgeber. Dadurch konnte die Installationstechnik, die das Verfüllen der Bohrung und eine anschließende Sekundärinjektion mit hoch viskosem Epoxyharz umfasst, hinsichtlich ihrer Wirksamkeit und Güte überprüft werden. Die angewandte Technik hat sich bewährt und wird bei Langzeitspannungsmessungen an anderen Standorten standardmäßig eingesetzt.

Schließlich wurde zur räumlichen Erfassung von Spannungsänderungen eine Bohrlochanordnung erprobt, die aus drei aufeinander zulaufenden Bohrungen unterschiedlicher Orientierung besteht. Diese Bohrungen wurden im Tiefsten mit jeweils einer Monitorstation in Standardausführung, bestehend aus vier quer zur Bohrachse messenden Gebern, bestückt. Aufgrund der unterschiedlichen räumlichen Orientierung der Stationen werden ausreichend viele Spannungskomponenten gemessen, so dass daraus der vollständige räumliche Spannungszustand abgeleitet werden kann. Diese Messmethode und Bohrlochanordnung wird ebenfalls an anderen Standorten standardmäßig verwendet.

Literatur

- Bechthold, W., Rothfuchs, T., Poley, A., Ghoreychi, M., Heusermann, S., Gens, A. & Olivella, S. (1999): Backfill and Sealing of Underground Repositories for Radioactive Waste in Salt (BAMBUS Project), Report, EUR 19124 EN, CEC.
- 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, EUR 20621 EN, CEC.
- Bollingerfehr, W., Heusermann, S., Droste, J. & Rothfuchs, T. (2004): Reliability and Accuracy of Geotechnical Instruments During 10 Years of In-Situ Application. Euradwaste '04, 6th EC Conference on the Management and Disposal of Radioactive Waste, 29 March – 1 April, Luxembourg.
- Heemann, U. & Heusermann, S. (2004): Theoretical and Experimental Investigation on Stresses and Permeability in the BAMBUS Project. DisTec 2004, Int. Conf. on Radioactive Waste Disposal, April 26-28, Berlin.
- Heusermann, S., Heemann, U. & Sprado, K.-H. (2003): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Versatz in Endlagerstrecken im Salinar. Abschlussbericht zum BMBF/BMWi-Vorhaben 02E8896/02E9228, Tgb.-Nr. 10676/03, BGR, Hannover.
- Heusermann, S. (1993): Measurement of Initial Rock Stress at the Asse Salt Mine. Proc. 3rd Conf. on the Mech. Behavior of Salt, Palaiseau, France, Sept. 14-16.
- Manthei, G., Eisenblätter, J., Kamlot, P. & Heusermann, S. (1998): Acoustic Emission Measurements in a Salt Mine Using a Special Borehole Probe. Proc. 23th Europ. Conf. on Acoustic Emission Testing, p. 42 - 47, Vienna, Austria.
- Rothfuchs, T., Wiczorek, K., Bollingerfehr, W., Heusermann, S., Stührenberg, D. & Kamlot, P. (2003): Geotechnische Untersuchungen im Projekt BAMBUS II. 6. Statusgespräch zu FuE-Vorhaben auf dem Gebiet der Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen, Karlsruhe, 27. – 28. Mai 2003.

Autor:

Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: Heusermann@bgr.de

Tunnelbauvorbereitende Spannungs- und Verformungsmessungen am Neubau des Museums der bildenden Künste Leipzig

Dipl.-Ing. Yves Koitzsch

Zusammenfassung

Das auf dem Sachsenplatz in Leipzig errichtete Museum der bildenden Künste wird künftig durch beide Röhren des geplanten City-Tunnels bei geringen Abständen zwischen Gründung und Tunnelfirste vollständig diagonal unterfahren. Eine Berechnung der aus dem Bodenentzug beim suspensionsgestützten Tunnelvortrieb im Lockergestein resultierenden Verformungen ergab, dass diese für das Bauwerk ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen unverträglich sind. Sie müssen deshalb durch das Compensation-Grouting-Verfahren (CGV) auf ein zulässiges Maß reduziert werden. Im Rahmen der Beweissicherung für die nun begonnene Tunnelbaumaßnahme war es notwendig, auch die vor Tunnelunterfahrung, aus dem Bau des Museums resultierenden Setzungen zu kennen. Für die Überwachung der Verformungen und Steuerung des Compensation-Grouting-Verfahrens wurde ein flächendeckendes geotechnisches Mess- und Überwachungssystem im Untergeschoss des Museums weit vor der Unterfahrung durch den City-Tunnel geplant, ausgeschrieben und im Rahmen der Roh- und Ausbauarbeiten zum überwiegenden Teil bereits installiert. Dabei wurde seitens des Bauherrn und der Architekten die Forderung einer nicht sichtbaren Anordnung des überwiegenden Teils der Messtechnikkomponenten erhoben und umgesetzt, was hier die besondere planerische Herausforderung darstellte. Über die bisherigen Ergebnisse der regelmäßig am geotechnischen Messsystem stattfindenden Folgemessungen wird im Vortrag berichtet.

1 Museum der bildenden Künste (MdbK)

Eine nicht nur statisch sehr anspruchsvolle Baumaßnahme stellt der Neubau des Museums der bildenden Künste auf dem Sachsenplatz im Zentrum von Leipzig dar. Baubeginn war im März und Grundsteinlegung im Juni 2000. Das Gebäude wurde im Juli 2004 fertiggestellt und an die Stadt Leipzig übergeben, Abbildung 1. Am 4. Dezember 2004 eröffnete es genau 61 Jahre nach der Zerstörung des alten Bildermuseums am Augustusplatz. Es ist der erste Neubau eines Kunstmuseums im östlichen Teil Deutschlands seit 1950.



Abbildung 1: Museum von der Ecke Katherinenstraße / Neue Böttchergasse

Das Museum der bildenden Künste wurde auf einer 1 m mächtigen Stahlbetonbodenplatte als mehrgeschossiger Scheibenbau in Stahlbeton errichtet. Eine Grundfläche von 40 m × 80 m und eine Gebäudehöhe von ca. 40 m beschreiben die Baukubatur. Verblendet wird das Museum mit einer umlaufenden Glasvorhangfassade. Die Geschossfläche beträgt 16.700 m² (brutto) und der Bruttorauminhalt liegt bei 125.400 m³. Im für die Messtechnik-instrumentierung relevanten Untergeschoss befinden sich zahlreiche Sonderausstellungsräume und weitere der Öffentlichkeit zugängliche Bereiche.

Das Museum ist innerhalb der im Gründungshorizont anstehenden pleistozänen Flussschotter gegründet und taucht etwa 2 m in das Grundwasser ein (System „Weiße Wanne“). Sein Gründungsniveau liegt bei 103,8 mNN (Planungsnull ist 110,4 mNN).

Die statische Konstruktion führt in Verbindung mit den auftretenden Punkt- und Linienlasten zu lokalen Lastkonzentrationen. Prognostiziert wurden durch den Tragwerksplaner absolute Setzungen im Lastfall Vollast in einer Größenordnung von 40 mm und Winkelverdrehungen um 1/500. Diese Setzungen sind, wie die Ergebnisse zeigen werden, heute weitgehend abgeklungen.

2 City-Tunnel Leipzig / Sicherungsverfahren

Das Museum wird durch beide Röhren des City-Tunnels bei Abständen zwischen Gründung und Tunnelfirste von ca. 5,5 m im maschinellen Vortrieb vollständig diagonal unterfahren. Die Tunnelfirste liegt im Niveau 98,2 mNN und der gesamte Röhrenquerschnitt im Bereich der überwiegend nichtbindigen Flussschotter bzw. tertiären Sande. Berechnungen der aus dem Bodenentzug (Annahme ist ein Bodenentzug¹⁾ von 0,65%) beim suspensionsgestützten Tunnelvortrieb im Lockergestein resultierenden Verformungen ergaben, dass diese für das Bauwerk ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen unverträglich sind, insbesondere bei deren Überlagerung mit den Setzungen aus Bauwerkslast.

Prognostiziert wurden tunnelbaubedingte maximale Absolutverformungen in einer Größenordnung von etwa 43 mm. Die theoretische Verformungsmulde ist - gemessen von der Mittelachse zwischen den beiden Tunnelröhren - etwa 25 m bis 30 m breit, so dass sich im ungünstigsten Fall ein theoretischer Senkungstrog von bis zu 60 m Breite ergibt. Es resultieren Winkelverdrehungen um etwa 1/320 in der Muldenlage der Verformungsmulde bzw. 1/400 in der kritischeren Sattellage. Zulässig sind jedoch Winkelverdrehungen infolge lotrechter Verschiebungen in einer Größenordnung von 1/300 (Muldenlage der Verformungsmulde) und 1/600 (Sattellagen).

Die unzulässigen Verformungen müssen durch das Compensation-Grouting-Verfahren (CGV) auf ein zulässiges Maß reduziert werden, Abbildung 2.

¹⁾ Auf den Ausbruchquerschnitt bezogener Flächenanteil der Verformungsmulde.

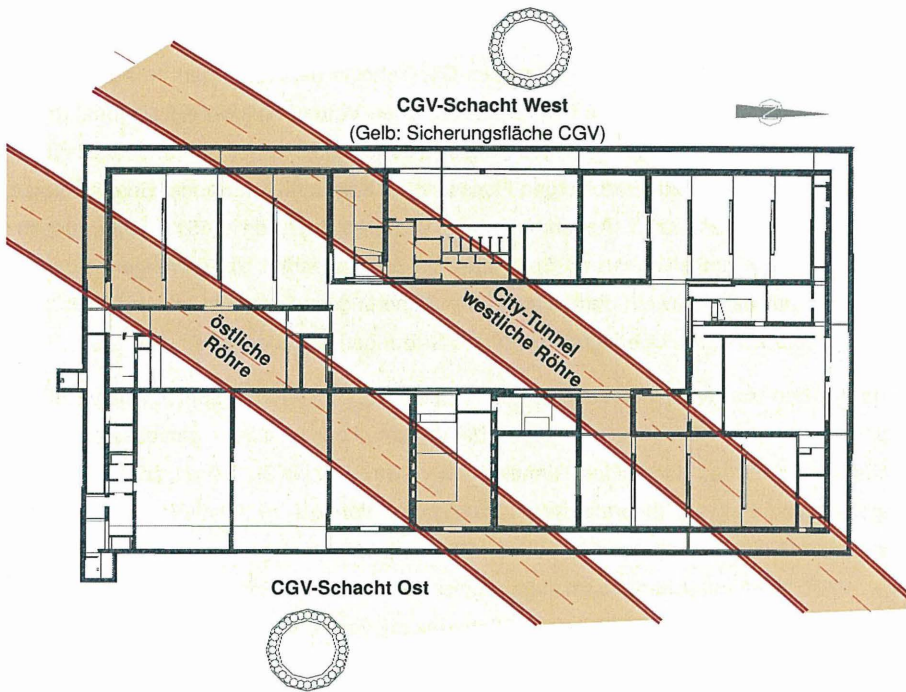


Abbildung 2: Situation der Tunnelunterfahrung und CGV-Sicherungsfläche (Prinzipiskizze)

Zwei für die Sicherung erforderliche Schächte wurden im Rahmen der Gestaltung der Außenflächen im Zeitraum Juli bis September 2003 hergestellt und abgedeckt. Sie sind heute mit dem Pflaster der Außenanlagen des Museums überdeckt und insofern an der Oberfläche nicht sichtbar.

Die Schächte wurden mittels überschnittener Bohrpfahlwand mit Unterwasserbetonsohle und Spritzbetonschale ausgeführt. Aus den Schächten heraus werden vor dem Tunnelbau mittig zwischen Gründung des MdbK und Tunnelfirste im Niveau 100,5 mNN (5 m unterhalb des natürlichen Grundwasserstandes) die Ventilrohrfächer für die Gebäudesicherung mittels Preventer-Bohrtechnik eingebaut (Gesamtlänge ca. 4.000 m), Abbildung 3.

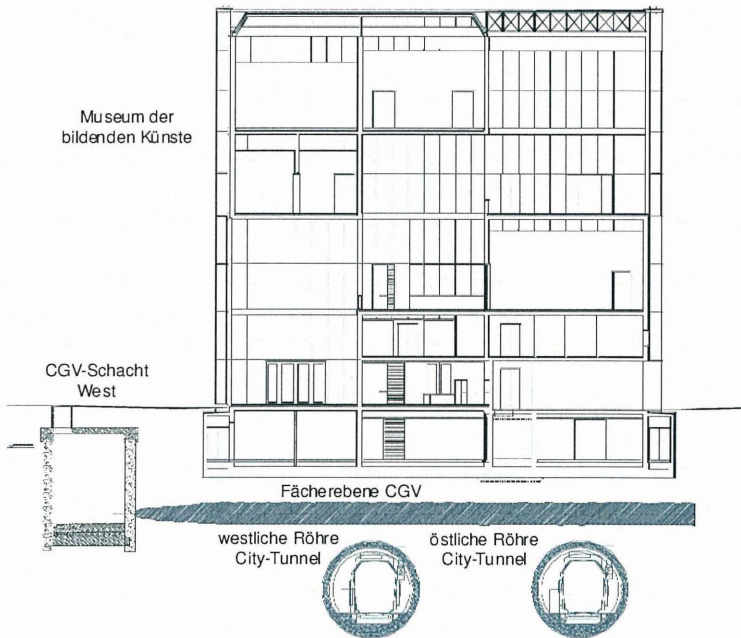


Abbildung 3: Querschnitt MdbK mit Tunnelröhren und CGV-Sicherung

3 Baugrund / Grundwasser

Unter etwa 4 m mächtigen anthropogenen Ablagerungen, welche durch die Baumaßnahme ausgeräumt wurden, folgen ca. 7 bis 16 m mächtige pleistozäne Flussschotter, die aus stark sandigen Fein- bis Mittelskiesen, z.T. auch aus steinigen Grobkiesen bestehen und hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung äußerst rhythmisch aufgebaut sind. Schluffige, schwach kiesige Mittel- bis Grobsande treten bereichsweise auf. An der Basis der Flussschotter kommen lokal die im Leipziger Stadtgebiet typischen, völlig unregelmäßig anzutreffenden Tertiärquarzite vor. Deren markante Eigenschaft ist, dass sie durch Erosionsvorgänge verschleppt und z.T. hierdurch verkippt worden sind, also durchaus auch in „aufrechter“ Lagerung angetroffen werden können. Die bisher erkundete maximale Mächtigkeit beträgt am Museum ca. 3,7 m.

Abmessungen von etwa 7,0 m Länge × 3,5 m Höhe und 4,0 m Breite wurden in anderen, die Tunneltrasse tangierenden Baumaßnahmen²⁾ festgestellt.

Unterhalb der pleistozänen Flussschotter folgt eine Schicht mit oligozänen Sanden, die zwischen 7 und 14 m mächtig ist. Sie besteht aus xylithischen, kohligen und schluffigen Fein- bis Mittelsanden sowie vereinzelt schluffigen Wechsellagerungen. Innerhalb dieser Schicht sind zwei weitere Quarzithorizonte ausgebildet.

Ausgesprochen bindige Schichtkomplexe beginnen im Untersuchungsgebiet erst ab etwa 21... 26 m unter GOK. Es handelt sich um die Schichten „Grüngrauer Schluff“ in einer Mächtigkeit von ca. 6,0 m und den sogenannten „Muschelschluff“, der ca. 8,5 m mächtig ist. Unterlagert wird der Komplex durch die grauen Sande (oft gespannter Grundwasserleiter) und die Glaukonitschluffe (Gesamtmächtigkeit dieses Schichtpaketes ca. 8 m) sowie ein ca. 13 m mächtiges Kohleflöz (Hangendes ca. 43 m unter Geländeoberkante) ohne feststellbares Zwischenmittel. Unterhalb wurden ausgesprochen tonige Ablagerungen angetroffen.

Die für das Setzungsverhalten und die Verformungsmessungen maßgebenden Schichtunterkanten lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Pleistozäne Flussschotter,
- oligozäne Sande,
- bindiger Schichtkomplex und
- Liegendton der kohligen Komplexe.

Der natürliche Grundwasserstand liegt etwa 4,5 m unter Geländeoberkante im Niveau 105,5 mNN in den pleistozänen Flussschottern.

4 Geotechnisches Messsystem

Die erforderliche aktive CGV-Sicherung des Gebäudes setzt den Einsatz eines flächenhaften messtechnischen Überwachungs- und Steuerungssystems voraus. Vor diesem Hintergrund wurde im MdbK bereits im Jahre 1999 ein Messsystem, bestehend aus

²⁾ Tiefe Baugruben im Zuge der Neubaumaßnahmen „Juridicum-Passage“ und „Marktgalerie Leipzig“.

- Mehrfachextensometer,
- Sohlspannungsaufnehmern,
- Horizontalinklinometermessstellen und
- Schlauchwaagenmesssystem (inkl. Kommunikations-/Versorgungsleitungen)

geplant, ausgeschrieben und eingebaut, Abbildung 4. Bis auf die Geber der letztgenannten Komponente ist das System heute installiert, voll funktionsfähig, kalibriert und im Sinne einer Beweissicherung vor Tunnelunterfahrung auch mehrfach vermessen worden.

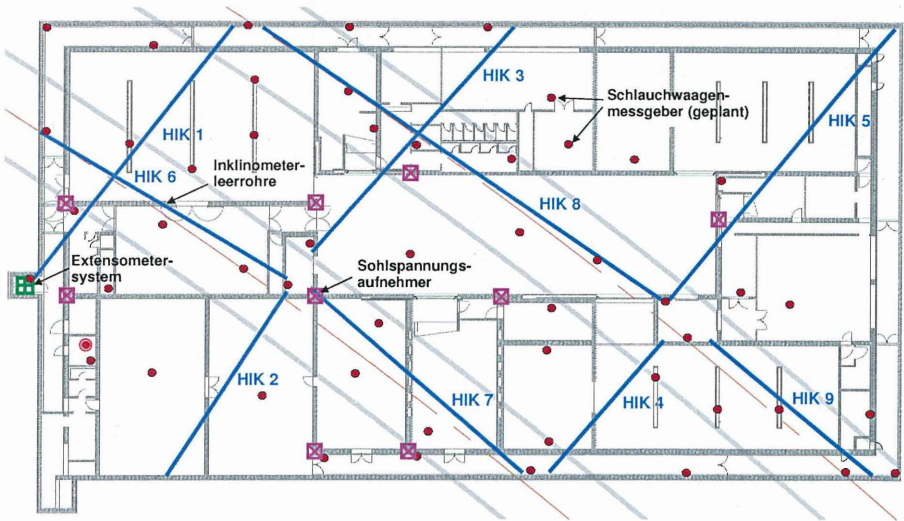


Abbildung 4: Geotechnisches Messsystem MdbK (Extensometer, Sohlspannungsaufnehmer, Horizontalinklinometer-Messstellen und Schlauchwaagenmessgeber)

Beim Messsystem handelt es sich grundsätzlich um bautechnische Standardkomponenten, deren Einbau hier jedoch an die spezifischen Bedingungen und Erfordernisse angepasst werden musste. Vor dem Hintergrund der hochwertigen Nutzung des MdbK auch im Untergeschoss und den dort existenten Sonderausstellungsräumen wurde seitens des Bauherrn und der Architekten die Forderung einer nicht sichtbaren Anordnung des Großteils aller Messtechnikkomponenten erhoben. Derartige Forderungen sowie die komplexen und innovativen Lösungen zur Klimatisierung und Sicherung des Museums führten zu einer besonderen Herausforderung bei der Planung / Ausführung des Messsystems.

4.1 Extensometer

Das Glasfaser-Kunststoff-Extensometer wurde im Januar 2000 innerhalb der Baugrube (wasserdicht durch Spundwandverbau mit gedeckelter Weichgelsohle) so installiert, dass es später mittels spezieller Abdichtung in die Bodenplatte integriert werden konnte und heute im südlichen Teil, innerhalb des Gebäudes liegt, Abbildung 5. Es fungiert neben seiner eigentlichen Aufgabe - der schichtbezogenen Setzungsmessung - als Bezugspunkt für das gesamte Messsystem.



Abbildung 5: Bohrarbeiten und Einbau des 4fach Extensometers innerhalb der Trogbaugrube (Spundwandverbau / gedeckelte Weichgelsohle) im Januar 2000

Ausgehend von der Baugrundsichtung wurde es zum 4fach Extensometer mit Lage des tiefsten Ankerpunktes ca. 65 m unter Geländeoberkante im Liegendton/-kaolin unterhalb des Braunkohlenflözes ausgebaut, Abbildung 6. Die vorgenommene Abstufung der 4 Ankerpunkte ermöglicht nun auch eine getrennte Bewertung der Setzungsbeträge der maßgebenden Baugrundsichten. Ankerpunkte (AP) liegen an der Basis der Schichten:

- | | |
|------------------------------------|----------------------------|
| • Pleistozäne Flussschotter | $AP_4 = 94,7 \text{ mNN};$ |
| • oligozäne Sande | $AP_3 = 85,2 \text{ mNN};$ |
| • bindiger Schichtkomplex | $AP_2 = 66,5 \text{ mNN};$ |
| • Liegendton der kohligen Komplexe | $AP_1 = 45,8 \text{ mNN}.$ |

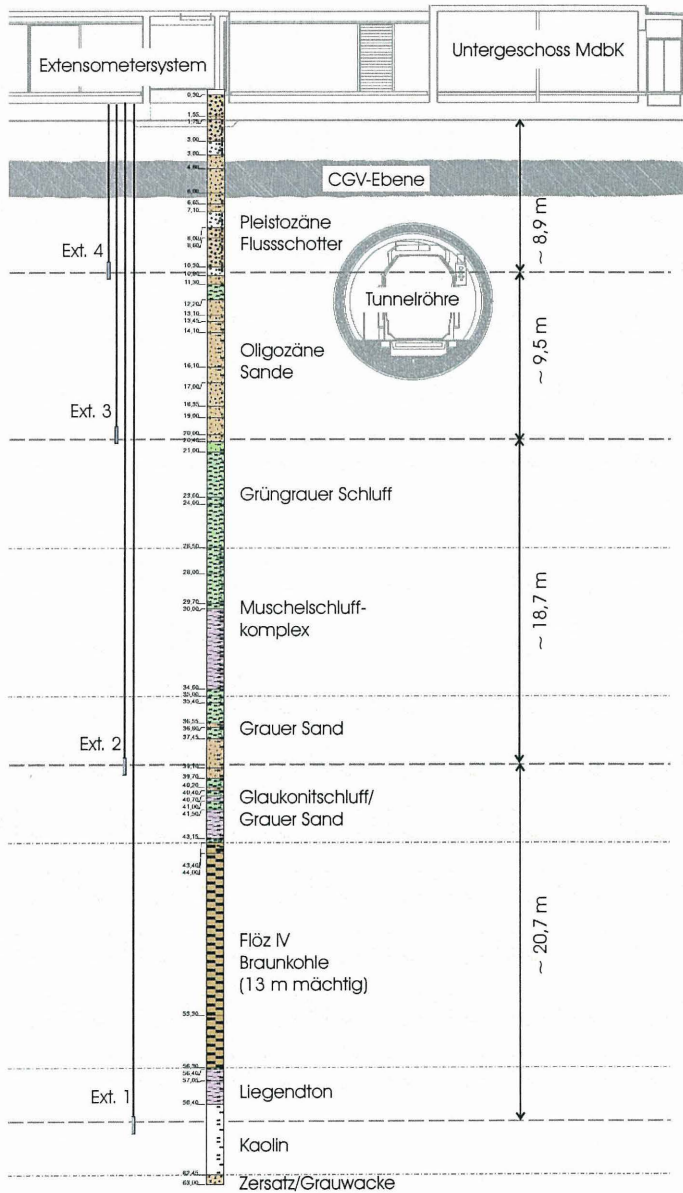


Abbildung 6: Geotechnisches Profil mit Darstellung des erfolgten Extensometersausbaus (Prinzipdarstellung)

Die Kunststoff-Extensometer wurden vorkonfektioniert geliefert, auf der Baustelle letztlich unter Berücksichtigung der beim Bohren vorgefundenen Baugrundsituation endmontiert und im Schutz der Verrohrung eingebaut. Eine anschließende porenarme Verfüllung des Ringraumes und die erforderliche radiale Bettung der Extensometer erfolgte mit Dämmen.

Je Extensometer betragen die Messbereiche 100 mm.

4.2 Sohlspannungsaufnehmer

Mit dem Ziel einer Observation von Spannungsumlagerungen hoch belasteter tragender Bauteile wurden durch den Tragwerksplaner des Museums Sohlspannungsaufnehmer (Druckkissen) gefordert. Eine Installation (Verteilung in der Gründungsebene) erfolgte vor Herstellung der Bodenplatte, Abbildung 7. Zuvor sind entsprechende Aussparungen in der 0,15 m mächtigen Sauberkeitsschicht vorgesehen und Leerrohre für die Datenkabel der Geber eingegossen worden. Die Bettung der Geber selbst erfolgte in einer Quarzsandschicht.

Es wurden insgesamt 9 Stück Sohlspannungsaufnehmer (Schwingsaitensensoren, System Glötzl, Typ EVM 20 / 30 K10 A KR) mit auf die Lastprognosen abgestimmten Messbereichen von 1 und 2 MN/m² eingebaut. Eine Zusammenfassung der Signalkabel erfolgte zentral in einem Lagerraum im Untergeschoss des Museums.



Abbildung 7: Einbau der Sohlspannungsaufnehmer in der Sauberkeitsschicht im April 2000 und zentrale Zusammenfassung der Leitungen vor Betonage

4.3 Horizontalinklinometermessstellen

Im Rahmen der Ausführung der Bewehrungsarbeiten für die Bodenplatte wurden horizontal insgesamt 9 Aluminium-Leerrohre (Längen 20 bis 42 m) für Vermessungen mittels einer Inklinometersonde mittig in die Bodenplatte integriert, Abbildung 8. Eine Ausrichtung erfolgte in Tunnellängsrichtung bzw. orthogonal dazu. Die mit Nuten für die Sondenführung versehenen Leerrohre wurden nach spezieller Abdichtung an den Rohrschüssen einbetoniert und sind nun von den Fahrstuhlunterfahrten aus zugänglich und messbar.



Abbildung 8: Einbau von Inklinometerleerrohren innerhalb der Bewehrung der Bodenplatte des Museums (April bis Mai 2000)

4.4 Schlauchwaagenmesssystem

Vorbereitet wurde der Einsatz von insgesamt 51 Schlauchwaagenmessgebern, deren Anordnung sich an der Verformungsprognose und der Identifizierung maßgebender Interaktionspunkte orientiert. Erforderliche Kommunikations- und Versorgungsleitungen (3 Leitungen je Geber) sind nun vollständig installiert und führen sternförmig zum zentralen Lagerraum im Untergeschoss. Dort stehen auch später die Referenzgefäße für mindestens zwei Messkreise³⁾. Die Leitungsverlegung wurde auf ein hydrostatisches System ausgelegt. Hier ist - dem aktuellen Stand der Technik entsprechend - im Rahmen der Ausführung zu erwarten, dass ein System aus Druckschlauchwaagen installiert werden wird.

³⁾ Geber liegen bedingt durch den Bodenaufbau im Museum auf unterschiedlichen Höhenniveaus. Je Niveau wurde ein Messkreis geplant.

Eine besondere Schwierigkeit bei der Installation im MdbK bestand darin, dass die Leitungen des geplanten hydrostatischen Systems Längen von bis zu 80 m aufweisen und systembedingt Höhenunterschiede von ± 10 cm nicht überwinden sollten (Entlüftung), die Geber selbst jedoch später auf unterschiedlichsten Höhenniveaus sitzen werden. Eine Anordnung der Leitungen war innerhalb eines klimatisierten Druckbodens (Doppelboden) vorzunehmen und die Verlegung an unterschiedlichste Bodengestaltungen anzupassen.

Besondere Probleme, die letztlich immer nur vor Ort gelöst werden konnten, traten in Kreuzungspunkten zwischen Kommunikations-/Versorgungsleitungen und Lüftungstrassen sowie massiven Elektronik- und Steuerungskabeln der Inneninstallation für das MdbK auf, Abbildung 9.



Abbildung 9: Einbau von Kommunikations-/Versorgungsleitungen des Schlauchwaagemesssystems (bis April 04), hier Kreuzung von massiven Kabeltrassen

5 Ergebnis der Nullmessung und bisherigen Folgemessungen am Messsystem

5.1 Terminablauf

Nach Herstellung der Bodenplatte erfolgte Anfang April 2000 zunächst eine Nullmessung (NM) an den Sohlspannungsaufnehmern. Mitte Mai 2000, also 1,5 Monate später, konnten die in die Bodenplatte integrierten HIK-Leerrohre erstmals vermessen werden. Eine Nullmessung am Extensometer erfolgte im Juli des gleichen Jahres. Zu diesem Zeitpunkt waren die Wände im Untergeschoss und die Decken bereits betoniert.

Abbildung 10 zeigt die „Stichtage“ bisher am System realisierter Folgemessungen (FM) in Bezug auf die Nullmessung. Folgemessungen sind wie folgt realisiert worden:

- Extensometer: 6 Folgemessungen,
- Sohlspannungsaufnehmer: 9 Folgemessungen sowie
- HIK-Messstellen: 5 Folgemessungen.

Die Folgemessungen fanden in Abhängigkeit vom erreichten Bau- und Ausbaustand (zuletzt im Mai 2005) statt. Auf die Messergebnisse soll im Folgenden eingegangen werden.

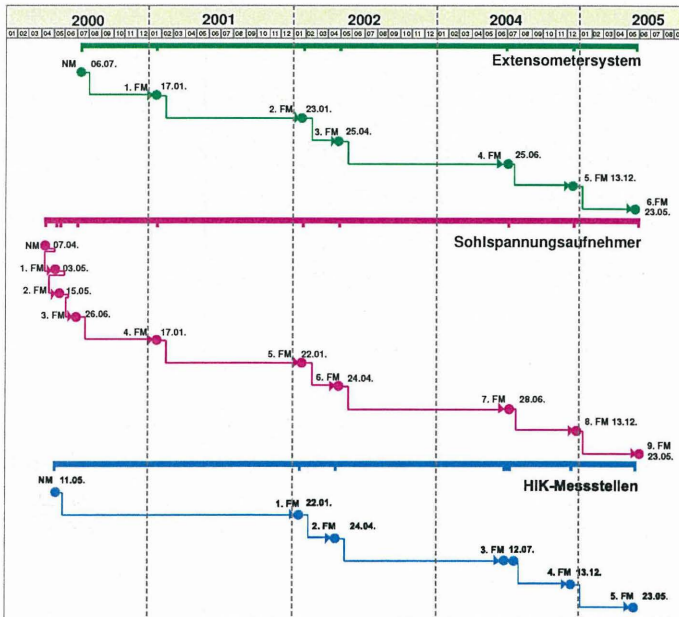


Abbildung 10: Terminablauf der Null- und Folgemessungen MdbK

5.2 Extensometer

Bisher wurden über die Messdauer von ca. 60 Monaten am Extensometersystem Gesamtsetzungen in einer Größenordnung von 12,5 mm registriert, Abbildung 11. Die Messungen erfolgten manuell mittels Messuhr. Dabei werden die Wege zwischen dem Messanschlag der Extensometer und den Kopfpunkten mehrmals vermessen. Geodätische Vermessungen zwischen außerhalb des Gebäudes liegenden städtischen Festpunkten und dem Extensometersystem sowie die Anbindung der Inklinometerrohranfänge (Nivellement) ermöglichen eine Zuordnung aller Messwerte zum müNN-Höhensystem.

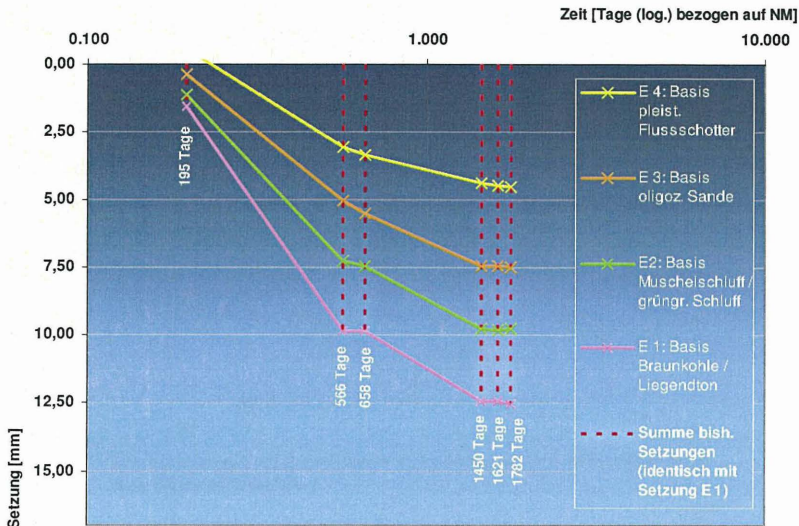


Abbildung 11: Ergebnis der 6 Folgemessungen des 4fach Extensometers im MdbK und Darstellung der Gesamtsetzung (vertikale Linien)

Ausgehend vom auf das geotechnische Modell des Baugrundes bezogenen, gestuften Ausbau des Messsystems können die Setzungsbeträge der einzelnen Schichtenkomplexe getrennt voneinander ausgewertet werden. Eine schichtbezogene Auswertung der Messungen zeigt, dass die bisherige Setzungszunahme im Wesentlichen durch die pleistozänen Flussschotter und die oligozänen Sande bestimmt worden ist, Abbildung 12. Seit der 4. Folgemessung waren praktisch keine weiteren Lastsetzungen mehr messbar.

Die Ergebnisse korrespondieren nicht uneingeschränkt mit den im Abschnitt 5.4 genannten Inklinometermessungen in der Nähe der Extensometer, da bautechnisch bedingt eine Nullmessung am Extensometersystem erst ca. 2 Monate nach der an den Inklinometermessstellen erfolgen konnte. Erste, im Wesentlichen aus den Lasten der Bodenplatte und dem Rohbau des Untergeschosses (Wände und Decken) eingetragene Setzungsanteile (Sofortsetzungen) konnten nicht erfasst werden. Ferner ist zu beachten, dass sich das Extensometersystem in einem gering belasteten Abschnitt des Museums befindet, Abbildung 4 und insofern nicht die gleichen Setzungsbeträge aufweisen kann, wie hoch beanspruchte zentrale Bereiche.

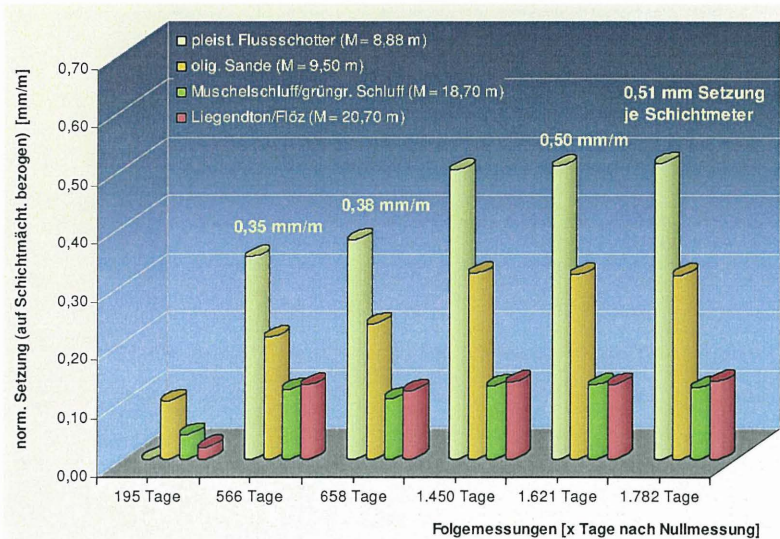


Abbildung 12: Schichtbezogene Setzungsbeträge (Setzung / Schichtmächtigkeit in mm / m) der 6 Folgemessungen am Extensometersystem

Der Setzungsverlauf in beiden vorstehenden Abbildungen lässt jedoch die Schlussfolgerung zu, dass die Lastsetzungen am MdbK heute weitgehend abgeschlossen sind. Insbesondere die letzten Messungen bestätigten die Annahmen zur Festlegung der tiefen Extensometerpunkte.

Zweifelsohne ist es als Bezugssystem des gesamten Messsystems geeignet.

5.3 Sohlspannungsaufnehmer

Ausgehend von der letzten Folgemessung wurden an den 9 Aufnehmern Sohlspannungen in einer Größenordnung von ca. 70 bis 410 kN/m² registriert, Abbildung 13. In dieser Abbildung sind auch einige Baustände dargestellt, die eine qualitative Bewertung von Spannungsänderungen ermöglichen.

Die Messgenauigkeit der Sohlspannungsaufnehmer berücksichtigend resultiert, dass momentan 1 Geber (K 1) noch keine belastbaren Messwerte liefert. Sämtliche Messwerte der anderen 8 Geber liegen in einer Größenordnung von 6 bis 40% ihrer Messbereiche.

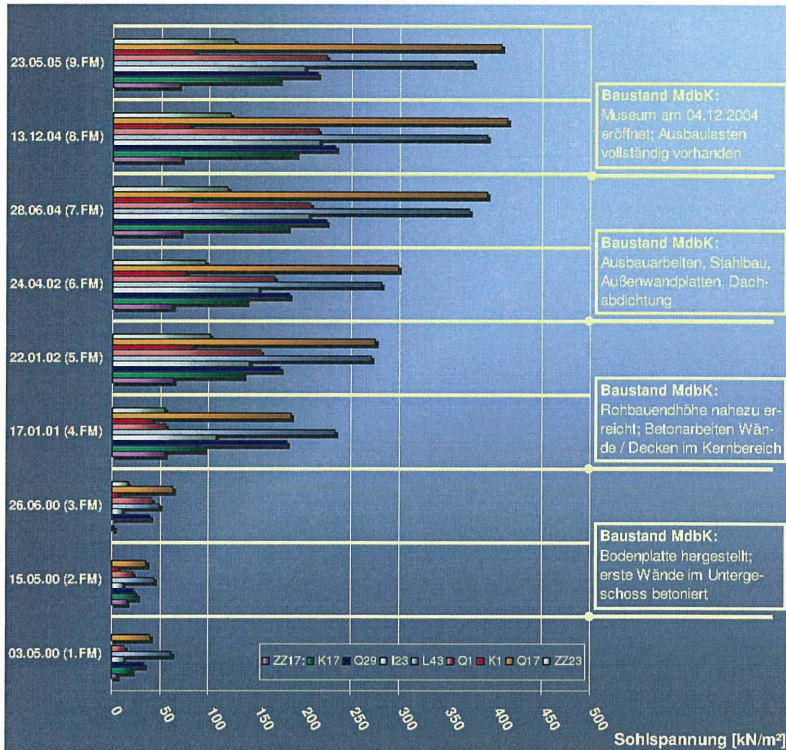


Abbildung 13: Ergebnis der 9 Folgemessungen an den 9 Sohlspannungsaufnehmern MdbK und Grobzuordnung von Bauständen

Hohe Sohlspannungen wurden in der letzten Messung erwartungsgemäß im Kernbereich des Gebäudes, also unter zentralen Bereichen der Bodenplatte festgestellt (Höchstwert im Bereich eines Treppenhauses). Eine vom Baufortschritt abhängige bzw. mit diesem stark veränderliche Spannungsverteilung war immer erkennbar.

Eine nachstehende Tabelle 1 fasst die Ergebnisse der letzten Folgemessung nochmals zusammen. Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.4 benannten Verformungsmessungen (Setzungsmessungen) können die aus baupraktischer Sicht interessanten Bettungsmoduln berechnet werden. Ausgehend von den Messungen am MdbK resultieren für die punktuell relativ hoch belastete Stahlbetongründung Größenordnungen von 2... 10 MN/m³.

Aufnehmer/ Achse MdbK	Messbereich des Gebers	prognostizierter Wert ⁴⁾	Messwert im Mai/ 2005	Vergleich Prognose- /Ist-Wert	Vergleich Messbereich / Messwert	Setzung am HIK 5. FM Mai/2005	Bettungs- modul
[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[%]	[%]	[m]	[MN/m ³]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
				$= (4)/(3) \times 100\%$	$= (4)/(2) \times 100\%$	Abschnitt 5.4	$= (4)/(7)$
ZZ17	1,00	0,25	0,068	27,4	7,1	0,032	2,2
K17	1,00	0,17	0,174	102,2	19,1	0,042	4,2
Q29	1,00	0,18	0,214	122,2	23,3	0,039	5,6
I23	1,00	0,16	0,200	125,2	21,7	0,040	5,0
L43	1,00	0,16	0,378	235,9	39,2	0,040	9,6
Q1	2,00	0,22	0,224	101,9	10,8	0,035	6,4
K1	2,00	0,22	(0,085)	38,8	4,0	0,036	(2,4)
Q17	2,00	0,20	0,407	203,5	20,7	0,044	9,4
ZZ23	2,00	0,25	0,127	50,9	6,2	0,036	3,5

Tabelle 1: Messergebnisse der Folgemessung Mai 2005 an den Sohlspannungsaufnehmern und abgeleitete Bettungsmodul für die Stahlbetongründung

5.4 Inklinometermessstellen

Vermessungen wurden mit der Neigungsmesseinrichtung NMGH (Typ Glötzl) als Umschlagsmessung (in zwei Sondenlagen) ausgeführt. Die Systemgenauigkeit wird seitens des Herstellers mit $\pm 0,1$ mm je Messschritt (1 m) angegeben.

Mit dieser Messschrittlänge wird das bisherige Setzungsverhalten des Museums flächig sehr gut abgebildet. Maximale Setzungen von bis zu 45 mm (Zeitraum zwischen Null- und 5. Folgemessung ≈ 60 Monate) wurden am Messanfang, d.h. im Bereich der hoch belasteten Fahrstuhlschächte registriert, Abbildung 14.

Die Setzungen nehmen zu den Randbereichen (Gebäudeaußenkante) durchschnittlich auf etwa 35 mm ab. Etwas geringere Setzungen in einigen Bereichen korrespondieren dort auch sehr gut mit den geringeren Sohlspannungen, z.B. im Bereich eines frei auskragenden Innenhofes im Südosten, dessen Setzungsverhalten mit HIK 2 erfasst wird.

⁴⁾ Wert aus der Isolinen-Darstellung der Setzungen für den Lastfall Vollast + Ausbau (Setzungsberechnung des Planers unter Berücksichtigung der Steifeziffern aus der Baugrunduntersuchung).

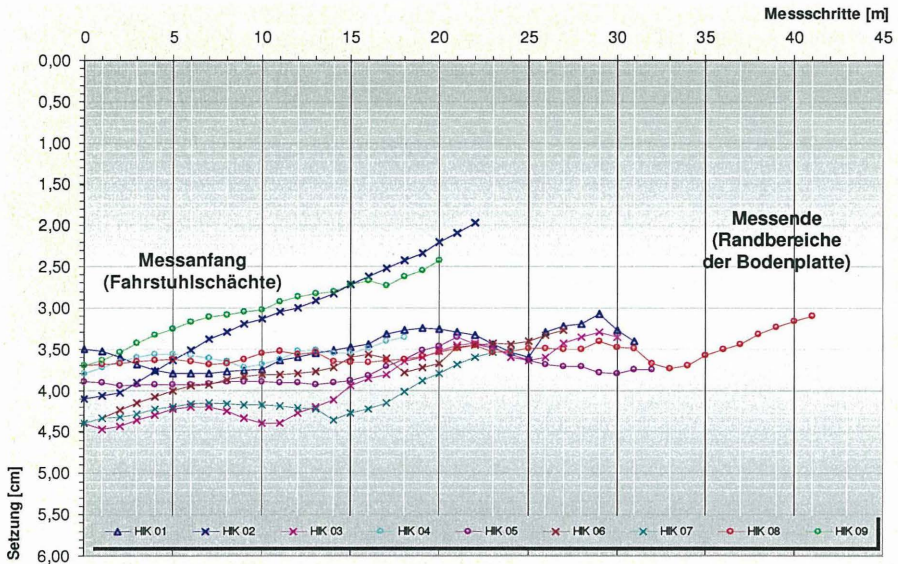


Abbildung 14: Ergebnis der 5. Folgemessung an den Inklinometermessstellen

In einer letzten Darstellung sind die Ergebnisse der bisherigen Inklinometermessungen in einer Isoliniengrafik nochmals zusammengestellt, Abbildung 15. Überlagert wurde diese Darstellung mit dem Grundriss des Museums.

Plausibel sind hier sowohl die maximalen Setzungen in hoch belasteten Treppenhausbereichen und Aufzugsunterfahrten als auch die geringeren Setzungen im Bereich des über dem Kellergeschoss frei auskragenden Innenhofes.

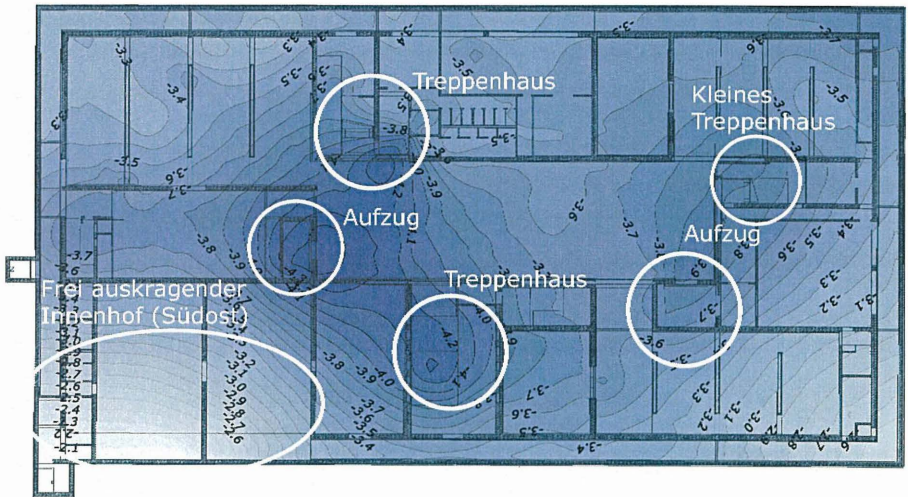


Abbildung 15: Flächenbezogene Auswertung der Inklinometermessungen (Differenz aus 5. FM vom Mai 2005 und NM im Mai 2000)

6 Ausblick

Die Messergebnisse zeigen, dass die Setzungen aus Bauwerkslast, Ausbau und Inneneinrichtung des Museums zum derzeitigen Zeitpunkt als weitgehend abgeschlossen bewertet werden können. Eine weitere Folgemessung ist im Sinne der Beweissicherung zu empfehlen, bevor sich das Museum im direkten Einflussbereich des Tunnelvortriebes befindet. Unabhängig davon ist geplant, die Schlauchwaagenmessgeber vor den Bohrarbeiten für das CGV zu installieren und das Messsystem auch hierfür bereits zu nutzen.

Alle Messergebnisse korrespondieren bisher sehr gut mit der prognostizierten Sohlspannungsverteilung und der Setzungsberechnung, wenngleich im Rahmen derartiger Modellierungen und Berechnungen stets eine Vereinfachung und Zusammenfassung von Baugrundeigenschaften vorgenommen werden muss. Auch die im Ergebnis der komplexen Baugrundvoruntersuchungen abgeleiteten Berechnungskennwerte können in ihrer Größenordnung insofern bestätigt werden.

Deutlich wird das Erfordernis einer rechtzeitigen und der Tunnelbaumaßnahme vorauslaufenden Installation aller Messtechnikkomponenten, um einerseits Probleme bereits im Vorfeld identifizieren zu können und andererseits das gesamte System zu kalibrieren.

Sämtliche vorliegende Messungen an den installierten Komponenten zeigen die uneingeschränkte Funktionsfähigkeit des Systems in Hinblick auf die bevorstehende Tunnelfahrt in Leipzig, jedoch auch das Erfordernis einer sorgfältigen geotechnischen Interpretation, Plausibilitätsprüfung und Aufbereitung aller anfallenden Daten.

Kontaktadresse:

Dipl.-Ing. Yves Koitzsch

CDM Consult GmbH

Weißensefelder Straße 65

04229 Leipzig

Tel.: 03 41 – 3 33 89 38

Fax: 03 41 – 3 38 99 12

e-mail: yves.koitzsch@cdm-ag.de

Web: www.cdm-ag.de

Schlauchwaagenmessungen und DMS-Messungen bei der Erweiterung U6 Marienplatz in München

Dipl.-Ing. Christian Kellner
Dr.-Ing. Jochen Fillibeck
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

1 Allgemeine Beschreibung des Bauvorhabens

Der U – Bahnhof "Marienplatz" ist ein zentraler Verkehrsknotenpunkt im Zentrum Münchens, an dem die zwei U-Bahnlinien U3 und U6 mit den 7 Linien der Stammstrecke der S-Bahn verknüpft sind. Die U-Bahnlinie U6 ist hierbei die einzige Verbindung zwischen dem Stadtzentrum und dem neuen Fußballstadion "Allianz-Arena" im Norden von München. Die bereits hohen Fahrgastzahlen werden mit der Eröffnung des neuen Stadions nochmals steigen. Um die Kapazität für umsteigende Fahrgastströme zu erhöhen, wurde vom Baureferat der Stadt München geplant, im U-Bahnhof Marienplatz die Bahnsteige der U6 mit dazu parallel verlaufenden Fußgängertunneln zu verbreitern. Die Verbindung zwischen den alten und neuen Tunnelröhren wird mit je 11 kurzen Durchbrüchen geschaffen.

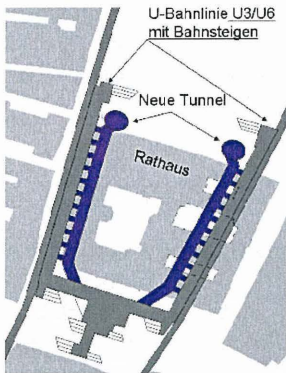


Bild 1: Lageplan

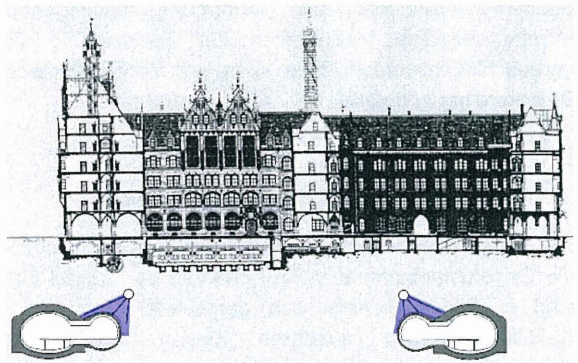


Bild 2: Schnitt durch das Rathaus mit Tunnelbauwerken

Bild 1 zeigt einen Lageplan mit den wesentlichen Bauwerken. Die bestehenden U-Bahnlinien und der U-Bahnhof sind dunkelgrau hinterlegt, die neu errichteten Fußgängertunnel dunkelblau. Die Grundflächen der Bebauung sind hellgrau eingefärbt. Im Schnitt liegen die Bahnsteige unterhalb des historischen "Neuen Rathauses". Bild 2 zeigt einen Schnitt durch das Rathaus mit den Tunnelbauwerken.

Um Schäden am denkmalgeschützten historischen Rathaus zu vermeiden, mussten die infolge der aktuellen Baumaßnahme zusätzlich zu erwartenden Verformungen streng begrenzt werden, da sich bereits beim Bau der U-Bahnlinien U3 / U6 in den sechziger Jahren das Rathaus um bis zu ca. 30 mm gesetzt hatte. Im Ausschreibungsentwurf des Baureferats der Stadt München war zu diesem Zweck eine Hebungsinjektion vorgesehen. Es war geplant, aus zwei Startschächten heraus Manschettenrohre mit Hilfe eines gesteuerten Bohrverfahrens fächerförmig unter das Rathaus zu führen. Zur Wasserhaltung waren in verschiedenen Höhenlagen Horizontaldräns entlang des Tunnels vorgesehen.

Der zur Ausführung gelangte Sondervorschlag der Firma Max Bögl enthielt aus technischer Sicht drei wesentliche Änderungen. An Stelle der langen Horizontalbohrungen wurden zwei Pilotstollen aufgefahren. Von den Pilotstollen aus wurde zur Sicherung der Firste und zur Begrenzung der Verformungen ein Vereisungsschirm vorgesehen (s. blaue Fläche in Bild 2). Schließlich wurden zur Wasserhaltung überwiegend Vertikalbrunnen von der Geländeoberkante aus eingesetzt. Durch die wissenschaftliche Begleitung des Projektes, ausgeführt durch das Zentrum Geotechnik der TU München, sollte die Einhaltung der für die Bauwerke verträglichen Verformungen sichergestellt bzw. optimiert werden. Schwerpunkt hierbei war es, aufbauend auf Laborversuchen und Rückrechnungen die zu erwartenden Frosthhebungen in Folge der Vereisung sowie die Setzungen in Folge des Vortriebs rechnerisch zu ermitteln und hinsichtlich der zu erwartenden Schädigung des Rathauses zu beurteilen. Weiterhin sollten anhand von baubegleitenden Kraft- und Verformungsmessungen die Berechnungen überprüft und erforderlichenfalls Maßnahmen zur Reduzierung der Hebungen bzw. Setzungen vorgeschlagen werden. Diese Kraft- und Verformungsmessungen werden im vorliegenden Beitrag näher erläutert.

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse waren durch die projektspezifischen Erkundungen sowie durch die Ortsbrustaufnahmen beim Auffahren der Tunnel für die U3 / U6 bereits bekannt. Sie sind in Bild 4 schematisch dargestellt. Demnach folgen unter gering mächtigen Auffüllungen und quartären Kiesen tertiäre Schichten. Sie bestehen aus Wechsellagerungen überwiegend dicht gelagerter Fein- bis Mittelsande mit Tonen bzw. Schluffen in halbfester bis fester Konsistenz. Entsprechend ihrer Entstehung weisen diese Schichten engräumlich teils stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Die Sandschichten führen gespanntes Grundwasser.

Da für den Vortrieb der Erweiterungstunnel die Grundwasserverhältnisse von ganz entscheidender Bedeutung waren, wurden im Vorgriff zur Baumaßnahme 8 Grundwassermessstellen und 2 Tertiärbrunnen zur Durchführung eines einmonatigen Pumpversuchs errichtet. Nach den Aufschlüssen und dem Pumpversuch können die

wasserführenden Sande im Baufeld in 3 Aquifere zusammengefasst werden. Unter der ersten feinkörnigen Deckschicht folgt der obere tertiäre Aquifer H, eine mehrere Meter mächtige Tertiärsandschicht. Zwischen etwa 14 m und 26 m unter der Geländeoberkante folgt eine zweite feinkörnige Schicht, in der häufig Sandschichten verschiedener Mächtigkeit zwischengelagert sind (Aquifer M). Im Aquifer M liegt auch die Tunnelfirste bei ca. 17 m unter der Geländeoberkante. Darunter folgt eine teils mehr als 10 m mächtige Tertiärsandschicht (Aquifer T).

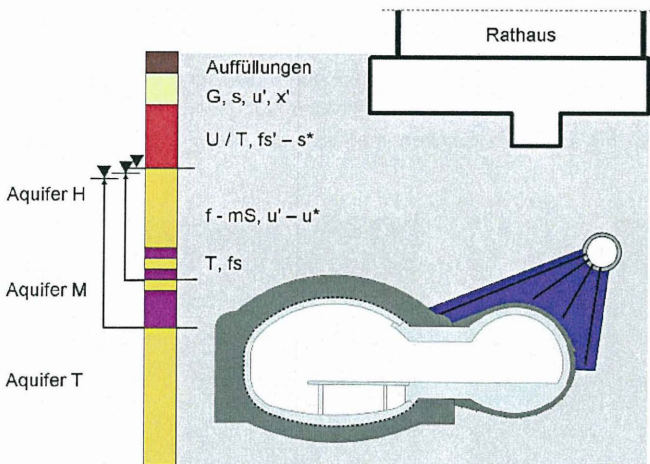


Bild 3: Schematische Darstellung des Baugrunds

3 Bauausführung

Die Baumaßnahme begann mit der Herstellung der überschneitenden Bohrpfahlwände für die beiden Startschächte. Von einem Zwischenaushubniveau der Startschächte erfolgte der jeweils ca. 100 m lange Rohrvortrieb der Pilotstollen mit einem Haubenschild unter Druckluft und hydraulischer Förderung. Da zum Zeitpunkt des Rohrvortriebs das Grundwasser in den anstehenden Sanden durch die Außenwasserhaltung nicht vollständig unter die Sohle abgesenkt war, wurde die ca. 6 m lange Arbeitskammer abhängig vom beobachteten Vernässungssaum an der Ortsbrust mit einem Luftüberdruck zwischen 0,2 bar und 0,5 bar beaufschlagt. Der Luftverlust in der Arbeitskammer betrug im Mittel 5 m³/min. Der Außendurchmesser der Pilotstollen beträgt 2,40 m, die Wandstärke 0,20 m. Der Ringspalt der Pilotstollen wurde zur Reduzierung von Reibungskräften zunächst mit einer Bentonit-Suspension geschmiert und nach Abschluss der Vortriebsarbeiten dann mit einer Dämmer-Zement-Mischung verpresst.

Aus den Pilotstollen heraus wurden je ca. 350 Vereisungsbohrungen mit einem Durchmesser von 88,9 mm und einer Gesamtlänge von ca. 3800 m gegen das Grundwasser ausgeführt. Die Vereisungsbohrungen wurden derart fächerförmig angeordnet, dass der Boden über dem Erweiterungstunnel im gefrorenen Zustand einen geschlossenen Vereisungsschirm bildete. Als Kälteträger der Solevereisung kam eine Kalziumchlorid-Lösung zum Einsatz. Die Lösung wurde durch eine Kälteanlage mit einer Leistung von 2 x 275 kW auf $-38\text{ }^{\circ}\text{C}$ abgekühlt. Um die Vorhalte- und Betriebsdauer des Vereisungsschirmes zu minimieren, wurden die Vereisungskörper beider Tunnel in je drei Abschnitte „Nord“, „Mitte“ und „Süd“ unterteilt und getrennt betrieben. Bild 4 zeigt einen Blick auf den Startschacht Weinstraße, Bild 5 zeigt die Rohrvorpressung vom Startschacht aus, Bild 6 den Pilotstollen mit den Vereisungsleitungen und Bild 7 den Tunnelvortrieb. Mit den weißen Kreisen sind die DMS-Messstellen markiert, auf die in Abschnitt 5 näher eingegangen wird.



Bild 4: Startschacht



Bild 5: Rohrvorpressung Pilotstollen



Bild 6: Vereisungsleitungen



Bild 7: Stellen eines Ausbaubogens

Der Vortrieb der Erweiterungstunnel mit ca. 50 m^2 Querschnittsfläche erfolgte in der Spritzbetonbauweise. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug im Mittel 2 m in 24 Stunden.

Für die 30 cm starke Spritzbetonschale waren eine zweilagige Bewehrung und Gitterbögen in der Kalotte vorgesehen. Die Abschlagslängen betrugen 1 m in der Kalotte und 2 m in der Strosse. Die Ortsbrust der Kalotte eilte der der Strosse und Sohle zwischen 2 m und 4 m voraus. Dabei wurde der gefrorene Boden in der Kalotte mit einem Fräskopf abgebaut, der auf den eingesetzten Tunnelbagger montiert werden konnte. Im Zuge der Vortriebsarbeiten musste der Erweiterungstunnel einseitig an den bestehenden Bahnsteigtunnel angeschlossen werden. Dazu wurde der alte Verbau, bestehend aus einem Wellblechverzug mit Stahlprofilen, und eine ca. 13 cm starke Betonschicht der Außenschale des bestehenden Bahnsteigtunnels abgetragen. Die Gitterbögen der Erweiterungstunnel wurden durch Dübel an die bestehenden Tunnel angeschlossen. Abschließend erfolgte die Herstellung der Durchbrüche zu den bestehenden Tunnelröhren mittels Seilsägen und hydraulischem Ausziehen der freigeschnittenen Betonteile sowie der Einbau der Innenschale.

Nachfolgend sind die Eckdaten für den Vortrieb des westlichen Tunnels unter der Weinstraße nochmals zusammengestellt. Die Arbeiten am Erweiterungstunnel Dienerstraße wurden um ca. 3 Monate versetzt ausgeführt.

Eckdaten Vortrieb Weinstraße

- Vortrieb Pilotstollen:	07.12.2003 - 14.12.2003
- Vereisung Abschnitt Nord:	10.05.2004 - 25.08.2004
- Vereisung Abschnitt Mitte:	01.06.2004 - 20.09.2004
- Vereisung Abschnitt Süd:	22.06.2004 - 21.09.2004
- Vortrieb Erweiterungstunnel:	24.06.2004 - 13.09.2004

4 Schlauchwaagenmessungen

4.1 Allgemeines

Um die während der Vereisung und des Vortriebes auftretenden Verformungen am Rathaus ohne zeitliche Verzögerung erfassen zu können, wurde ein Schlauchwaagen-Messsystem in einem Kriechgang im 2. Kellergeschoss des Rathauses installiert. Das vorrangige Ziel der Schlauchwaagenmessungen lag insbesondere in der hochauflösenden Erfassung von Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Messstationen. In Bild 8 ist das grundlegende Funktionsprinzip der eingesetzten Schlauchwaage erläutert.

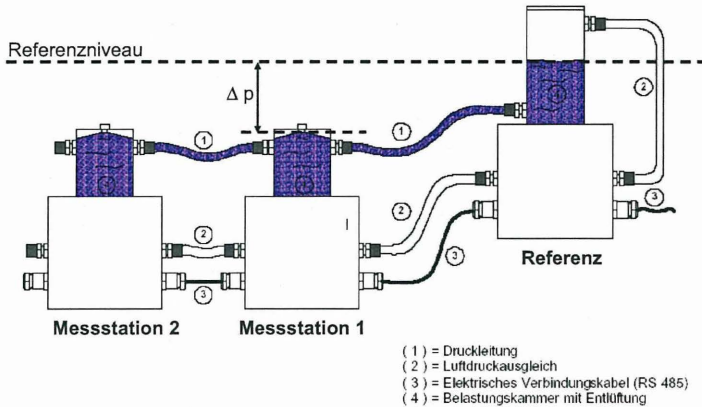


Bild 8: Funktionsprinzip einer Schlauchwaage nach [4]

Der offene Wasserbehälter der Referenzstation steht über eine Druckleitung mit den einzelnen Aufnehmern in Verbindung. In den Messstationen wird der Druckunterschied zwischen dem Aufnehmer und dem freien Wasserspiegel in der Referenzstation gemessen. Setzungen bzw. Hebungen einer Messstation bewirken (bei einer gleichbleibenden Höhenlage der Referenzstation) eine Änderung des in der Messstation gemessenen Druckes. Aus der gemessenen Druckänderung kann dann auf die Relativverschiebung der Messstation bezogen auf die Referenz rückgerechnet werden. Da die gemessenen Druckdifferenzen i. d. R. sehr klein sind, haben Luftdruckunterschiede zwischen den einzelnen Messstationen einen erheblichen Einfluss auf die gemessenen Werte. Daher wird das System gekapselt. Der Luftdruck an der Referenz wird über eine Ausgleichsleitung auf die gesamte Messkette übertragen. Die gewonnen Messwerte werden über ein Datenkabel in die Messanlage eingelesen und von dort weiter zum Auswerterechner gesendet.

Vor Ort verlief die Hauptachse der Messung in Nord-Süd-Richtung parallel zu Pilotstollen und Fußgängertunnel (siehe Bild 9) und war mit insgesamt 7 Messstationen bestückt. Im Schnitt lag die Messachse ca. 11 m über dem Fußgängertunnel. Die aktuellen Messergebnisse konnten jederzeit über einen im Erdgeschoss des Baustellenbüros installierten PC abgefragt werden. Das Rathaus musste hierzu nicht betreten werden. Die zeitliche Entwicklung der Quermulde wurde mit zwei senkrecht zur Hauptachse verlaufenden kurzen Nebenachsen gemessen. Grundsätzlich wurde die gleichmäßige Aufteilung der Messstationen zwischen den Eckpunkten angestrebt, musste jedoch an die durch Rohr- und Leitungsbündel lokal stark eingeschränkten Montagemöglichkeiten angepasst werden. Aufgrund der insgesamt relativ kleinräumigen Anordnung der

gesamten Messkette konnten insbesondere die Setzungen infolge Grundwasserhaltung nicht erfasst werden, da alle Messaufnehmer in praktisch gleichem Umfang davon betroffen waren. In einem Lichtschacht im Innenhof des Rathauses wurde deshalb ein Messaufnehmer mit Invarstab montiert, über den die geodätische Vermessung angebunden werden konnte.

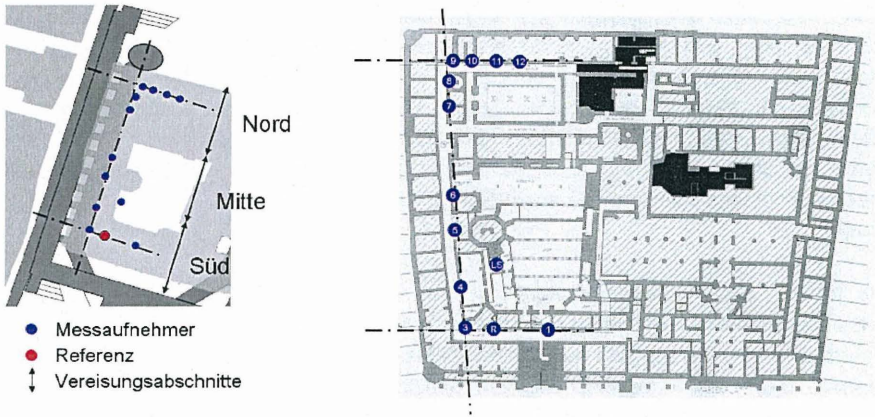


Bild 9: Lage der Messpunkte relativ zu den Tunneln und im Grundriss Kellergeschoss

Die Messwerte wurden im 15-minütigen Rhythmus erfasst und ausgelesen. Insgesamt wurden ca. 35.000 Messwerte pro Aufnehmer und Jahr dokumentiert. Für die gesamte Anlage liegen über 1,5 Mio. Verformungsmesswerte und die gleiche Anzahl an Temperaturmesswerten vor.

4.2 Technische Anmerkungen

Bei Anbindung der Schlauchwaage an die geodätische Vermessung, welche eine Auflösung von ca. 1 mm besaß, führten geodätisch gemessene Änderungen zu Messwertsprüngen in der Auswertung der Schlauchwaagenmessungen. Da sich die mit der Schlauchwaage gemessenen Verformungen im Bereich weniger Millimeter bewegten, erschwerten die mit der Anbindung verbundenen Messwertsprünge die Lesbarkeit der Messkurven. Aus diesem Grund wurde auf die geodätische Anbindung zunächst verzichtet und die Verformungen wurden auf den Messaufnehmer Nr. 1 bezogen, welcher am Sockel des Rathauerturmes montiert ist und am weitesten vom Vortrieb entfernt war. Es konnte davon ausgegangen werden, dass der Messaufnehmer Nr. 1 zwar nicht unbeeinflusst durch das Baugeschehen bleiben würde, jedoch aufgrund der Entfernung zum Vortrieb wesentlich geringere Hebungen und Setzungen als die übrigen Aufnehmer in den

Messketten erfahren würde. Diese Einschätzung wurde durch die geodätischen Messungen bestätigt, so dass die nachfolgend genannten Auswertungen für baupraktische Zwecke als hinreichend genau angesehen werden können.

Nach Rücksprache mit dem Hersteller können die eingesetzten Aufnehmer Drifterscheinungen, d.h. eine langzeitige kontinuierliche Veränderung der Messwerte unabhängig von der Baumaßnahme, von maximal bis zu 1,0 mm pro Jahr aufweisen. Diese Drift ist im Wesentlichen auf einen Alterungsprozess der eingesetzten Bauteile zurückzuführen und kann – je nach eingesetztem Modell – zu einem langsamen Auswandern des Messsignals sowohl in Richtung positiver als auch negativer Verformungen führen. Die einzelnen Aufnehmer wurden vor Ort hinsichtlich Drift- und Temperaturabhängigkeit kontrolliert. Bei Aufnehmern mit deutlicher Drift- oder Temperaturabhängigkeit wurde diese durch Überlagerung der Messwerte mit einer linearen Kompensationsfunktion ausgeglichen, die dem jeweiligen Aufnehmer angepasst wurde.

Die relativ hohen Kellertemperaturen von ca. +25 °C bis +32 °C führten zu einem Flüssigkeitsverlust in der Anlage. Herstellertests ergaben daraufhin, dass die zunächst eingesetzten Schläuche nicht ausreichend diffusionsdicht waren. Im Januar 2004 wurden deshalb alle Kunststoffschläuche gegen Schläuche mit Teflonbeschichtung getauscht. Danach stellten sich keine weiteren Flüssigkeitsverluste ein. Weiterhin wurde die ursprünglich im Lichtschacht montierte Referenzstation durch den Verkehr im Innenhof des Rathauses geringfügig gestört. Da alle Messwerte mit der Referenzstation verrechnet wurden, wirkte sich die Störung auf die gesamte Anlage aus. Im Zuge des Austausches der Schläuche wurde deshalb die Position der Referenzstation mit einem Aufnehmer der Querachse Süd getauscht. Die Referenzstation kam in den ruhigeren und gleichmäßig temperierten Kellergang zu liegen, die Anbindung an die geodätische Messung war weiterhin über den Messaufnehmer im Lichtschacht möglich.

Die einzelnen Messaufnehmer wurden etwa alle drei Monate auf eine eventuelle Luftblasenbildung hin kontrolliert und bei Bedarf manuell entlüftet.

4.3 Messergebnisse

Um die mittleren Frosthebungen in den einzelnen Vereisungsabschnitten zu ermitteln, wurde das arithmetische Mittel der direkt über den drei Vereisungsabschnitten liegenden Messstationen berechnet. Von den berechneten Werten wurden dann die Messwerte der am weitesten außen liegenden Messstation Nr. 1 abgezogen und zum 15. April 2004, d.h. zu einem Zeitpunkt, an dem außer der Wasserhaltung keine Bautätigkeiten stattfanden, zu Null gesetzt. Die Messstationen Nr. 7 bis 12 lagen hierbei im Einflussbereich der

Vereisung "Nord", die Messstationen Nr. 5 und 6 über dem Vereisungskörper "Mitte" und die Messstationen Nr. 3 und 4 über dem Vereisungskörper "Süd".

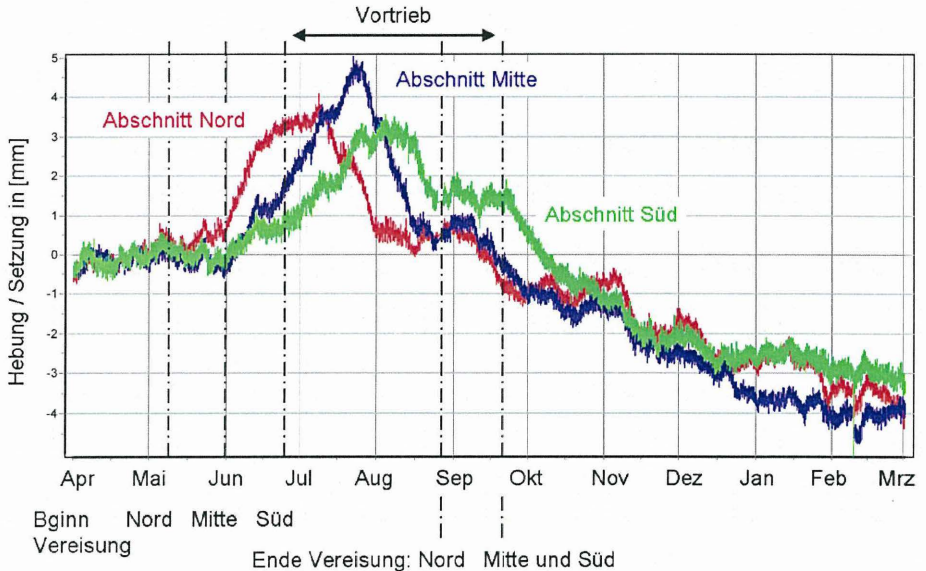


Bild 10: Zeitlicher Verlauf der Verformungen in den einzelnen Vereisungsabschnitten

Die Hebungen über dem Vereisungskörper Nord setzten um den 15. Mai 2004, also wenige Tage nach dem Beginn der Vereisung ein und nahmen bis Anfang Juli auf ca. 3,6 mm zu. Danach traten während des Tunnelvortriebs Setzungen auf, die Anfang August zunächst zum Stillstand kamen, wobei die aufgetretenen Hebungen ausgeglichen wurden. Ab Anfang September kam es erneut zu Setzungen, die bis Ende Februar 2005 Werte von ca. 4,0 mm erreichten.

Die Hebungen über dem Vereisungskörper Mitte setzten Anfang Juni ein, nahmen annähernd stetig zu und zeigten mit ca. 4,8 mm ein Maximum um den 25. Juli. Ab dann traten Setzungen ein, die bis Mitte August anhielten und die Hebungen annähernd kompensierten. Nach einer Ruhephase kam es Anfang September zu erneuten Setzungen, die wie beim Vereisungskörper Nord Ende Februar 2005 ca. 4,0 mm betrugen.

Über dem Vereisungskörper Süd traten ab Anfang Juni zeitgleich zum Vereisungskörper Mitte erste Hebungen auf. Diese nahmen bis Mitte Juni auf ca. 0,8 mm zu, zeigten dann ein Plateau, um ab dem 23. Juni erneut bis auf einen Wert von ca. 3,2 mm anzusteigen.

Ab Mitte August kam es zu einer anhaltenden Setzungsbewegung, welche sich in der letzten Septemberwoche beschleunigte.

Insgesamt ist festzustellen, dass alle drei Kurven Ende Februar 2005 mit ca. 3 bis 5 mm Setzung im Vergleich zu April 2004 annähernd denselben Wert zeigten.

4.4 Beurteilung der Messergebnisse

4.4.1 Vergleich des Bauablaufs mit den Messergebnissen der Schlauchwaage

Nachfolgend werden die gemessenen Vertikalverformungen mit dem Bauablauf verglichen. Der Vereisungsbeginn über dem Vereisungskörper "Nord" war am 10. Mai. Die Vereisung "Mitte" wurde am 01. Juni zugeschaltet, die Vereisung "Süd" am 22. Juni. Die Mitte Mai einsetzenden Hebungen können auf Frosthebungen infolge des Auffrierens zurückgeführt werden. Diese Hebungen brechen ab, sobald der Vortrieb den entsprechenden Aufnehmer unterfährt.

Der Vortrieb startete Ende Juni und erreichte das Tunnelende (TM 103) am 13.09.2004. Das zeitlich versetzte Unterfahren der einzelnen Aufnehmer führt zu einem ebenfalls zeitlich versetzten Auftreten der Hebungsspitzen in den einzelnen Vereisungsabschnitten entsprechend des Tunnelvortriebs.

Danach tritt eine kurze Ruhephase ein, bis mit dem Abschalten der Vereisung Tausetzungen eintreten, welche bis ca. März 2005 anhielten. Die Abschaltung der Vereisungskreisläufe erfolgte im Vereisungsabschnitt Nord am 25.08.2004 und in den Abschnitten Mitte und Süd um den 21.09.2004

Insgesamt betrachtet passen die gemessenen Verformungen mit dem Bauablauf, d.h. dem Beginn der Vereisung in den jeweiligen Gefrierabschnitten, dem Vortrieb und der Auftauphase nach der Abschaltung der Vereisung zusammen.

4.4.2 Vergleich der geodätische Messungen mit den Messergebnissen der Schlauchwaage

Die während der Baumaßnahme eintretenden Verformungen wurden im Auftrag der Firma Max Bögl durch ein geodätisches Präzisionsnivelement auf der Geländeoberfläche erfasst. Das Messprogramm umfasste dabei insgesamt ca. 130 Höhenbolzen, die am Rathaus und in der Nachbarbebauung installiert wurden und die in an den Bauablauf angepassten Zyklen gemessen wurden.

In Bild 12 ist ein Vergleich der Ergebnisse der geodätischen Messungen mit den Ergebnissen der Schlauchwaage dargestellt. Die grüne Kurve zeigt dabei die gleitenden

Mittelwerte der geodätischen Messung des Messpunkts G10 etwa in Mitte des Rathausflügels und die blaue Kurve die Schlauchwaagenmessung des benachbarten Aufnehmers S06. Die Messkurve der Schlauchwaage wurde hierbei kurz vor Beginn der Vereisung, d.h. zu einem Zeitpunkt, nachdem großflächig wirksame Setzungen aus der Wasserhaltung größtenteils abgeklungen waren und bevor kleinräumige Verformungen infolge Frosthebungen und Vortrieb auftraten, gleich der geodätischen Kurve gesetzt.

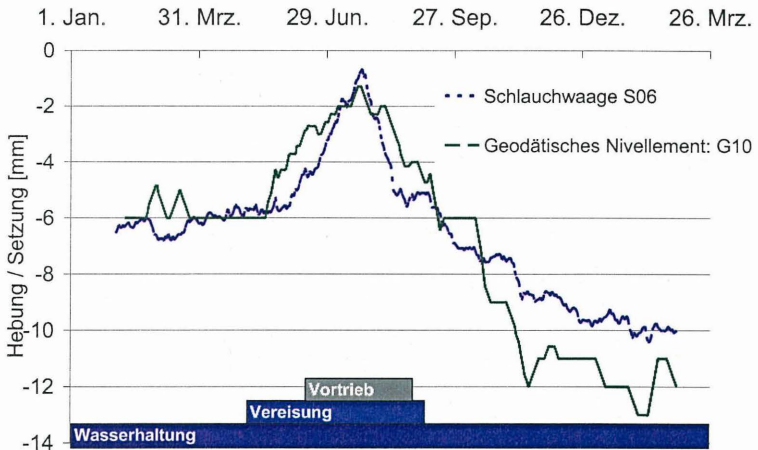


Bild 12: Vergleich der Schlauchwaagenmessung S06 mit der geodätischen Messung G10

Die Messungen zeigen eine gute Übereinstimmung. Die Baumaßnahme erlaubt den Vergleich der zum Einsatz gekommenen Messsysteme: Gegenüber der Schlauchwaage ist das Nivellement das deutlich robustere System. Es ist baupraktisch unempfindlich gegenüber Luftdruck- und Temperaturschwankungen. Die im Zeitraum Mai bis August mit der Schlauchwaage in einer Größenordnung von ca. 5 mm gemessenen Verformungen liegen allerdings deutlich über der vom Hersteller für diesen Zeitraum angegebenen maximalen Drift von 0,25 mm und können somit eindeutig dem Baugeschehen zugeordnet werden. Die Auflösung der eingesetzten Aufnehmer liegt bei 0,1 mm. Trotz Temperaturkompensation zeigten die Messwerte jedoch tageszeitliche Schwankungen, so dass aussagekräftige Werte erst ab relativen Änderungen in den Messwerten von etwa 0,4 mm entstanden. Der Vorteil der Schlauchwaage ist, dass sie auch bei beengten räumlichen Verhältnissen und bei schwierigen Lichtverhältnissen einsetzbar ist. Nach der Montage und Inbetriebnahme ist mit Ausnahme von kurzzeitigen Wartungsarbeiten (z.B. Entlüften der Aufnehmer) kein Zutritt zu den zu überwachenden Stellen notwendig, da die Daten per Fernabfrage jederzeit ausgelesen werden können. Weiterhin sind nahezu beliebig kleine Messintervalle möglich, die Genauigkeit ist gegenüber dem Nivellement

deutlich größer und es kann ein automatisches Alarmsystem installiert werden. Wichtig ist jedoch eine ausreichend lange Vorlaufzeit der Montage, um insbesondere die Kontrolle einer werkseitig eingebauten Temperaturkompensation unter den vor Ort herrschenden Temperaturen vornehmen zu können.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass das Ziel der Schlauchwaagenmessungen, die zeitlich hochauflösende Dokumentation der Setzungs- bzw. Hebungs differenzen innerhalb der Messkette, erreicht wurde.

5 DMS-Messungen

5.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Normalkräfte in den Ausbaubögen wurden die Ausbaubögen Nr. 51 und Nr. 55 mit Dehnmessstreifen (DMS) bestückt. Die Lage der Ausbaubögen ist in Bild 13 skizziert. Ausbaubogen Nr. 51 liegt über einem späteren Pfeiler, Ausbaubogen Nr. 55 über dem sich südlich anschließenden späteren Durchbruch zur U6. Die zu instrumentierenden Ausbaubögen wurden zum Zentrum Geotechnik transportiert, dort appliziert, anschließend auf die Baustelle gebracht und eingebaut.

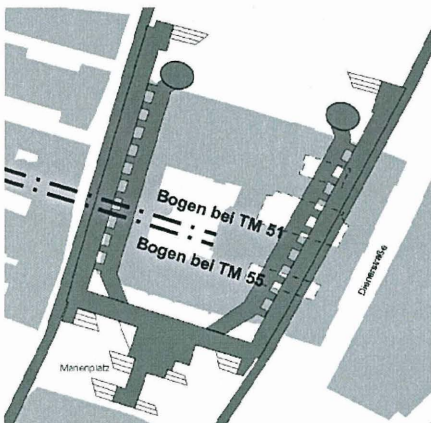


Bild 13: Lage der instrumentierten Ausbaubögen

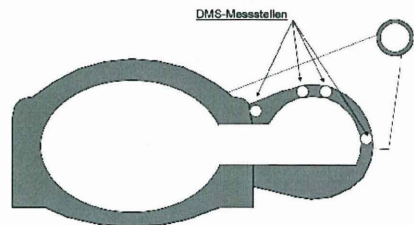


Bild 14: Lage der DMS-Messstellen

Die Ausbaubögen sind im Querschnitt trapezförmige Gitterträger mit jeweils 2 Bewehrungsstäben $\varnothing$ 25 mm als Ober- und Untergurt und einem Kopfplattenstoß in der Tunnelfirste. Beide Ausbaubögen wurden jeweils an 8 Stellen mit DMS bestückt. Die

Messstellen wurden über dem Kalottenfuß, beidseits des Kopfplattenstoßes in der Tunnelfirste und neben dem Auflager auf dem Bestandsbauwerk der U6 jeweils auf einem Ober- und Untergurt des Ausbogens angeordnet. Die Position der Messstellen ist in Bild 14 ersichtlich, wobei die auf Ober- und Untergurt sitzenden DMS-Messstellen als ein Punkt dargestellt sind.

5.2 Aufbau einer Messstelle: Vollbrücke mit Biegekompensation

Einen umfassenden Überblick über die DMS - Technik gibt [5]. Nachfolgend werden die bei der Baumaßnahme konkret gewählten Schaltungen kurz vorgestellt. Eine DMS-Messstelle bestand aus insgesamt 4 Messgittern, von denen jeweils 2 auf der Ober- und Unterseite eines Bewehrungsstabes angeordnet wurden. Die Messgitter stellen elektrische Widerstände dar, deren Wert sich in Abhängigkeit von ihrer Dehnung ändert. Sie wurden zu einer Vollbrücke mit Biegekompensation verschaltet. Gemessen wurden die aus der Normalkraft eines Bewehrungsstabes resultierenden Normalspannungen. Normalspannungen infolge Biegung wurden kompensiert.

Verwendet wurden für Stahl temperaturkompensierte Dehnmessstreifen der Firma HBM, Serie DMS XY11-3/120. Der Aufbau ist in Bild 15 dargestellt. Ein Dehnmessstreifen besteht aus 2 orthogonal versetzten Messgittern, die jeweils eine Messfläche von $3 \text{ mm} \cdot 3 \text{ mm}$ besitzen.

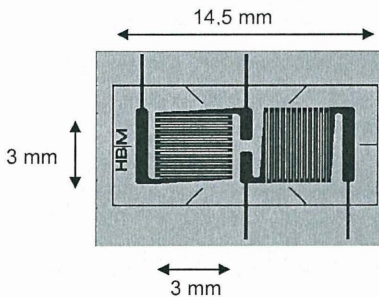


Bild 15: 2 DMS Gitter



Bild 16: Applizierter DMS

Jeweils einer der dargestellten Dehnmessstreifen wurde auf die Ober- und Unterseite eines Bewehrungsstabes appliziert. Hierzu wurde die Messstelle vorab plan geschliffen, poliert und gereinigt. Der Dehnmessstreifen wurde aufgeklebt, verdrahtet und mit Silikon gegen eindringende Feuchtigkeit geschützt. Die Messdrähte wurden zur Zugentlastung vor den Lötstützpunkten auf dem Bewehrungsstahl fixiert. In Bild 16 ist ein fertig applizierter Dehnmessstreifen dargestellt. Bild 17 zeigt die Anordnung der Dehnmessstreifen auf der

Ober- und Unterseite eines Bewehrungsstahles. In Bild 18 ist die Verschaltung zu einer sogenannten "Wheatstone'schen Brücke" mit Biegekompensation dargestellt.

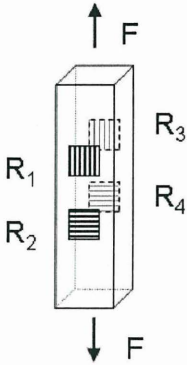


Bild 17: Anordnung der Messgitter

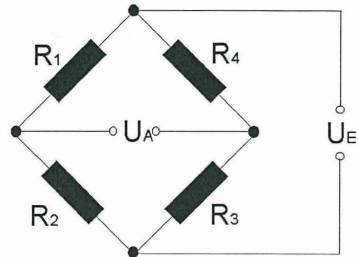


Bild 18: Vollbrücke mit Biegekompensation

Da eine direkte Kalibrierung der einzelnen Messbrücken am gekrümmten Ausbaubogen nicht vorgenommen werden konnte, erfolgte die Zuordnung der DMS Ausgangsspannung zu den Kräften in den Bewehrungsstäben anhand zweier gesonderter Testschaltungen durch Zug/Druckversuche in einer Prüfpresse am Zentrum Geotechnik. Die einzelnen Messstellen wurden zum Schutz gegen Stöße und anderweitige mechanische Beanspruchungen mit einem Abdeckmittel und einem Bleiblech ummantelt. Bild 19 zeigt einen zweiteiligen Ausbaubogen mit den geschützten Messstellen.



Bild 19: Instrumentierte Gitterträger

5.3 Technische Anmerkungen

Der instrumentierte Ausbaubogen bei Tunnelmeter 51 wurde am 05.08.2004, der Ausbaubogen bei Tunnelmeter 55 am 10.08.2004 gestellt und eingebaut. Die Messungen wurden getrennt nach der 4-Leitertechnik und 6-Leitertechnik durchgeführt. Bei letzterer

wird im Gegensatz zur 4-Leitertechnik die Speisespannung direkt an den Lötstützpunkten der Messstelle eingeregelt, so dass etwaige Störeinflüsse durch Leitungswiderstände oder Stecker ausgeschlossen sind. Die Messungen nach 4 und 6-Leitertechnik zeigten eine gute Übereinstimmung. Es konnte davon ausgegangen werden, dass alle Messstellen nach dem Einbau und dem Einspritzen vollständig funktionsfähig waren.

Nach dem Einsetzen der Auftauphase des Vereisungskörpers kam es zu vermehrter Tropfbwasserbildung an den Kabeln und Steckern, einhergehend mit einer zunehmenden Instabilität der Messwerte bei Messungen nach dem 6-Leiter-Verfahren. Dies bedeutete, dass die Speisespannung nicht mehr unmittelbar auf den Lötstützpunkten an den Messgittern selbst eingeregelt werden konnte. Die aus der Brückenschaltung abgegriffene Ausgangsspannung konnte daher auch nicht mehr eindeutig den Stahldehnungen in den Ausbaubögen zugeordnet werden. Als Ursache für die Störung wird in die Messkette eingedrungene Feuchtigkeit vermutet. Zwischen dem 10.09.2004 und dem 30.09.2004 konnten aus o. g. Gründen keine Messergebnisse gewonnen werden. In einem ersten Schritt wurden die vorhandenen Stecker abmontiert und die Leitungen direkt an das Messgerät angeklemt. Die Messwerte lagen danach wieder stabil. Für die weiteren Messungen wurden die Kabel verlängert und neue Stecker mit einem hohen Schutz gegen Feuchtigkeit aufgelötet. Ab Januar 2005 zeigten 6 der insgesamt 16 DMS-Messstellen keine stabilen Messwerte an. Die betreffenden Messstellen wurden nicht mehr für die Auswertung herangezogen. Die intakten Messstellen wurden weiterhin im wöchentlichen Rhythmus gemessen.

5.4 Messergebnisse bei Tunnelmeter 51

Bild 20 zeigt die für den Bogen in Tunnelmeter 51 am 30.09.2004 nach dem Ende des Vortriebs aus den gemessenen Dehnungen rückgerechneten Normalkräfte in jeweils einem Bewehrungsstab. Die zeitliche Entwicklung der Kräfte ist in Bild 21 dargestellt. Die auf einem der beiden Obergurte des Ausbaubogens angeordneten Messstellen (ungeradzahlige Nummern) werden mit durchgezogenen Linien dargestellt. Die auf einem der beiden Untergurte liegenden Messstellen (geradzahlige Nummern) werden mit gestrichelten Linien dargestellt. In blauer Farbe sind die Messstellen am Kalottenfuß, in brauner Farbe die Messstellen in der Tunnelfirste und in dunkelgrüner Farbe die Messstellen auf der Bestandsseite dargestellt.

Beide Ausbaubögen zeigten hierbei das qualitativ gleiche Tragverhalten: Bei allen sechzehn Messstellen entwickelten sich nach dem Einbau und dem Zuspritzen zunächst rasch Druckkräfte, wobei die Normalkräfte in der Tunnelfirste höher waren als am Kalottenfuß bzw. am Bestandsbauwerk der U6. Nach ca. 10 Tagen verlangsamte sich der Kraftanstieg in den Bewehrungsstäben. Die Abschaltung der Vereisung und die

anschließend beginnenden Sägearbeiten führten zu keinen signifikanten Änderungen der gemessenen Kräfte.

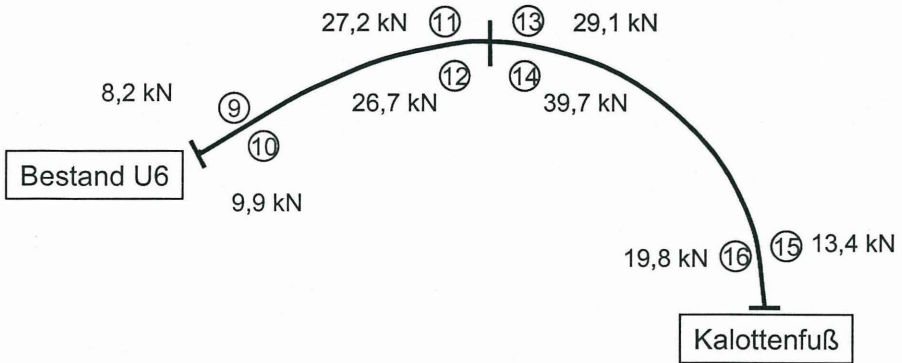


Bild 20: Ausbaubogen bei TM 51: Kräfte in den Bewehrungsstäben am 30.09.2004 unmittelbar nach Ende der Vereisung

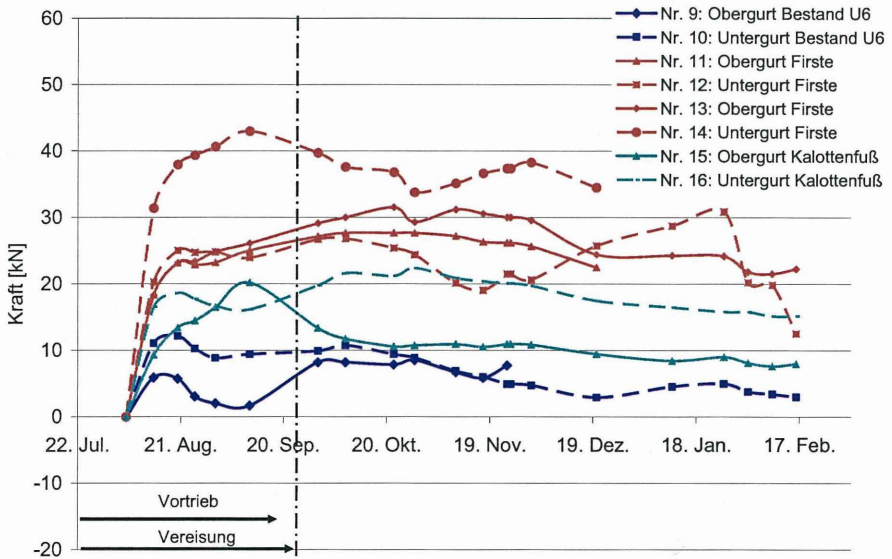


Bild 21: Ausbaubogen bei TM 51: Zeitliche Entwicklung der Kräfte

5.5 Beurteilung der Ergebnisse der DMS-Messungen

Aus den Messungen kann Folgendes geschlossen werden:

- Der rasche Anstieg der Druckkräfte in den Bewehrungsstäben nach dem Einbau der Ausbaubögen war auf die Umlagerung von Kräften infolge des Vortriebs zurückzuführen. Die Vorderkante der Spritzbetonschale übernahm hier unter anderem die Funktion eines temporären Auflagers für die Längstragwirkung des Vereisungskörpers.
- Für den sich anschließenden weiteren – allerdings stark verlangsamten – Anstieg der Druckkräfte können zwei plausible Ursachen genannt werden. Zunächst übernahm der Spritzbeton mit dem Abbinden einen zunehmend größeren Teil der sich umlagernden Lasten. Zum anderen deutete die Tatsache, dass ab dem Beginn der Auftauphase nur vergleichsweise geringe Kraftzuwächse in den Bewehrungsstählen gemessen wurden, darauf hin, dass der Vereisungskörper einen Teil seiner Spannungen frühzeitig durch Kriechvorgänge auf die Tunnelschale umgelagert hat.
- Trotz mehrfachem Schutz gegen Feuchtigkeit drang vermutlich Wasser in die Messkette ein. Dies war letztlich entscheidend für den Ausfall mehrerer DMS. Es ist deshalb für zukünftige Baumaßnahmen empfehlenswert, möglichst viele Teile (z.B. Messschrank) der Messkette außerhalb des Tunnels zu montieren.

5.6 Abschätzung der Normalkraft in der Tunnelschale

Im Folgenden wird eine grobe Abschätzung der zum 30.09.2004 vorhandenen Normalkraft in der Tunnelschale vorgenommen. Der Abschätzung liegen die nachfolgend beschriebenen Überlegungen und getroffenen Annahmen zu Grunde:

- Die Stärke der Spritzbetonschale weist herstellungsbedingt Schwankungen auf. Es wird eine planmäßige Querschnittsbreite von 0,33 m angesetzt.
- Die Schwerachse des Ausbaubogens ist nicht deckungsgleich mit der Schwerachse des Spritzbetonquerschnittes. Insbesondere über dem Auflager auf dem Bestandsbauwerk der U6 und im Kalottenfuß weichen die Achsen bedingt durch die sich ändernde Stärke der Spritzbetonschale stärker voneinander ab. Die in den Stählen gemessenen Normalspannungen hängen an diesen Stellen besonders von den vorhandenen Biegemomenten ab, deren Abschätzung aufgrund der geometrischen Randbedingungen wesentlich ungenauer ist als die Abschätzung der Normalkräfte. Die nachfolgende Berechnung beschränkt sich daher auf Aussagen zur Normalkraft in der Tunnelfirste, da an dieser Stelle die geometrischen Abweichungen am geringsten sind.
- Es wird davon ausgegangen, dass die Tunnelschale durch Biegung mit Normalkraft beansprucht wird und dass diese Beanspruchungen durch die insgesamt vier Bewehrungsstäbe des Ober- und Untergurtes aufgenommen wird. Die Streben in den Ausbaubögen werden nicht angesetzt.

- Da der Querschnitt rechnerisch voll überdrückt ist, treten rechnerisch keine gerissenen Betonzonen auf. Es wird eine ebene Dehnungsverteilung über den Querschnitt angesetzt.
- Der Spritzbeton entwickelt seine Steifigkeit mit dem Abbinden. In der Frühphase des Abbindens steht im Wesentlichen nur der Bewehrungsstahl für die Aufnahme von Lasten zur Verfügung. Erst mit zunehmender Erhärtung des Betons kann von einem Verbundtragverhalten ausgegangen werden. In der nachfolgenden rechnerischen Abschätzung wird unmittelbar nach dem Einbau eines Bogens der volle Verbund angenommen, d.h. die rechnerisch ermittelte Normalkraft ist als ein oberer Grenzwert für die tatsächlich vorhandene Normalkraft anzusehen.
- Nach Absprache mit dem Prüfenieur wurde der E-Modul des Spritzbetons in erster Näherung mit 15.000 MN/m^2 angesetzt.

In der Tunnelfirste wurden im Mittel Druckkräfte je Bewehrungsstab von ca. 27 kN gemessen (Messstellen auf der Bestandsseite der U6).



Bild 22: Skizze des Querschnitts durch die Tunnelschale

Die mittlere Stahldehnung für einen Bewehrungsstahl $\varnothing 25 \text{ mm}$ berechnet sich zu:

$$\varepsilon_{\text{Stahl}} = \frac{\sigma_{\text{Stahl}}}{E_{\text{Stahl}}} = \frac{F_{\text{Stahl}}}{E_{\text{Stahl}} \cdot A_{\text{Stahl}}} = \frac{27 \text{ kN}}{21.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 4,9 \text{ cm}^2} = 2,62 \cdot 10^{-4}$$

Das Steifigkeitsverhältnis von Stahl zu Spritzbeton ergibt sich zu:

$$n = \frac{E_{\text{Stahl}}}{E_{\text{Spritzbeton}}} = \frac{210.000}{15.000} = 14$$

Die ideelle Querschnittsfläche für den Verbundquerschnitt ergibt sich mit:

$$A_{\text{Verbund}} = A_{\text{Beton}} + (n-1) \cdot A_{\text{Stahl}} = 1,0 \cdot 0,33 + (14-1) \cdot 4 \cdot 4,9 \cdot 10^{-4} = 0,355 \text{ m}^2$$

Für einen vollkommen (zentrisch) überdrückten Querschnitt und unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung ergibt sich folgende Normalkraft für die Tunnelschale:

$$N = \varepsilon \cdot (E_{\text{Beton}} \cdot A_{\text{Verbund}}) = 2,62 \cdot 10^{-4} \cdot (15.000 \cdot 0,355) = 1395 \text{ kN/m}$$

Dieser Wert entspricht in der Größenordnung der in begleitenden zweidimensionalen FE-Berechnungen ermittelten Normalkraft.

6 Schlussbemerkung

Der Spritzbetonvortrieb zur Bahnsteigerweiterung des U-Bahnhofs U3 / U6 Marienplatz unter dem Münchner Rathaus ist aufgrund des geringen Abstands zum Kellergeschoss des Rathauses und der geringen tolerierbaren Setzungsdifferenzen als ein äußerst anspruchsvolles Bauvorhaben zu bewerten. Der von der Firma Max Bögl unter Mitwirkung des für die Vereisung verantwortlichen Ing.-Büros Dr.-Ing. Orth, Karlsruhe sowie weiterer Beteiligter ausgearbeitete Sondervorschlag sah zur Firstsicherung und zur Reduzierung der Setzungen einen Vereisungsschirm vor, der von einem über der Firste befindlichen Pilotstollen aus hergestellt wurde.

Durch die gezielte Beobachtung der sich mit dem Baufortschritt einstellenden Verformungen – Hebungen in der Gefrierphase und Setzungen während des Vortriebs – sowie durch einen Vergleich mit den durch FE-Berechnungen ermittelten Verformungen in den einzelnen Bauphasen konnte zu jedem Zeitpunkt ein verformungsarmer Tunnelvortrieb mit tolerierbaren Baugrundverformungen sichergestellt werden. Die im vorliegenden Beitrag näher erläuterten Kraft- und Verformungsmessungen wurden somit auch im Sinne der Beobachtungsmethode ausgeführt und ausgewertet. Es zeigte sich, dass insbesondere die Schlauchwaagenmessungen, welche die Verformungen direkt im Gebäude ohne zeitliche Verzögerungen wiedergeben, in der Baupraxis eine sehr gute Möglichkeit zur Überwachung bieten, womit der vergleichsweise große Installationsaufwand sicherlich gerechtfertigt ist.

Der erfolgreiche Abschluss der Baumaßnahme wurde nicht zuletzt durch die Kompetenz und das Engagement der Ausführenden und die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten mit dem Baureferat der Stadt München erreicht.

7 Literatur

- [1] Eicher L., Bahnsteigerweiterung am U-Bahnhof Marienplatz in München. Tiefbau 12/2004, amtliches Mitteilungsblatt der Tiefbau-Berufsgenossenschaft Heft 12, Dezember 2004, S.784-789.
- [2] Eicher L., Bayer F., Vogt N., Baugrundvereisung zur Verfestigung und Firstsicherung beim Bahnsteig-Erweiterungstunnel U3/U6 in München, 4. Geotechnik-Tag am 18.02.2005, Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik, Heft 37, S. 163-172

- [3] Fillibeck J., Kellner C., Rieken W., Scharrer S., Bahnsteigerweiterung der U6 unter dem neuen Rathaus in München - Spritzbetonvortrieb mit Vereisung, Bautechnik 82 (2005), Heft 7, S. 416-425
- [4] Glötzl Baumesstechnik: Datenblätter zum Präzisions-Schlauchwaagensystem
- [5] Hoffmann, K: Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen, Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 1987
- [6] Joas H., Berliner Verbau und stählerner Maulwurf, U-Bahn Bau für München, Süddeutscher Verlag München 1971, S. 69-101.
- [7] Krischke A., Weber J., Planung, Ausschreibung, Bewertungskriterien für die Vergabe, Steuerung der Ausführungsplanung und des Bauablaufs von U-Bahn-Baumaßnahmen. Moderner Tunnelbau bei der Münchner U-Bahn, Springer-Verlag Wien New York 1978, S. 13-28.

Kontaktadresse:

Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München
Baumbachstraße 7
81245 München

Tel. 089 / 289-27131
Fax 089 / 289-27189
www.gb.bv.tum.de

The application of a hydrostatic levelling system under extreme temperature conditions for the control of a protective measure for the tunnelling under a railway bridge in Italy

Dr. Manfred Jakobs, GeTec GmbH, Dr. Clemens Kummerer, Keller Grundbau GesmbH,
Dipl.-Ing. Valentina Marchionni, San Ruffillo Scarl

1 INTRODUCTION TO THE TUNNELLING PROJECT

1.1 Project description

In 2000, the joint venture S. Ruffillo Scarl. (Necso Entrecanales – Salini – Ghella) was awarded one of the most critical lots of the new high speed railway line Naples-Milan: under passing the city of Bologna, starting from the S. Ruffillo quarter, south of the city, up to the new Central Rail Station of Bologna.

Two EPB (Earth Pressure Balanced) tunnel boring machines are excavating two single track twin tunnels, approximately 7 km long which mainly run below the existing Florence-Bologna railway embankment, starting from the south of the city up to the city centre.

The project starts at the North abutment pier of the Savena bridge (km.0+000) and ends at the new Central Station (km.7+375) and consists of the following main infrastructures (see Fig. 1):

1. a trench tunnel (Intermodal Area), double track, from km.0+000 to km.0+812;
2. a launch shaft, connecting the trench tunnel to the two EPB tunnels, from km.0+812 to km.0+958;
3. two EPB tunnels ("Pari" and "Dispari" tunnels), single track, 9,4 m diameter, starting from km.0+958 to km.7+075;
4. an Emergency Shaft ("Via Rimesse" Shaft) at km.4+820;
5. a Ventilation Shaft at km.6+857;
6. a transition shaft (TBM's exit and "Bologna" parking) from km.7+075 to km.7+235. (this shaft will be a 3 level underground parking facility and the railway line will run at the bottom level);

7. a NATM tunnel, double track, from km.7+235 to km.7+350, connecting the transition shaft to the Central Station.

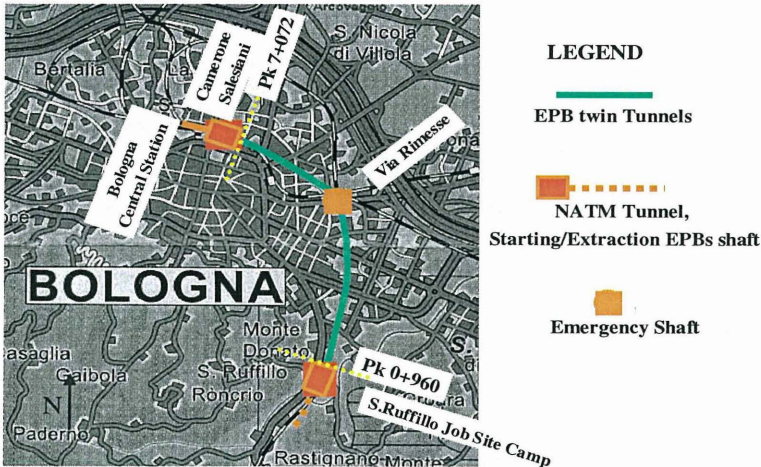


Figure 1: Plan view of the total project

Furthermore, the two EPB tunnels underpassed important interferences (historical underpasses and railway bridges) that during the excavation are subject of protective measures.

The excavation for the first EPB tunnel started July 2003 and the second excavation started in November 2003.

1.2 Geological and hydrogeological conditions

The excavation is realized in very heterogeneous alluvial strata. In the first part of the alignment, up to km.2+150, the tunnels are excavated in sea clay and loose sandy deposits (Pliocenic Clay and Yellow Pleistocenic Sands) below the water level, in the zone of the work described it consists of Savena river deposits with mainly gravel and sand strata, locally with a high percentage of fines (lenses of clay and silt).

The heterogeneity of the ground excavated is a critical aspect because the excavation conditions either in terms of surface settlement response and machines' behaviour change very rapidly.

2 STRUCTURAL PROTECTION BY MEANS OF COMPENSATION GROUTING

As the excavation of the twin tunnels takes place directly underneath the rail link currently in operation, a series of protective measures had to be implemented in order to minimize the effects of the tunneling operation to the adjacent structures. These measures comprised the conventional protection, e.g. by means of consolidation grouting, as well as the active settlement control with compensation grouting where the damage potential was relatively high.

One of this important object is the railway bridge called "Ponte Vecchio" which passes Via Emilia Levante, an important inner city street (see Fig. 2).



Figure 2: General view of the site with the railway bridge "Ponte Vecchio"

The object of concern is a brickbridge which is composed of one central arch with a span of about 16 m and 8 minor arches with about 10 m span. The bridge carries the north and southbound tracks. The bridge has a longitudinal joint along the whole length, so the structure comprises basically two bridges with arches founded on a common footing. The level of the footing was revealed with two core drillings at up to 7 m below ground. The longitudinal section of the bridge is depicted below in Fig. 3.

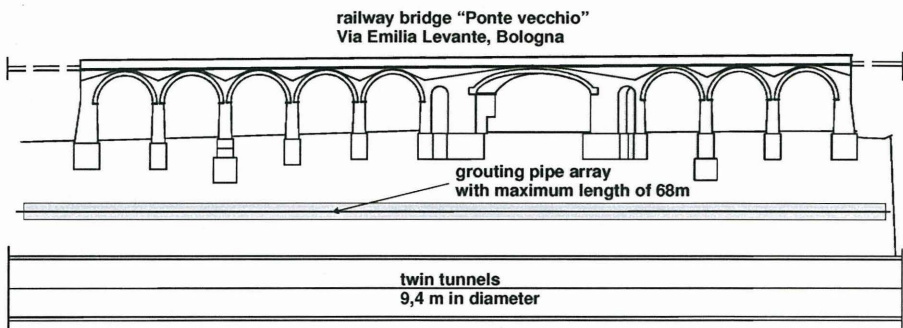


Figure 3: Longitudinal section of the tunnelling project

The soil investigation revealed showed a small layer of fill. Underneath a layer of middle and fine gravely sand was explored reaching to a maximum depth of about 7 m. Locally lenses of silt and clay were found. The soil layer which basically affected the works was a medium dense to dense sandy gravel with a small content of fines. The ground water level was explored underneath the zone of the tunnel driving.

The axes of the twin tunnel were given at about 24 m below ground surface, with yields a cover between the footing sand the top heading of the tunnel section of about 10 m.

In the design phase of the project different protective measure were studied in order to minimize the impact of the tunnel excavation to the bridge. Finally, compensation grouting was considered as the appropriate measure as very restricted deformation limits were given by contract. The differential settlement between two adjacent piers had to limited to

$l/3000$, where l denotes the free span of the arch. Moreover, this ultimate limit state has to be covered by a safety factor, reducing the before mentioned limit by another 30%. As a consequence, the allowed differential displacement between the main arch was limited to 5,0 mm, whereas the maximum value for the standard arches was 2,7 mm. Moreover, the rotation of the pier had to be monitored. Absolute settlement limits were not agreed by contract. The displacement limit is explained in Fig. 4.

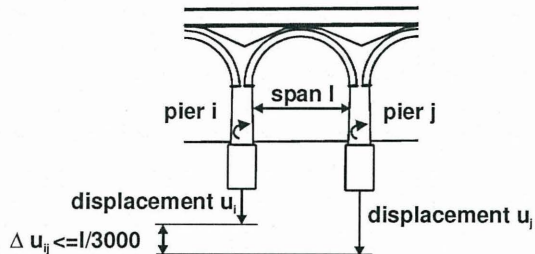


Figure 4: Allowable differential displacements between adjacent piles.

The compensation grouting work was awarded to the joint venture "Trevi – Keller". The realization of the measure was executed as follows:

- installation of the monitoring system
- HDD-drilling for the installation of grouting pipes with a total length of 5.000 m
- implementation of 2" steel grouting pipes
- pre-treatment of the soil prior to the passage of TBMs
- settlement compensation during the tunnel excavation underneath the bridge
- observation of the settlement development after the tunnel driving

Before the actual job for the bridge was carried out, a field trial had to be made to prove the feasibility of the measure. During this field trial, the uniform heave of a zone of 7 x 10m by 5 mm and the consequently differential heave of one side of the monitored area by 2 mm had to be performed. For this phase a series of measurement systems were utilized (liquid levelling points, automatic precise levelling for the control of the water gauges, inclinometer, extensometers).

The results of this field trial proved the effective control of compensation grouting for underpassing the bridge, so the works were started in August 2004 with the installation of the measurement system. As every compensation grouting operation is largely based on the observational method, the main measurement system has to provide displacement data in realtime in order to enable the site engineers to react on the deformation state given. For this compensation grouting job, the settlement data had to be provided to the client with a 15 minutes intervall. Therefore only a limited number of measurement systems can be applied, of which the system of hydrostatic liquid levelling proved to be the most suitable one (see Dekker et al. 2001).

After the zero reading of the liquid levelling system, the drilling was started in September 2004 utilizing the horizontal directional drilling technique. This drilling method had to be applied as the realization of shafts was not possible. Therefore curved holes from the ground surface had to be drilled. The position of the grouting pipes was verified with the system Maxibor, the depth was additionally checked with an instrument called Superbohr developed by GeTec, which works on basis of the liquid levelling system. A typical cross section with the curved grouting pipes is given below in Fig. 5.

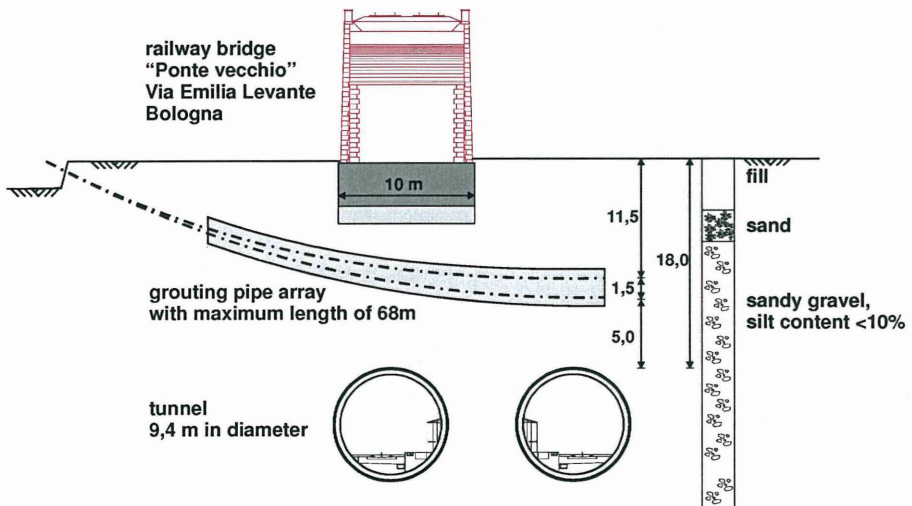


Figure 5: Typical cross section of the compensation grouting

In total 96 grouting pipes with a maximum length of approx. 68 m in two layers with a spacing of 1,5 m were installed (Fig. 6).

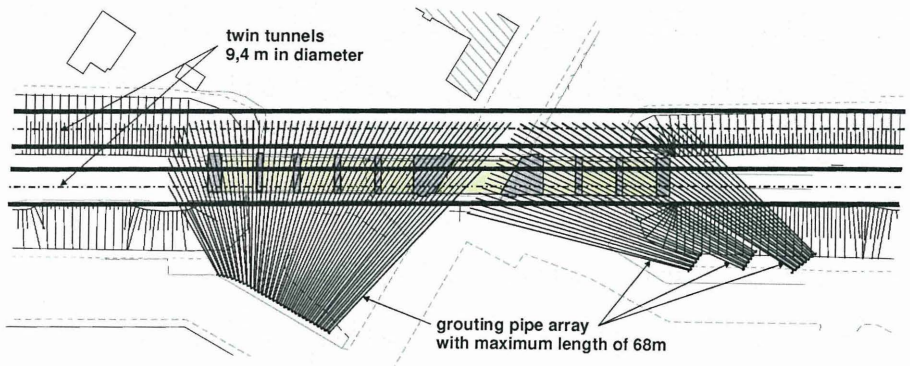


Figure 6: Plan view of the compensation grouting

3 MONITORING SYSTEM

As mentioned before, compensation grouting requires intensive monitoring of the deformation behaviour of the structure. Therefore, a series of measurement systems were installed:

- liquid levelling system (as the main system)
- precise levelling points for the control of selected water gauges
- cross sections with precise levelling points for monitoring the ground loss
- crack meters to control existing cracks

In this paper only the principles and the results of the liquid levelling system are discussed.

3.1 Principle of hydrostatical levelling system

Classic liquid levelling systems base on the principle of communicating tubes and comprise a number of connected measurement cylinders. The settlement measurement is effected by directly observing the liquid level variation of the measurement cylinders. Their

main disadvantage is that the range is a function of the height of the cylinder and the rather high quantity of liquid utilized with respect to e.g. thermal effects. In course of the availability of reliable sensors the measurement of heights by means of pressure determination was developed. The basic principle is the measurement of a pressure compared with a reference pressure. Whereas the first application of this system was the precise levelling, recently also stationary systems for a precise deformation control were utilized.

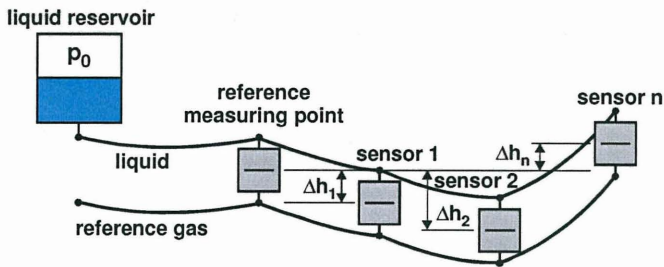


Figure 7: Basic principle of the pressure-based liquid levelling system by GeTec

With the GeTec hydrostatic levelling system, pressure transmitter measure pressure differences versus a reference measuring point. These pressure changes are converted in height differences. The reference level is defined by the liquid horizon in a header tank (liquid reservoir). All measuring points are connected by a water tube with the header tank and thus with the reference level. Because the header tank is not connected to the measuring circuit, level changes of the liquid (liquid losses, equal temperature changes) have no influence on the measurement results. In contrast to liquid levelling system utilizing displacement transducers, the pressure-based measurement principle is rather insensitive to movements of the water volume in the connecting tubes. The sensors utilized are capacitive pressure devices, as they perform stable and reliable. The analogue signals of the pressure devices are captured and converted in measuring values during the use of the measurement system.

Typical technical specifications for the standard sensor utilized are as follows:

The system applied utilizes 93 measurement points and 7 temperature sensors in three levels, installed in August and September 2004. Due to the restrictions of realizing three closed circuits, the monitoring system had to be divided in 8 circuits, each of them connected by means of individual transition points. The plan view of the bridge in Fig. 9 shows the design of the hydrostatic levelling system with the measuring points in the three levels and the different water circuits. The length of the different water circuits ranges between 80 m in the middle and the lower level and approx. 110 m in the upper level. Each water circuit has its own liquid reservoir.

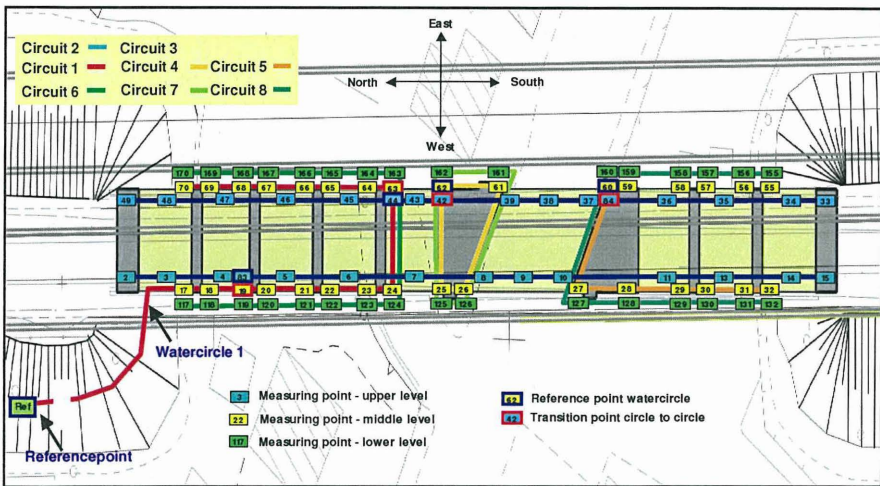


Figure 9: Design of the liquid levelling system

A reference point has been installed on a steel mast at a distance of about 50 m from the bridge and a reference sensor has been mounted on it (see Fig. 10).

Due to the traffic of Via Emilia Levante and an adjacent street the closed connection of the water gauges with a closed water circuit was not possible. Therefore, the water circuits represented in the Fig. 9 had to be connected by individual transition points. These transition points were two points one below the other, transferring the vertical displacement. The practical realization of transition points is depicted in Fig. 11.

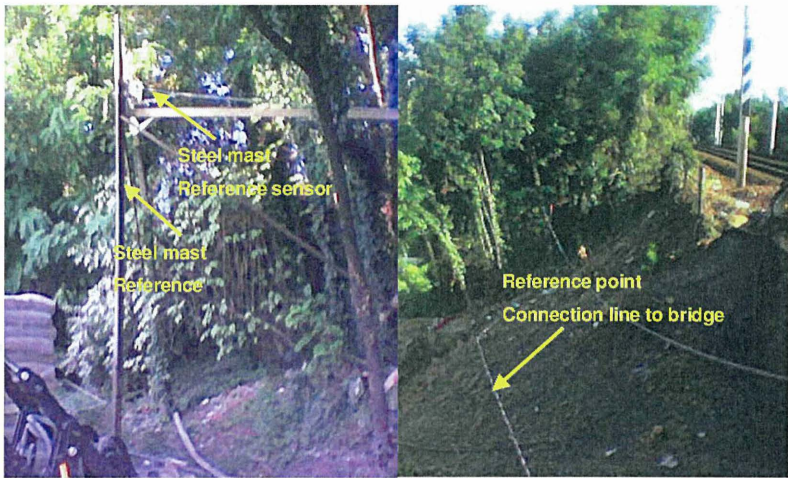


Figure 10: Reference point of the liquid levelling system

Furthermore a special arrangement of measuring points was utilized for the tilt measurement. Therefore, in the third level the measuring points are installed in a fixed distance on protected steel supports and the tilt is calculated by means of the relative vertical displacement and the known distance.

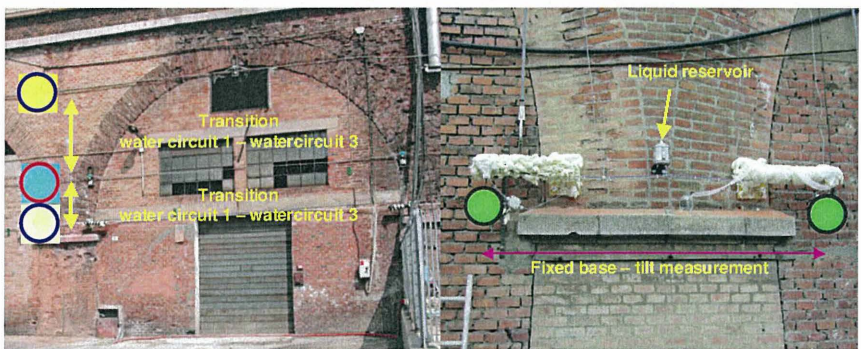


Figure 11: Detail of the liquid levelling system – transition points and adjacent points for the tilt measurement

Since the installation of the monitoring system in August 2004 the hydrostatic levelling system was running up to the mid of August 2005 without disturbances during the pre-treatment phase and the tunnel excavation. The data capturing unit realized for this work was collecting 15 readings of 93 sensors. For the further evaluation a 15min average based on 1min value was utilized. During the data capturing the measured values were statically evaluated by calculating the mean value, the standard deviation and the max/min-value in the reading interval. In order to filter out the effects of the train traffic and its resulting vibrations the median value is used in the stead of the mean value. During the data capturing an online-visualization of the deformation process is performed by a representation of the actual deformation process with the measured. With the time-series representation over different time intervals (day, week, month, period) it was possible to evaluate the accuracy of the measuring results and the consequences of the heave process.

3.3 Temperature effects observed during the measurement period

Temperature generally yields an influence on the measurements and therefore affects the accuracy of the system. The main reason is the well-known change of density of the liquid utilized as a function of its temperature, but there is also an influence on the sensor when temperature reaches the limits of its temperature range. It has to be distinguished between a uniform and a differential temperature effect. Uniform temperature changes result in a uniform pressure change in all the measurement points due to the above mentioned character of the system. This uniform pressure difference does not give a displacement. In contrast to uniform changes, local thermal effects on the tubes and the sensors have an effect on the readings. After Dames (1990) the temperature influence on the hydrostatic levelling system is determined by three effects:

- change of water density
- fluid exchange between liquid reservoir and tubes
- dilatancy of the liquid reservoir

Except of the change of water density the temperature effects causes uniform pressure differences in the water circuit which have no influence on the measurement of the hydrostatical levelling system. To minimize these temperature effects, countermeasures

have to be implemented. As far as possible, the design of the liquid level system can be optimized. The most effective measure is avoiding vertical water lines as their influence on the accuracy of the system is rather dominant. Moreover, mathematical corrections can be applied. As a consequence of the above mentioned, the application of vertical tubes was avoided where possible. Nevertheless, in some parts it was necessary to utilize vertical connections. The thermal zeropoints of the installed sensors can also differ in their amount and thus they have a similar effect as the change of density at vertical or inclined tubes. In Table 1 the thermal coefficient of different pressure transducers is shown. The mean value is 0,03 mm/°C, but it can happen that some sensors differ from that value and this deviation is regarded during the data capturing process.

Measuring point	TK zeropoint in mm/°C
2	0,03
3	0,05
4	0,01
5	0,07
6	0,02
7	0,00
8	0,03
9	0,03
10	0,03
11	0,05
12	0,02
Meanvalue	0,03
Maxvalue	0,07
Minvalue	0,00

Table 1: Zeropoints of selected water gauges

The first temperature effect observed was the vertical movement of the reference point. Reason for these displacements is the dilatancy of the steel mast. Due to the known characteristics of the steel mast, this effect can be easily compensated. The temperature correction is based on the difference of the actual temperature and the reference temperature at the time of the installation of the measurement system. For the dilatancy of the steel mast a thermal coefficient of 0,01 mm/m/°C is applied. This correction is applied

for all measurement points installed on the bridge. The amount of the reference correction due to the steel dilatancy reaches a maximum value of 1,2 mm.

Temperatures observed on the site had a wide range from -5°C up to 50°C which presented challenging conditions for the whole system. The typical course of temperatures observed is shown in Fig. 12 for selected temperature sensors.

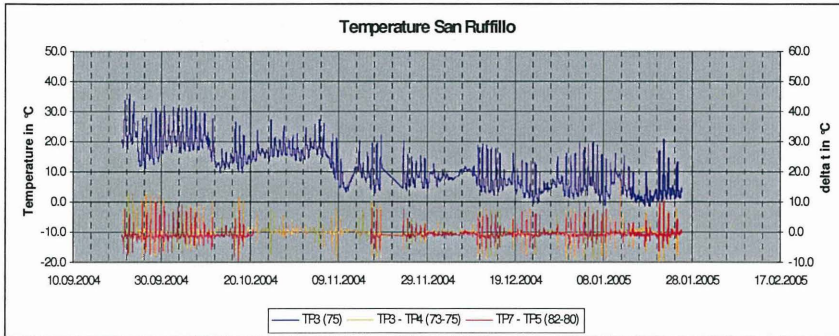


Figure 12: Temperature development for selected sensors

To compensate for local temperature effects, mathematical algorithms were investigated. These algorithms are derived from observations made during a certain measurement period. It has to be emphasized, that these algorithms perform well under similar conditions and have sometimes to be adjusted when environmental conditions were changing. The input data for the temperature correction is provided by temperature sensors installed on each side of the bridge. Due to the experience with the installation of liquid level system in other construction sites, the bridge is divided in zones, based on the various circuits installed, in which the temperature is measured.

The displacements of selected measurement points and the temperature are provided in the Fig. 13.

The correction parameters are derived by plotting the measured deformation vs. the temperature and the establishing a temperature function applying a trend line. This procedure is shown Fig. 14.

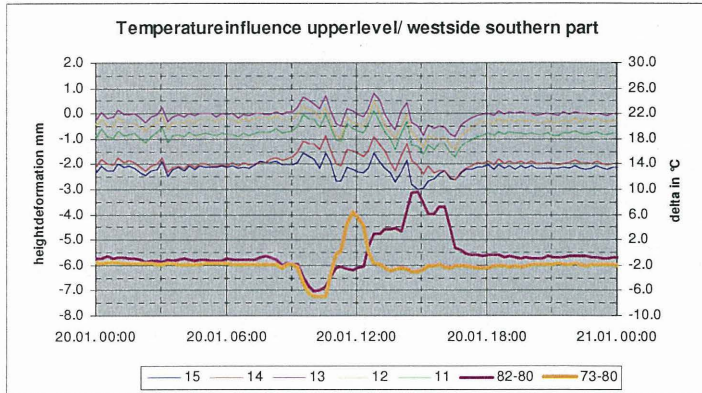


Figure 13: Influence of the temperature on the deformation height

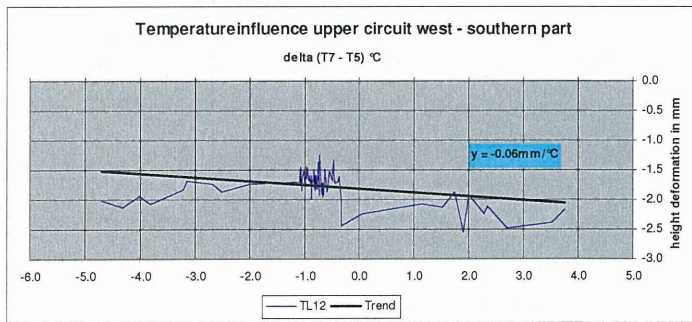


Figure 14: Plot temperature difference vs. deformation

The temperature correcting is valid for similar thermal conditions. Nevertheless, the model is likely to represent not only present environmental conditions, but also long term effects because temperature differences in January of nearly 10°C were observed which are comparable to those in summer.

Fig. 15 represents the corrected displacements for a particular point and shows that the measuring values basically gives +/- 0,5 mm range even when in wintertime an anti-freezing with a bigger density bandwidth was used.

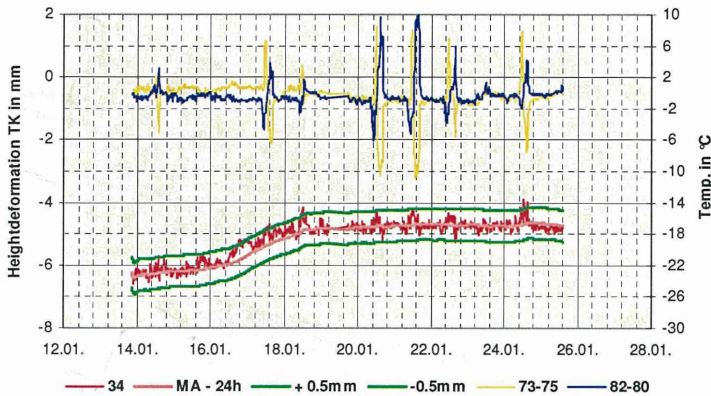


Figure 15: Vertical deformations for a distinct point during the pre-treatment phase

In order to avoid the correction of the fluid density the design of the measuring system was changed in April 2005. Up to April 2005 the water circuit in the upper level which was connected between the east and west side was divided in two parts. With this measure the vertical tubes of the east-west connection could be avoided and the system was hardly affected by thermal influences of the fluid density.

The compensation grouting for the first TBM was made from 29/06 to 04/07, followed by the second TBM between 03/08 and 10/08. After the passage of each TBM about five days of observational grouting were performed.

Fig. 16 shows the vertical displacement of a monitoring point during the compensation grouting operation.

The graphical representation shows the movement of the bridge and the extreme temperature conditions up to nearly 50°C in summer 2005 in Bologna. Beside of the original 15-min measuring value the moving average of 1 hour is represented for the evaluation of the deformation process in order to filter out short time peaks. The bandwidth of ± 0.5 mm based on the moving average of 24 hours is also depicted for the evaluation of the accuracy. In the deformation process the effects of the heave process between the 27/06 and the 02/07 can be seen as well as tunnelling under this measuring point between the 01/07 and the 03/07. This representation has been done for all measuring

points and it was at every time possible to check the system accuracy and the object deformation.

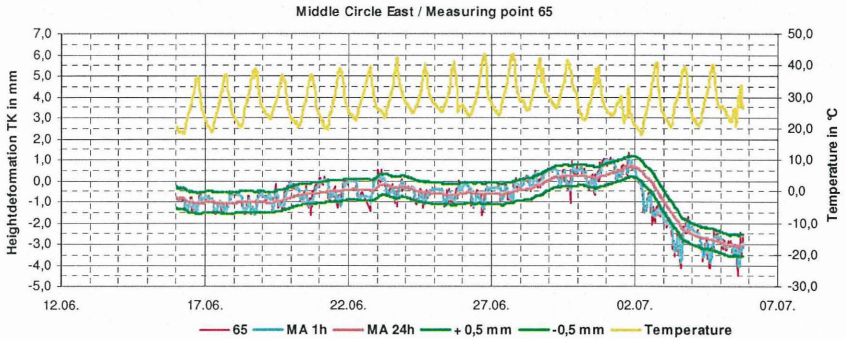


Figure 16: Time series of a measuring with temperature during tunnelling

In Fig. 17 the development of the differential settlements between adjacent piers is given. It can clearly be seen that the limits were respected by means of the application of compensation grouting.

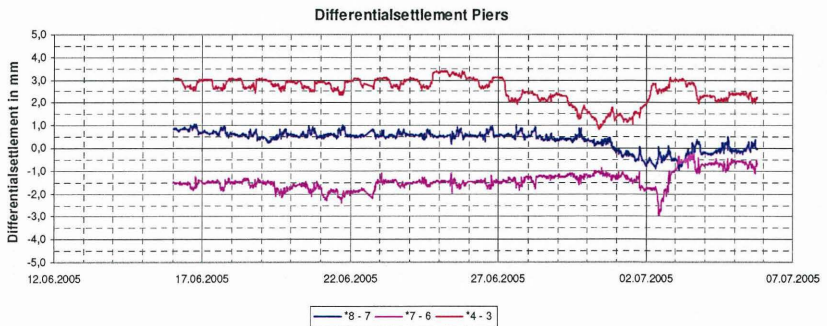


Figure 17: Differential settlement of two piers with temperature during tunnelling

4 CONCLUSIONS

The liquid level system applied for the monitoring of the structure proved to give values of the order of magnitude of $\pm 0.5\text{mm}$ in terms of vertical movement. Despite of the critical temperature changes prevailing on the construction site, the installed hydrostatic levelling system proved to give reliable results for the control of compensation grouting.

5 REFERENCES

Dames, W., 1990

„Ein hydraulisches Vielstellenmesssystem mit veränderlichem Meßbereich für die kontinuierliche Überwachung von Höhenänderungen“, Dissertation TH Aachen

Dekker H., Jakobs M., Otterbein R., 2001

„Erfahrungen beim Einsatz der Druckschlauchwaage zur Höhenüberwachung setzungsempfindlicher Bauwerke“, Der Bauingenieur, Band 76, Juni 2001

6 CONTACTS

Dr.-Ing. Manfred Jakobs, GeTec Ingenieurgesellschaft für Informations- und Planungstechnologie GmbH, Rotter Bruch 26a, D-52068 Aachen, Germany

Dipl.-Ing. Dr. techn. Clemens Kummerer, Keller Grundbau GesmbH, Packer Straße 167, A-8561 Söding, Austria

Dipl.-Ing. Valentina Marchionni, S.Ruffillo Scarl, Via Arcangelo Corelli 43, I-40141 Bologna, Italy

Die Kapselpresse als Vorspann- und Messelement, dargestellt am Beispiel einer ausgesteiften Baugrube (Bauvorhaben ROLEX in Genf)

Robert Lauerer, Wolfgang Schwarz

1 Einleitung

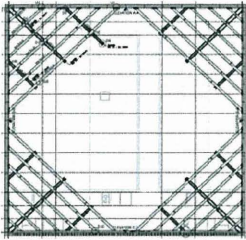
Seit dem Siegeszug des Verpressankers mit Beginn der sechziger Jahre des letzten Jahrhunderts, sind ausgesteifte Baugruben immer seltener geworden. Den Vorteil einer in allen Teilen frei zugänglichen Baugrubenfläche gegenüber einem mit Holz oder Stahl verbauten Himmel wollte niemand mehr missen (Bild 1). In Einzelfällen werden auch heute noch – oder wieder – Baugruben mit teilweiser oder vollständiger Aussteifung erstellt. Dies beschränkt sich in der Regel auf Fälle bei denen aus technischen, geometrisch-räumlichen oder nachbarschaftsrechtlichen Gründen eine Rückverankerung nicht möglich ist. Beim Bauvorhaben ROLEX, Genf (CH) war eine Verankerung mit Verpressankern im anstehenden Seeton nicht möglich. Die Baugrubenwände mussten vollständig mit vorgespannten Steifen abgestützt werden.



Bild 1: Ausgesteifte U-Bahn- Baugrube

2 Die Baugrube

Knapp 2 km südwestlich des Genfer Sees baute die ROLEX SA eine neue Produktionsstätte. Hierfür musste eine Baugrube mit ca. 85 m x 85 m Grundfläche und ca. 14 m Aushubtiefe erstellt werden. Der Untergrund besteht bis in große Tiefe aus gerade mal normalkonsolidiertem Seeton. Wegen der bestehenden



Nachbarbebauung und nicht zuletzt wegen des für Verankerungen wenig geeigneten Seetons, musste die Baugrube vollständig ausgesteift werden. Für die Baugrubenumschließung wurde eine Ortbeton-Schlitzwand mit 1,20 m Nenndicke gewählt. Diese reicht bis ca. 24 m Tiefe somit etwa 10 m unter die Baugrubensohle.

In jeder Baugrubenecke wurden 6 Diagonalsteifen in zwei Lagen angeordnet. Somit wurde die gesamte Baugrube mit 1 ha Grundfläche mit nur 48 Steifen abgestützt. Wie im Bild 2 deutlich wird, bleibt bei dieser Steifenanordnung die Hälfte der Baugrubenfläche vollständig frei.



Bild 2: Die Baugrube ROLEX in Genf

3 Die Steifen- und Auflagerkonstruktion

Die Gebrauchslasten in den Steifen lagen zwischen 4,5 MN und 7,5 MN. Für die Aufnahme dieser hohen Kräfte wurden Stahlrohre $\varnothing$ 1000 mm mit Wanddicken von 25 mm eingesetzt. Um die Wandverformungen zu minimieren, musste jede Steife vorgespannt werden. Die Steifen waren bis zu dreimal gestoßen. Im mittleren Stoß wurden die Kapselpressen zum Aufbringen und Messen der Vorspannung eingebaut. Problematisch ist immer der Schräganschluss von Steifen an eine Ortbeton- Schlitzwand. Hier waren die Steifen 45° gegenüber der Wand und damit gegenüber der Kraftachse verschwenkt. Stahlsteifen sind werksmäßig hergestellte "Fertigteile" mit den entsprechend engen Fertigungstoleranzen. Schlitzwände sind vor Ort hergestellte Bauteile mit Toleranzen, die sich um Größenordnungen von den Stahlbautoleranzen unterscheiden. Die bautechnische Herausforderung liegt nun darin, die vorgefertigten Steifen ohne weitere Anpassungsarbeiten am Stahl, form- und kraftschlüssig mit der Schlitzwand zu verbinden. Hierfür wurde das von BAUER Spezialtiefbau GmbH patentierte Auflagersystem mit Verzahnungsplatten verwendet (Bild 3).



Bild 3: Auflagersystem mit Verzahnungsplatte



Bild 4: Freigelegte gezahnte Stahltafeln

Mit dem Bewehrungskorb wird eine gezahnte Stahltafel an der Auflagerstelle der Steifen in die Schlitzwand integriert. Diese wird beim Aushub freigelegt und gesäubert (Bild 4). An den Stirnseiten der Steifen sind die entsprechenden gezahnten Tafeln als Gegenstücke aufgeschweißt (Bild 5). Die vorgefertigte Steifenabschnitte werden auf Träger- und Anschlagkonsolen montiert und in Höhe und Flucht zu den Zahntafeln ausgerichtet. Der verbleibende Spalt zwischen den beiden gezahnten Tafeln wird mit hochfestem Schnellmörtel kraft- und formschlüssig ausgegossen (Bild 6). Dabei können die beim Schlitzwandbau üblichen und unvermeidbaren Maßabweichungen bis in den Dezimeterbereich problemlos überbrückt werden.

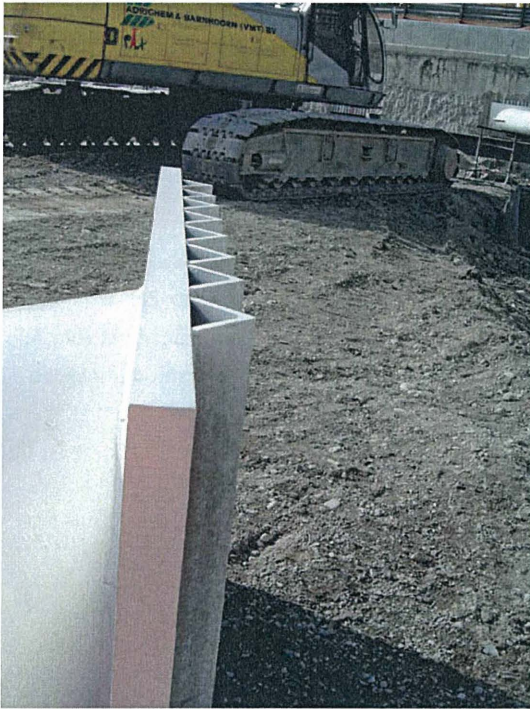


Bild 5: Zahnplatte der Stirnseite der Steife



Bild 6: Mit hochfestem Mörtel ausgegossener Anschluss

Um den Nachweis für die sichere Funktionsfähigkeit dieses Systems zu erbringen, wurde an der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ein maßstäblich verkleinerter Bauteilversuch durchgeführt (Bild 7 und Bild 8). Die Übertragung der Gebrauchslast von 3 MN musste mit 2facher Sicherheit (d.h. 6 MN) nachgewiesen werden. Der Versuch wurde bei 8 MN abgebrochen ohne dass dabei der Verguss in der Fuge versagt hat.

Diese Konstruktion ermöglichte es, auf die sonst üblichen Anschlussknaggen und Konsolkonstruktionen mit Bewehrungsanschlüssen zur Schlitzwand vollständig zu verzichten. Neben der Zeitersparnis (Wartezeiten bis zum Aushärten des Betons der Konsolkonstruktionen) waren dabei nicht unerhebliche Kosteneinsparungen möglich.

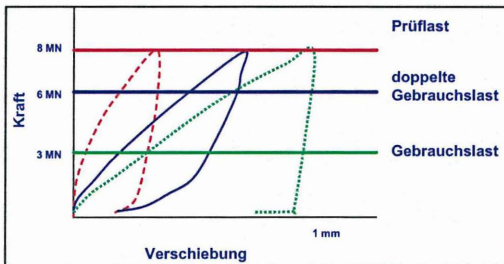


Bild 7: Last - Verschiebungskurve beim Bauteilversuch



Bild 8: Bauteilversuch

4 Die Kapselpressen

Um die Baugrubenverformungen klein zu halten, war im Aussteifungskonzept vorgesehen, alle Steifen vorzuspannen. Üblicherweise werden hierzu an den Auflagerpunkten oder an Stoßstellen der Steifen Pressennischen vorgefertigt, in die zum Vorspannen mobile Hydraulikzylinder eingehängt werden. Nach Erreichen der Vorspannkraft werden die entstandenen Verschiebungsspalten mit Stahlplatten ausgekeilt. Beim Bauvorhaben ROLEX haben wir uns für einen neuen Weg entschieden:

In die mittlere Stoßstelle der Steifen haben wir die hydraulischen Kapselpressen eingesetzt. Diese Kapselpressen dienten zuerst zum Vorspannen der Steifen und danach als permanent wirksame Kraftmesseinrichtung. Die Kapselpressen mussten folgende Vorgaben erfüllen:

- die Kapselpressen mussten geometrisch an die Steifenkonstruktion angepasst sein,
- sie mussten einer maximalen Kraft von 10 MN standhalten,
- sie dienten zur Kraftmessung,
- sie sollten nachstellbar, d.h. be- und entlastbar sein,
- sie mussten einen Vorspannweg von mind. 50 mm erlauben,
- sie mussten in einen Spalt von max. 60 mm hineinpassen.

Erfüllt wurden die Anforderungen durch speziell für dieses Bauvorhaben entwickelte Kapselpressen aus Edelstahlblechen. Um bei 60 mm Einbaumaß noch 50 mm Weg realisieren zu können, entschieden wir uns für die unten skizzierte Konstruktion (Bild 9). Sie wurde vollständig in Edelstahl gefertigt. Zwei Stahlplatten wurden über einen Rohrtorus miteinander verschweißt. Der Rohrtorus

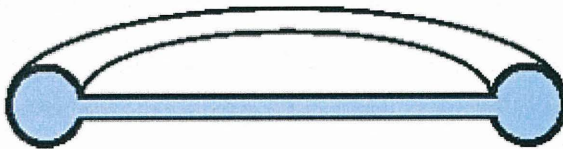


Bild 9: Querschnitt durch die Kapselpresse

dient dabei als Dehnelement. Das so gefertigte Kissen wurde mit einer frostsicheren Flüssigkeit gefüllt über die der Druck aufgebracht werden konnte. Der Druck des Fluids konnte mit entsprechenden elektrischen Druckgebern gemessen werden. Über die Kalibrierung der Kapselpressen wurde der Zusammenhang zwischen Druck und Kraft hergestellt. Über zwei kreisrunde Ausgleichsplatten, die innerhalb des Torus lagen, wurde sichergestellt, dass die Kraft aus der Kapselpresse gleichmäßig in die Steifen eingeleitet werden konnte.

Die Funktionsfähigkeit wurde vorab in mehreren Versuchsreihen nachgewiesen. Einzelne Kissen wurden bis zu 11 MN belastet, dabei konnten auch noch unter dieser hohen Belastung der volle Weg von 50 mm ausgenutzt werden.

5 Einbau auf der Baustelle

Die Kapselpressen wurden mit einem Wasser- Glykolegemisch verfüllt, mit den Ausgleichsplatten versehen und kalibriert, fertig auf der Baustelle angeliefert. Die Steifen waren so ausgerichtet, dass der Spalt zwischen den Kopfplatten an der Einbaustelle der Kapselpresse 60 mm aufwies. Die Anschlussstellen zur Schlitzwand waren mit hochfestem Mörtel verfüllt.

Da jede Steife mit ihrer eigenen Belastungseinrichtung versehen war, konnten mehrere Steifen synchron auf die geplante Vorspannung gebracht werden. Die Hydraulikleitungen der Kapselpressen wurden miteinander verbunden. Jeweils fünf Steifen einer Baugrubenecke (die kürzeste Ecksteife wurde nicht vorgespannt) wurden gleichzeitig mit 4,5 MN in der oberen und 6,5 MN in der unteren Lage vorgespannt. Durch dieses Vorgehen wurden die Steifigkeitsunterschiede zwischen kurzen und langen Steifen sowie die unterschiedlichen Verschiebungsreaktionen der Schlitzwandelemente kompensiert. Jede Kapselpresse bekam die gleiche Kraft, diese aber bei individuell unterschiedlichem Verschiebungsweg. Das ganze funktionierte automatisch ohne weitere Mess- und Regeltechnik!

Besondere Beachtung fanden Sicherheitsaspekte für mögliche Havariesituationen:

- spezielle Sicherungsbleche mussten verhindern, dass sich bei Druckverlust in der Kapselpresse die Wand wesentlich verschiebt,
- das Hydrauliksystem erlaubte zu jedem Zeitpunkt ein Ablassen oder Nachspannen der Steifen,
- die verwendete Hydraulikflüssigkeit musste umweltverträglich sein, damit bei Leckagen kein Umweltschaden entstehen konnte. Daher wurde Wasser mit Glykol als Frostschutz verwendet.

6 Die Messungen, Messergebnisse und Erkenntnisse daraus

In der Endausbaustufe waren alle 40 Kapselkissen mit Drucksensoren und Temperatursensoren versehen, deren Signale in einer Messzentrale aufliefen. Die Messsignale wurden permanent aufgezeichnet und überwacht.

Jetzt zeigte sich ein weiterer Vorteil der hydraulischen Kapselpressen – nun als Messgerät. Üblicher Weise versucht man die Steifenkräfte über direkt auf den Steifen applizierte Dehnungsgeber (Dehnungsmessstreifen oder Schwingssaitenaufnehmer) zu ermitteln. Nun führen bei langen Stahlsteifen und bei sehr unnachgiebigen Baugrubenwänden wie Ortbetonschlitzwänden, allein die täglichen Temperaturschwankungen schon zu erheblichen Änderungen der Steifenkräfte. Messen kann man diese Änderungen mit **Dehnungsgebern** jedoch nicht, da die Kraft aus **Temperaturdehnung** der Steife ja genau deshalb entsteht, weil die **Dehnung** behindert ist. Ein Dilemma, welches der Bauherr in Genf kurz zuvor bei einer benachbarten Baugrube durch teilweise uninterpretierbare Ergebnisse leidvoll erfahren durfte: Bei dieser Baugrube wurden versuchte man die Steifenkräfte mit **Dehnungsgebern** zu ermitteln. Die fluidgefüllte Kapselpresse zeigt einfach die aktuelle und somit die richtige Kraft an, unabhängig davon, ob die Kraftänderung aus behinderter Temperaturdehnung oder aus Erddruckbelastung über den Verbau eingetragen wird.

Bild 10 zeigt den typischen Verlauf der Steifenkräfte über mehrere Tage an der oberen bzw. unteren Steifenlage. Im gleichen Diagramm sieht man den Temperaturverlauf. Temperatur- und Kraftganglinien korrelieren exakt. Beeindruckend sind die Beträge der Kraftänderung, allein durch den Temperaturgang. Im gezeigten Beispiel liegt die Schwankungsbreite der Steifenkraft zwischen 2 MN und 4 MN und ist damit nicht mehr unerheblich. An den gezeigten Ganglinien auch deutlich, dass Einzelmessungen an derartigen Systemen im Tages- oder Wochen- vielleicht auch im Halbjahres- oder Jahresrhythmus zwangsläufig zu verheerenden, nicht interpretierbaren Ergebnissen führen müssen. Eine kontinuierliche Messwerterfassung ist hier unverzichtbar.

Deutlich ist der Einfluss der Spannarbeiten an der unteren Steifenlage auf die obere Steifenlage zu erkennen. In den Bildern ist der Kraftverlauf der Steifen der Ecke B dargestellt. Am 14.05. gegen Mittag wurden die unteren Steifen gespannt. Zum gleichen Zeitpunkt fielen die Kräfte in der oberen Lage um bis zu 35%. Wie zu erwarten, entspannte sich die kürzeste Steife dabei am meisten, die längste am wenigsten.

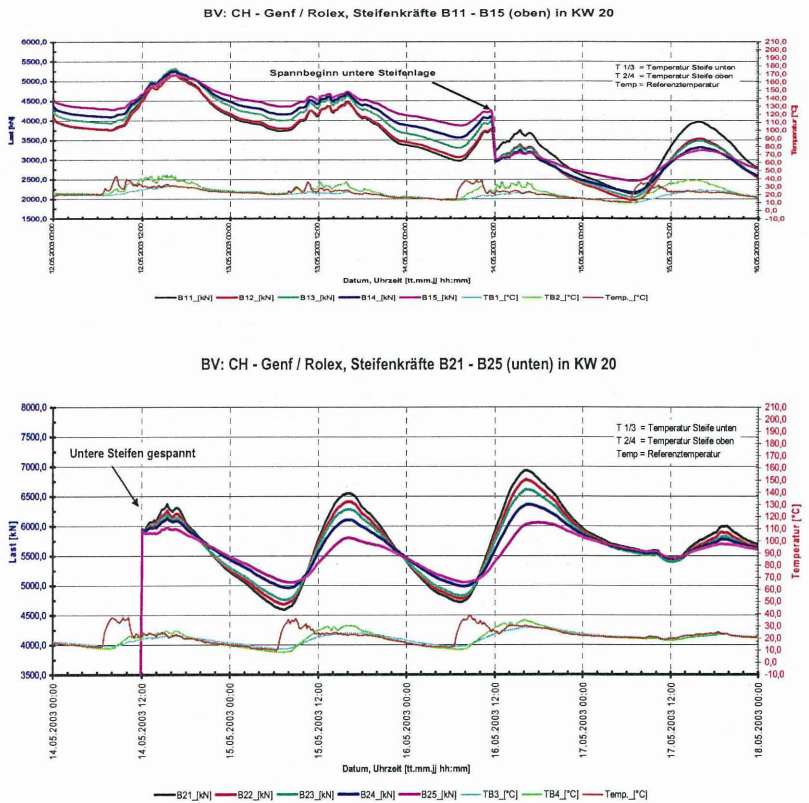


Bild 10: Steifenkraftverlauf

7 Der Abschlusstest

Alle Kapselkissen haben die Bauzeit unbeschadet überstanden, keines ist Leck geworden, die Havariesicherung wurde nicht in Anspruch genommen. Nun waren alle Beteiligten daran interessiert zu erfahren, bei welcher Last die Kapselpresse oder das gezahnte Auflager versagen wird.

Hierfür wurde unter besonderen Sicherheitsvorkehrungen bei einer der letzten auszubauenden Steifen, die Kapselpresse bis zum Bersten belastet. Bei 22 MN versagte die Kapselpresse. Die Verzahnung hielt auch dieser Belastung stand. Damit war schlussendlich nachgewiesen, dass das von uns gewählte System aus vorgespannten Rohrsteifen mit Kapselpressen und verzahntem Betonauflager die Anfangs geforderte Gebrauchstauglichkeitslast von 10 MN um mehr als das 2fache übertraf.

Robert Lauerer und Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz

Abteilung Bautechnik

BAUER Spezialtiefbau GmbH

86529 Schrobenhausen

Wittelsbacher Str. 5

Statische Pfahlbelastungsversuche Hardturmstadion Zürich

1 Versuchshintergrund

1.1 Projekt Hardturmstadion Zürich

Es darf davon ausgegangen werden, dass das Projekt Hardturmstadion Zürich von den Medien her bekannt ist. Markant ist sicher der bis 40 m hohe Kranz, dessen 5-Eck zum darunterliegenden ebenfalls 5-eckigen Sockelgeschoss leicht verdreht ist. Neben dem Stadion ist auch ein rund 80 m hohes Bürogebäude geplant.



Bild 1: Aussenansicht Kranz auf Spielfeldniveau



Bild 2: Modellansicht vom Spielfeld

1.2 Geologie

Zur Abklärung der hydrogeologischen und geologischen Verhältnisse wurden vorgängig 5 tiefer Bohrungen erstellt. Der Schichtaufbau wurde wie folgt aufgeschlossen:

Nach der 2 – 3 m mächtigen Deckschicht folgt der Limmattalschotter, der im oberen Bereich sehr kiesig ist und in tieferen Lagen zunehmend auch aus Sand besteht. Im Übergang zu den Seeablagerungen wurde zum Teil eine verschwemmte Moräne angetroffen.

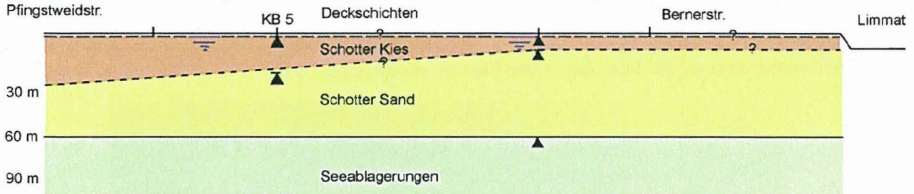


Bild 3: Geologisches Profil

Der Limmatal-Grundwasserstrom liegt rund 3 m unter Terrain.

1.3 Problemstellung

Die Projektgestaltung wird stark eingeschränkt durch den Schattenwurf und die Lage des Grundwasserspiegels. So besteht die Auflage vom AWEL, dass beim Stadion nur 10 % der bebaubaren Grundfläche als lokale Vertiefung unter den Mittelwasserspiegel reichen darf.

Bis auf die sehr hohen Einzellasten (z. B. Kranzfeiler mit mehr als 150 MN Gebrauchslast) wäre eine Flachfundament noch denkbar, aber die 10 % Regel war mit ein Grund, dass anstelle von Fundamentvertiefungen sehr viele Pfähle und Schlitzwandelemente erstellt werden müssen.

1.4 Statische Pfahlbelastungsversuche

Für die Bemessung der Pfähle hatte man zwar Erfahrungswerte aus der Umgebung. Doch kam man nach diversen Abklärungen bezüglich Setzungsverhalten und Optimierungsmöglichkeiten zum Schluss, dass für dieses Projekt die Resultate von statischen Pfahlbelastungsversuchen von grossem Nutzen sind.

So wurde im Sommer auf der Arena mit dem grossen Seilziehen zwischen Ankern und Pfahl begonnen. Getestet wurden 3 Bohrpfähle mit Durchmesser $D = 0.90\text{ m}$ und einer Länge zwischen 11 und 17 m. Die Lage, Länge und Instrumentierung der Pfähle wurde so gewählt, dass möglichst gute Aussagen über die verschiedenen Bodenschichten gemacht werden können.



Bild 4: Einbau Pfahlarmierung



Bild 5: Versuchsaufbau

2 Versuchsaufbau und messtechnische Instrumentierung

2.1 Konzept des statischen Pfahlbelastungsversuchs

Grundlage für die Ausführung der Pfahlbelastungsversuche bildet die SIA Norm 267/1 Geotechnik – Ergänzende Festlegungen. Sie definiert die Anforderungen an die Belastungs- und Messeinrichtung, das Vorgehen bei der Versuchsdurchführung und beschreibt die Darstellungen und Diagramme.

Vor dem eigentlichen Belastungsversuch wurden die Anker paarweise geprüft. Die Prüfkraft der Anker lag im Bereich der ersten Laststufe, so dass die Nullmessung vor der Spannprobe durchgeführt werden musste. Pro Pfahl wurden 3 Belastungszyklen bis zu einer maximalen Last von 12.2 MN durchgeführt. Zu jeder Laststufe wurden die Setzungen am Pfahlkopf über mindesten 90 Minuten gemessen bis zum Abklingen der Setzung. Nach dem Abklingen wurden die Gleitmikrometermessungen durchgeführt.

An die Messungen besteht im Versuchskonzept eine hohe Anforderung bezüglich Präzision und Zuverlässigkeit. Daher wurden die Messverfahren redundant ausgeführt.

Die Abbildung zeigt den Aufbau des Versuchs. Die geologische Schichtung variierte wie in Abschnitt 1. beschrieben und ist hier nicht eingezeichnet.

2.2 Pfahlbelastungseinrichtung

Die hohen Lasten von 12 MN wurden mit einer Belastungskrone (Abspanntisch) verankert über 12 Erdanker in den Pfahl eingeleitet. Die Verankerungslänge betrug 8 m, die frei Ankerlänge ca. 30m. Die Anker wurden mit 11° aus der Lotrichtung in symmetrischer Aufteilung versetzt und waren je auf 1.2 MN dimensioniert. Der Abspanntisch wurde von der Firma Zschokke Bau AG dafür dimensioniert und konstruiert.

Auf dem Pfahlkopf wurde eine Stahlplatte zur Kraftübertragung aufgelegt. Zwischen Pfahlabschluss und Stahlplatte war eine dünne Pressspanplatte (~2-3mm) zur Ausgleichung von Unebenheiten eingebracht. Auf der Stahlplatte setzten 4 Flachpressen (so genannte Stellingpressen) auf, die in einer

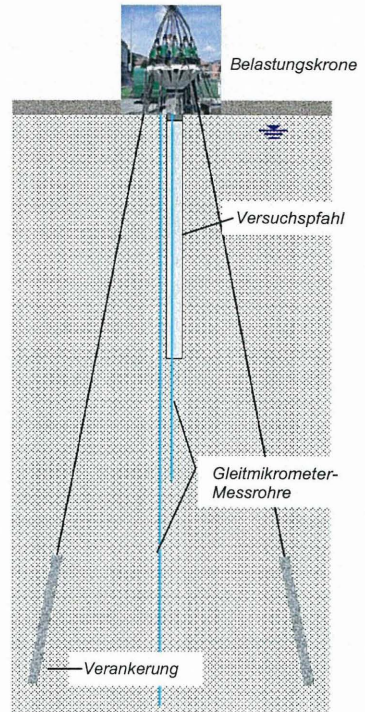


Bild 6: Schema des Versuchsaufbaus



Bild 7: Versuchsaufbau und Gleitmikrometermessung

Kugelkalotte gelagert sind. Die Stellingpressen wurden in einem hydraulischen Kreislauf verbunden. Mit einem Präzisionsdrucksensor wurde die aufgebrachte Last über diese 4 Stellingpressen gemessen und zur Anzeige gebracht. Die Datenspeicherung erfolgte über die gesamte Messzeit in einem Datenlogger. Auf den Pressen wurde der Abspanntisch gelagert und horizontalisiert. Die Ankerlitzen der Erdanker wurden ca. 1m über Terrain verlängert und durch die vorgesehenen Aussparungen und die Litzenheber eingefädelt. Zu jedem Anker wurde ein hydraulischer Litzenheber in der Neigung der Ankerbohrungen von 11° aus der Lotrichtung installiert. Die Litzenheber benötigten eine ausreichende Hubhöhe von 26cm, um bei den hohen Kräften die Straffung und Dehnung der Litzen aufnehmen zu können. Die Litzenheber wurden über ein Aggregat manuell gesteuert und bis zur Sollast, die über den Drucksensor an den Stellingpressen gemessen wurde, ausgefahren und gegebenenfalls nachgeregelt, um die Last über die Beobachtungszeit zu halten.

2.3 Messungen im Pfahl und im Baugrund



Bild 8: Messausrüstung für Gleitmikrometer

In den Versuchspfählen wurde je ein Gleitmikrometerrmessrohr bis 8 m unter den Pfahl und je ein Messrohr im Abstand von 55cm respektive 1m Abstand zum Pfahlmantel bis ca. 38m Tiefe eingebaut. Im Abspanntisch war eine entsprechende Aussparung für das Messrohr vorgesehen. Somit konnte die Messung vom Abspanntisch aus durchgeführt werden. Die Messrohre wurden im Lockergestein mit einer weichen Zement-Bentonit-Wasser Injektionsmischung eingebaut. Im Pfahl selber wurde der Bentonitanteil verringert.

Die Nullmessung wurde vor Beginn der Ankerspannprobe durchgeführt; nach der Spannprobe und nach jeder Laststufe wurde eine Folgemessung von beiden Messrohren gemacht. Die axialen Verschiebungen werden für jeden Meter zwischen den Messmarken gemessen. Die Auswertung enthält sowohl die differentiellen Stauchungen bzw. Dehnungen als auch die integrierten Werte vom Fixpunkt aus. Daraus ergibt sich ein detailliertes Bild über das Verhalten des Pfahls. Die Summe der Stauchungen ergibt die Setzung des Pfahls, die auch am Pfahlkopf gemessen wurde.

2.4 Messungen am Pfahlkopf

Die Verschiebungsmessungen am Pfahlkopf wurden mit einem motorisierten Digitalnivellier Zeiss DINI 11 automatisch gemessen. Die Messpunkte bestehen aus 50cm langen Barcodelatten, von denen zwei Referenzpunkte ausserhalb (>10m) des Versuchsfeldes und vier gleichmässig angeordneten Messpunkte am Pfahlkopfmantel montiert wurden. Die Auflösung der Messung auf die Barcodelatte beträgt 0.01mm. Die Messungen erfolgten alle fünf Minuten in gleicher Abfolge. Zusätzlich wurden alle Messpunkte mit einem Massstab mit metrischer Teilung ausgerüstet und mit einem optischen Nivelliergerät Leica Na 2 mit Planplatte als redundantes Messsystem abgelesen. An zwei zueinander rechtwinkligen Messpunkten wurde je ein hochauflösender Neigungssensor installiert, um allfällige Verkipnungen des Pfahls zu messen. Zwei weitere Neigungssensoren waren auf dem Abspanntisch aufgebracht, die zur Kontrolle der Krafteinleitung auf den Abspanntisch dienten. Die Kugelkalotten der Stellingpressen können nur einen bestimmten Winkel ausgleichen; ansonsten kann die gesamte Kraft nicht mehr als Druck der Stellingpresse gemessen werden. Die Temperatur wurde im Gleitmikrometerrmessrohr unterhalb des Grundwasserspiegels und als Umgebungstemperatur an der Luft gemessen.



Bild 9: Messungen am Pfahlkopf mit Präzisionsnivellement

2.5 Darstellung der Messergebnisse

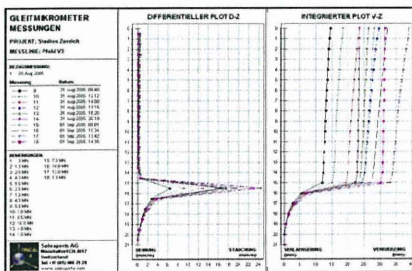


Bild 10: Beispiel für die Darstellung der Gleitmikrometerrmessungen

Während der Versuchsdurchführung wurden Zeit-Last-Setzungsdiagramme, Kriechdiagramme zur jeder Laststufe, der Last-Setzungsverlauf und die Gleitmikrometerrauswertungen laufend nachgeführt. Während die Kriechdiagramme zur Steuerung des Versuchs wichtig sind, zeigen die übrigen Diagramme das Verhalten des Versuchspfahls an. In die Auswertung fliessen vor allem die numerischen Daten ein. Für die Einschätzung während des Versuchs und für die Plausibilitätskontrolle sind die Grafiken jedoch sehr hilfreich.

3 Auswertung der Resultate

3.1 Last- Setzungsverlauf

Der Last- Setzungsverlauf der Pfähle bildet eine wesentliche Grundlage für die Auswertung der Versuche. Die Last und die entsprechende Setzung werden für alle Laststufen aufgetragen und die Verbindungslinie bildet die für Pfahlbelastungsversuche typischen Erst- und Widerbelastungskurven.

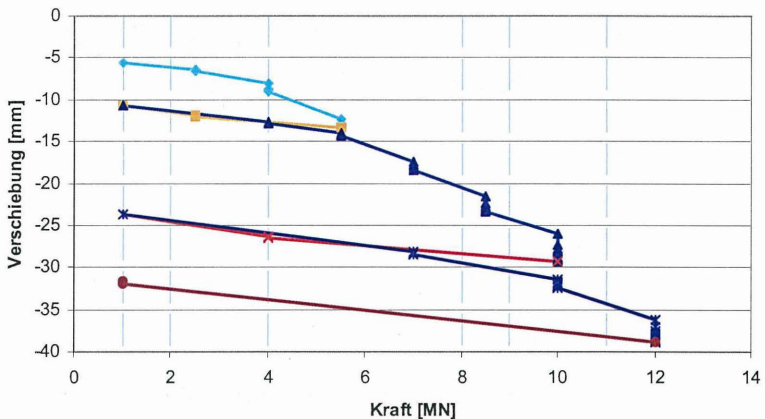


Bild 11: Darstellung der Last-Setzungskurve

3.2 Hyperbelverfahren

Beim Hyperbelverfahren wird anstelle der Last vom Last-Setzungsverlauf der Quotient Setzung/Last für die Erstbelastungspunkte aufgetragen. Wie beim dargestellten Versuch ausgeprägt deutlich sichtbar, liegen die aufgezeichneten Punkte ungefähr auf zwei Geraden. Wie aufgrund der Formeln in der folgenden Abbildung ersichtlich ist, kann mit der linearen Regression durch die oberen Punkte (rote Gerade) die Bruchlast der Mantelreibung interpoliert werden. Ebenso kann durch die Formelgleichung der zweiten, grünen Geraden die Pfahlbruchlast berechnet werden.

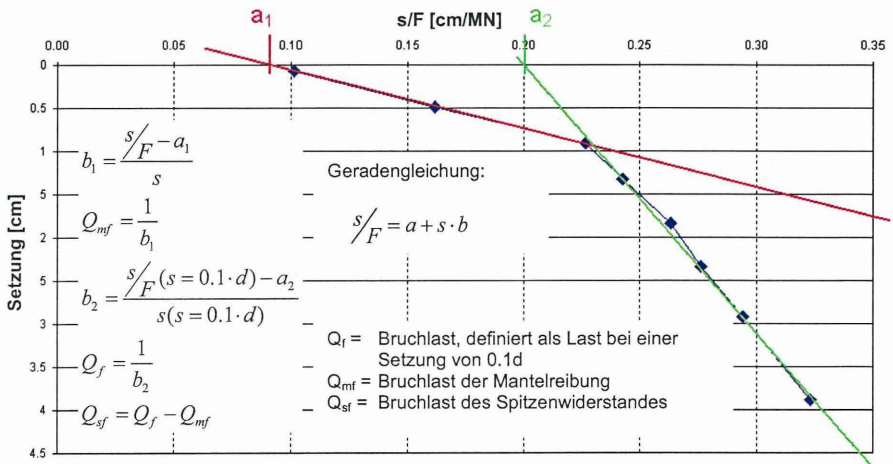


Bild 12: Darstellung Hyperbelverfahren

Somit kann für jede gemessene Kraft die Aufteilung in Mantel- und Spitzenwiderstand dargestellt werden. Die Darstellung zeigt, dass bei diesem Versuch bis zu einer Kraft von 4 MN und einer Setzung von weniger als 1 cm praktisch nur die Mantelreibung mobilisiert wird. Bei einer weiteren Krafterhöhung nimmt dann vor allem die Spitzenbeanspruchung zu.

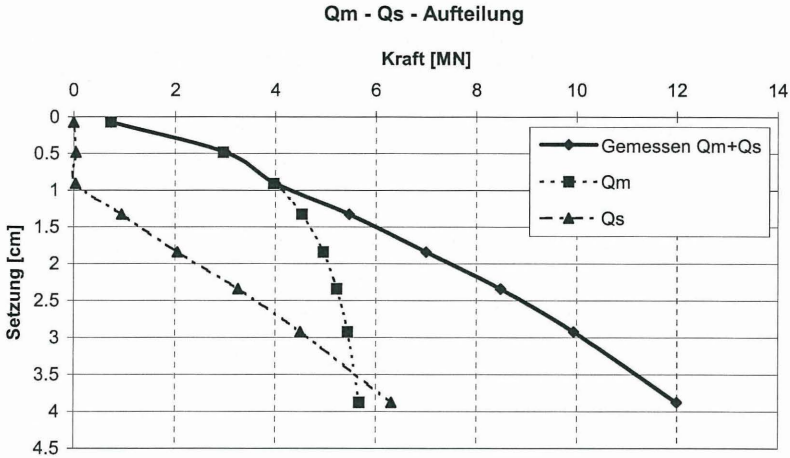


Bild 13: Last-Setzungsverlauf mit Aufteilung Mantel-Spitzenwiderstand

3.3 Nachrechnung mit Plaxis

Die Probestpfähle wurden ebenfalls mit dem finite Elementenprogramm Plaxis als axialsymmetrisches System nachgerechnet. Dabei wurde versucht, durch Anpassung der Parameter der Bodenkennwerte die gemessene Last-Setzungskurve sowie die gemessenen Setzungen im und neben dem Pfahl möglichst genau nachzubilden. Für den dargestellten Versuch ist dies recht gut gelungen, sodass das Trag- und Setzungsverhalten in diesem Baugrund auch für andere Pfahldurchmesser abgeschätzt werden konnte.

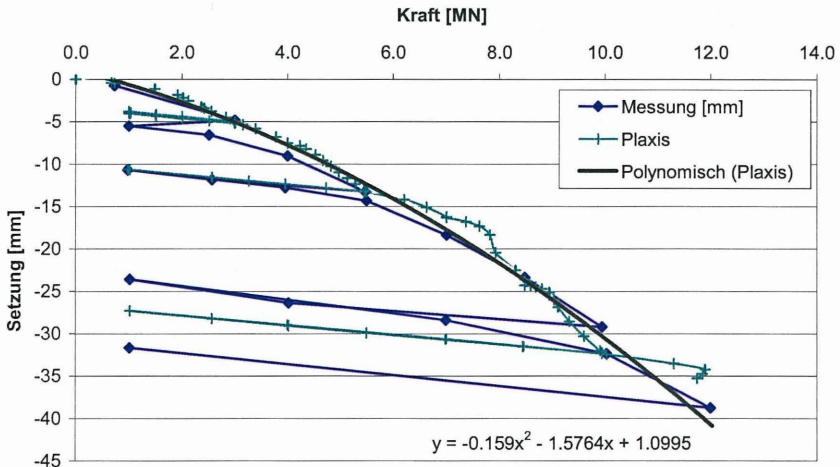


Bild 14: Last-Setzungsverlauf gemessen/berechnet

3.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Statische Pfahlbelastungsversuche bilden das beste Instrument zur Beurteilung des Tragverhaltens. Trotzdem ist aufgrund der sehr hohen Versuchskosten deren Notwendigkeit gründlich abzuklären.

Die Versuchsanordnung und Auswertung müssen genau auf die gewünschten Ergebnisse abgestimmt und entsprechend geplant werden. Dabei gilt der Grundsatz: „Ein Versuch ist kein Versuch!“

Die Resultate können nur verwendet werden, wenn die Ausführungs- und Messqualität stimmen. Dazu muss die Versuchsanordnung mit dem Unternehmer genau abgesprochen werden und es braucht eine professionelle Messung. Zur Verifizierung der Messresultate sind Kontrollmechanismen und eine lückenlose Aufzeichnung der Ausführungs- und Messereignisse notwendig.

Statische Pfahlbelastungsversuche sind zwar sehr teuer, geben aber den besten Rückschluss auf das Tragverhalten im entsprechenden Boden.

Daniel Naterop, Hans J. Becker
Solexperts AG
Mettlenbachstrasse 25
CH-8617 Mönchaltorf

Philipp Angehrn
Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG
Bachweg 1
CH-8133 Esslingen

Kontinuierliche Überwachungsmessungen am Heinrich-Hertz-Turm in Hamburg

Frau Dr.-Ing. Sandra Fahland, Herr Dipl.-Ing. Axel Schulz

1 Einleitung

Zu den Aufgaben der Vermessung auf Großbaustellen gehören neben umfangreichen Absteckungen, Massenermittlungen und Verdichtungen der Netze (Sekundärnetz) auch häufig Beweissicherungsmessungen an Objekten im Baufeld oder dem angrenzenden Bereich. In dem hier beschriebenen Projekt galt es für ein äußerst sensibles Objekt, den Heinrich-Hertz-Turm (Abb. 1), im Baufeld der Erweiterung der Hamburg Messe ein Messprogramm nach den Vorgaben des Turmbetreibers und des Bauherren „Neue Messe Hamburg“ zu erstellen und durchzuführen. Das Resultat ist ein Messprogramm mit drei von einander unabhängigen Messverfahren, deren Kern ein Messsystem aus vier elektronischen Neigungssensoren bildet.



Abb. 1: Heinrich-Hertz-Turm

2 Anlass der Überwachungsmessungen

2.1 Bauvorhaben „Erweiterung der Hamburg Messe“

Die Hansestadt Hamburg hat sich zu einem äußerst attraktiven Standort für Messen und Kongresse von weltweitem Rang entwickelt und stellt für die Hansestadt einen bedeutenden Wirtschaftsfaktor dar. Um die erfolgreiche Entwicklung der vergangenen Jahre nicht zu unterbrechen, sondern konsequent weiterzuführen und ihre internationale Position zu sichern, wurde die Erweiterung der Ausstellungsfläche der Hamburg Messe notwendig.

Mit einer Investitionssumme von circa 330 Millionen Euro und nach einer Bauzeit von vier Jahren wird ein von 65.000m² auf 84.000m² Bruttohallenfläche erweitertes modernes Messegelände mitten in der Stadt den steigenden Ansprüchen der Aussteller zur Verfügung stehen.

Die Erweiterung der Messe innerhalb einer bestehenden städtischen Infrastruktur und ihre zentrale Lage in der Metropole führen unweigerlich zu einer großen Anzahl zu lösender logistischer Fragen. Das zukünftige Ausstellungsgelände wird u. a. durch eine stark frequentierte Straße in einen Ost- und einen Westteil getrennt. Um eine interne Verbindung zu schaffen und einen reibungslosen Messeablauf garantieren zu können, wurde eine kreuzungsfreie Verbindung der beiden Bereiche notwendig. Sie führt in Form eines geschwungenen Tunnels (Logistiktunnel) unter der Straße unmittelbar an den Fundamenten des Heinrich-Hertz-Turms vorbei. Zusätzlich zum Tunnelbau werden umfangreiche Abriss- und Umbaumaßnahmen am Fuß des Turms ausgeführt.

2.2 Der Heinrich-Hertz-Turm

Der Turm wurde 1968 nach dreijähriger Bauzeit als Fernmeldeturm in Betrieb genommen und dient öffentlichen und privaten Telekommunikationsunternehmen als Send- und Empfangsanlage.

Der Turmschaft mit einer Höhe von 204 m steht flachgegründet auf einer 13 m tiefen Kegelschale mit einem 8 m breiten Ringfundament und einem Durchmesser von 41 m, vgl. Abb. 2. Bis zur Antennenspitze beträgt die Höhe 271,5 m. Das Gesamtgewicht liegt bei 44.800 t, davon allein 2.500 t in der Betriebskanzel in 150 m Höhe.

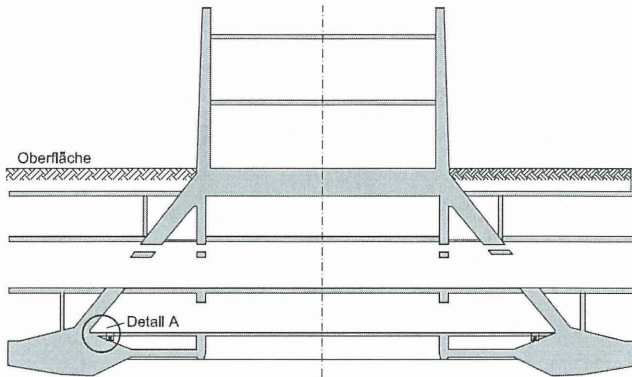


Abb. 2: Schnitt Gründung Heinrich-Hertz-Turm

3 Erstellung des Messkonzepts

3.1 Grundlagen

Bedingungen für die Freigabe der Maßnahmen in unmittelbarer Nähe des Fernsehturms durch den Betreiber waren

- Aufstellen eines Sicherheitskonzepts mit Unterlagen und Maßnahmen zur
- Gewährleistung der Standsicherheit des Turms während der Baumaßnahmen
- Aufstellen und Durchführen eines Messprogramms zur Kontrolle von Turmbewegungen

Als Ingenieurbüro, das die Hamburg Messe seit über 15 Jahren vermessungstechnisch betreut, wurde das Büro Spanheimer Bornemann Ingenieure mit umfangreichen Vermessungsarbeiten beauftragt und gebeten ein Messkonzept zu erarbeiten.

3.2 Vorgaben und Messverfahren

Nach den Aussagen der beteiligten Fachingenieure für Grundbau und Tragwerksplanung ist bei Einhaltung des Sicherungskonzepts mit direkten Auswirkungen auf die Standsicherheit nicht zu rechnen. Diese Aussage soll durch Messungen kontrolliert und bestätigt werden. Hierfür galt es Messverfahren auszuwählen und ein Messsystem zu entwerfen. Bei den Auswirkungen auf das zu überwachende Bauwerk ist grundsätzlich zwischen zwei Bewegungen zu unterscheiden

- gleichmäßiges Senken oder Heben (Setzungen),
- einseitiges Senken oder Heben (Neigungsänderungen).

Hinsichtlich der Standsicherheit sind eventuell auftretende Neigungsänderungen / Kippung des Turms maßgeblich.

Das Messkonzept sollte grundsätzlich mehrere von einander unabhängige Komponenten beinhalten. Eines der Systeme sollte eine permanente Überwachung und automatische Alarmierung ermöglichen. Die weiteren Systeme sollten zur unabhängigen Kontrolle und für weitere Informationen dienen.

Ausgehend von der abgeleiteten Vorgabe der Fachingenieure einer kritischen Auslenkung von 9 cm in ~125 m Höhe (Restaurant) und der „3-Sigma-Regel“ ergab sich für eine maximale Neigungsänderung ein Grenzwert von 3 cm für die Auslenkung bzw. eine Neigungsänderung der Fundamentebene um 0,15915 gon oder 1 cm auf 40 m.

Als weitere Voraussetzungen für die Auswahl der Messsysteme waren zu berücksichtigen:

- Festlegung einer eventuell bereits bestehenden Exzentrizität/Schiefstellung des Turms mit einer Genauigkeit von 1-2 cm, bei einer zu erwartenden maximalen Auslenkung/ Pendelbewegung des Turms von ~40 cm durch äußere Einflüsse (Wind, Sonne) in Höhe des Restaurants bzw. der darüber angeordneten Ebene.
- Da eine Beeinflussung des Turms durch die geplanten Maßnahmen als unwahrscheinlich angenommen wird, sollen bereits Tendenzen für geringe Neigungsänderungen/Kippungen an den Fundamenten (1 mm auf 40 m Durchmesser) nachgewiesen werden.

3.2.1 Messungsbeeinträchtigungen durch äußere Einflüsse

Vor der Festlegung von Messverfahren war zu klären, ob es störende Einflüsse gibt, die eine Messung überlagern und verfälschen könnten. Eine wesentliche Quelle von Störeinflüssen könnte das Schwanken des Turmes, bedingt durch meteorologische Einflüsse wie Sonneneinstrahlung oder Windlast sein. Diese Bewegungen nehmen von der Spitze des Turms zum Fundament hin ab. Aus diesem Grunde sollte die Messung an einem möglichst tiefgelegenen Punkt ausgeführt werden.

Entsprechend dem Bauverlauf war zu klären, wann und in welchem Umfang es zu größeren Massenverlagerungen im Bereich des Turms kommt und welche Bewegungen (Setzen, Neigen) daraus resultieren können, um entsprechende Messverfahren anzusetzen.

Des weiteren musste berücksichtigt werden, ob aus der Bautätigkeit Vibrationen durch Rammen des Verbaus und Verdichten von nahe gelegenen Aufschüttungen oder Erschütterungen beim Abbruch, etc. die Messungen beeinflussen oder erschweren können. Zu-

letzst war zu klären, ob es in mittelbarer Umgebung zum Messort Störeinflüsse oder Umweltbedingungen gibt, die bestimmte Messverfahren einschränken oder ausschließen könnten, wie z. B. elektromagnetische Felder, Nässe, hohe oder niedrige Temperaturen, starke Temperaturschwankungen.

3.2.2 Messverfahren

Für die Messungen sollten mindestens zwei unterschiedliche Messverfahren zum Einsatz kommen, um einerseits eine gegenseitige Kontrolle durchführen und andererseits bei Ausfall eines Systems mit dem zweiten Verfahren unabhängig weiter messen zu können. Außerdem sollte der Messort für die permanente Messung folgende Bedingungen erfüllen:

- jederzeit und leicht erreichbar für die Mitarbeiter,
- permanente Stromversorgung und Telefonanschluß vorhanden,
- nicht öffentlich zugänglich und nicht unmittelbar im Baufeld (Zerstörung).

Unter diesen Vorgaben kamen folgende Messverfahren (Tab. 1) in Betracht:

Verfahren	Beobachtung	Genauigkeit	Vorteile	Nachteile
Feinnivellement	Neigungen, Setzungen durch Höhenmessung	0,1 mm	flexibel, geringer Aufwand	periodische Werte, zeitaufwendig
Tachymetermessungen	Neigungen, Setzungen mit 3D Punkten	wenige Millimeter	flexibel	periodische Werte, zeitaufwendig
Digitale motorisierte Messverfahren	Neigungen, Setzungen	1 mm und besser	rechnergesteuert, zeitunabhängig	fixe Standpunkte mit Sichten, kostenintensiv
Nadir-/Zenitlotung	Auslenkung	5 mm auf 100 m	hohe Genauigkeit, einfache Handhabung	lange Beobachtungszeiten, lange Lotstrecken
Elektronische Neigungssensoren	Neigungsänderungen in zwei Achsen	0,005 mrad (mrad $\approx$ mm/m)	hohe Genauigkeit, einfache Handhabung, wartungsarm, permanente Messungen	relative Werte (Winkel), eingeschränkter Messbereich temperaturanfällig
Hydrostatisches Nivellement	relativ	0,05-0,03 mm	höchste Genauigkeit, permanente Messungen	kosten- und wartungsintensiv, hoher Geräteaufwand

Tab. 1: Beurteilung Messverfahren

3.3 Gesamtmesskonzept

Ein Termin vor Ort ergab trockene temperierte Räume mit Licht und Stromversorgung, jedoch mit schlechten Sichtbedingungen für optische Messungen über längere Strecken. Nach näherer Betrachtung der Systeme, einem Kosten-Nutzen-Vergleich und unter Berücksichtigung der Bedingungen vor Ort wurden folgende Verfahren ausgewählt:

- elektronische Neigungssensoren zur permanenten Neigungskontrolle,
- das Feinnivellement für die Bestimmung absoluter und relativer Höhen,
- Ablotung mittels Präzisions-Zenitlot zur Festlegung einer bestehenden oder erfolgten Schrägstellung.

3.3.1 Elektronische Neigungssensoren

Für eine permanente Überwachung mit einer automatischen Alarmierung werden selbstständig arbeitende Systeme mit einer hohen Zuverlässigkeit und geringer Wartung benötigt. Der NIVEL 20 Neigungssensor der Firma LEICA ist ein hochgenaues, robustes und gegen störende äußere Einflüsse weitestgehend unempfindliches Messgerät zur Feststellung von zweiaxialen Neigungsänderungen, das sich im Einsatz in der Industrie, dem Bauwesen und der Forschung bewährt hat.

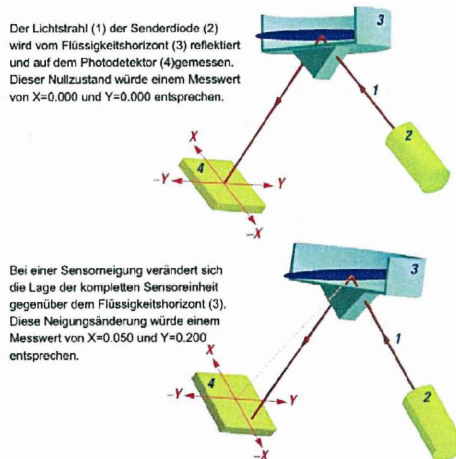


Abb. 3: Prinzipskizze Nivel 20 (nach LEICA 1997)

Der Sensor, vgl. Abb. 3, arbeitet nach einem opto-elektronischen Prinzip, das keine beweglichen mechanischen Elemente enthält. Als Bezugsebene dient ein Flüssigkeitshori-

zont, über den ein Lichtstrahl auf eine positionsempfindliche Diode abgelenkt wird. Dabei wird eine auftretende Ablenkung in zwei rechtwinklig zueinanderstehenden Richtungen erfasst. Der Sensor ist kompakt aufgebaut und in einem kleinen Gehäuse untergebracht (111x68x51 mm, 540 g). Mehrere Sensoren können unter Einsatz entsprechender Software und eines Systemrechners in einem BUS-System betrieben werden.

Mit der Steuerung über den Rechner lassen sich die Messwerte erfassen, auswerten und darstellen. Zudem wäre bei entsprechender Installation eine automatische Fernalarmierung über den Systemrechner möglich. Zum sicheren Betrieb wurde eine USV (Unterbrechungsfreie Stromversorgung) vorgesehen. Das System wird vernetzt und an einen Rechner zur Messwertspeicherung mit der Möglichkeit einer Alarmierung angeschlossen. Eine denkbare Lösung wäre, über einen Telefonanschluß im Festnetz die gewonnenen Daten periodisch auszulesen, die Auswertung und Beurteilung der Messdaten könnte dann im Ingenieurbüro erfolgen. Über den Telefonanschluß wäre ebenfalls eine Alarmierung bei Grenzwertüberschreitung möglich.

- Gerät: NIVEL 20 der Firma Leica
- Messbereich: 1,5 mrad oder 60 mm auf 40m
- Genauigkeit: 0,005 mrad + 0,5 % des Messwertes oder 0,2 mm auf 40 m

3.3.2 Feinnivellement

Für die Festlegung der absoluten Höhen und auftretender Neigungsänderungen werden an einem sicheren, jedoch gut erreichbaren Ort acht Höhenbolzen in symmetrischer Anordnung in den Turm eingebracht und durch ein Feinnivellement/Nullmessung ihre Höhe bestimmt. Hierzu sind vorher im nicht gefährdeten Außenbereich der Baustelle drei Höhenfestpunkte zu Erkunden ggf. Herzustellen und zu Bestimmen, von denen aus zu späteren Zeitpunkten die Höhen kontrolliert werden können.

Durch Folgemessungen mit Anschluss an die Festpunkte sind dann Setzungen und Neigungsänderungen messbar. Für eine schnelle Kontrolle der Neigung über (relative) Höhenunterschiede, ist es möglich lediglich ein Feinnivellement über die Bolzen (ohne Anschluß an die Festpunkte) durchzuführen. Es hat außerdem den Vorteil einer höheren Genauigkeit, da der wegabhängige Anteil entfällt. Auf Grund der wechselnden und schwierigen Lichtverhältnisse wird ein analoges Instrument einem digitalen vorgezogen.

- Gerät: Wild NA 2 mit Planplatte
- Genauigkeit: 0,1 mm zuzüglich wegabhängigem Anteil

3.3.3 Ablotung mittels Präzisions-Zenitlot

Im Zuge der Beweissicherung sollen Neigungsänderungen des Fernsehturms rechtzeitig erkannt werden, um eine Gefährdung des Betriebs zu verhindern. Dazu ist es notwendig im Zuge der Beweissicherung vorab die heutige Lage des Turms in einer Urmessung zu bestimmen.

Die Lotung sollte möglichst zu einem Zeitpunkt ausgeführt werden, bei dem die äußeren Einwirkungen (Sonne, Wind) minimal sind, um eine geringe oder besser keine Pendelbewegung des Turmes berücksichtigen zu müssen. Ähnlich dem Nivellement sollten die Folgemessungen ausgeführt werden.

- Gerät: Lot-Laser LL-2000 der Firma GEOLASER
- Messbereich: bis zu 300m
- Genauigkeit: 0,005% oder 5mm auf 100m

Die Nivellements und Lotungen werden parallel zu den permanenten Messungen an „Meilensteinen“ (Haftungswechsel, besondere Bauzustände) ausgeführt

3.3.4 Probemessung

Zur Kontrolle des Einsatzes der sensiblen Messsysteme und unter Berücksichtigung der zu erwartenden Aufwendungen für das beschriebene Messsystem, wurde eine Probeinstallation und Testmessung als notwendig erachtet.

Für das Feinnivellement ergaben sich keine besonderen Schwierigkeiten, außer dem umständlichen Zugang von außen in den Fundamentkeller. Die Folge für das Messprogramm ist eine besondere Anordnung der Messung durch die der wegabhängige Fehleranteil des Nivellements bei den im Fundamentkeller angebrachten Höhenbolzen entfällt.

Die Lotung ist aufgrund der Art des Objektes und den äußeren Gegebenheiten nur im Innern des Turmes möglich. Da die im Fahrstuhlschacht gelegene Turmachse für die Lotung nicht nutzbar ist, wurde eine Lotstrecke an der Außenseite der Fahrstuhlschächte (Abstand zur Turmachse ca. 2,5 m) ausgewählt. Sie hat eine Länge von ~114 m und liegt zwischen dem 6. Gebäudegeschoß bei 9 m und dem 12. Geschoß bei 123 m. Die Probemessung ergab eine geringfügige Auslenkung von wenigen Zentimetern, die jedoch bisher durch andere Messungen nicht bestätigt werden konnte. Die Bewegungen des Turmes während der 7-stündigen Messung beschrieben einen ellipsenförmigen Bogen auf einer Fläche von ca. 2x2 cm.

4 Testmessungen im Fundamentkeller des Turms

4.1 Konzept und Umsetzung

Über das Verformungsverhalten am Fuß des Heinrich-Hertz-Turms infolge von alltäglichen Einwirkungen aus Temperaturänderungen, Wind, Verkehrslasten und Tideinflüssen lagen keine Erkenntnisse vor. Auch aus der Literatur konnten keine Erfahrungen über das Verhalten anderer Funk- und Fernsehtürme auf den Heinrich-Hertz-Turm übertragen werden. Dementsprechend wurde entschieden vor Beginn der Baumaßnahmen im normalen Betriebszustand des Turms eine Testmessung mit den vorgesehenen Neigungssensoren „Nivel 20“ durchzuführen, um zu kontrollieren, in wieweit die Neigungssensoren für die kontinuierlichen Messungen im Rahmen der Beweissicherung einsetzbar sind.

Für die Testmessungen wurde die Installation des Messsystems im Fundamentkeller des Turms an dem tragenden Innenwandring festgelegt, da während der Baumaßnahmen im Umfeld des Turms die daraus resultierenden Verformungsänderungen am Turmfundament entscheidend sind. Im Rahmen der Testmessung sollte neben der Eignung des Messsystems auch untersucht werden, welche der Umgebungseinflüsse wie z.B. Temperaturschwankungen, Wind, Betrieb der nahe gelegenen Verkehrsanlagen (Straße, Schiene) signifikante Verformungsänderungen Turmfuß erzeugen.

Für die Testmessung wurden zwei Neigungssensoren eingesetzt, um eine gegenseitige Kontrolle der Messwerte zu ermöglichen. Das gesamte Messsystem wurde vom Institut für Geotechnik und Markscheidewesen (IGMC) der TU Clausthal zur Verfügung gestellt und im Juli 2003 vor Ort installiert sowie für die geplante Messaufgabe über den zugehörigen Rechner konfiguriert. Zusätzlich wurde eine USV zur Sicherung gegen Stromunterbrechungen in das Messsystem integriert.

Die Nivel 20 wurden auf den speziellen, zuvor an der Wand montierten Konsolen befestigt und horizontalisiert, vgl. Abb. 4, die vom IGMC entwickelt, gefertigt und bereits bei anderen Messaufgaben erprobt wurden (FAHLAND & GRILL 2000, FAHLAND 2004). Die Neigungssensoren wurden so ausgerichtet, dass die y-Achse parallel zur Wand verlief und die x-Achse rechtwinklig dazu stand. Anschließend wurden die Nivel 20, die im BUS-System betrieben werden, mit dem Rechner verbunden und das Messsystem konfiguriert. Als Messintervall wurde 1 Minute gewählt, um eventuell auftretende Einflüsse aus der vorbeifahrenden U-Bahn noch zu erfassen gleichzeitig aber Vibrationen herauszufiltern. Aufgezeichnet wurden für jeden Sensor der Zeitpunkt der Messung, ein X- und ein Y-Wert für die Neigung,

sowie die Sensortemperatur. Das System hat dabei permanent gemessen, speicherte jedoch nur alle 60 Sekunden einen Datensatz. Die Messdaten wurden auf dem angeschlossenen Rechner, von dem aus das Messsystem gesteuert wird, gespeichert und verwaltet. Über die Testphase von 4 Wochen wurden die Neigungssensoren regelmäßig kontrolliert und im Anschluss wurde das System demontiert, die Daten gesichert und ausgewertet.



Abb. 4: Neigungssensor Nivel 20 auf Wandkonsole

4.2 Messergebnisse der Testphase

Im Vorfeld der Testmessung wurde erwartet, keine Neigungsänderungen am Turmfuß im Betriebszustand festzustellen. Bei der anschließenden Auswertung der Messdaten im Büro wurden jedoch unerwartete periodische Schwingungen mit einer maximalen Amplitude von 0,02 mrad ($0,01\text{mrad} = 1\text{mm}/100\text{m}$) erkennbar, vgl. Abb. 5. Eine genauere Untersuchung führte zu folgenden Ergebnissen:

- nach 6 Tagen beginnen die regelmäßigen Schwingungen,
- die Änderungen in der x- und y-Achse haben eine Periode von ca. 24 Stunden,
- in der y-Richtung sind die Werte um etwa den Faktor 2 geringer als in x-Richtung,
- die Amplitude in y-Richtung beträgt 0,01mrad, in x-Richtung 0,02mrad und die Schwingungen sind zueinander um eine halbe Periode verschoben,
- beide Neigungssensoren zeigen dabei das selbe Verhalten,
- zur weiteren Interpretation der Messwerte wurde zusätzlich die erfasste Sensortemperatur betrachtet: es konnte eine zeitlich hohe Korrelation der Neigungsänderungen mit den Temperaturschwankungen, die 2 bis 3 °C betragen, festgestellt werden.
- Die Schwingung in y-Richtung läuft synchron mit den Temperaturänderungen während die Schwingungen in x-Richtung um eine halbe Periode verschoben sind.

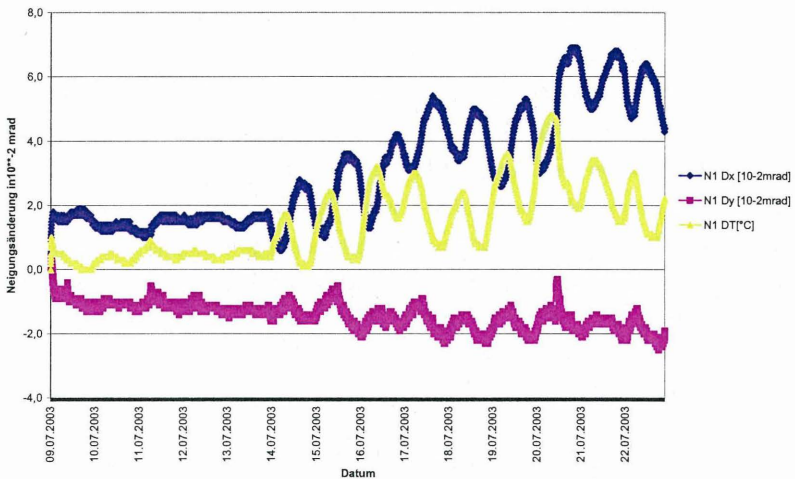


Abb. 5: Ergebnisse der Testmessung am Heinrich-Hertz-Turm

Als Begründung für die Neigungsänderungen wurden folgende Ursachen in Betracht gezogen:

- eine Neigungsänderung des Turms
- eine temperaturbedingte Verformung der Konsole
- eine temperaturbedingte Eigenverformung am Sensor

Eine Neigungsänderung des Turms lässt sich mit dem eingesetzten Messsystem und den gewonnenen Daten nicht eindeutig nachweisen und erschien aufgrund der engen Korrelation von Temperatur- und Neigungsänderung, sowie dem identischen Verhalten der beiden Neigungssensoren als nicht wahrscheinlich. Zudem begannen die Schwingungen der Messwerte zeitgleich mit dem Beginn der Hitzeperiode des Sommers 2003. Dieser Zusammenhang konnte bei der Betrachtung der Lufttemperaturen des entsprechenden Zeitraums aufgedeckt werden. Die Temperaturschwankungen im Fundamentkeller, die sich aus der Sensortemperatur erkennen lassen, konnten auf eine Lüftungsanlage bzw. Klimaanlage zurückgeführt werden, die erst durch die ansteigenden Außentemperaturen Einflüsse auf die Messergebnisse hatte.

4.3 Untersuchung der Temperaturabhängigkeit des Messsystems im Messlabor

Die Neigungsänderungen in x- und y-Richtung, die in enger Korrelation mit der Temperatur stehen, ließen sich anhand der Ergebnisse der Testmessung am Heinrich-Hertz-Turm und im Messlabor des IGMG in die Ursachen gemäß Tab. 2 aufschlüsseln.

Bei den Untersuchungen des Temperatureinflusses im Messlabor stellte sich wie der Tab. 2 zu entnehmen ist, heraus, dass die Wandkonsolen einer Eigenverformung unterliegen. Zur Verminderung des Effektes wurden die Konsolen konstruktiv geändert und getestet. Die Ergebnisse waren ähnlich denen der ursprünglichen Konsole, so dass als Alternative eine Montage der Neigungssensoren auf symmetrischen Bodenplatten aus Edelstahl, die mit einem Mörtelbett auf den vorhandenen Untergrund aufgesetzt werden, untersucht wurde. Diese Variante zur Montage der Neigungssensoren lieferte gute Ergebnisse und kam letztlich bei der endgültigen Montage des Messsystems am Heinrich-Hertz-Turm zum Einsatz.

Einflussparameter	x-Richtung	y-Richtung	Quelle bzw. Nachweis	Korrekturmaßnahmen an Messaufbau
Nivel 20	$\sim \pm 0,002 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	$\sim \pm 0,002 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	▪ Leica Handbuch	▪ Nicht möglich
Konsole	$\sim - 0,005 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	-	▪ ANSYS ▪ Messungen Testlabor	▪ Sensor auf Bodenkonsole
	$\sim - 0,003 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$ bis $\sim - 0,007 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	$\sim \pm 0,002 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$		
Andere Einflüsse	$\sim \pm 0,003 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	$\sim \pm 0,003 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	▪ Testmessung Heinrich-Hertz-Turm Hamburg	▪ Verbesserung durch Bodenkonsole ▪ Nicht möglich
	$\sim 0,000 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$ bis $\sim - 0,010 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$	$\sim + 0,005 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$ bis $\sim - 0,005 \text{ mrad/}^\circ\text{C}$		

Tab. 2: Beurteilung der Messergebnisse der Nivel 20 auf der Wandkonsole

Des Weiteren wurden numerische Korrekturverfahren in der Phase der Messauswertung erarbeitet und untersucht. Sie erwiesen sich als nicht sinnvoll, da

- eine Phasenverschiebung zwischen Temperatur- und Neigungsänderung vorliegt
- nur die Temperatureinflüsse des Nivel 20 durch die Sensortemperatur erfassbar sind
- die Einflüsse aus der Konsole von der Umgebungstemperatur und den Umgebungsparametern (z.B. Art der Erwärmung bzw. Abkühlung) abhängen
- Ursachen für die anderen Einflüsse (elastische Formänderungen des Untergrundes, elastische Verformungen der Wand) nicht genauer bekannt sind

4.4 Endgültiges Messkonzept

Nach der Auswertung der Testmessungen am Heinrich-Hertz-Turm und den Untersuchungen im Messlabor, sowie die Voraussetzung, dass das gesamte Messsystem ausfallsicher ausgestattet sein sollte und mögliche Messfehler abgefangen werden sollten, wurde das Messkonzept wie folgt umgesetzt. Insgesamt wurden vier Nivel 20 (N1-N4) für die Beweis-sicherung vorgesehen. Diese wurden entsprechend den Untersuchungsergebnissen auf die Bodenplatten aus Edelstahl aufgesetzt. Da die Stahlbetondecke im Fundamentkeller nur aufgelegt ist und dementsprechend nicht das gleiche Verhalten aufweist wie die tragende Turmkonstruktion, wurde entschieden, die Deckenplatte an vier Stellen zu öffnen und die Bodenplatten mit den Neigungssensoren durch das Mörtelbett direkt auf dem Fundamentring des Turms zu montieren, vgl. Abb. 6. Die Neigungssensoren wurden im Norden, Osten, Süden und Westen vorgesehen. Mit der Montage der Nivel 20 direkt auf dem Fundamentring soll auch der Temperatureinfluss, der im Fundamentkeller durch die Lüftungsanlage entsteht, ausgeschlossen werden. Dennoch wurde zur Erfassung eventuell am Fundament auftretender Temperatureinflüsse für jeden Nivel 20 zusätzlich ein externer Temperatursensor im Mörtelbett positioniert. Ein Außentemperaturfühler wurde an der Nordwand des Turms installiert, um einen Vergleich der Messwerte mit den Umgebungstemperaturen zu ermöglichen. Der Messrechner wurde mit einer USV und einer redundanten Datenhaltung ausgestattet. Das gesamte Neigungsmesssystem wird heute vom Büro durch eine Fernwartungssoftware kontrolliert. Auf diesem Weg werden täglich die aktuellen Messwerte übertragen und im Büro ausgewertet und analysiert.

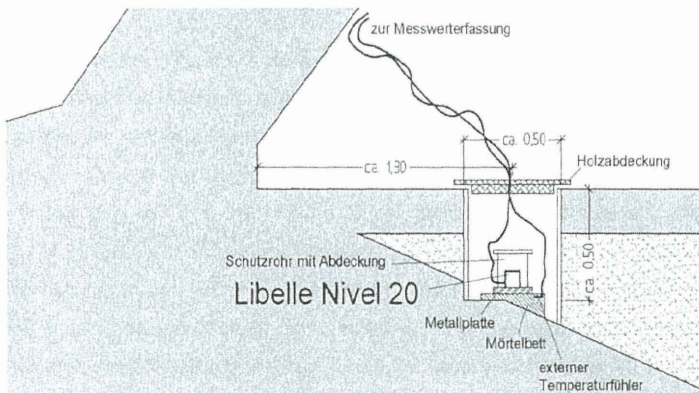


Abb. 6: Anordnung der Nivel 20 auf dem Fundamentring

5 Betrieb des kontinuierlichen Messsystems

5.1 Installation und Konfiguration des Messsystems

Vorbereitend für die Installation des Messsystems wurde die Deckenplatte im Fundamentkeller an den vier Positionen geöffnet und mit Holzabdeckungen versehen. Die genauen Positionen der Löcher wurden im Vorfeld bezogen auf die Himmelsrichtungen geodätisch abgesteckt. Für die Montage der Edelstahlplatten als Trägersystem für die Nivel 20 wurde versucht, die Oberfläche des Fundamentrings, die gemäß Abb. 2 schräg zur Turmmitte abfallend verläuft, zu ebenen, vgl. Abb. 6.



Abb. 7: Montierter Nivel 20 im Schutzgehäuse

Diese Arbeiten wurden durchgeführt, um das anschließend aufgebrachte Mörtelbett so dünn und gleichmäßig wie möglich zu halten. Es hat die Aufgabe, die Edelstahlplatte mit dem Nivel 20 vollflächig, kraftschlüssig und dauerhaft mit dem Fundament zu verbinden, vgl. Abb. 7. Über das Mörtelbett wird zudem der Neigungssensor horizontalisiert. Um die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen des Mörtelbetts gering zu halten, sollte das Mörtelbett eine möglichst gleichmäßig starke Schicht bilden. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten konnte dieses Ziel nur bedingt erreicht werden, vgl. Kap. 5.2. Die externen Temperatursensoren wurden vor dem Aufsetzen der Edelstahlplatten in das Mörtelbett gelegt. Die Neigungssensoren wurden auf die Edelstahlplatte geschraubt und mit einem Gehäuse vor mechanischen Einwirkungen sowie Umwelteinflüssen (Staub, Wasser) geschützt.

Die Nivel 20 und Temperatursensoren wurden in getrennten BUS-Systemen verkabelt und mit dem Messrechner verbunden. Über den Messrechner erfolgte die Konfiguration der

Nivel 20 und der Temperatursensoren. Das Messintervall wurde auf eine Minute festgesetzt, um auch kurzzeitige Einflüsse zu erfassen. Zur Überwachung und Wartung wurde der Rechner mit PC Anywhere ausgestattet, was einen Zugriff aus dem Büro auf den Messrechner über die Telefonleitung ermöglicht. Der Außentemperatursensor verfügt über einen separaten Datalogger, der permanent an den Sensor angeschlossen ist und die Außentemperaturen, die an der Nordseite des Heinrich-Hertz-Turms gemessen werden, aufzeichnet. Das Messintervall wurde für den Außentemperaturfühler auf 10 Minuten eingestellt. Bei dem Zyklus reicht der Speicher des Dataloggers für ungefähr ein halbes Jahr, bevor er kurzzeitig vom Temperaturfühler getrennt und an einem Rechner ausgelesen werden muss. In der Regel sollen die Außentemperaturen einmal monatlich ausgelesen werden. Die eingebauten Nivel 20 wurden zur genauen Positionsangabe noch einmal geodätisch eingemessen um die parallele Ausrichtung ihrer Achsen untereinander zu dokumentieren. Über einen Zeitraum von 4 Wochen wurde das Mörtelbett durch Zugabe von Wasser in die vier Löcher mit den Neigungssensoren nachbehandelt, um die Schwind- und Kriechprozesse zu minimieren.

5.2 Erfahrungen im laufenden Betrieb

Bei der Auswertung der Messergebnisse muss zwischen einer Einlaufphase und einem anschließenden Normalbetrieb unterschieden werden. Für die Einlaufphase war ursprünglich ein Zeitraum von etwa 2 Monaten geschätzt worden, der mit dem geplanten Einbaetermin im November 2003 vor Beginn der Bauarbeiten im Februar 2004 abgeschlossen sein sollte. In dieser Zeit sollten alle Neigungsänderungen aus den Abbindevorgängen in den Mörtelfugen abgeklungen sein.

Als dann die Installation des Messsystems auf Mitte Februar verschoben werden musste und sich außerdem vor Ort zeigte, dass ein gleichmäßig dickes Mörtelbett nicht möglich war, musste mit einer Überlagerung der Einfüße des Abbindeprozesses mit denen der Bauarbeiten gerechnet werden und es wurde beschlossen, einen fünften Sensor (N5), wie bei den Testmessungen im Sommer 2003, auf einer Konsole am Innenwandring zu installieren sowie durch regelmäßiges Wässern der Fugen den Einfluss des Schwindens möglichst gering zu halten.

Die in Abb. 8 dargestellten Ergebnisse der ersten zehn Tage zeigen deutlich die Auswirkungen des Abbindens auf die gemessenen Sensorneigungen:

- Nur der Sensor N5 verhielt sich normal. Seine Temperatur stieg in der erste Stunde geringfügig an und veränderte sich dann nur noch analog zur Umgebungstemperatur. Gemessen werden nur sehr geringe Neigungsänderungen, die einen Zusammenhang mit den Temperaturänderungen nahe legen.
- Die Temperatur des Sensors N3 stieg durch die Abbindewärme des Mörtels während der Erhärtungsphase am ersten Tag relativ stark an, blieb dann nahezu konstant und zeigt deutliche Zacken, wenn der Mörtel gewässert wurde.
- Die Neigungsänderungen der Sensoren N1 bis N4 weichen deutlich von denen des Sensors N5 ab und zwar umso mehr, je unterschiedlicher die Dicke des Mörtelbettes ist. So variiert die Fugendicke bei N3 in der dargestellten Richtung um 50 mm, bei N4 dagegen nur um 5 mm. Deutlich sichtbar wird auch der Einfluss des Wässerns auf die gemessenen Neigungen, so dass teilweise von örtlichen Quellvorgängen im Fugenmörtel ausgegangen werden kann.

Einlaufphase 18. - 28. Februar 2004

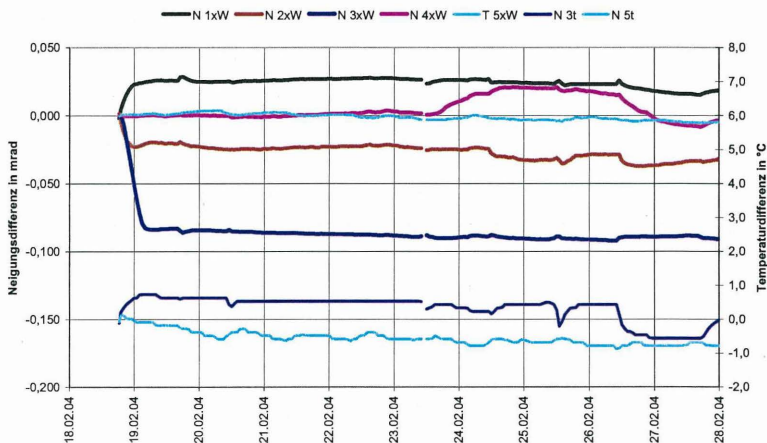


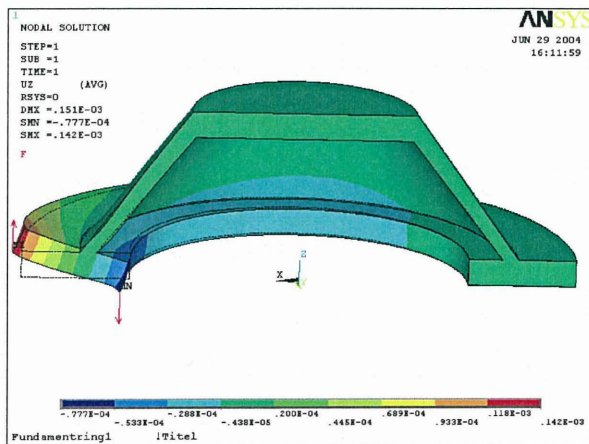
Abb. 8: Ergebnisse der Einlaufphase des Messsystems am Heinrich-Hertz-Turm

Die Formänderungen durch Schwinden nähern sich theoretisch erst nach sehr langer Zeit asymptotisch einem Endwert. Praktisch lag der Zuwachs der Neigungsänderung jedoch schon Anfang Mai 2004 unterhalb der Messgenauigkeit der Sensoren, womit auch das Ende der Einlaufphase definiert werden konnte.

Im folgenden Normalbetrieb konnten dann auch eindeutige Zusammenhänge zwischen den Neigungsänderungen am Turmfundament und Massenbewegungen in Turmnähe aus den Messwerten abgeleitet werden. Diese Neigungsänderungen sind jedoch bisher sehr gering und liegen an der unteren Grenze des Sensormessbereiches. Sie erlauben keine Aussage über bleibende Turmneigungen, aber belegen eindeutig die Gebrauchstauglichkeit des Messsystems für die vorliegende Beweissicherungsaufgabe.

Des Weiteren lieferten die Messergebnisse wertvolle Hinweise zum Verformungsverhalten des Turmfundamentes. Während ursprünglich davon ausgegangen wurde, dass der Fundamentring und die Außenwand der anschließenden Untergeschosse eine Einheit bilden, die sich zusammen wie ein starrer Körper verhalten und damit alle Sensoren gleiche Neigungsänderungen zeigen müssten, deuteten die gemessenen Werte auf eine Verdrehung des Fundamentringes hin. Diese Vermutung wurde auch durch eine vereinfachte FEM-Untersuchung der Steifigkeit des gesamten Untergeschosses bestätigt, vgl. Abb. 9.

Eindrucksvoller fiel die Bestätigung durch ein natürliches Ereignis aus, als am 9. Juni ein kurzer Gewittersturm über Hamburg brauste und innerhalb weniger Minuten zahlreiche Bäume umknickte. In kurzen Böen erreichte die Windgeschwindigkeit in Höhe der Aussichtsplattform des Turmes Spitzenwerte von 100 km/h, die natürlich zu großen Auslenkungen der Turmspritze führen mussten. Abb. 10 zeigt die in Ost-West-Richtung gemessenen Neigungsänderungen am Fundamentring mit großen Werten in den ersten 5 Minuten, in denen die Böe auf den Turm wirkte und ein anschließendes Ausklingen der Messwerte.



Die Messwerte der Sensoren N2 und N4, deren x-Richtung tangential zum Fundamentring liegt, betragen mehr als das Doppelte der Messwerte der Sensoren N1 und N3 mit einer radial liegenden x-Richtung. Die Neigung des gesamten Turmes nach Osten wurde bei N1 und N3 durch eine Verdrehung des Fundamentringes nach Westen teilweise kompensiert. Die während des Sturms gemessenen Neigungsänderungen sind unerwartet gering. Eine Neigung des Untergeschosses um etwa 0,008 mrad führt an den gegenüberliegenden Fundamentaußenkanten zu einer Höhendifferenz von nur 0,3 mm, die vom Untergrund elastisch aufgenommen wird. Dies spricht für die sehr gute Standfestigkeit des Turms und gleichzeitig für die Qualität des Messsystems.

Neben den lokalen Einflüssen wurden unerwartet weitere Naturereignisse durch die Neigungssensoren dokumentiert. Am 12. Juli 2004 zeigten alle Neigungssensoren gleichzeitig kurzfristig hohe Ausschläge, die auf größere Erschütterungen schließen ließen. Trotz Erkundigungen auf der Baustelle und im näheren Bereich konnte keine Ursache festgestellt werden. Erst eine intensivere Recherche ergab, dass unmittelbar vorher in Slowenien ein Erdbeben die Erde erschütterte, dessen Ausläufer von den Neigungssensoren registriert wurden. Gleiches konnte am 20. Oktober bei dem Erdbeben in der Lüneburger Heide und am 26. Dezember bei dem Seebeben vor Sumatra festgestellt werden.

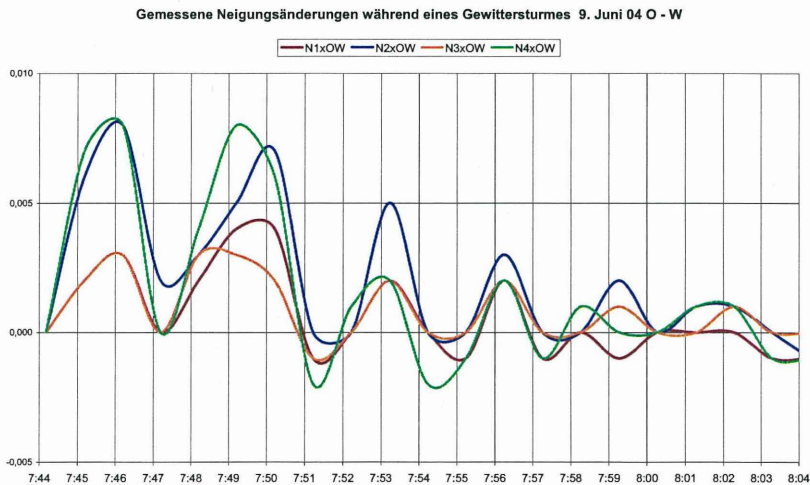


Abb. 10: Neigungsänderungen während eines Sturmes

6 Weitere Ergebnisse aus dem Betrieb bis Juni 2005

6.1 Feinnivellement

Die bisherigen Nivellements ergaben eine Hebung des Turms um insgesamt ca. 6 mm, was sich mit dem fortschreitenden Abriss und Aushub rund um den Turm und der damit einhergehenden Bodenentlastung erklären lässt. Vergleichbare Beobachtungen wurden bei dem Wiederaufbau der Frauenkirche in Dresden gemacht.



Abb. 11: Aushub an der Nordseite vom Turmfuß

Seit Dezember 2004 wurde der Punkt der maximalen Entlastung mit dem Beginn des Betonierens der neuen Sohlen überschritten. Für den Tunnelbau wird es einerseits noch weiteren Aushub geben, andererseits werden jedoch durch das Erstellen von neuen Bauteilen Massen aufgebracht, so dass ein weiteres Heben nicht mehr erwartet wurde. Die letzten Messungen ergaben immer noch eine geringe Hebung. Spätestens mit Beginn des Tunnelbaus am Turmfuß wird jetzt mit leichten Setzungen gerechnet.

6.2 Lotungen

Zwei weitere Lotungen im April und Juni 2004 ergaben keine signifikanten Änderungen. Der hochgelotete Standpunkt lag bisher bei allen 3 Messungen innerhalb einer Fläche von 4x4 cm. Die jeweilige Spur einer Tagesmessung betrug wenige Zentimeter.

7 Zusammenfassung

Nach einer 7-monatigen Testphase und dem folgenden über einjährigen Betrieb lassen sich die Ergebnisse in den folgenden Punkten festhalten:

- das Messsystem läuft nach Anfangsschwierigkeiten reibungslos und liefert zuverlässig Daten, kleinste Neigungsänderungen werden erfasst,

- die Kombination der verschiedenen Messverfahren hat sich als praktikabel erwiesen, die gestellte Aufgabe einer kontinuierlichen Überwachung des Bauwerks wurde erfüllt,
- neben geringen Verformungen aus dem Baubetrieb wurden auch sehr geringe Neigungsänderungen infolge weiträumiger Umwelteinflüsse festgestellt, deren Auswirkungen auf die Messergebnisse vor Messbeginn nicht erwartet wurden,
- die Vorhersagen bezüglich der Standsicherheit wurden im Allgemeinen bestätigt.

Bei dem hier vorgestellten Projekt hat sich wieder einmal bestätigt, dass ein Messkonzept frühzeitig geplant, getestet und in Betrieb genommen werden muss. Belegt wird dieses durch die Schwierigkeiten zu Beginn der Überwachungsmessungen und die nicht erwarteten Einflussfaktoren auf die Messungen. Für die Analyse und Interpretation der gemessenen Neigungsänderungen während der Bauphase sollten über einen ausreichend langen Zeitraum Messungen aus dem unbeeinflussten, normalen Betriebszustand des Bauwerks vorliegen, um zu dokumentieren, welche Neigungsänderungen am Turmfuß auf Umgebungseinflüsse des gewöhnlichen Betriebszustands zurückzuführen sind und welche Neigungsänderungen tatsächlich durch die Baumaßnahme begründet sind.

Literatur

- Fahland, S.; Grill, H.(2000): Erfassung des Verformungsverhaltens der Okertalsperre durch ein ferngesteuertes Messsystem. - Hrsg.: Institut für Grundbau und Bodenmechanik; Technische Universität Braunschweig; Messen in der Geotechnik 2000.- Heft 62; Braunschweig; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; TU Braunschweig; 2000; S. 277-309; ISBN 3-927 610-53-4
- Fahland, Sandra (2004): Verformungsverhalten einer kombinierten Bogen-Gewichtsstau-mauer unter Betriebsbedingungen, Dissertation, TU Clausthal, 10. Dezember 2004
- Leica AG (1997): Neigungssensor Nivel 20.- Hrsg.: Leica AG; Photogrammetrie und Metrologie; CH-5035 Unterentfelden (Schweiz); Heerbrugg; 1997

Autoren

Dr.-Ing. Sandra Fahland, (ehemals: Institut f. Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal), Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Stilleweg 2, 30655 Hannover, E-Mail: Sandra.Fahland@bgr.de

Dipl.-Ing. Axel Schulz, Spanheimer Bornemann Ingenieure, Beratende Ing. für Bauwesen u. Vermessung GmbH, Hasselbrookstraße 33, 22089 Hamburg, E-Mail: Schulz@sbi.de

Prof. Dr.-Ing. Herbert Grill, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal, Erzstr. 18, 38678 Clausthal-Zellerfeld, E-Mail: Herbert.Grill@tu-clausthal.de

**Untersuchung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung
mittels innovativer Verfahren –
Einsatz von iFEM und PIV im bodenmechanischen Modellversuch**
Carsten Hauser, Bernhard Walz

1 Einleitung

1.1 Parallel-wandige Verbundsysteme

Unter parallel-wandigen Verbundsystemen sind geotechnische Tragwerke zu verstehen, die aus zwei parallel zueinander verlaufenden Wänden und dem dazwischen liegenden (gewachsenen oder verfüllten) Boden bestehen. Beispiele für diese Art von Verbundtragwerken sind – in Abhängigkeit des gegenseitigen Abstandes der parallelen Wände – schmale Trennmolen in Spundwandbauweise (EAU, 2004) oder Fangedämme (EAU, 2004; JELINEK, 1966).

Die Interaktion zwischen dem Boden und den beidseitig angeordneten Wänden entsteht durch die Bewegung bzw. Verformung der lastseitigen Wand, wenn auf diese Erd- und/oder Wasserdruck einwirkt. Je nach Breiten-/ Höhenverhältnis des Boden-Verbundtragwerkes, je nach Wandrauigkeit, je nach Scherfestigkeit, Steifigkeit und Wichte des „Füllbodens“ sowie je nach der Art der statischen Auflagerung der Wände wird der von der lastseitigen Wand in den Füllboden eingeleitete Anteil der einwirkenden Kraft unmittelbar auf die lastabgewandte Wand durchgeleitet oder zu einem gewissen Prozentsatz oder auch vollständig vom Füllboden in den Untergrund eingeleitet, sodass die lastabgewandte Wand nicht oder nur in geringem Maße (zusätzlich) belastet wird.

1.2 Ziel der Untersuchungen

Die hier geschilderten Untersuchungen beschäftigen sich mit dem Tragverhalten der genannten geotechnischen Verbundsysteme und insbesondere mit dem Einsatz innovativer Auswertemethoden bei der Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Boden und konstruktiven Bauteilen im bodenmechanischen Modellversuch.

Oftmals wird bei der Bemessung derartiger Bauwerke eine mittragende Wirkung des Bodens nicht oder nur in geringem Maße in Ansatz gebracht. Das Ziel der Untersuchungen ist daher die physikalische und theoretisch-rechnerische Beschreibung der Interaktion zwischen „Füllboden“ und konstruktiven Elementen parallel-wandiger Boden-Verbundsysteme

in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter. Die mittragende Wirkung des Bodens soll wirklichkeitsnah erfasst werden, so dass eine sichere und wirtschaftliche Bemessung dieses Typs von Boden-Verbundtragwerken möglich wird.

1.3 Arbeitsmethode

Ausgangspunkt für die theoretische Bearbeitung sind Kraft- und Verformungsmessungen an kleinmaßstäblichen Modellbauwerken, mit denen das äußere Last-Verformungsverhalten erfasst wird.

Zur weiterführenden Auswertung der Modellversuche kommen daneben zwei innovative Verfahren zur Anwendung, die ihren Ursprung in anderen Gebieten des Bauingenieurwesens haben: die *inverse Finite Element Method (iFEM)* und die *Particle Image Velocimetry Method (PIV-Methode)*.

Während mit der PIV-Methode die Verschiebungen der Bodenfüllung gemessen und sichtbar gemacht werden können, erlaubt es die inverse FE-Methode, aus einer geringen Anzahl von Dehnungsmessungen an den Modellwänden kontinuierliche Verläufe der Kontaktspannungen zwischen Wänden und Bodenfüllung zu ermitteln.

2 Bodenmechanische Modellversuche

2.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Für die kleinmaßstäblichen Modellversuche wird ein ca. 60 cm langer, 30 cm hoher und 15 cm breiter Modellcontainer verwendet. Zwei parallele Wände aus Aluminium können auf dem Boden des Modellcontainers gelenkig oder biegesteif in unterschiedlichem Abstand zueinander (Breiten-/Höhenverhältnisse: $0,1 \leq b/h \leq 1,25$) angeschlossen werden. Der Zwischenraum zwischen den Wänden wird jeweils mit Mittel- bis Grobsand gleich bleibender Lagerungsdichte gefüllt. Die Wände sind am Kopf durch einen (Zug-) Anker verbunden. Auf die „lastseitige“ Wand wird Weg gesteuert (über eine Spindel) eine Kraft aufgebracht. Die Versuche werden mindestens je einmal wiederholt, um die Reproduzierbarkeit zu belegen.

Neben der Größe der Kraft (als Funktion der Verschiebung des Kopfes der lastseitigen Wand) wird die Randfaserdehnung der luft- und der lastseitigen Wand jeweils an 8 Punkten auf der Mittelachse der Wand mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen erfasst. Die Kraft in den beiden Ankerelementen wird mit einem speziell hierfür entwickelten Messelement gemessen, während die Verschiebung des Kopfes beider Wände mit berührungslosen

Laser-Wegaufnehmern erfasst wird. Die Anordnung der einzelnen Komponenten im Versuchscontainer ist der Abb. 1 zu entnehmen.

Nach dem lagenweisen Einbau des Versuchssandes wird das Verbundtragwerk seitlich belastet. Dabei wird neben der Messung von Kräften, Dehnungen und Verformungen von jedem Versuch eine Serie digitaler Photos in verschiedenen Verformungszuständen aufgenommen. Auf Grundlage dieser Photos werden mittels der PIV-Methode die Verschiebungen in der Bodenfüllung bestimmt.

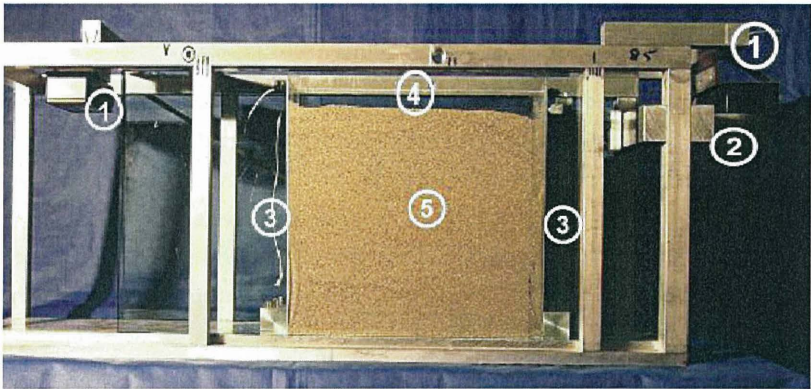


Abb. 1: Versuchscontainer mit folgenden Komponenten:

- (1) Berührungslose Wegaufnehmer
- (2) Vorschubeinrichtung und Lasteinleitung
- (3) Modellwände mit Dehnungsmessung
- (4) Verbindungselement am Kopf der Modellwände
- (5) Bereich der Bodenfüllung

2.2 Ergebnisse

Als Ergebnisse der Modellversuche stehen zunächst die Last-Verformungs-Kurven, bei der für alle sechs Wandabstände jeweils die eingeleitete Kraft gegenüber der Kopfverschiebung der lastseitigen Wand aufgetragen ist, zur Verfügung. Die aufgetragenen Kräfte sind – bei gleicher Kopfverschiebung – im Falle Einspannung des Wandfußes (Abb. 2 links) wesentlich höher als bei der gelenkigen Lagerung (Abb. 2 rechts). Zudem nimmt die zur Erzeugung einer bestimmten Kopfverschiebung erforderliche Kraft mit dem Wandabstand zu.

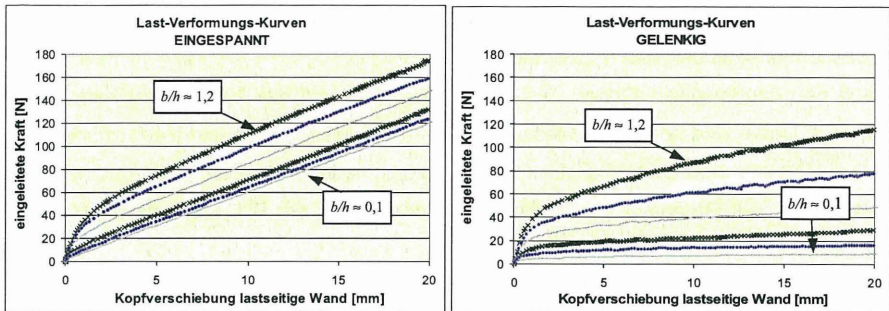


Abb. 2: Last-Verformungs-Kurven

Bei seitlicher Belastung der eingespannten Systeme muss zusätzlich zum Bodenwiderstand auch die Biegesteifigkeit der Wände überwunden werden. Im Gegensatz zu den am Wandfuß gelenkig gelagerten Verbundsystemen, die ihren Verformungswiderstand auf Grund der kinematischen Verschieblichkeit ihres statischen Systems lediglich aus der Bodenfüllung beziehen können, ist also bei den eingespannten Wänden zusätzlich noch ein Anteil, der zur Biegung der Wände benötigt wird, in der gemessenen Kraft enthalten. Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse beider Lagerungsarten herzustellen, wird der in der Bodenfüllung mobilisierte Widerstand unter Abzug der Verformungswiderstandes der Wand herausgerechnet – der hierzu verwendete einfache rechnerische Ansatz ist bei HAUSER (2005) beschrieben. Es ergeben sich miteinander vergleichbare Mobilisierungskurven des Bodenwiderstandes für beide Arten der Fußauflagerung der Wände (Abb. 3).

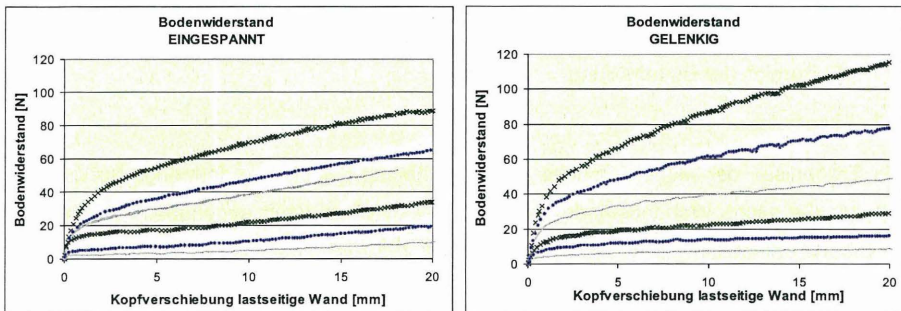


Abb. 3: Bodenwiderstand

Eine Regressionsanalyse der Mobilisierungskurven zeigt, dass sie mit einer Funktionsvor-

schrift der Form

$$y = a \cdot \sqrt[3]{x}$$

gut wiedergegeben werden können. Der Faktor a ist dabei abhängig von der Lagerung des Wandfußes und nahezu proportional zum Wandabstand b/h .

Die ermittelten Bodenwiderstände sind – bei gleicher Kopfbewegung der lastseitigen Wand – im Falle einer gelenkigen Lagerung des Wandfußes durchweg größer als bei einer Einspannung, weil bei der am Fuß gelenkig gelagerten Wand ein größeres Bodenvolumen verdrängt wird (Abb. 4).

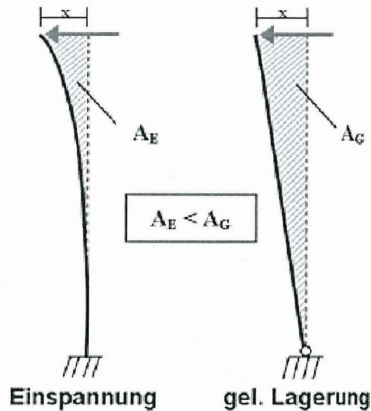


Abb. 4: Verdrängtes Bodenvolumen in Abhängigkeit der Lagerung bei gleicher Wandkopfverschiebung

Ausgehend von diesen Ergebnissen ermöglicht eine dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion, einen allgemeinen Zusammenhang zwischen Wanddeformation und Bodenwiderstand herzustellen und die Abhängigkeit von Fußauflagerung und Wandabstand (b/h) zu beseitigen.

Zur dimensionslosen Darstellung der x-Achse wird daher die Kopfverschiebung der lastseitigen Wand in eine bezogene Wandverschiebung s_{wirksam} umgerechnet. Für die am Fuß gelenkig gelagerten Wände ergibt sich dieser Wert ($s_{\text{wirksam,G}}$) analog zum Tangens des Drehwinkels der Wand bei einer Rotation um den Fußpunkt (Abb. 4 rechts):

$$s_{\text{wirksam,G}} = \frac{S_{\text{Lasteinleitung}}}{h_{\text{gelenkig}}}.$$

Die bezogene Wandverschiebung $s_{\text{wirksam},E}$ der eingespannten Wand wird derart ermittelt, dass sich gegenüber dem eingespannten Kragarm bei Annahme einer Rotation der Wand um den Fußpunkt das gleiche verdrängte Bodenvolumen ergibt. Dies ist der Fall, wenn die Verschiebung der eingespannten Wand in Höhe der Lasteinleitung auf 75 % des gemessenen Wertes abgemindert wird:

$$s_{\text{wirksam},E} = \frac{0,75 \cdot s_{\text{Lasteinleitung}}}{h_{\text{eingespannt}}}$$

Zur dimensionslosen Darstellung des Bodenwiderstandes auf der y-Achse wird die jeweils gemessene Kraft mittels Division durch die Gewichtskraft der Bodenfüllung normiert. Es ergibt sich ein dimensionsloser Bodenwiderstand κ_p .

$$\kappa_p = \frac{P}{\gamma \cdot b \cdot h \cdot t}$$

Das Ergebnis dieser Vorgehensweise ist in Abb. 5 dargestellt. Die Kurven fallen für alle Wandabstände zusammen. Lediglich zwischen den Versuchen mit gelenkiger und eingespannter Fußauflagerung bestehen leichte Unterschiede (von etwa 3 % bis 5 %).

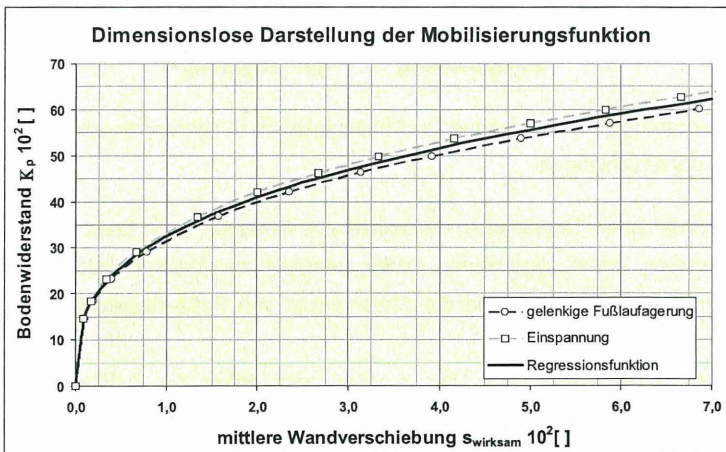


Abb. 5: Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion des Bodenwiderstandes

Die sich für die gelenkige und die eingespannte Fußauflagerung ergebenden Datenpunkte werden mit einer Regressionsfunktion angenähert, die wie zuvor die Form einer Wurzel-

funktion hat:

$$\kappa_p = a \cdot \sqrt[3]{s_{\text{wirksam}}} \quad (\text{mit } a = 1,51).$$

Diese dimensionslose Darstellung der Mobilisierung des Bodenwiderstandes über die Wandverschiebung ermöglicht es nun, alle 48 Modellversuche mit dem Füllmedium Sand durch eine einzige Funktionsvorschrift wiederzugeben, die alle variierten Parameter (Breite b , Höhe h , Wandverschiebung s und die am Wandkopf angreifende Kraft P) berücksichtigt. Der Koeffizient a kann dabei als eine Art Erdwiderstandsbeiwert betrachtet werden.

Unter der Voraussetzung, dass sich bei größeren Maßstäben keiner der hier vorkommenden Parameter ändert, könnte die angegebene Mobilisierungsfunktion auch auf einen Großversuch übertragen werden. Jedoch wird das niedrige Spannungsniveau im Modellversuch einen Einfluss auf den Bodenwiderstand haben, der im günstigsten Fall aber lediglich zu einem veränderten Koeffizienten a führt. Die Mobilisierungsfunktion gilt weiterhin nur für die hier vorliegenden Steifigkeitsverhältnisse sowie für den Lastangriffspunkt in Höhe der Oberfläche der Bodenfüllung.

Es werden weitere Untersuchungen durchgeführt, um die Erkenntnisse abzusichern.

3 PIV-Methode (Particle Image Velocimetry)

3.1 Einführung

Die PIV ist eine Methode zur Geschwindigkeitsmessung, die im Gebiet der Hydromechanik entwickelt wurde. Das Strömungsfeld einer Flüssigkeit wird mit Hilfe von Markierungen – so genannten Tracern – sichtbar gemacht, um der Flüssigkeit eine für das entsprechende Auswerteprogramm erkennbare Musterung zu verleihen. Die Informationen über Richtung und Größe der Geschwindigkeitsvektoren werden gewonnen, indem jeweils die Bewegung kleiner Ausschnitte (patches) des gesamten Bildes durch eine Serie von Aufnahmen hindurch verfolgt wird. Die PIV-Software sucht anhand von Bildinformationen zweier Aufnahmen jeweils die Lage eines Ausschnittes im ersten und in einem folgenden Bild. Aus der Lageänderung der einzelnen Ausschnitte sowie einer bekannten Zeitdifferenz Δt zwischen den Aufnahmen wird dann ein Geschwindigkeitsvektor berechnet. Eine Übersicht über die verschiedenen PIV-Techniken zur Anwendung in der Hydromechanik findet sich bei SVEEN/COWEN (2004).

Die Übertragung dieses Verfahrens auf bodenmechanische Untersuchungen ist leicht möglich (HAUSER/WALZ, 2004). Eine Markierung des Versuchsbodens ist dabei im allge-

meinen nicht erforderlich, da durch die unterschiedliche Färbung der einzelnen Körner (z. B. bei Sand) eine ausreichende Musterung bereits von Natur aus vorhanden ist. Da die Verformungsgeschwindigkeit in diesem Modellversuch nicht von Belang ist, kann der zwischen zwei zu vergleichenden Bildern liegende Zeitschritt zu 1 gesetzt werden. Als Berechnungsergebnis steht dann direkt ein Feld von Verschiebungsvektoren zur Verfügung. Die Bilder, die die Daten für die hier vorgestellten Untersuchungen liefern, wurden mit einer herkömmlichen Digitalkamera bei einer Auflösung von 1600×1200 Bildpunkten (1,92 Megapixel) aufgenommen, die auf einem Stativ montiert ist. Um Störungen durch händische Auslösung der Kamera zu vermeiden, wurde zusätzlich ein Fernauslöser benutzt. Da lediglich ebene Verformungen untersucht werden, kann auf einen zweiten Kamerastandpunkt zur Erfassung der dritten Dimension der Verschiebung verzichtet werden. Die Ausleuchtung des Messquerschnitts geschieht über 500W-Baustrahler. Abb. 6 zeigt die Komponenten des Versuchsaufbaus.

Vor dem Aufbringen einer Verschiebung wird eine „Nullmessung“ vorgenommen, d.h. der unbewegte Messquerschnitt der Bodenfüllung wird abphotografiert. Die Verschiebung wird in mehreren Stufen gesteigert und jedes Mal ein weiteres Digitalphoto aufgenommen.

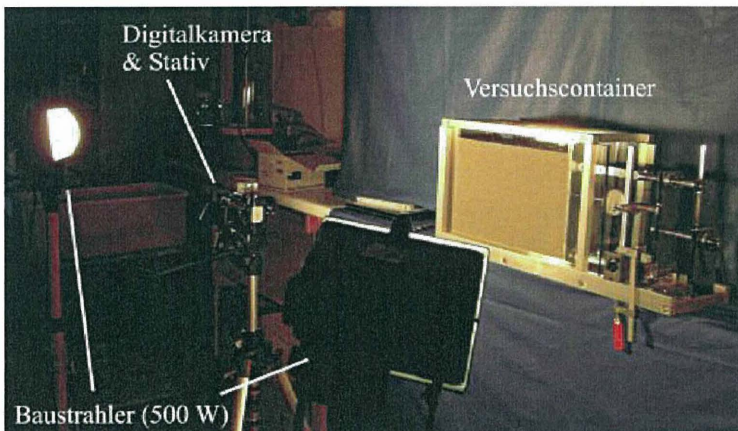


Abb. 6: Versuchsaufbau für die PIV-Untersuchungen

3.2 MatPIV

Für die hier beschriebenen Untersuchungen wurde das Programm MatPIV (SVEEN, 2004)

verwendet. Dieses ist als Freeware erhältlich und als Toolbox in das Programmpaket Ma t-LAB implementierbar.

Die für die Ergebnisfindung erforderliche Mustererkennung erfolgt anhand von Bildinforma-tionen. MatPIV nutzt hierzu die Grauwerte der einzelnen Bildpixel (zwischen 0 und 255). Zur Ermittlung der Verschiebungen werden dann die miteinander zu vergleichenden Bilder verschiedener Verformungsstufen in kleine Bildausschnitte unterteilt. Dann wird jeder die-ser Bildausschnitte des Ausgangsbildes (Test patch) im Folgebild in einem Suchbereich (Search patch) um seine ursprüngliche Position herum verschoben (Abb. 7), um die Cha-rakteristik mit möglichst großer Übereinstimmung im Folgebild wieder zu finden.

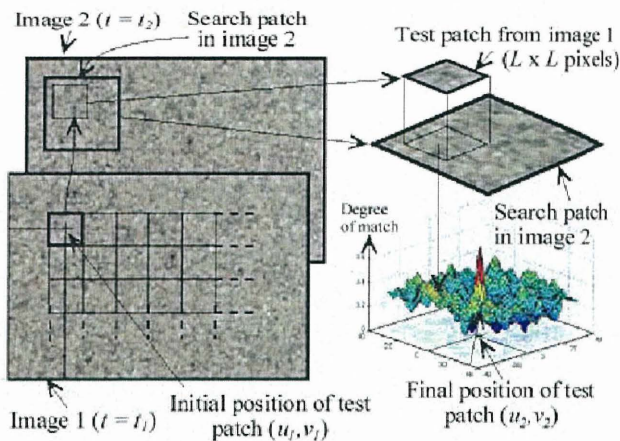


Abb. 7: Versuchsaufbau für die PIV-Untersuchungen (White et. al., 1999)

MatPIV verwendet hierzu eine Kreuzkorrelationsfunktion, die angibt, wie groß die Überei-nstimmung für einen Bildbereich bei einer bestimmten Verschiebung ist. Diese Korrelations-funktion kann dabei Werte zwischen 0 (= keine Übereinstimmung) und 1 (= volle Überein-stimmung) annehmen.

Durch die leicht unterschiedliche Färbung der einzelnen Sandkörner und die daraus resul-tierenden verschiedenen Grauwerte hat jeder dieser Ausschnitte eine mehr oder weniger eindeutige Musterung, die vom Programm im Folgebild wieder gefunden werden kann. Der Peakwert der Korrelationsfunktion liefert dann jeweils den gesuchten Verschiebungsvektor.

Nach Durchführung dieses Vorganges für jeden Bildausschnitt ergibt sich ein Feld von Verschiebungsvektoren für den gesamten Bereich der Bodenfüllung.

Die PIV-Methode gestattet es, mit recht geringem Geräteaufwand eine berührungslose und flächenhafte Messung der Bodenverschiebungen durchzuführen.

3.3 Ergebnisse

Die Abb. 8 zeigt die Verschiebungen als Farbflächendarstellung bei verschiedenen Lagerungen des Wandfußes für einen großen Wandabstand ($b/h \approx 1,2$). Die Wandkopfverschiebungen betragen hier 1,5 mm im ersten und 3 mm im zweiten Bild, der Verschiebungsunterschied ergibt sich also zu 1,5 mm. Es zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen den Ergebnissen bei gelenkiger (Abb. 8 links) und eingespannter Lagerung (Abb. 8 rechts) des Wandfußes.

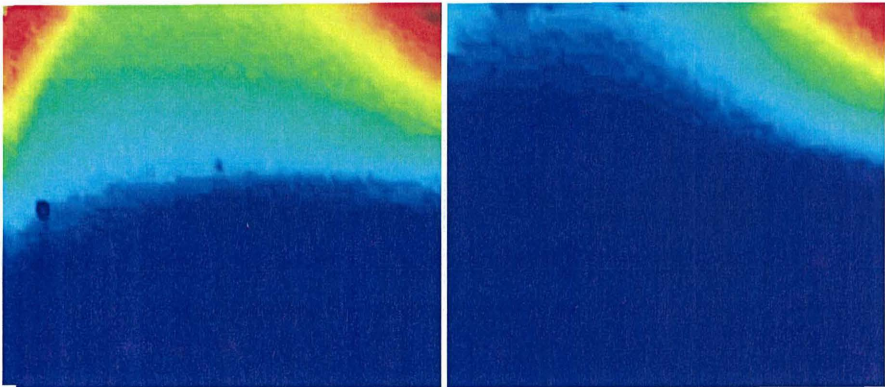


Abb. 8: Ergebnisse bei gelenkiger (links) und eingespannter (rechts) Lagerung des Wandfußes

Innere Scherflächen können dort erkannt werden, wo scharfe Farbübergänge vorliegen. Während der untere Bodenbereich weitgehend unbewegt ist, können im Bereich des Wandkopfes aktive bzw. passive Gleitkeile erkannt werden.

Die Richtungsableitungen der Verschiebungsvektoren erlauben es, die Lage und die Anzahl innerer Scherflächen in der Bodenfüllung deutlicher sichtbar zu machen. Die Scherflächen, an denen eine Relativverschiebung benachbarter Bodenbereiche vorliegt, erscheinen in der Abb. 9 als Furchen.

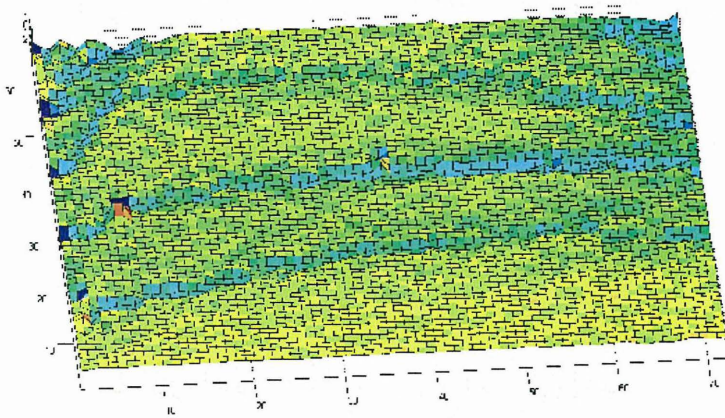


Abb. 9: Visualisierung von Scherflächen in der Bodenfüllung mit der PIV-Methode

Ein wesentlicher Vorteil der PIV-Methode gegenüber der Visualisierung im herkömmlichen Modellversuch, die im Allgemeinen mit Hilfe von Einstreuschichten erreicht wird, ist die Möglichkeit, sie schon bei kleinsten Verschiebungen im Boden anwenden zu können.

Beim Versuchsaufbau mit Einstreuschichten sind wesentlich größere Bewegungen im Modellbauwerk erforderlich, um die Vorgänge für das bloße Auge sichtbar zu machen. Die Abb. 10 zeigt zum Vergleich das Modell eines Fangedammes aus den Untersuchungen von JELINEK (1966).

Er erkannte bei diesem Modell unter seitlicher Belastung einer Schar gekrümmter Scherflächen, die er durch logarithmische Spiralen annäherte und daraus eine Modellvorstellung für die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft ableitete.

Die hierbei vorhandenen großen Verformungen stellen so lange keine Schwierigkeit dar, wie sich bei dem untersuchten System der bei einer bestimmten Wandbewegung aufgetretene Grenzzustand auch bei weiterer Wandbewegung nicht mehr ändert (wie z.B. der Gleitkeil beim aktiven Grenzzustand im Modellversuch). Die PIV-Untersuchungen zeigen jedoch, dass der innere Verformungszustand (und damit auch die Lage und Anzahl der Scherflächen) für die hier betrachteten Systeme maßgeblich vom äußeren Verformungszustand abhängig ist. Eine nahezu horizontale Scherfläche (vgl. z.B. Abb. 9), die sich bereits nach kleiner Wandbewegung im oberen Bereich der Bodenfüllung ausbildet, wandert bei weiterer Steigerung der Deformation in Richtung Wandfuß.

Für die Ableitung einer Modellvorstellung oder einer Grenzzustandsbedingung ist es daher

erforderlich, die Größe der Wandbewegung und die hiermit verbundenen Deformationen im Boden in die Überlegungen einfließen zu lassen. Dieses ist mit der PIV-Methode schon für sehr kleine Bewegungen möglich.

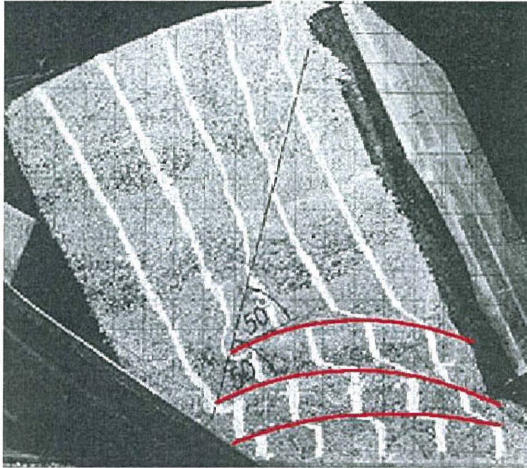


Abb. 10: Visualisierung von Scherflächen im herkömmlichen Modellversuch [5]

4 Inverse FE-Methode (iFEM)

4.1 Einführung

Um das Tragverhalten der hier betrachteten parallel-wandigen Boden-Verbundsysteme umfassend zu verstehen, ist es neben der Betrachtung des äußeren Last-Verformungsverhaltens und der Verschiebungen in der Bodenfüllung erforderlich, Informationen über die Größe und den Verlauf der Kontaktspannungen zwischen dem Boden und den begrenzenden Wänden zu gewinnen.

Diese Erddruckspannungen sollen aus den an den Modellwänden gemessenen Randfaserdehnungen bestimmt werden. Mathematisch ergeben sich die gesuchten Spannungen aus der zweiten Ableitung der Funktion der Momentenlinie, die wiederum zu den gemessenen Dehnungen proportional ist.

Ein solches „rückwärtiges“ Vorgehen wirft mehrere Schwierigkeiten auf. Zum einen handelt es sich um ein *unterbestimmtes Problem*, bei dem wesentlich mehr Unbekannte ermittelt werden müssen als Bedingungen (z.B. Messungen von Dehnungen oder Verformun-

gen) zur Verfügung stehen. Zum anderen wird diese Problemstellung als *schlecht konditioniert* bezeichnet, da bereits kleine Messunsicherheiten, die insbesondere im Modellversuch unvermeidlich sind, zu großen Fehleinschätzungen bei der Ermittlung der unbekannten äußeren Belastung führen.

Daher liefern Lösungsansätze, die nur auf Erfüllung von Gleichgewichtsbedingungen basieren, keine zufrieden stellenden Ergebnisse.

Für die vorliegende Aufgabenstellung wurde daher die inverse Finite Elemente Methode (iFEM) verwendet, die im Folgenden erläutert wird.

4.2 Theorie der inversen Finiten Elemente

Während in einer „herkömmlichen“ Finiten Elemente Berechnung die Systemantworten auf Grundlage eines kompletten Lastbildes einer Struktur berechnet werden, sind in einer inversen FE-Berechnung sowohl die äußeren Einwirkungen als auch die Systemantworten unbekannt. Beide werden aus einer begrenzten Anzahl zur Verfügung stehender Informationen (z.B. Messungen von Kräften und Dehnungen) ermittelt. Die FE-Methode kennt dabei nur eine mögliche Lösung, während bei der inversen FE-Methode eine der unendlich vielen Lösungen als Ergebnis gefunden wird, und zwar so, dass die berechneten Systemantworten den gemessenen möglichst gut entsprechen.

Die Idee, die hinter iFEM steckt, beruht auf einer erzwungenen Optimierung („constrained optimization“) der Berechnung, durch die aus (wenigen) gegebenen Messungen die – unter Erfüllung des Gleichgewichts – wahrscheinlichste Kombination aus Lasten und Systemantworten für das gesamte System abgeschätzt wird. Dabei ist eine Schätzung von Einwirkungen und Antworten dann als wahrscheinlich zu bezeichnen, wenn die gemessenen Systemantworten den berechneten in vernünftiger Weise entsprechen und die ermittelten äußeren Lasten in einer sinnvollen Größenordnung liegen.

Die Berechnung wird zum einen dadurch „stabilisiert“, dass die zur Verfügung stehenden Messwerte nicht unbedingt exakt mit der Ergebnisschätzung übereinstimmen müssen, sondern vielmehr bewusst Abweichungen zugelassen werden können. Werden die Abweichungen zwischen Messung und estimierten Werten in zu geringem Maße zugelassen, der Algorithmus also dazu „gezwungen“, die Messungen exakt wieder zu geben, kann dies zu Fehleinschätzungen der äußeren Lasten führen. Die zugelassenen Abweichungen sind dabei in Abhängigkeit vom Fehler der verwendeten Messtechnik bzw. allgemein von der Genauigkeit der Messung zu wählen.

Die Theorie von iFEM für linear statische Berechnungen ist bei MAINCON (2004) und HAUSER (2005) ausführlich beschrieben. Hier sollen nur die wesentlichen Merkmale dieser Methode genannt werden, die es gestatten, aus der unendlichen Anzahl möglicher Lösungen eines inversen Problems eine einzige zu bestimmen.

Die Diskretisierung der Differentialgleichungen ist identisch zu derjenigen der „herkömmlichen“ FE-Methode. Der Vektor der äußeren Lasten wird in dieser Formulierung jedoch aufgespalten in einen Anteil bekannter und unbekannter Belastungen.

$$\overline{\overline{K}} \cdot \overline{X} = \overline{\overline{H}} \cdot \overline{U} + \overline{R}$$

Auf der rechten Seite können daher sowohl bekannte (R) als auch unbekannte Lasten (U) vorhanden sein.

Eine weitere Besonderheit liegt bei dieser Methode in der Aufstellung einer so genannten Kostenfunktion J , die Beiträge aus Messungen (X) und den unbekannten Lasten (U) enthält:

$$J = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\overline{X}}{\overline{U}} \right]^T \cdot \begin{bmatrix} \overline{\overline{Q}}_{xx} & \overline{\overline{Q}}_{xu} \\ \overline{\overline{Q}}_{xu} & \overline{\overline{Q}}_{uu} \end{bmatrix} \cdot \left[\frac{\overline{X}}{\overline{U}} \right] + \left[\frac{\overline{Q}_x}{\overline{Q}_u} \right]^T \cdot \left[\frac{\overline{X}}{\overline{U}} \right]$$

Eine erzwungene Optimierung der Berechnung geschieht durch die Minimierung dieser Kostenfunktion unter Erfüllung des Gleichgewichts, wobei ein Lagrange-Multiplikator λ eingeführt wird. Dieses ergibt im Falle einer quadratischen Formulierung der Kostenfunktion ein erweitertes System linearer Gleichungen, in dem sämtliche Belastungen und Verformungen als Unbekannten vorhanden sind.

$$\begin{bmatrix} \overline{0} & \overline{\overline{K}} & -\overline{\overline{H}} \\ \overline{\overline{K}}^T & \overline{\overline{Q}}_{xx} & \overline{\overline{Q}}_{xu} \\ -\overline{\overline{H}}^T & \overline{\overline{Q}}_{xu} & \overline{\overline{Q}}_{uu} \end{bmatrix} \cdot \left[\frac{\overline{\lambda}}{\overline{X}} \right] = \begin{bmatrix} \overline{R} \\ -\overline{Q}_x \\ -\overline{Q}_u \end{bmatrix}$$

Mit dieser Vorgehensweise können – eine geeignete Wahl der Kosten sowie der Messanordnung vorausgesetzt – sinnvolle Ergebnisse erzielt werden. Es ist dann auch für schlecht konditionierte Probleme möglich, aus der unendlichen Zahl möglicher Lösungen die „wahrscheinlichste“ zu ermitteln.

4.3 Diskretisierung der Modellwände

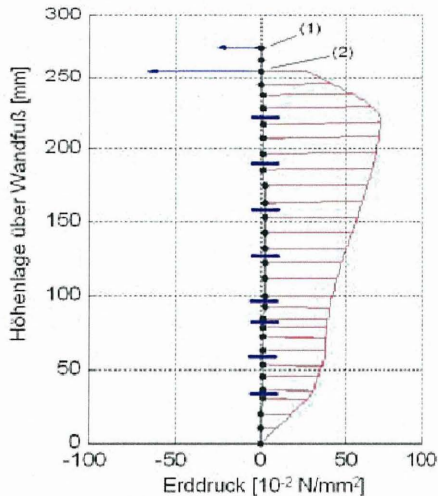


Abb. 11: Diskretisierung der Modellwand und Höhenlage der Dehnungsmessungen

Für die Berechnungen werden beide Modellwände getrennt voneinander modelliert. Abb. 11 zeigt exemplarisch den Systemplot einer lastseitigen Modellwand.

Die Wand wird über die Höhe in jeweils etwa 25 ähnlich große Elemente unterteilt, wobei für lediglich acht dieser Elemente Dehnungsmessungen vorliegen (in Abb. 11 angedeutet durch horizontale Striche). Der am Wandkopf vorhandene Zuganker wird freigeschnitten und die gemessene Kraft (1) als bekannte Größe in das System eingegeben – gleiches gilt für die leicht unterhalb angreifende Last (2), mit der das Modellbauwerk seitlich verformt wird.

4.4 Ergebnisse

Die Abb. 12 gibt die Ergebnisse für zwei Versuche (großer und kleiner Wandabstand) mit gelenkiger Lagerung des Wandfußes in verschiedenen Verformungszuständen jeweils für die linke und rechte (belastete) Modellwand wieder.

Die Untersuchungen zeigen, dass bei den Modelversuchen das b/h -Verhältnis die Größe und Verteilung der Erddruckspannungen auf die Modellwände maßgeblich beeinflusst.

Im Ausgangszustand sind die Spannungen an der lastseitigen und luftseitigen Modellwand noch weitgehend symmetrisch. Bereits nach kleiner Wandbewegung zeigt sich jedoch für

den großen Wandabstand ($b/h = 1,2$) eine deutliche Umverteilung der Belastung. Mit zunehmender Deformation wird die luftseitige Modellwand deutlich entlastet, während an der Lastseite die Spannungen immer weiter anwachsen und sich in Richtung des Wandkopfes, wo die äußere Belastung eingeleitet wird, umverteilen.

Beim kleinen Wandabstand ($b/h = 0,1$) ist weder die Umverteilung noch eine Entlastung der Luftseite zu erkennen. Hier kann von einer direkten Interaktion der beiden Wände gesprochen werden, weil der Füllboden keine Belastungen abträgt.

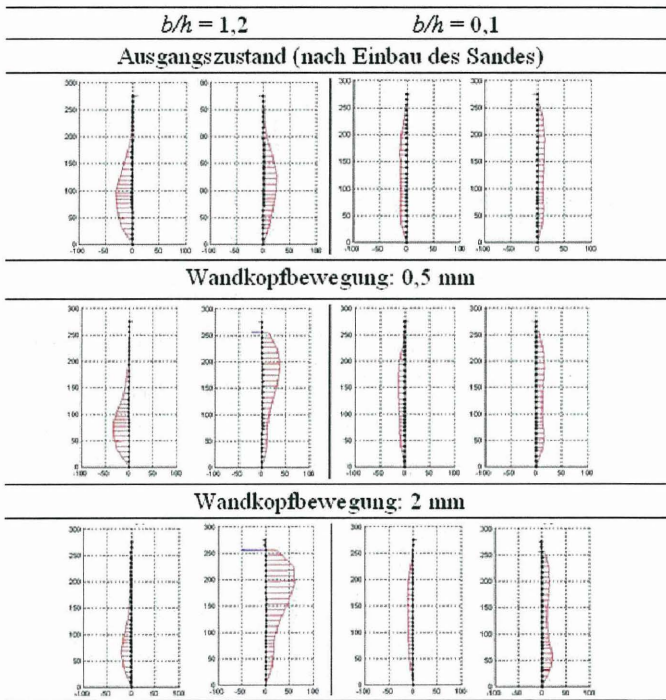


Abb. 12: Vergleich der Erddruckspannungen in Abhängigkeit von b/h und der Wandbewegung

Neben der Schlankheit ist auch die Art der Lagerung des Fußpunktes (gelenkig angeschlossen bzw. eingespannt) von entscheidender Bedeutung für die Größe der Belastung und die Art der Kraftübertragung zwischen den Wänden. Der Vergleich der bei einem gro-

ßen Wandabstand auf die Modellwände wirksamen Erddruckresultierenden in verschiedenen Verformungszuständen macht dieses anschaulich (Abb. 13).

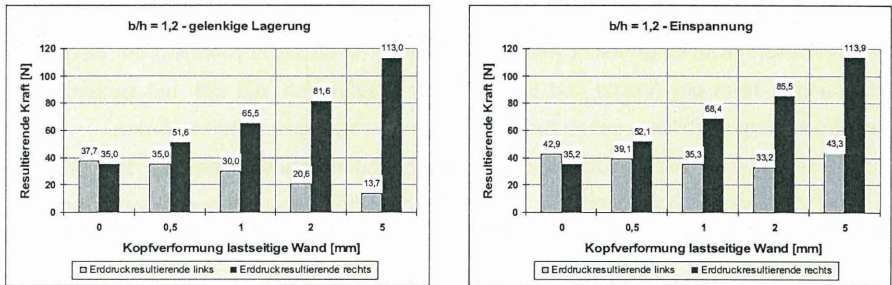


Abb. 13: Erddruckresultierende beider Modellwände für verschiedene Lagerungsarten

Während im Ausgangszustand die Erddruckresultierenden beider Wände noch nahezu gleich groß sind, ist bei steigender Belastung im Falle der gelenkigen Lagerung des Wandfußes eine deutliche Entlastung der Luftseite zu erkennen. Diese wächst mit dem Wandabstand und zunehmender Deformation an. Bei der eingespannten Wand ist eine solche Entlastung nicht zu erkennen, was in der Verformungs- und Rotationsbehinderung und der damit nicht vorhandenen Entspannungsmöglichkeit begründet ist. In der Bodenfüllung herrschen also je nach Lagerung des Wandfußes unterschiedliche Spannungszustände. Durch die stärkere Bewegung der luftseitigen Wand bei gelenkiger Lagerung ist eine Entspannungsmöglichkeit im Boden vorhanden, die im Falle der Einspannung nur eingeschränkt gegeben ist.

5 Zusammenfassung

Die Analyse des äußeren Last-Verformungsverhaltens der Modellbauwerke zeigt, dass ein großer Teil des mobilisierbaren Bodenwiderstandes bereits nach kleiner Wandbewegung vorhanden ist. Der Widerstand steigt nichtlinear mit der in das Bauwerk eingeleiteten Verformung an. Der Kurvenverlauf lässt sich dabei mit einer Wurfelfunktion gut wiedergeben. In der Regressionsanalyse der Widerstandskurven ist zu erkennen, dass die Größe des Widerstandes in einem proportionalen Verhältnis zum gegenseitigen Abstand der Wände (b/h -Verhältnis) steht. Die Modellversuche lassen den Schluss zu, dass auch für schlanke Bauwerke eine mittragende Wirkung des Bodens berücksichtigt werden kann.

Die beiden vorgestellten innovativen Verfahren wurden aus anderen Bereichen des Bauingenieurwesens adaptiert und erfolgreich zur Auswertung der bodenmechanischen Modellversuche bei der Untersuchung parallel-wandiger Verbundsysteme eingesetzt.

Durch den Einsatz der PIV-Methode kann in der Bodenfüllung ein Feld von Verschiebungsvektoren sichtbar gemacht werden. Neben der Größe und Richtung der Bodenverschiebungen kann die Anzahl und Lage innerer Gleitflächen, die sich mit zunehmender Wandbewegung ausbilden, schon für sehr kleiner Bewegungen erkannt werden.

Die inverse FE-Methode erlaubt es, aus den Dehnungsmessungen entlang der Mittelachse der Modellwände kontinuierliche Verläufe der Erddruckspannungen in verschiedenen Verformungszuständen zu ermitteln. Mit Hilfe dieser Spannungen ist eine Analyse der Überleitung der am Wandkopf angreifenden Kraft von der Lastseite durch den Boden zur Luftseite möglich.

Die PIV-Methode und iFEM erlauben somit eine umfassende Analyse der Bodenbewegungen und der Interaktionskräfte mit vertretbarem Aufwand, wodurch der bodenmechanischen 1g-Modellversuchstechnik neue Möglichkeiten und Anwendungsgebiete eröffnet werden. Es ist nunmehr möglich, kleinmaßstäbliche Modellversuche nicht nur qualitativ sondern auch quantitativ auszuwerten.

6 Ausblick

Zur Entwicklung eines analytischen Ansatzes für die Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion parallel-wandiger Verbundsysteme werden die hier gezeigten Untersuchungen durch Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (PLAXIS2D) ergänzt.

Mit Hilfe der numerischen Simulationen können dabei die im Labor gemachten Beobachtungen verifiziert werden. Zudem ist es möglich, Randbedingungen zu untersuchen, die im Modellversuch nicht oder nur schwer zu realisieren sind. Auf Grundlage der Ergebnisse der Modellversuche, der eingesetzten Auswertemethoden und der FE-Simulationen wird schließlich eine Modellvorstellung herausgearbeitet, mit der die mittragende Wirkung des Bodens prinzipiell erfasst werden kann. Es wird gezeigt, dass der Widerstand der Bodenfüllung einerseits durch horizontale Schubspannungen in einer unteren Gleitfläche und andererseits durch die Übertragung vertikaler Schubspannungen in der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden zu Stande kommt. Eine ausführlichere Darstellung der Modellversuche, der numerischen Simulationen sowie der daraus abgeleiteten Modellvorstellung findet sich bei HAUSER (2005). Aktuell werden die Forschungsarbeiten fortgeführt, um die

bereits gewonnen Ergebnisse abzusichern und Erkenntnisse unter veränderten Randbedingungen zu erlangen. Dabei werden zum Vergleich die bodenmechanischen Modellversuche mit einer veränderten Höhenlage des Lastangriffspunktes durchgeführt. Zudem werden die numerischen Untersuchungen um Berechnungen mit einer zweidimensionalen Version des Particle Flow Code (PFC 2D) ergänzt.

Die hier vorgestellte Arbeit wird von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert, wofür wir an dieser Stelle herzlich danken möchten.

7 Schrifttum

- EAU (2004): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“*. 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2004
- HAUSER (2005): *Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen*. Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik, Heft 29, Bergische Universität Wuppertal
- HAUSER / WALZ (2004): *Bild basierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode*. Geotechnik, Heft 4, S. 339-342, Verlag Glück Auf, Essen
- JELINEK (1966): *Über die Standsicherheit von Fangedämmen*. Vorträge der Baugrundtaugung in Frankfurt/M., S. 43-57. Verlag Ernst & Sohn
- MAINCON (2004): *Inverse finite element methods – part I: Estimating loads and structural response from measurements*. Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC), Cape Town, South Africa
- SVEEN (2004): *An Introduction To MatPIV 1.6*. Online: <http://www.math.uio.no/~jks/matpiv/>
- SVEEN/COWEN (2004): *Quantitative Imaging Techniques and their Application to wavy Flows*. PIV and Water Waves, World Scientific
- WHITE ET AL. (1999): *Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images*. 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tuscon, Arizona, S. 997-1002, Balkema, Rotterdam

Autoren des Beitrags:

Dr.-Ing. Carsten Hauser

Erdbaulaboratorium Essen, Susannastr. 31, 45136 Essen

Telefon: 0202-8959-851; Mail: carsten.hauser@ele-e.de

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz

Bergische Universität Wuppertal, Fachbereich D – Abteilung Bauingenieurwesen

Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik, Pauluskirchstr. 7, 42285 Wuppertal

Telefon: 0202-439-4058; Mail: walz@uni-wuppertal.de

Messen mit optischen Dehnmessgebern in Erdbauwerken

Praxisbericht

Jürgen Gruber

Polyfelt GmbH Linz

Alain Nancey

Bidim Geosynthetics SAS Bezons

KURZFASSUNG

Die Überwachung von Bauwerken ist eine unabdingbare Aufgabe zur Ermittlung erster Anzeichen von Versagen bzw. zur Feststellung und Kontrolle des Bauwerkverhaltens vor und während der Nutzung. Im Anwendungsbereich von Geokunststoffen wird eine Überwachung der Bauwerke in jenen Fällen gefordert, wo Geokunststoff-verstärkte Erdbauwerke über Erdfall- bzw. Tagbruchgefährdeten Gebieten errichtet werden. Bislang mussten diese Konstruktionen mit Messsystemen ausgerüstet werden, die per Hand punktuell eingebaut wurden. Zum einen resultierte aus diesem Umstand ein erhöhter Zeitbedarf, zum anderen war die Ausrüstung großer Flächen schwierig. Unter Verwendung von optischen Dehnmessgebern konnte ein auf Bewehrungsgeokunststoffen appliziertes Messsystem entwickelt werden, das in den letzten zwei Jahren in mehreren Bauprojekten angewendet wurde.

Anhand zweier Projektberichte soll das Messsystem ‚Geodetect‘ hinsichtlich Funktionsweise, möglicher Anwendungsgebiete und verwendeter Messtechnik sowie Datenübertragung und -auswertung vorgestellt werden.

Beim ersten Bericht aus der Praxis handelt es sich um ein Brückenwiderlager, bei dem das Geodetect-System punktuell zur Funktionskontrolle des verwendeten Bewehrte-Erde-Bauwerks installiert wurde.

Weiters wird ein Projekt vorgestellt, bei dem ein enges Raster an Sensoren, die auf einem Bewehrungsgeokunststoff angebracht sind, über einen tektonischen Riss gelegt wurde, der eine Bahnstrecke der SNCF (Französische Eisenbahnen) durchläuft. Sowohl die Anordnung der Dehnmessgeber als auch die Messdurchführung wurden projektspezifisch optimiert, die gemessenen Daten werden an ein Warn- und Alarmsystem in Echtzeit übertragen.

1. EINLEITUNG

Dem Bau von Verkehrswegen geht eine eingehende Vorerkundung des Baugrundes in Hinblick auf vorhandene Hohlräume in Erdfall- und Tagbruchgefährdeten Gebieten voraus. Trotz intensiver Voruntersuchungen können Hohlräume übersehen werden bzw. werden diese erst im Laufe der Zeit (z.B. im Karst) ausgebildet.

Beim Bau von Verkehrswegen in solchen Gebieten ist es Stand der Technik, hochzugfeste Geokunststoffe als Bewehrung ein- oder mehrlagig in den Erdkörper einzulegen. Diese Bauweise hat sich aufgrund des einfachen Einbaus und der geringen Kosten im Vergleich zu anderen Baumethoden durchgesetzt. Eine umfassende Forschungsarbeit mit dem Namen RAFAEL zum Verhalten und zur Dimensionierung dieser hochzugfesten Geokunststoffe wurde von einer Gruppe von Instituten und Laboratorien erarbeitet (Giraud 1997).

Trotz bewehrter Erdkörper und geeigneter Dimensionierung kann die Gefahr falsch abgeschätzter Hohlraumdimensionen nicht ausgeschaltet werden. Um solche Versagensfälle zu verhindern, müssen Messeinrichtungen zur Aufnahme erster Verformungen im Bauwerk eingesetzt werden. Um eine effektive Messung zu erhalten, müssen die Messsensoren die Verformungen direkt am Geokunststoff aufnehmen und diese über ein Warnsystem abbilden.

Um diese Aufgabe zu erfüllen, haben Bidim Geosynthetics und ID-FOS das Programm „Geodetect“ zur Entwicklung eines auf optischer Messtechnologie basierendem und in einem Geokunststoff integriertem Warnsystem gestartet. Ein Versuchsprogramm mit umfassenden Labortests und Großversuchen wurde durchgeführt, um das Verhalten und die Funktionsweise dieses neuen Systems zu erproben.

2. BESTEHENDE ÜBERWACHUNGSSYSTEME

Um ein dem Stand der Technik entsprechendes Warnsystem für Verkehrswege über Hohlräumen festzulegen, wurden verschiedenste Überwachungssysteme untersucht. Entsprechend der Messtechnik können sie in folgende Gruppen unterteilt werden:

- Herkömmliche Sensoren
- Elektrische Überwachungssysteme
- Georadarverfahren GPR

2.1. Herkömmliche Sensoren

In dieser Gruppe wird zwischen zwei Arten von Sensoren unterschieden: zum einen Sensoren, welche am Geokunststoff zur Messung von Dehnungen fixiert werden und zum anderen Sensoren, welche im Erdkörper zur Aufnahme von Setzungen eingebaut sind.

Verschiedene Typen von Sensoren können für die Anbringung an den Geokunststoff verwendet werden (Buonanno et al. 2000): Dehnmessgeber, Stabextensiometer und Inklinometer. Diese Sensoren werden für die punktuelle Messung eingesetzt. In einem umfassenden Warnsystem ist ihr Einsatz wegen der begrenzten Lebensdauer sowie großer erforderlichen Vorsicht bei der Anbringung an den Geokunststoff nur bedingt möglich.

2.2. Elektrische Überwachungssysteme

Diese Art von Überwachungssystem wurde in einem Großversuch zur Erkennung eines Hohlraums getestet (Ast und Haberland 2002, Leitner et al. 2002).

Das Messsystem besteht aus zwei Geotextillagen mit eingebetteten elektrischen Drähten. Mit diesem neu entwickelten Verbundstoff ist die Verformung unter der Geokunststofflage durch Erhöhung der elektrischen Leitwiderstände in den Drähten messbar.

Diese Anordnung scheint für die Überwachung von Hohlräumen durchaus geeignet zu sein. Die Messsystematik mit Elektrik birgt aber überall dort große Nachteile, wo Störungen durch elektrische Quellen, wie etwa durch Signalanlagen im Bahnbau, auftreten können.

2.3. Georadarverfahren GPR

Das Georadarverfahren (auch Ground Penetration Radar (GPR)) ist ein Verfahren zur Untersuchung des Aufbaues und zur Detektion von Objekten im Ober- und Unterbau sowie im Untergrund. Das Verfahren beruht auf der Ausbreitung elektromagnetischer Wellen und ermöglicht so eine kontinuierliche und zerstörungsfreie Aufnahme des Straßenoberbaues bzw. des Untergrundes/Unterbaues.

Das Georadarmesssystem bietet eine Reihe von Möglichkeiten auf verschiedenen Anwendungsgebieten, allerdings benötigt diese Art der Überwachung

- eine tägliche Untersuchung (kosten- und zeitintensiv)
- den Lastfall „Verkehr direkt über dem Hohlraum“, um das gegebene Risiko zu klassifizieren.

3. ÜBERWACHUNGS- UND WARNSYSTEM „GEODETECT“

Um die existierenden Probleme zu umgehen und ein störungsfreies Warnsystem zu entwickeln, wurde das Programm „Geodetect“ initiiert. Die Messsensoren basieren auf der optischen Messtechnologie, die optischen Glasfasern werden in hochzugfeste Geokunststoffe integriert. Diese Kombination der Funktionen Bewehren und Messen bringt den großen Vorteil einer schnellen und einfachen Verlegung im Bauwerk.

3.1. Der Bewehrungsgeokunststoff

Der verwendete hochzugfeste Geokunststoff ist aus der Produktreihe Rock PEC der Firma Polyfelt / Bidim. Rock PEC besteht aus einem mechanisch verfestigten Vliesstoff mit aufgeraschelten hochfesten Polyestergeräten, welche die Bewehrungsfunktion übernehmen. Der Vliesstoff übernimmt den Schutz gegen mechanische Beschädigung.

3.2. Die optische Fasermesstechnologie

Der Gebrauch optischer Fasern zur Messung wurde in den 80iger Jahren entwickelt und verschiedenartigste Messsysteme basierend auf dieser Technologie realisiert. Das System Geodetect bedient sich der Technologie der Fibre Bragg Gratings (FBGs).

Fibre Bragg Gratings sind reflektierende Gitter, eingebrannt in den lichtempfindlichen Kern einer optischen Faser. Jedes dieser Gitter reflektiert eine bestimmte Wellenlänge eines ausgesendeten Lichtbandes, es funktioniert wie eine Art Spiegelsystem. Kommt es zu einer Dehnung der optischen Faser, so wird auch das eingebrannte Gitter gedehnt. Die Längenänderung im Gitter bewirkt eine Verschiebung der reflektierten Wellenlänge, die linear in die vorhandene Dehnung rückgerechnet werden kann (Abb. 1).

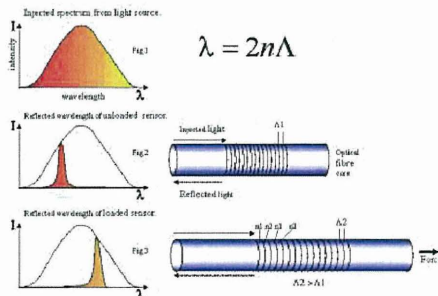


Abb. 1: Arbeitsweise des FBG als Funktion der Dehnung

Die zu reflektierende Wellenlänge kann bei der Erzeugung der Fibre Bragg Gratings genau definiert werden. Somit können in einem Strang mehrere Sensoren angeordnet werden, welche unterschiedliche Wellenlängen spiegeln. Es kann jeder einzelne Sensor identifiziert und lokalisiert werden. Es können über eine einzige optische Faser mehrere Messpunkte bedient werden. Die Anordnung von Sensoren über die Breite des Geokunststoffes wird erreicht durch Verwendung mehrerer optischer Fasern, ausgerüstet mit FBGs. Über einen optischen Schalter wird das gesendete Lichtband seriell in die einzelnen Fasern eingespeist und die reflektierten Wellenlängen aufgezeichnet. Dadurch können mehrere hundert Sensoren mit einem Messgerät abgefragt werden.

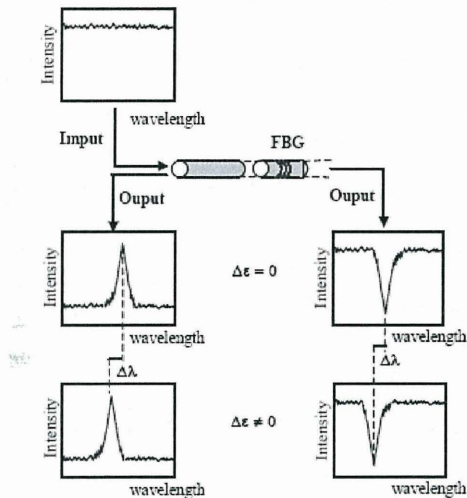


Abb. 2: Das Prinzip der Fibre Bragg Gratings

3.3. Das System „Geodetect“

Die optischen Fasern werden in die Struktur des Geokunststoffes gelegt, dies geschieht während dem Herstellungsprozess gemeinsam mit den hochzugfesten Polyestergeräten

(Abb. 3). Dadurch, dass das Messsystem direkt im Bewehrungsprodukt verankert ist, wird die Problematik einer umständlichen und zeitaufwändigen Anbringung beim Bau, wie sie bei herkömmlicher Messsysteme nötig ist, umgangen.

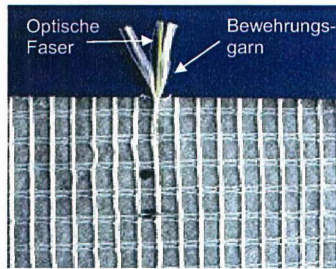


Abb. 3: Geokunststoff mit integrierter optischer Faser

Um die optische Faser gegen Wasserkontakt zu schützen, ist sie mit einer flexiblen Ummantelung versehen. Durch diese Verkleidung sowie durch die Verwendung von Glasfasern ist das „Geodetect“ Messsystem:

- beständig im Kontakt mit Boden
- störungsfrei bei Blitzschlägen
- unempfindlich in elektromagnetischer Umgebung
- unempfindlich bei Strahlung

Das Messsystem besteht aus einem Datenerfassungsgerät (Geodetect FBG-Scan) und einem Computer/Laptop zur Auswertung der Messungen. Der Geodetect FBG-Scan ist auch als Handgerät, auswertbar über einen Handheld (PDA), konzipiert. Dies macht speziell für Bauwerke Sinn, bei denen die Messung in definierten Zeitabständen und nicht permanent geplant ist.

Das „Geodetect“ System wurde sowohl in Labortests als auch in Großversuchen getestet. Von speziellem Interesse war sowohl die Widerstandsfähigkeit der optischen Fasern beim Einbau als auch die praktische Leistungsfähigkeit.

4. PROJEKTBERICHT BRÜCKENWIDERLAGER SAINT SATURNIN

4.1. Projektbeschreibung

Die neu zu errichtende Umfahrung der RN 38 in Saint Saturnin nahe Le Mans in Frankreich kreuzt einen geregelten Fluss. Die dafür notwendige Brücke wurde beidseitig auf 9,5 m hohe Widerlagern aus Geokunststoff-bewehrten Erdstützkonstruktionen mit Betonblockaußenhaut gelagert. Die Baumethode der bewehrten Erde mit hochzugfesten Geokunststoffen ist eine für Frankreich unübliche und neue Maßnahme zur Errichtung von Stützkonstruktionen und wurde für dieses Projekt absichtlich vom Bauherrn, dem lokalen Vertreter des franz. Transportministeriums gewählt, um diese Bauart vorzustellen und zu testen. Zu diesem Zweck war ein Messsystem erforderlich, welches die Verformungen während der Bauzeit und in späterer Folge unter Verkehr aufnimmt. Das System hatte aber auch kostengünstig zu sein.



Abb. 4: Ansicht der Brückenwiderlager

4.2. Beschreibung des Bauwerks

Die Stützkonstruktion für das Brückenwiderlager hat zunächst eine Höhe von 7 m; auf diese werden die Brückenpfeiler aufgestützt. Dahinter wird der zweite Teil der bewehrten Erde mit 2,5 m aufgesetzt. Die insgesamt 900 m² Ansichtsfläche der Widerlager werden mit vorgefertigten Betonblöcken (Betonblock LEROMUR, Gewicht 26 kg) verkleidet, welche dem optischen Aspekt einer ‚alten Steinwand‘ genügen.

Die Bewehrung des Erdkörpers wird mit Geokunststoffgewebe aus Polypropylen mit einer Höchstzugkraft von 150 kN/m erreicht. Die Bewehrungslänge der jeweiligen Lage beträgt 6.5 m, der vertikale Abstand zwischen den Bewehrungslagen ist 0,39 m. Diese Geometrie ergibt sich zum einen aus der Statik, zum anderen aus den Abmessungen der Betonblöcke.

4.4.2. Einbau der Geodetect-Messstreifen

Das Brückenwiderlager wurde im Juli 2004 mit drei Geodetect-Streifen ausgerüstet, um die Verformung der Konstruktion während der Bauphase zu überwachen (Abb. 6). Auf jedem dieser Messstreifen (Länge 7 m), befinden sich 8 FBG Sensoren mit einem Abstand von je 0,85 m. Die Streifenbreite beträgt 0,35 m. Wie auch die Geokunststoffbewehrung wurden die Messstreifen zwischen den Betonblöcken der Außenhaut verankert. Die drei Geodetect-Streifen wurden im unteren Teil des Widerlagers über dessen Höhe von 7,0 m verteilt, wo das Gewicht der Brücke aufliegt.

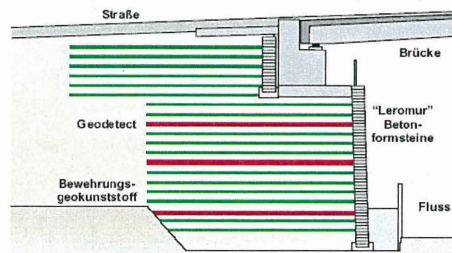


Abb. 6: Verteilung der Geodetect-Streifen im nördlichen Brückenwiderlager

Beim Einbau wurden die Messstreifen zum Schutz vor Beschädigung bzw. zur Fixierung der Lage mit ca. 5 cm Drainagekies (2/4 mm) eingedeckt, bevor das eigentliche Stützbauwerk weitergebaut wurde. Verglichen mit anderen Messsystemen war die Einbauzeit sehr kurz; pro Streifen wurde etwa eine Stunde benötigt.

Der Messstreifen wird über ein Verbindungskabel zu einem Abfragegerät (Spectraleye) geführt, wo punktuell die Messwerte der einzelnen Sensoren abgefragt und aufgezeichnet werden können.

4.5. Messergebnisse

4.5.1. Messungen während der Bauphase

Eine kontinuierliche Messung mit dem Handgerät ist für eine kurze, durch den Batteriebetrieb limitierte Zeit von ca. 2h möglich. Beim Einbau der Geodetect-Streifen wurden die Dehnungen während der Verlegung, dem Überschütten und dem Verdichten kontinuierlich gemessen. Die Messergebnisse des ersten Streifens beim Einbau können

Abbildung 7 entnommen werden. Bei der Verdichtung des Erdmaterials über den Sensoren kam es zu Dehnungen von etwa 0,5% (dynamisch). Danach stabilisierten sich die Verformungen auf 0 - 0,3%.

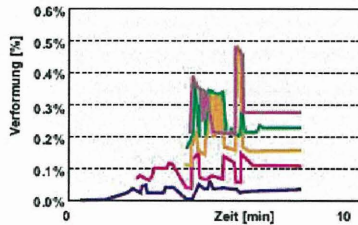


Abb. 7: Messungen während des Einbaus – erster Messstreifen

4.5.2. Dehnungszunahme über die Zeit

Nach Beendigung der ersten Bauphase wurden in unregelmäßigen Abständen Messungen vorgenommen (September 04, Februar und Juni 05).

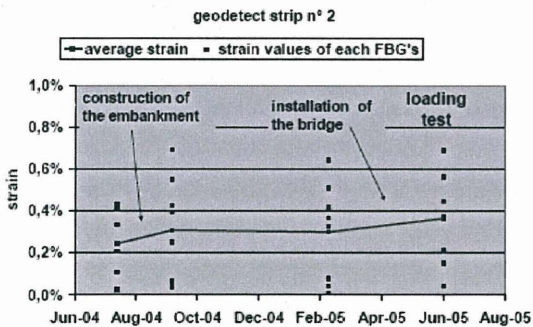


Abb. 8: Dehnungszunahme über die Zeit – zweiter Messstreifen

Die Messungen zeigen deutlich die verschiedenen Belastungsphasen auf die Struktur, mit einem Anstieg der relativen Dehnungen aller Sensoren. Von September 2004 bis Februar 2005 wurden keine Arbeiten am Widerlager vorgenommen, während dieser Zeit kann eine gleich bleibende Verformung (Linie zeigt Durchschnitt der Verformungen) bemerkt werden.

4.5.3. Verteilung der Dehnung entlang des Messstreifens

Die aufgenommene Dehnung am Streifen ist nicht konstant über die Länge. Sensor Nr.1, am weitesten entfernt von der Außenhaut, zeigt die geringste Verformung (n°1 in Abb. 9). Im Gegensatz dazu meldet Sensor Nr.8, welcher nahe an den Betonblöcken angeordnet ist, die höchsten Dehnungen.

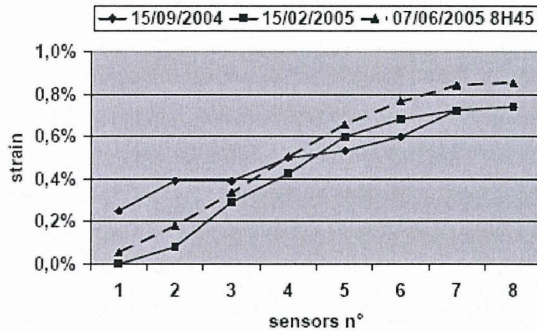


Abb. 9: Dehnungsverlauf entlang Messstreifen 1 zu verschiedenen Zeitpunkten

4.5.4. Verformungsverteilung in der bewehrten Struktur

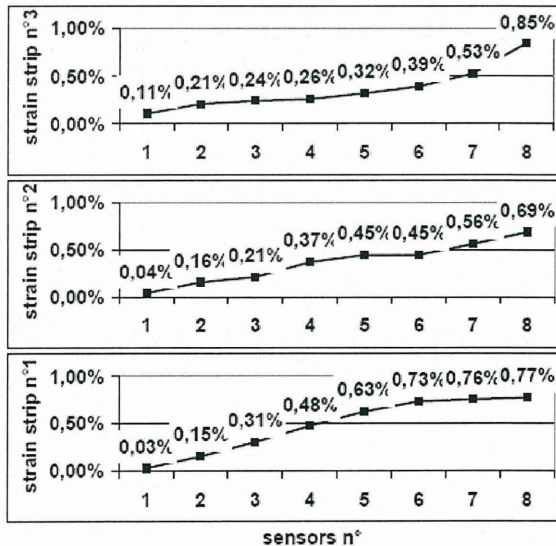


Abb. 10: Dehnungsverlauf entlang der drei Messstreifen

Abbildung 10 zeigt die Verteilung der Verformungen in dem bewehrten Brückenwiderlager gemessen im Juni 2005. Die gemessenen Dehnungen bewegen sich für die unterschiedlichen Messhorizonte in etwa demselben Bereich: weniger als 0,9 % für die Maximalwerte. Die Durchschnittswerte liegen bei 0,4 % für Streifen 2 und 3 und bei 0,5 % für Streifen 1.

4.6. Schlussfolgerung

Das Brückenwiderlager in Saint Saturnin ist besonders bemerkenswert. In Frankreich stellt es eines der ersten Geokunststoff-bewehrten Stützkonstruktionen unter direkter Auflast einer Straßenbrücke dar. Bislang wurden für derartige Bauwerke traditionelle Methoden wie etwa Schwergewichtsmauern oder auch Bewehrte-Erde-Bauwerke mit Stahlbändern verwendet. Ein Ausscheidungskriterium für Geokunststoffe waren bisher die elastischen Eigenschaften und die damit verbundene Angst vor Auswirkungen auf das Bauwerk.

Durch den Einsatz des Geodetect-Systems, bei dem Dehnungen direkt im Geokunststoff abgegriffen werden können, kann die Verformung der Struktur detailliert über die Zeit, beginnend mit dem Einbau, verfolgt werden.

Die Messungen zeigen deutlich, dass die maximal aufgetretenen Dehnungen 0,9% nicht überschreiten und die durchschnittliche Verformung bei 0,5% liegt. Weiters kann von den Aufzeichnungen abgelesen werden, dass die Mobilisierung der Dehnungen in der Struktur größtenteils bereits während der Bauphase erfolgt und es im laufenden Straßenbetrieb zu keiner Verformungszunahme kam.

5. PROJEKTBERICHT ERDFALLÜBERBRÜCKUNG ARBOIS

5.1. Projektbeschreibung

Eine permanente Überwachung von Bauwerken, welche als besonders empfindlich gegenüber äußeren zeitlich bedingten Veränderungen gelten, wird zunehmend gefordert. Dies ist im Bereich des Tiefbaus speziell bei Eisenbahnstrecken der Fall, wo bereits kleine Änderungen in der Gleislage große Folgen nach sich ziehen können.

Der Streckendienst der franz. Eisenbahn (SNCF) beobachtete an der eingleisigen Bahnstrecke zwischen Mouchard und Bourg (im Nordosten Frankreichs) bereits über längere Zeit einen vertikalen Riss im Untergrund, welcher quer durch die Bahnstrecke verlief. Nach mehreren kurzfristigen Sanierungsmassnahmen entschied sich die SNCF für eine Bewehrung des anfälligen Streckenabschnitts mit hochzugfesten Geokunststoffen,

um ein plötzliches Versagen des Oberbaus zu verhindern und Verformungen am Gleis zu beschränken.

Die Sicherung mittels Geokunststoffen wurde herkömmlichen Bauweisen (z.B. Betonplatten) aufgrund ökonomischer Gesichtspunkte vorgezogen; außerdem kann mit dieser Sicherungsvariante die notwendige Gleissperre auf ein Minimum reduziert werden. Um den Aufbau der Struktur technisch und wirtschaftlich zu optimieren, wurde zusätzlich das System Geodetect als Warn- und Alarmsystem ausgewählt. Diese „2 in 1“-Produkt mit den Funktionen Bewehren und Messen wurde speziell für solche Anwendungsfälle entwickelt und konzipiert.

5.2. Bestehende Struktur

Der tektonische Riss, der im Untergrund quer zur genannten Eisenbahnstrecke verläuft, kann zu lokalen Erdfällen führen. Die SNCF hat die Dimension dieser Hohlräume mit Durchmessern von 1,2 bis 1,5m eingeschätzt.

Um die Steifigkeit des Schienensystems zu erhöhen und lokale Setzungen zu überbrücken, wurden zusätzlich parallel Schienenstücke versteifend eingesetzt (Abb. 11).



Abb. 11: Verstärkungsmassnahmen an der Bahnstrecke

Die Länge der beeinträchtigten Strecke ist 50 m, auf eine Breite von 5m. Der Oberbau besteht aus einer 25 cm mächtigen Gleisschotterlage auf 50 cm Tragschicht.

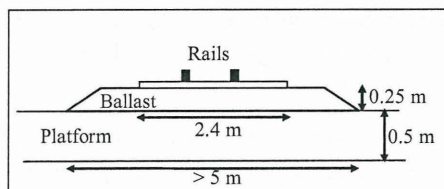


Abb. 12: Bestehender Oberbau

5.3. Bemessung der Bewehrung

Der Bewehrungsgeokunststoff wurde mittels analytischem Verfahren nach Villard et al. 2000 bemessen; dieses Verfahren wurde bei dem Großprojekt RAFAEL (Geokunststoffbewehrte Tragschichten über Hohlräumen) entwickelt und beinhaltet das Materialverhalten von hochzugfesten Geokunststoffen bei der Stabilisierung von Erdschichten bei vertikalem Versagen des Untergrunds sowie eine folgende Auflockerung des Tragschichtmaterials wie in Großversuchen beobachtet.

Die verwendeten Designparameter waren:

- Auflockerungsfaktor für Tragschicht $C_{ce} = 1,1$
- Belastung auf der Tragschicht ohne Verkehr $q_0 = 6 \text{ kPa}$
- Verkehrslast von 22,5t pro Achse verteilt auf drei Schwellen
- Hohlraumdurchmesser unter Bewehrung von 1,2 bis 1,5m

Mit diesen Annahmen wurde eine maximale Belastung auf den Geokunststoff von 45 kPa ermittelt; dies entspricht der Belastungsannahme von einer Zugüberfahrt direkt über einem Hohlraum von 1,5m. Für die Sicherung dieses Maximalfalles wurde ein Geoverbundstoff (polyfelt.Rock PEC 300) mit einer Kurzzeitfestigkeit von 300 kN/m ausgewählt.

Da der Hohlraumdurchmesser lediglich eine Annahme darstellt, ist eine reine Bewehrung der Struktur nur eine halbe Lösung. Man ist nicht davor gefeit, dass sich auch größere Hohlräume im Untergrund beispielsweise durch Zusammenschluss zweier Durchbrüche bilden. Um die Vorgänge im Untergrund beobachten zu können, wurde das Bewehrungsprodukt zusätzlich mit Dehnungssensoren nach dem Geodetect-System ausgerüstet, welche Informationen an ein Warn- und Alarmsystem liefern.

5.4. Warnsystem

In der analytischen Bemessung der Struktur wurden mehrere Schwellenwerte für die Verformung in der Tragschicht definiert. Diese Schwellenwerte sind an einen Aktionsplan gekoppelt, welcher bei Erreichen einer bestimmten Dehnung zur Anwendung kommt.

Wie bereits in Punkt 4.3. beschrieben funktioniert das Geodetect-System mittels optischer Sensoren, welche durch Reflektion von charakteristischen Wellenlänge bei Kraftaufnahme im Geokunststoff Dehnung übermitteln.

In diesem Projekt wird im Falle der Ausbildung eines Hohlraums unterhalb des Geokunststoffs dieses wie eine Membran gespannt; es werden Zugkräfte mobilisiert und über Dehnung aufgenommen. Über die von den Sensoren gemeldeten Dehnungen kann auf den

Hohlraumdurchmesser sowie auf die Verformung des Bahnkörpers rückgeschlossen werden.

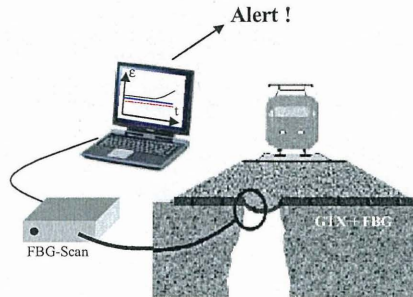


Abb. 13: Warn- und Alarmsystem mit Geodetect

Die gesamte Dimensionierung umfasste Folgendes:

- Festlegung des benötigten Geokunststoffs zur Sicherung der Bahnstrecke gegen Versagen über einem Hohlraum
- Anordnung der Messsensorik zur optimalen Informationsgewinnung für das Warn- und Alarmsystem

Die geometrischen Designkriterien für die Oberflächenverformung der Bahnstrecke und dazugehörigen Aktionen waren:

- Oberflächensetzung von $s_w = 6 \text{ mm}$ → Warnung
- Oberflächensetzung von $s_w = 9 \text{ mm}$ → Herabsetzung der Zuggeschwindigkeit
- Oberflächensetzung von $s_w = 21 \text{ mm}$ → Sperre und Sanierungsschritte

Die Anordnung der Sensoren wurde dahingehend optimiert, dass zumindest ein FBG im Hohlraum zu liegen kommt. Das bedeutet, dass über eine Breite von 5 m fünf optische Fasern in einem Abstand von je 0,85 m angeordnet sind. Auf diesen Fasern sind alle 0,85 m über eine Länge von 50 m die FBGs eingebrannt; dies ergibt eine Gesamtanzahl von 297 Messgebern. Die Anordnung ist dreiecksförmig, dies erlaubt im Vergleich zu einer quadratischen Anordnung eine bessere geometrische Abdeckung der zu erwartenden Hohlräume.

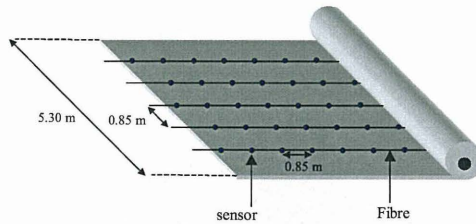


Abb. 14: Anordnung der Dehnmessgeber

5.5. Baudurchführung

5.5.1. Einbau des Messsystems

Die Erdarbeiten zur Errichtung der bewehrten Tragschicht waren in der Nacht von 18. zum 19. Oktober 2004 geplant, um den Zugverkehr während des Tages nicht zu behindern. Die Sperre betrug 7 Stunden, von 23:00 bis 6:00 Uhr. Zunächst musste der gesamte Oberbau (Schiene, Schwelle, Schotter und Tragschicht) über eine Länge von 50m abgeräumt werden. Danach wurde das Geodetect-System bestehend aus dem Bewehrungsgeoverbundstoff mit integrierten optischen Fasern und Verbindungskabeln auf dem Erdplanum ausgerollt. Durch die Vorfertigung des Messsystems auf dem Geokunststoff konnte der Einbau trotz Dunkelheit und beengter Platzverhältnissen schnell erfolgen.



Abb. 15: Einbau des Geodetect-Systems bei Nacht

5.5.2. Anschluss an das Warn- und Alarmsystem

In unmittelbarer Nähe der Baustelle wurde eine wetterfeste Box für die permanente Messstation errichtet. In diesem Gehäuse befinden sich alle Anlagenteile, die für eine permanente Aufnahme der Verformungen im Untergrund notwendig sind:

- Optische Lichtquelle und optische Schalter, um die verschiedenen Fasern abzugreifen
- Rechenanlage (Laptop)
- Kühl- und Heizeinheit



Abb. 16: Messstation

Für das Warn- und Alarmsystem wurde eine auf das Projekt zugeschnittene Software programmiert, welche die Definition der erläuterten Schwellenwerte zulässt.

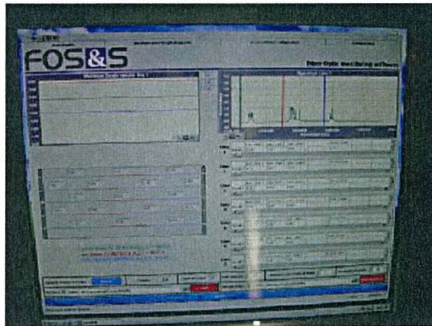


Abb. 17: Kontrollschirm der versch. optischen Linien

5.6. Schlussfolgerung:

Mit Hilfe von Geodetect konnte eine Schwachstelle auf einer französischen Bahnstrecke kostengünstig gesichert werden. Dabei wird die Funktion des hochzugfesten Geokunststoffs zur Gewährleistung der Tragfähigkeit der Bahnstrecke genutzt; die Funktion des Messens lässt eine permanente Beobachtung von Vorgängen im Untergrund zu, welche je nach Größe der Verformungen Aktionen in der Behandlung der Bahnstrecke nach sich ziehen.

Definierte Schwellenwerte für Vorgänge unter der Tragschicht werden vom installierten Warnsystem bei Erreichung in Echtzeit an den Streckendienst gemeldet.

Die bislang gemessenen Dehnungen liegen weit unter dem ersten Warnkriterium.

6. LITERATUR

Briançon, L., Nancey, A., Caquel, F. and Villard, P. 2004. New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions. *Proc, EUROGEO 3*, March 01-03 2004, Munich, Germany, pp. 471-476

Nancey, A., Briançon, L., and Villard, P. 2004. Geodetect: The first "intelligent" geosynthetic for the measurements of strain in soil and the survey of reinforced earth construction, *Proc., Railway Engineering - 2004*, July 6- 2004, London, UK.

Nancey, A., Voet, M. and Vlekken, J. 2005. Geodetect: a new step for the use of fiber optic Bragg Grating technology in soil engineering. *Proc., 17th International Conference on Optical Fiber Sensors*, Bruges, Belgium, 2005 May 23-27, pp. 214-217

Villard, P., Gourc, J.P. and Giraud, H. (2000) A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**, n°5, pp. 987-999

Konzeption eines faseroptischen Bohrlochdeflektometers

Willfried Schwarz

1. Einleitung

Mit Bohrlochdeflektometern kann der räumliche Verlauf einer Bohrung in Bezug zum Startpunkt bestimmt werden. Werden der Bohrlochmund und die Ausgangsrichtung des Deflektometers geodätisch in einem übergeordneten Koordinatensystem eingemessen, so können der gesamte Bohrlochverlauf und der Endpunkt der Bohrung auch georeferenziert angegeben werden. Neben der Vermessung von Bohrlöchern werden Deflektometer bei einer Reihe von weiteren geotechnischen Anwendungen eingesetzt wie z. B. bei der Bestimmung des Senkungsverlaufs von Böschungen, Anschüttungen und Deponien, von Rutschungen, bei Schlitzwänden sowie im Bauingenieurwesen; beispielsweise bei der Bestimmung des räumlichen Verlaufs von Hüllrohren zur Aufnahme von Spanngliedern während der Erstellung von Brückenbauwerken. Deflektometer werden in zwei Ausführungsarten angeboten: zum einen als mobile Deflektometer-Sonde und zum anderen für stationäre Anwendungen als Deflektometer-Messkette mit mehreren hintereinandergeschalteten Einzelelementen. Die mobile Sonde, z. B. der Firma Boart Longyear Interfels, besteht aus zwei gleich langen Armen von je 1 m Länge, die mit einem Kardangelenk verbunden sind /Interfels (2005)/. Die Sonde wird in einer speziellen Verrohrung in Intervallen von einem Meter positioniert; in jeder Position werden die räumlichen Richtungsänderungen der beiden Arme mittels zweier Paare diametral angeordneter Dehnungsmessstreifen gemessen, woraus sich der dreidimensionale Verlauf der Bohrung berechnen lässt /Kovari, Zollikon (1993)/. Der Endpunkt einer 50 m tiefen Bohrung kann damit auf ± 25 mm bestimmt werden /Interfels (2005)/.

In diesem Beitrag soll das Konzept eines Deflektometers vorgestellt werden, bei dem die räumlichen Richtungsänderungen über vorgespannte faseroptische Sensoren abgeleitet werden, die auf dem Trägerkörper des Deflektometers befestigt sind. Bei einer Formänderung des flexiblen Trägerkörpers werden die optischen Fasern gedehnt bzw. gestaucht. Diese Dehnungsänderungen können mit Faser-Bragg-Gitter-Sensoren gemessen werden. Faseroptische Sensoren haben gegenüber Sensoren der elektrischen Messtechnik u. a.

den Vorteil, dass sie unempfindlich gegenüber elektromagnetischen Störfeldern sind (z. B. Blitzeinschlag bei Dauermessungen). Außerdem ist es bei dieser Anordnung nicht erforderlich, ein separates Führungsrohr für die Messungen zu montieren.

2. Grundprinzip des faseroptischen Deflektometers

2.1 Eigenschaften von Faser-Bragg-Gittern

Faser-Bragg-Gitter sind periodische Brechzahländerungen im lichtleitenden Kern von Einmodenfasern. Sie werden erzeugt durch seitliche Belichtung von Quarzglasfasern mit intensiver UV-Laserstrahlung unter Nutzung mikrolithografisch strukturierter Phasenmasken oder geeigneter Interferenzmuster /Willsch, Ecke (2005)/. Faser-Bragg-Gitter wirken als schmalbandige spektraloptische Filter, die Licht einer bestimmten Wellenlänge in der Faser reflektieren (Abb. 1). Die Eigenschaften von Faser-Bragg-Gittern, die in der Regel eine Länge zwischen einem und zehn Millimeter haben, werden von ihrer Gitter-Periode und den optischen Eigenschaften des Lichtwellenleiters bestimmt und sind demzufolge von der mechanischen Dehnung und von der Temperatur des Fasergitters abhängig. Der

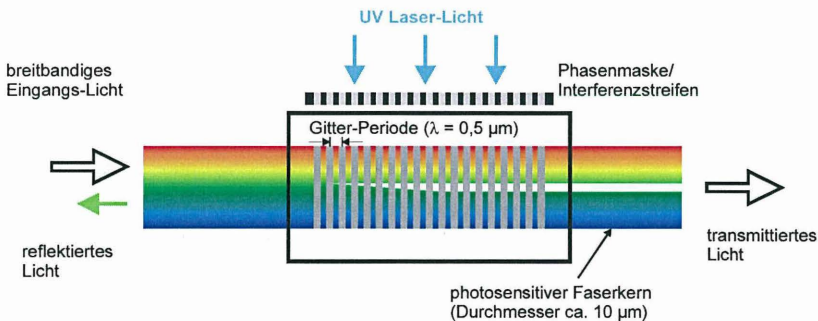


Abb. 1: Prinzip der Faser-Bragg-Gitter nach /Willsch, Ecke (2005)/

Messeffekt ist allerdings verhältnismäßig klein. Um eine relative Dehnung von $1 \cdot 10^{-6}$ ($= 1 \mu\text{m}/\text{m}$) bzw. eine Temperaturänderung von 0,1 K messen zu können, sind im üblichen Arbeitswellenlängenbereich von 800 nm bis 1500 nm Wellenlängenänderungen mit einer Auflösung von etwa 1 pm zu bestimmen /Willsch, Ecke (2005)/. Die Wellenlängenände-

rungen werden mit einem Spektrographen über einen CCD-Zeilensensor gemessen. Relative Dehnungen können mit einer Standardabweichung zwischen $1 \cdot 10^{-6}$ und $5 \cdot 10^{-6}$ bestimmt werden. Da jedem Faser-Bragg-Gitter eine spezifische Wellenlänge zugeordnet wird, können in einer Faser bis zu ca. 20 Sensoren (Abstand der Wellenlänge: ca. 7 nm) gleichzeitig eingebracht werden (Wellenlängenmultiplexen). Daneben können nach dem Verfahren des Zeitmultiplexens bis zu 500 Sensoren in ein Messsystem integriert werden. Da die Faser-Bragg-Gitter-Sensoren sowohl auf Dehnung als auch auf Temperatur reagieren, muss immer eine dieser beiden Größen anderweitig bestimmt oder aber, der Messaufgabe entsprechend, wenigstens konstant gehalten werden.

2.2 Mechanischer Aufbau

Der Grundgedanke des faseroptischen Deflektometers, das zunächst nach dem Messketten-Prinzip konzipiert wird, besteht darin, auf einem flexiblen Trägerkörper mit kreisförmigem Querschnitt und einer Länge, die mindestens der des auszumessenden Bohrlochs entspricht, mindestens drei Lichtwellenleiter in Längsrichtung aufzubringen. Die Fasern werden unter einem Zentriwinkel von jeweils 120° montiert und sind in regelmäßigen Abständen, z. B. 1000 mm fest mit dem Trägerkörper verbunden bzw. auf ihrer gesamten Länge fest auf den Trägerkörper aufgeklebt. In die Mitte eines jeden Messelementes einer jeden Faser werden Faser-Bragg-Gitter-Sensoren eingebracht. Aus den drei Dehnungsmessungen eines jeden Messelementes kann die räumliche Krümmung des Trägerkörpers bestimmt und sein gesamter dreidimensionaler Verlauf über eine Integration über die Länge des Deflektometers berechnet werden. Messungen mit drei Fasern liefern zwar ein eindeutiges Ergebnis, aber zur Erhöhung der Zuverlässigkeit und der

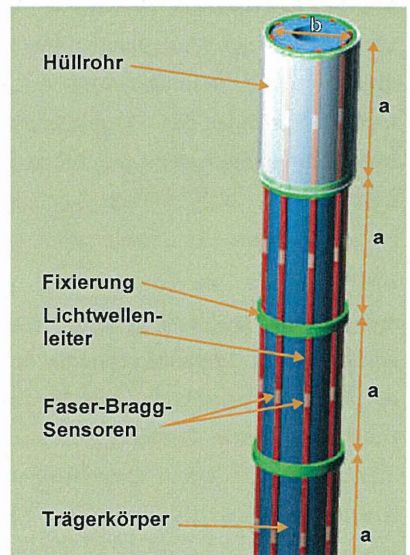


Abb. 2: 3D-Zeichnung des faseroptischen Deflektometers (Ausschnitt)

Redundanz würde man zusätzlich weitere Fasern auf dem Trägerkörper montieren (Abb. 2). Damit die zum Teil empfindlichen Lichtwellenleiter beim praktischen Betrieb nicht beschädigt werden, wird der Trägerkörper einschließlich der darauf montierten Fasern mit einer Schutzummantelung versehen. Das erste Messelement steckt in einem massiven geraden Hüllrohr, so dass über geodätische Messungen die Ausgangstrajektorie (Raumposition und Raumrichtung) des Hüllrohres und damit die des Deflektometers in einem übergeordneten Koordinatensystem für einen eindeutigen Raumbezug ermittelt werden kann.

2.3 Mathematisches Modell

Das mathematische Modell zur Berechnung des räumlichen Verlaufs des Deflektometers ist recht einfach. Die im Abschnitt 2.1 angesprochene Integration der räumlichen Krümmung über die Länge des Deflektometers wird ersetzt durch eine Summation von Einzelvektoren. Aus den jeweiligen drei Dehnungsmessungen in jedem Messelement, die zuvor in Längenänderungen bezogen auf das Messelement umgerechnet werden, lässt sich der Normalenvektor der entsprechenden Querschnittsfläche des Trägerkörpers zwischen zwei benachbarten Messelementen berechnen (Abb. 3). Die Einzelvektoren ergeben sich durch Multiplikation des Normalenvektors (als Einheitsvektor $\vec{n}_i$) mit den halben Elementlängen jeweils vor und nach der entsprechenden Querschnittsfläche. Die Einzelvektoren sind dabei die Tangentenvektoren an die Raumkurve der Deflektometer-Achse. Ihre Summation liefert als Raumpolygon die Tangentenschnittpunkte im Dreidimensionalen. In jedem Messelement wird dabei die Raumkurve abschnittsweise durch ebene Kreisbögen approximiert.

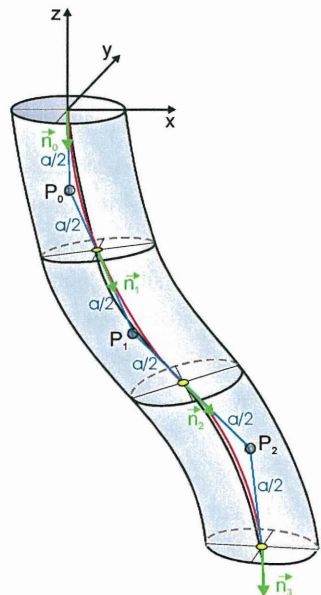


Abb. 3: Berechnungsskizze für den räumlichen Verlauf

3. Genauigkeitsanalyse

Ziel der Genauigkeitsanalyse ist es, unter Beachtung der Standardabweichungen der Messungen und anderer als bekannt vorausgesetzter Größen, die Standardabweichung des Endpunktes einer Bohrung in Bezug zum Bohrlochmund zu berechnen. Allgemein gültige Formeln können allerdings ohne großen Aufwand nur für den zweidimensionalen Fall angegeben werden, bei dem das Deflektometer sich nur in einer Ebene krümmen kann. Es wird dabei davon ausgegangen, dass bei den Messungen nur zufällige Messabweichungen auftreten und systematische nicht wirksam sind. Wie eingangs erläutert, reagieren Faser-Bragg-Sensoren auf Temperatur und auf Dehnung. Bedingt durch die Anordnung der Lichtwellenleiter wird vorausgesetzt, dass Temperaturänderungen im Bereich eines jeden Messelements für alle Fasern gleich sind und sich deshalb auf die Bestimmung der Krümmung nicht auswirken.

3.1 Betrachtungen für den zweidimensionalen Fall

Die Genauigkeitsanalyse wird nach dem Varianz- Fortpflanzungs-Gesetz /Niemeier 2002, Seite 53ff/ vorgenommen. Ausgehend von den Standardabweichungen der Messgrößen werden die Standardabweichungen der Berechnungsgrößen – hier der Querablage q - ermittelt. Die Genauigkeitsrechnung entspricht der des einseitig koordinaten- und richtungsmäßig angeschlossenen Polygonzuges (offener bzw. toter Polygonzug).

Besteht das Deflektometer aus n Messelementen, so ergibt sich nach den Bezeichnungen der Abb. 4 für kleine Winkel α_i die Querablage q

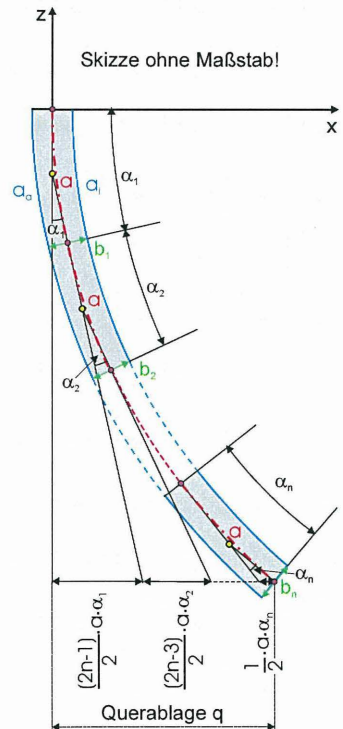


Abb. 4: Berechnungsskizze für die Genauigkeitsanalyse

$$q = \frac{(2n-1)}{2} \cdot a \cdot \alpha_1 + \frac{(2n-3)}{2} \cdot a \cdot \alpha_2 + \dots + \frac{1}{2} \cdot a \cdot \alpha_n \quad (1)$$

Mit

q = Querablage

a = Länge eines Messelements

α_i = Richtungsänderung des i -ten Messelements

n = Anzahl der Messelemente

Dehnungsmessungen

Zuerst soll der Einfluss der Genauigkeit der Winkel α_i bzw. der Genauigkeit der Dehnungsmessungen auf die Querablage q untersucht werden. Entsprechend der Rechenvorschrift des Varianz-Fortpflanzungs-Gesetzes /Wolf (1968), Seite 12/ sind in der Formel (1)

1. die partiellen Ableitungen nach den Messgrößen zu bilden,
2. die Differentiale durch die jeweiligen Standardabweichungen zu ersetzen,
3. jeder Summand für sich zu quadrieren und
4. anschließend zu summieren.

Man erhält die Varianz der Querablage q und durch Radizieren die gesuchte Standardabweichung s_q . Es ergibt sich also

$$d_q = \frac{(2n-1)}{2} \cdot a \cdot d_{\alpha_1} + \frac{(2n-3)}{2} \cdot a \cdot d_{\alpha_2} + \dots + \frac{1}{2} \cdot a \cdot d_{\alpha_n}$$

mit $a_{\alpha} - a_i = \Delta a$, der zugehörigen Standardabweichung $s_{\Delta a}$, unter Gleichsetzen von

$s_{\alpha_1} = s_{\alpha_2} = \dots = s_{\alpha}$ und mit $s_{\alpha} = \frac{s_{\Delta a}}{b}$ folgt

$$s_q^2 = \frac{a^2}{4 \cdot b^2} \cdot s_{\Delta a}^2 \cdot \{(2n-1)^2 + (2n-3)^2 + \dots + 1^2\}$$

Unter Benutzung der Reihe /Bronstein, Semendjajew 1981, Seite 166/

$$1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + \dots + (2n-1)^2 = \sum_{k=1}^n (2k-1)^2 = \frac{n(4n^2-1)}{3} \quad (2)$$

folgt

$$s_q = \frac{a}{2 \cdot b} \sqrt{\frac{n(4n^2-1)}{3}} \cdot s_{\Delta a} \quad (3)$$

Mit

s_q = Standardabweichung der Querablage

a = Länge eines Messelements

$\Delta a = a_a - a_i$

a_a = äußere Messelementlänge

a_i = innere Messelementlänge

b = Durchmesser des Deflektometers

n = Anzahl der Messelemente

$s_{\Delta a}$ = Standardabweichung des Längenunterschieds $\Delta a = a_a - a_i$

Die Genauigkeit der Querablage q wird bestimmt von der Länge der Messelemente a , vom Durchmesser b des Trägerkörpers des Deflektometers, von der Anzahl der Messelemente n und natürlich von der Standardabweichung $s_{\Delta a}$, mit der die Längendifferenz

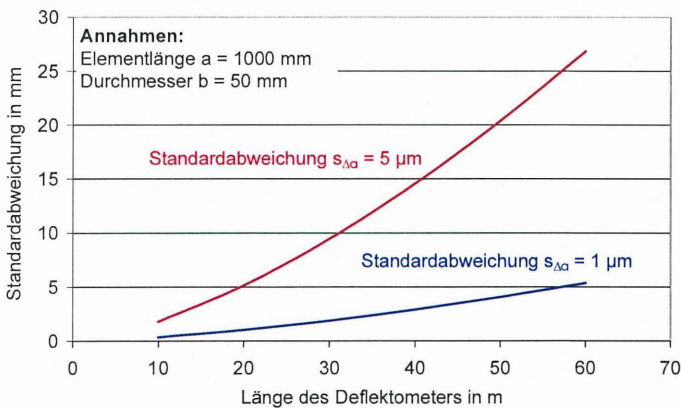


Abb. 5: Einfluss der Dehnungsmessgenauigkeit

$\Delta a = a_a - a_i$ bestimmt werden kann. Abb. 5 zeigt für eine Messelementlänge von $a = 1000$ mm und einem Durchmesser des Deflektometers $b = 50$ mm die Standardabweichung der Querablage s_q für die beiden Standardabweichungen $s_{\Delta a} = 1 \mu\text{m}$ und $s_{\Delta a} = 5 \mu\text{m}$. Bei Bohrlochlängen von bis zu 50 m sollte der Endpunkt der Bohrung demzufolge auf 10 mm bis 20 mm in Bezug zum Bohrlochmund bestimmbar sein bei einer als realistisch eingestuften Dehnungsmessgenauigkeit von $1 \mu\text{m/m}$ bzw. $5 \mu\text{m/m}$.

Durchmesser des Deflektometers

Die Durchmesser b_i des Deflektometers in den einzelnen Messelementen (Abb. 4) werden als bekannte Größen bei der Berechnung vorausgesetzt. Es soll nun untersucht werden, inwieweit sich Standardabweichungen dieser Durchmesser auf die Standardabweichung der Querablage q auswirken. Wird in Formel (1) $\alpha_i = \frac{\Delta a_i}{b_i}$ ersetzt, so folgt

$$q = \frac{(2n-1) \cdot a \cdot \Delta a_1}{2 \cdot b_1} + \frac{(2n-3) \cdot a \cdot \Delta a_2}{2 \cdot b_2} + \dots + \frac{1 \cdot a \cdot \Delta a_n}{2 \cdot b_n} \quad (4)$$

Nach den gleichen Rechenschritten, die bei der zuvor durchgeführten Betrachtung durchgeführt worden sind, ergibt sich

$$s_q = \frac{a \cdot \Delta a}{2 \cdot b^2} \sqrt{\frac{n(4n^2-1)}{3}} \cdot s_b \quad (5)$$

Mit

- s_q = Standardabweichung der Querablage
- a = Länge eines Messelements
- $\Delta a = a_a - a_i$
- a_a = äußere Messelementlänge
- a_i = innere Messelementlänge
- b = Durchmesser des Deflektometers
- n = Anzahl der Messelemente
- s_b = Standardabweichung der Durchmesser b

Die Standardabweichung für die Querablage s_q hängt diesmal noch zusätzlich von der Krümmung selbst ab, denn sie wird durch Δa ausgedrückt. In Abb. 6 ist die Standardabweichung der Querablage s_q wiederum für eine Messelementlänge von $a = 1000 \text{ mm}$ und einen Durchmesser $b = 50 \text{ mm}$ für die beiden Krümmungen mit einem Längenunterschied von $\Delta a = 100 \mu\text{m}$ ¹ und $\Delta a = 10 \mu\text{m}$ jeweils für die Standardabweichungen des Deflektometerdurchmessers $s_b = 1 \text{ mm}$ dargestellt. Es sollte möglich sein, den Durchmes-

¹ Bei einer Elementlänge von 1000 mm, einem Deflektometerdurchmesser von 50 mm und einem Längenunterschied zwischen Außen und Innen von 100 μm pro Messelement ergibt sich ein Krümmungsradius von 500 m. Dies bedeutet, dass bei einer Bohrlochtiefe von 50 m die Querablage $q = 2,50 \text{ m}$ beträgt.

ser des Deflektometers mit einer Standardabweichung von <1 mm zu bestimmen. Die Auswirkungen auf die Querablage sind dann in der Regel <10 mm.

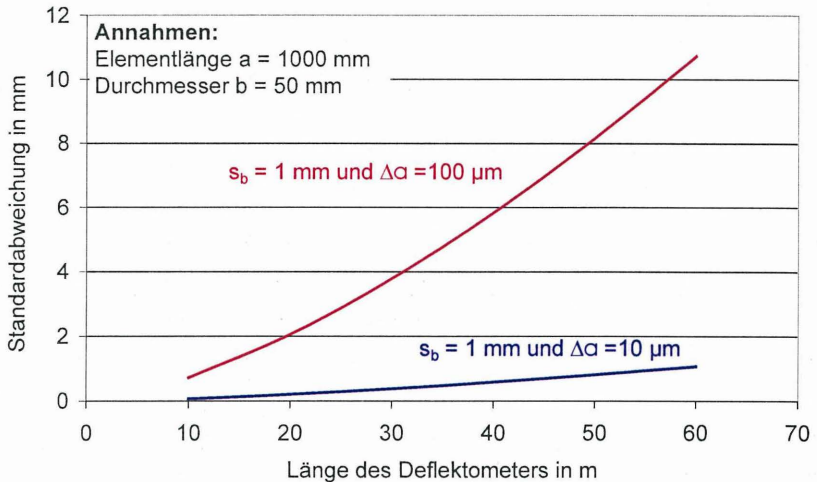


Abb. 6: Einfluss der Genauigkeit des Durchmessers des Deflektometers

3.2 Simulationsrechnungen für den dreidimensionalen Fall

Die Ableitung verhältnismäßig einfacher Formeln als mathematisches Modell (räumlicher Verlauf des Deflektometers) nach Abschnitt 2.3 ist schwierig. Es ist dagegen recht einfach, die erforderlichen dreidimensionalen Berechnungen durch entsprechende Programmierung vorzunehmen. Mit dem Rechenprogramm können dann auch die partiellen Ableitungen nach den Messgrößen, so wie es das Varianz-Fortpflanzungs-Gesetz fordert, numerisch verhältnismäßig einfach über Differenzen-Quotienten /Niemeier 2002, Seite 54ff/ berechnet werden. Mit dieser Methode sind exaktere Genauigkeitswerte, als mit dem im Abschnitt 3.1 vorgestellten Verfahren, berechenbar, weil die 3D-Modellierung die tatsächlichen Verhältnisse präziser beschreibt als es mit der vereinfachten Annahme – das Deflektometer krümmt sich nur in einer Ebene – möglich ist. Trotzdem sind die im Abschnitt 3.1 abgeleiteten Formeln sinnvoll, weil man bei ihnen direkt erkennen kann, wie die Stan-

dardabweichungen der einzelnen Messgrößen und die Messgrößen selbst sich auf die Standardabweichungen der zu berechnenden Werte auswirken.

Dehnungsmessungen

Es wird davon ausgegangen, dass im Deflektometer die minimal erforderliche Anzahl von drei Lichtwellenleitern vorhanden ist, die jeweils unter einem Zentriwinkel von 120° zueinander auf dem Trägerkörper montiert sind. Bei den üblichen Annahmen für den Abstand der Messelemente von $a = 1000 \text{ mm}$ und einem Durchmesser des Deflektometers von $b = 50 \text{ mm}$ ergeben sich für eine Standardabweichung des Längenunterschiedes $s_{\Delta a} = 5 \text{ }\mu\text{m}$ die in der Tabelle 1 ersichtlichen Standardabweichungen.

Länge des Deflektometers in m	10	20	30	40	50	60
s_x bzw. s_y in mm	1,6	4,4	7,9	12,1	16,8	22,0

Tabelle 1: Standardabweichungen der x- bzw. der y-Koordinate für eine Standardabweichung des Längenunterschiedes $s_{\Delta a} = 5 \text{ }\mu\text{m}$

Die Berechnung zeigt, dass die Standardabweichungen der x- und der y-Koordinate (vgl. Abb. 3) gleich sind; sie sind auch hier unabhängig von der Größe der Dehnung selbst, also unabhängig vom Längenunterschied Δa . Die Werte der Tabelle 1 sind etwas geringer als die in der Abb. 5 dargestellten. Bei der Berechnung der Standardabweichungen der Abb. 5 wurde davon ausgegangen, dass mit zwei diametral angeordneten Fasern gemessen wird, während hier drei Fasern unter einem Zentriwinkel von jeweils 120° benutzt werden. So gesehen, sind die hier ermittelten Werte repräsentativer.

Durchmesser des Deflektometers

Die Berechnungen für die Fehlereinflüsse der Durchmesser des Deflektometers werden bei sonst gleichen Annahmen für einen maximalen Längenunterschied von $\Delta a_{\text{max}} = 100 \text{ }\mu\text{m}$ in der x-Richtung mit einer Standardabweichung der Durchmesser $s_b = 1 \text{ mm}$ durchgeführt (Tabelle 2). Die Fehlereinflüsse der Durchmesser wirken sich nur in der Richtung aus, in der auch die Dehnung erfolgt, nach den gewählten Ausgangsdaten also auf die x-Koordinate. Die Werte der Tabelle 2 stimmen mit denen in der Abb. 6 dargestellten überein. Die Standardabweichung z. B. der x-Koordinate verhält sich linear zum Längenunterschied Δa .

Länge des Deflektometers in m	10	20	30	40	50	60
s_x in mm	0,8	2,1	3,7	5,7	7,9	10,3

Tabelle 2: Standardabweichung der x-Koordinate für eine Standardabweichung des Durchmessers $s_b = 1 \text{ mm}$ und für einen maximalen Längenunterschied von $\Delta a_{\max} = 100 \text{ }\mu\text{m}$

Längen der Messelemente

Fehlereinflüsse in den Längen der Messelemente wirken sich in erster Linie auf die z-Koordinate aus; die Auswirkungen auf die x- und y-Koordinate sind vernachlässigbar. Für eine Standardabweichung von $s_a = 1 \text{ mm}$ ergeben sich die Werte der Tabelle 3. Sie sind unabhängig von dem Betrag der Dehnung.

Länge des Deflektometers in m	10	20	30	40	50	60
s_z in mm	3,2	4,5	5,5	6,3	7,1	7,7

Tabelle 3: Standardabweichung der z-Koordinate für eine Standardabweichung der Messelementlänge $s_a = 1 \text{ mm}$

Positionsgenauigkeit der Fasern auf dem Trägerkörper

Auf dem Trägerkörper sind mindestens drei Lichtwellenleiter jeweils unter einem Zentriwinkel von 120° aufzubringen. Es soll hier betrachtet werden, mit welcher Genauigkeit dies zu erfolgen hat. Ausgehend von der Richtung der maximalen Dehnung können die Längenänderungen in beliebigen Richtungen (Abb. 7) beschrieben werden durch

$$\Delta a_i = \frac{\Delta a_{\max}}{2} \cdot \cos t_i \quad (6)$$

Über das totale Differential erhält man

$$d_{\Delta a_i} = -\frac{\Delta a_{\max}}{2} \cdot \sin t_i \cdot dt_i$$

Mit $du_i = \frac{b}{2} \cdot dt_i$ ergibt sich

$$du_i = -\frac{b}{\Delta a_{\max} \cdot \sin t_i} \cdot d_{\Delta a_i} \quad (7)$$

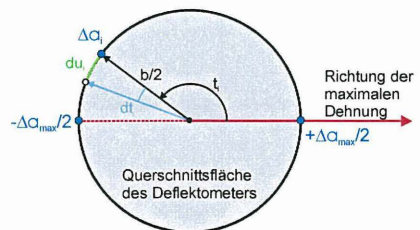


Abb. 7: Berechnungsskizze

Mit

du_i = Änderung der Position auf dem Umfang

b = Durchmesser des Deflektometers

$\Delta a_{\max}$ = maximale Längenänderung eines Messelements

t_i = Richtungswinkel

$d_{\Delta a_i}$ = Änderung von Δa

In der Abb. 8 ist wiederum für eine Messelementlänge von $a = 1000 \text{ mm}$ und einen Durchmesser von $b = 50 \text{ mm}$ für die Dehnungsmessgenauigkeit $d_{\Delta a} = 1 \text{ }\mu\text{m}$ für die beiden maximalen Dehnungsbeträge $\Delta a_{\max} = 100 \text{ }\mu\text{m}$ und $\Delta a_{\max} = 10 \text{ }\mu\text{m}$ die tangentielle Positionsgenauigkeit dargestellt. Da man im Vorhinein die Richtung der maximalen bzw. minimalen Dehnung nicht kennt, muss sich die Fertigungstoleranz nach dem minimalen Wert richten. Die Lichtwellenleiter sind also mit einer Toleranz von ca. 1 mm zu montieren, eine Forderung, die bei der Fertigung des Deflektometers sicherlich eingehalten werden kann.

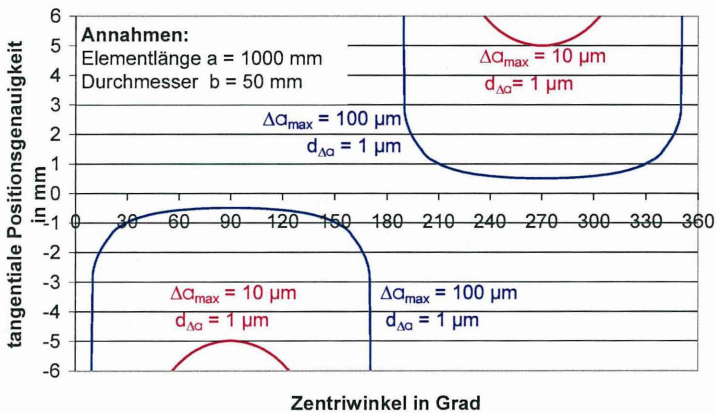


Abb. 8: Tangentielle Positionsgenauigkeit bei der Montage der Fasern

Alle hier betrachteten Standardabweichungen überlagern sich; sie sind quadratisch zur Gesamtvarianz zu addieren, um dann durch Radizieren zur Gesamtstandardabweichung zu gelangen.

4. Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, dass faseroptische Deflektometer aus fehlertheoretischer Sicht geeignet sind, Bohrlöcher mit einer Länge von z. B. 50 m auf 20 mm bis 30 mm räumlich zu vermessen. Allerdings sind hier nur zufällige Messabweichungen im Bereich vom Bohrloch bis zum Endpunkt der Bohrung berücksichtigt worden; die Einmessung der Ausgangsrichtung des Deflektometers für die Georeferenzierung ist genauigkeitsmäßig noch nicht betrachtet worden. Weitergehende Untersuchungen eines Prototyps müssen zeigen, inwieweit diese Annahmen gerechtfertigt erscheinen und systematische Messabweichungen wirksam werden, die gegebenenfalls durch spezielle Messmethoden oder durch entsprechende Kalibrierungen reduziert werden können. Ein Effekt, der die Messgenauigkeit beeinträchtigen könnte, wäre z. B. die Torsion des Trägerkörpers des Deflektometers. Weitere Entwicklungsarbeit ist in das Applizieren faseroptischer Deflektometer für die praktischen Anwendungsfelder zu investieren. Der Einsatz von faseroptischen Sensoren hat einige Vorteile gegenüber klassischen Lösungen. Die Sensoren sind immun gegenüber elektromagnetischen Feldern; sie haben eine hohe Eigensicherheit, da keine elektrische Energie am Sensor erforderlich ist /Schallert u. a. 2004/. Dadurch können diese Sensoren problemlos in blitz- und explosionsgefährdeten Umgebungen eingesetzt werden. Die faseroptischen Sensoren sind widerstandsfähig gegenüber Erschütterungen und extremen Umweltbedingungen; sie haben geringe Abmessungen und ein geringes Gewicht. Es können große Entfernungen (z. B. bis zu einem Kilometer) zwischen Messort und Auswertelektronik liegen. In einem Lichtwellenleiter können mehrere Sensoren angeordnet werden und es können durch Multiplexen viele Sensoren erfasst werden. Als Nachteil faseroptischer Sensoren wird angesehen, dass eine aufwändige opto-elektrische Signalwandlung erforderlich ist und dass in vielen Fällen eine Kompensation von Temperatureinflüssen notwendig wird. Faseroptische Deflektometer können vorteilhaft in vielen Anwendungsfeldern der Geotechnik bei mobilen und stationären Einsätzen verwendet werden.

Literatur

- Bronstein, I. N.; Semendjajew, K. A. (1981): Taschenbuch der Mathematik. Verlag Harri Deutsch, Thun und Frankfurt/Main 1981.
- Interfels (2005): Mobiles Deflektometer System. Druckschrift der Firma Boart Longyear Interfels GmbH in Bad Bentheim; <http://www.interfels.com/german/Products.htm>, Bad Bentheim 2005.
- Kovari, K.; Zollikon, Ch. (1993): Messgerät zum Bestimmen von Verschiebungen, vorzugsweise von Verschiebungen im Erdboden, Fels, Baugrund oder in Bauwerken. Deutsches Patentamt, Offenlegungsschrift DE 42 24 622 A1.
- Niemeier, W. (2002): Ausgleichungsrechnung. Verlag de Gruyter, Berlin 2002.
- Schallert, M. u. a. (2004): Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik. In: Stahlmann, J. (Hrsg.): Messen in der Geotechnik 2004, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig. Heft Nr. 77, Seite 309 – 328, Braunschweig 2004.
- Willsch, R.; Ecke, W. (2005): Faser-Bragg-Gitter: Herstellung und Eigenschaften. <http://www.ipht-jena.de>, Jena 2005.
- Wolf, H. (1968): Ausgleichungsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate. Ferd. Dümmlers Verlag, Bonn 1968.

Autor

Prof. Dr.-Ing. Willfried Schwarz
Bauhaus-Universität Weimar
Professur Geodäsie und Photogrammetrie
Marienstraße 9
99425 Weimar
Tel.: 03643/584530
Email: willfried.schwarz@bauing.uni-weimar.de

Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054

Bau der Bundesautobahn A 26 von Stade zur A 7 (Hamburg)

Bau von Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund

Franz Glötzl,
Karl-Heinz Blume

1 Projektbeschreibung

Zur Entlastung der Bundesstraße 73 und der umgebenden Straßen erfolgt der Neubau der etwa 33 km langen Bundesautobahn A 26 von Stade bis zum Anschluss an die BAB A 7 bei Hamburg in vier Bauabschnitten. Mit dem Bau des 1. Abschnittes von Stade nach Horneburg wurde im Jahre 2001 begonnen. Die drei weiteren Streckenabschnitte sind in Planung. Der Streckenverlauf für die BAB A 26 ist in Bild 1 dargestellt.

Die Neubautrasse beginnt auf der Geest bei Stade und überwindet im Übergang von der Geest in das Elbtal (Altes Land) einen Geländesprung von etwa 14 m.

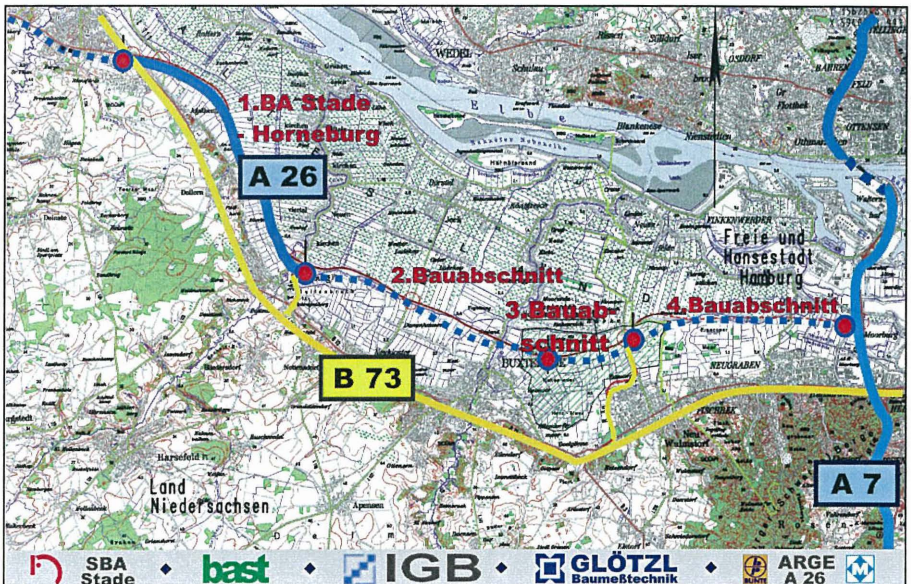


Bild 1: Streckenverlauf der BAB A 26 von Stade nach Hamburg

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Die Trasse der BAB A 26 verläuft durch die Niederung der Elbmarsch entlang des Hinterdeiches. Der Hinterdeich stellt eine Trennlinie zwischen der Marsch mit Kleiböden und dem Moor mit Torfböden dar. Das Gelände fällt von der Elbe mit Höhen bis etwa +2,0 mNN zum Geestrand mit Höhen um -1,0 mNN hin ab, so dass keine natürliche Entwässerung des Gebietes möglich ist, Bild 25. Das Oberflächenwasser muss über Polderschöpfwerke zur Elbe bzw. zu den Nebenflüssen Schwinge, Lühe und Este gepumpt werden. Die Elbmarsch, das sogenannte „Alte Land“, wird hier überwiegend zum Obstanbau, aber auch zur Acker- und Wiesenbewirtschaftung genutzt. Die Wasserbewirtschaftung richtet sich in erster Linie nach dem Obstanbau.

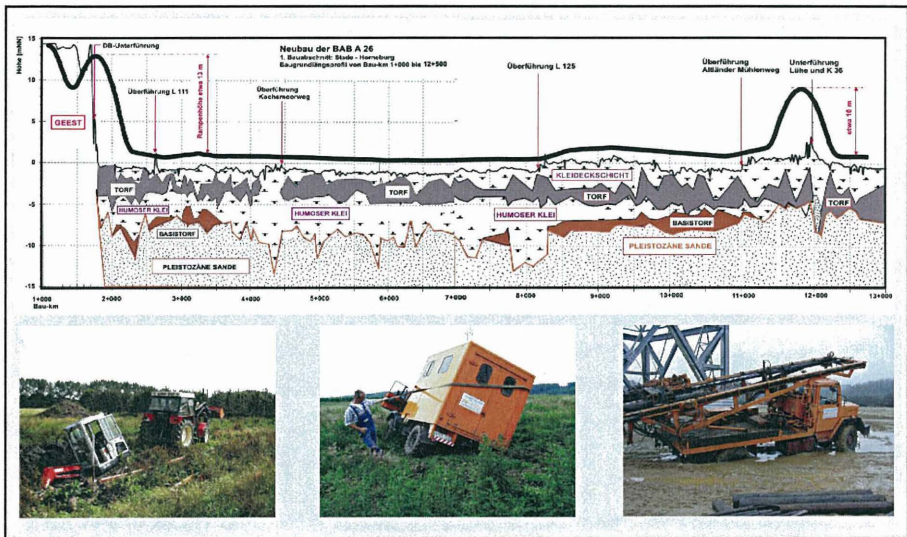


Bild 2: Gelände und Trassenverlauf des 1. Bauabschnittes

Im Bereich der Neubautrassen stehen holozäne, wenig tragfähige Weichschichten aus Klei und Torf über tragfähigen, pleistozänen Sanden an. Südlich des Planungsgebietes bei Stade hebt sich die Geest aus der Elbmarsch (Altes Land) mit einem deutlichen Geländesprung von etwa 14 m Höhe heraus. Die Mächtigkeit der holozänen Weichschichten im Trassenbereich liegt zwischen 5 m und 13 m. Die Mächtigkeit der Torfschichten, die über weite Bereiche der Neubautrecke bis an die Geländeoberfläche reichen, schwankt zwischen 1,5 m und 7 m.

Holozän und Pleistozän besitzen jeweils eigene, voneinander unabhängige Grundwasserstockwerke. Das künstlich regulierte Grundwasserstockwerk des Holozäns steht entsprechend der jeweiligen Einstellung in Geländehöhe bis wenige Dezimeter unter Geländeoberfläche an. Das Grundwasserstockwerk des Pleistozäns ist gespannt, das heißt, der freie Wasserspiegel steht über dem Geländeniveau der Elbmarsch. Die Druckhöhe liegt am Geestrand etwa bei ± 0 mNN und nimmt mit zunehmendem Abstand von der Geest bis auf etwa $-1,0$ mNN ab, liegt damit aber immer noch wenige Dezimeter über dem Geländeniveau. Die geringe Durchlässigkeit der unmittelbar über dem Pleistozän anstehenden holozänen Bodenarten bewirkt, dass das gespannte Wasser aus dem Grundwasserstockwerk des Pleistozäns nicht an der Geländeoberfläche austritt.

3 Bauverfahren

Von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurde für den 1. Bauabschnitt der BAB A 26 von Stade nach Horneburg das erdbautechnische Streckengutachten erarbeitet mit der

Vorgabe, Bauverfahren mit einem Teil- oder Vollbodenaustausch auszuschließen.

Aufgrund der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen und der langjährigen Erfahrungen der BASt mit der Anwendung des Überschüttverfahrens bei Straßen-

baumaßnahmen auf wenig tragfähigem Untergrund in Verbindung mit dem Einsatz von Geokunststoffen, konnte das Überschüttverfahren empfohlen werden.

Beim Überschüttverfahren wird ein Vorbelastungsdamm aus Sand aufgeschüttet. Der Untergrund wird durch die Vorbelastung zusammengedrückt, d. h. er setzt sich. Dabei wird

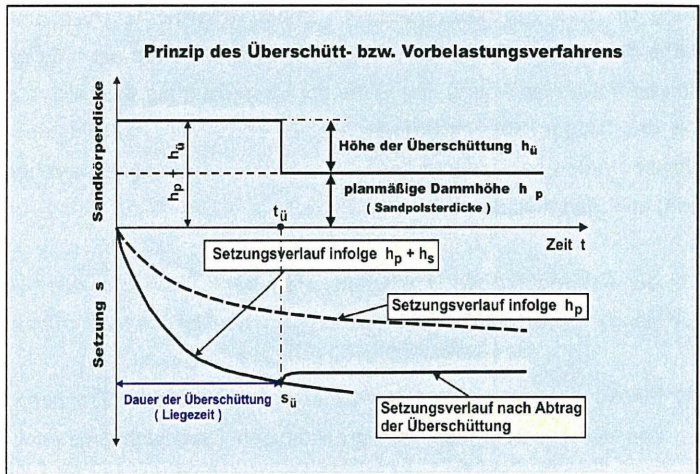


Bild 3: Funktionsprinzip des Überschüttverfahrens

Wasser aus den weichen Schichten ausgepresst. Dieser Vorgang wird als Konsolidation bezeichnet. Nachdem etwa 90 % der Konsolidationssetzungen eingetreten sind, wird die Überhöhung abgetragen. Danach dürften keine nennenswerten Setzungen mehr eintreten.

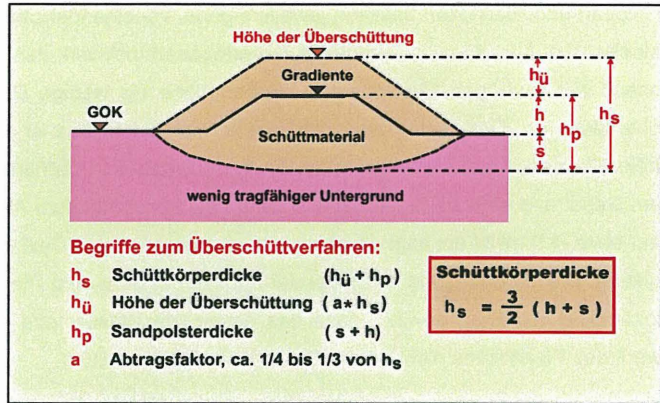


Bild 4: Begriffe zum Überschüttverfahren

Das Verfahren kann angewendet werden, solange durch die erforderliche Überhöhung die zulässige nachgewiesene Grundbruchsicherheit nicht unterschritten wird. Die Höhe der Überschüttung über Gradiente entspricht etwa der möglichen Entlastung durch den erforderlichen Abtrag. Die Höhe der Überschüttung wirkt sich auf das Langzeitverhalten des fertigen Straßendamms aus. Je höher die Überschüttung gewählt wird, desto kleiner werden nach Abtrag der Überschüttung die Langzeitsetzungen (Kriechverformungen) ausfallen, Bild 3 und 4.

Bei der Anwendung des Überschüttverfahrens für den Bau der A 26 waren wegen der schwierigen Untergrundverhältnisse folgende zusätzliche Maßnahmen erforderlich:

- (1) Einbau eines Vlieses auf das anstehende Gelände zur Trennung der feinkörnigen Böden des Untergrundes vom grobkörnigen Dammschüttmaterial und zum Herstellen einer mit schweren Geräten zu befahrenden Arbeitsebene (Schichtdicke etwa 0,8 m).
- (2) Einbau von Vertikaldräns zur Beschleunigung der Konsolidierung der wenig tragfähigen Untergrundschichten (Einbautiefe zwischen 6 m und 12 m ab Oberfläche der Arbeitsebene bis 2 m über den pleistozänen Sanden, Dränabstand: 1,25 m). Vor dem Einbau der Vertikaldräns wurde durch Drucksondierungen sicher gestellt, dass die über dem Pleistozän erforderliche Dichtungsschicht von mindestens 2 m eingehalten

wird, damit das gespannte Wasser aus dem Grundwasserstockwerk des Pleistozäns nicht an der Geländeoberfläche austritt.

- (3) Einbau einer hochzugfesten Bewehrung (Gewebe aus hochmodulen Polyester-Garnen mit geringer Kriechneigung) unter der Dammaufstandsfläche zur Erhöhung der Stand-sicherheiten nach dem Einbau der Vertikaldrängs:

Im Bereich der Rampe zur Geest wurde die geotextile Bewehrung (Stabilenka 600/50) in zwei Lagen eingebaut. Die dafür erforderlichen „Doppelrollen“ wurden werkseitig vorkon-fektioniert und konnten nach einem von der BAST erstellten Verlegeplan problemlos einge-baut werden.

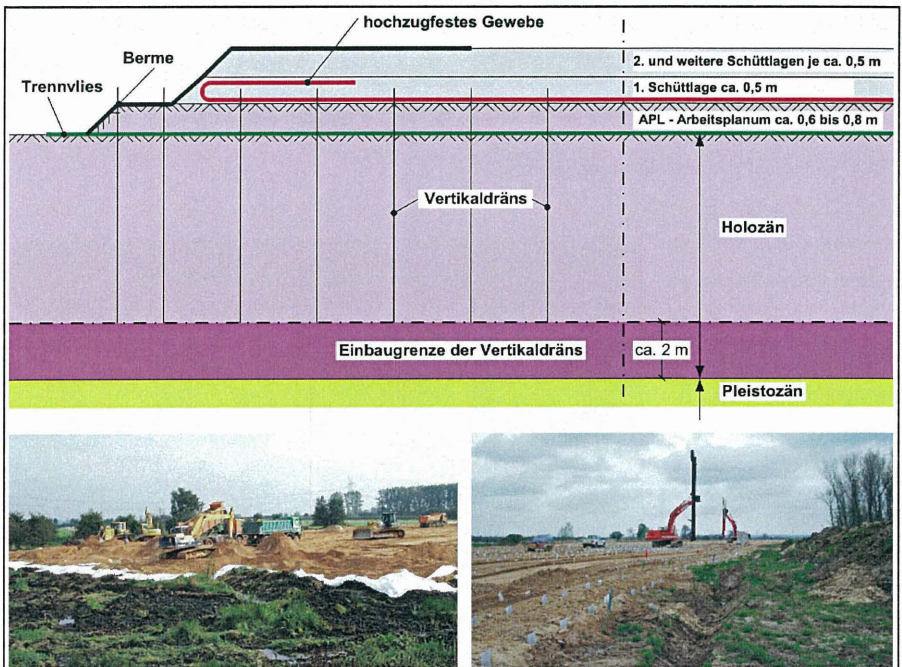


Bild 5: Bauablauf zur Herstellung der Überschüttedämme (schematisch). Fotos vom Einbau des Trennvlieses, der Arbeitsebene und der Vertikaldrängs unten.

Die Überschüttdämme werden mit einer Sandkörperdicke zwischen 4,5 m und 6 m hergestellt. Die Dicke der Schüttilagen beträgt etwa 0,5 m.



Bild 6: Verlegung der geotextilen Bewehrung

Die Verlegung der geotextilen Bewehrung auf dem Arbeitsplanum nach dem Einbau der Vertikaldräns und der Einbau der 1. Schüttilage über der Bewehrung sind auf dem Bild 6 dokumentiert.

Nach dem Einbau der 1. Schüttilage wird die Bewehrung umgeschlagen und mit der 2. Schüttilage abgedeckt. Die Umschlagslänge beträgt etwa 3 m, Bild 7.



Bild 7: Einbau von hochzugfestem Geotextil

4 Geotechnisches Messprogramm

4.1 Allgemeine Hinweise

Beim Bau von Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund sind Vertikal- und Horizontalverformungen im Boden zu erwarten, deren zeitlicher und räumlicher Verlauf durch baubegleitende Messungen kontrolliert werden muss.

Die wesentlichen Aufgaben und Ziele baubegleitender Messungen sind:

- Kontrolle, Koordinierung und Steuerung der Dammschütтарbeiten, um die Erdbauwerke standsicher und so rasch wie möglich auf die vorgegebene Endhöhe zu bringen.
- Bestimmung der Liegezeitdauer und gegebenenfalls einer weiteren Zusatzschüttung sowie des möglichen Beginns für den Abtrag der Überschüttung.
- Sicherung vorhandener baulicher Anlagen (Hochspannungsmasten, Gewässer ...)

Aus dem zeitlichen Verlauf der Setzungen während der Liegezeit können Prognosen für das Setzungsverhalten nach Verkehrsfreigabe erstellt werden. Anhand dieser Erkenntnisse kann der Erfolg der Vorbelastung schon in der Liegezeit beurteilt und dadurch können ergänzende Maßnahmen rechtzeitig eingeleitet werden.

Die Messungen müssen geeignet sein, die vertikalen und horizontalen Baugrundverformungen sowie die Porenwasserdruckänderungen während der Schüttphasen und in der Liegezeit zu bestimmen. Dabei kommt es auf ihre laufende Auswertung und Beurteilung im Hinblick auf eine ausreichende Standsicherheit und den zeitlichen Verlauf der Konsolidation an. Die geotechnischen bzw. baubegleitenden Messungen sind Voraussetzung für die Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054.

Die Planung und Instrumentierung der Messgeräte, die Messdurchführung sowie die laufende Auswertung ist einer erfahrenen Fachfirma, die über praxiserprobte Messgeräte und Messsysteme sowie über geeignetes Personal verfügt, zu übertragen. Die Beurteilung der Messergebnisse und deren Umsetzung auf die Baumaßnahme ist von einem geotechnischen Sachverständigen vorzunehmen.

4.2 Voraussetzungen für die Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054

Die beim Bau der Autobahn A 26 angewandte Beobachtungsmethode nach DIN 1054 beinhaltet, dass die Dammschüttungen kontrolliert nach den Ergebnissen der geotechnischen Messungen in enger Abstimmung mit der örtlichen Bauleitung durchgeführt werden.

Auszugsweise sind aus der DIN 1054 folgende wesentliche Punkte aufzuführen:

- Messtechnische Kontrolle des Bauwerkes und des Baugrundes während deren Herstellung und gegebenenfalls auch während der Nutzung.
- Optimierung der Bemessung und des weiteren Bauablaufes.
- Aufstellung eines Messprogramms zur Überprüfung, ob das tatsächliche Systemverhalten innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt.
- Robustes Messverfahren mit ausreichender Genauigkeit und Zuverlässigkeit.
- Die Messsysteme sind planmäßig einzubauen, die geplanten Messungen durchzuführen und die Messergebnisse rechtzeitig auszuwerten. Gegenmaßnahmen müssen jederzeit ausgeführt werden können.
- Ein Sachverständiger für Geotechnik hat für die Einhaltung der Vorgaben dieser Norm zu sorgen.

Zur Realisierung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 wurden entsprechend dem Gutachten der BAST geotechnische Messgeräte eingebaut, um die erforderlichen Parameter zur Projektsteuerung und zur Standsicherheitsüberwachung zu erhalten.

4.2.1 Eingesetzte geotechnische Messgeräte

Für die Überwachungsaufgaben wurden die nachfolgend aufgeführten geotechnischen Messgeräte und -systeme eingesetzt, die sich in vergleichbaren Projekten bereits bewährt haben bzw. auch als Standardausrüstung für die Umsetzung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 angewendet werden. Alle Messgeräte werden mit automatisch messenden Anlagen erfasst und die Messwerte fernübertragen.

Folgende geotechnische Messgeräte sind eingesetzt:

- Permanent messende, elektrische Setzungsmessgeräte nach dem Prinzip der „Schlauchwaage“ zur Überwachung des Verformungsverhaltens des Bahndammes an der Geest,
- Stationäre Kettenneigungsmesser zur kontinuierlichen und automatischen Messwerterfassung horizontaler Verformungen am Bahndamm und an den Hochspannungsmasten,
- Mobile Neigungsmesseinrichtungen zur Erfassung horizontaler Verformungen an den Dammfüßen, zur Sicherung von Hochspannungsmasten und Gewässern,
- Porenwasserdruckmessgeräte (pneumatisch) in unterschiedlichen Tiefen unter

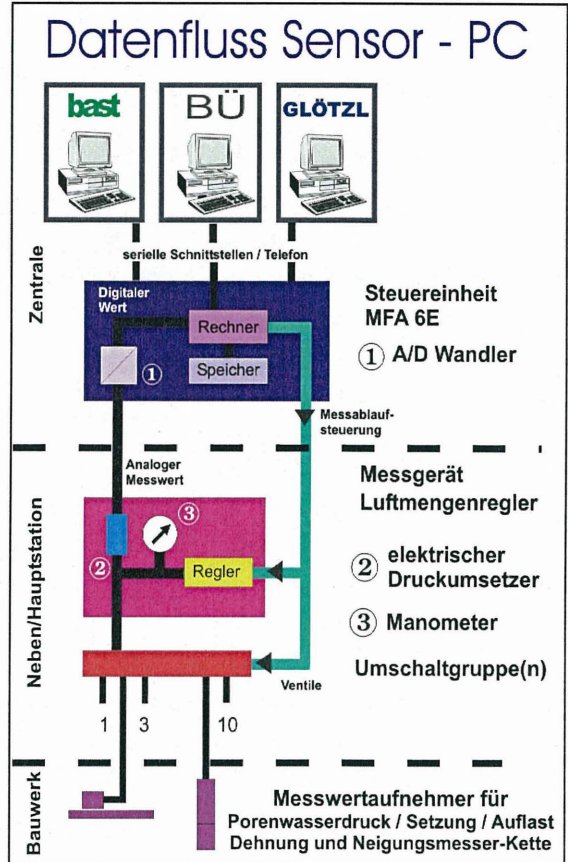


Bild 8: Messdatenerfassung (schematisch)

- ter der Dammschüttung und zur Erfassung der Grundwasserstandsänderungen,
- Setzungsmessgeräte (pneumatisch) auf der Geländeoberfläche unter der Dammschüttung,
- Erddruckmessgeräte (pneumatisch) zur Registrierung der Auflast (Schüttthöhe). Erd-druckaufnehmer (pneumatisch) zur Erfassung der Horizontalspannungen an den Spundwandsicherungen der Hochspannungsmasten,
- Dehnungsmessgeräte (elektrisch) zur Erfassung der Dehnungen des hochzugfesten Gewebes. Gesamtaufbau der Messeinrichtung ist in Bild 8 dargestellt.

4.2.2 Umsetzung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054

Beim Neubau der BAB A 26 erfolgt die Umsetzung der Beobachtungsmethode nach dem in Bild 9 dargestellten Informationsablauf. Die mit den automatischen Messanlagen erfassten Messwerte gelangen durch Fernabfrage regelmäßig zur Firma Glötzl und werden dort durch ein Auswerteprogramm erfasst.

Die Messwerte werden überprüft und zur Auswertung bereitgestellt. Gleichzeitig wird die Funktionsfähigkeit der Messanlagen, der Messwertaufnehmer und der Messdatenübertragung kontrolliert und erforderliche Kalibrierungen durchgeführt.

Parallel dazu können die Messwerte in der BAST und in der örtlichen Bauüberwachung ausgelesen und beurteilt werden.

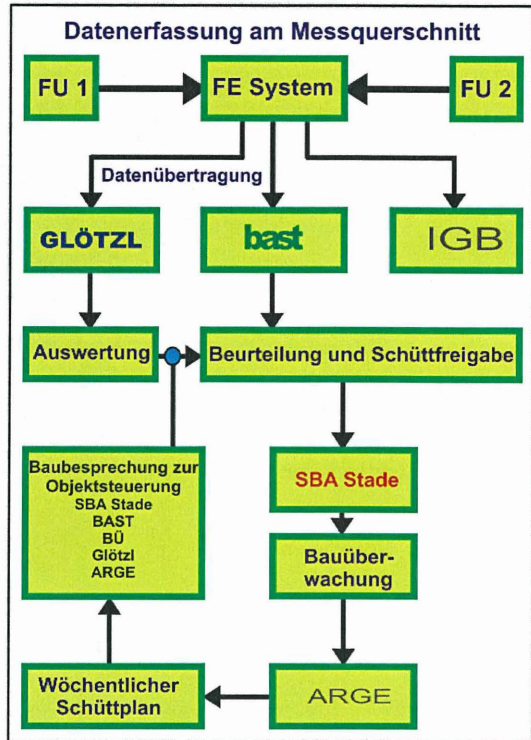


Bild 9: Informationsablauf zur Umsetzung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054

Die laufenden Auswertungen werden von der Messfirma nach den Vorgaben der BAST bzw. in Abhängigkeit vom Bauablauf durchgeführt und der BAST kurzfristig zur Verfügung gestellt. Diese Auswertungen bilden die Grundlage für die geotechnische Beurteilung und Festlegung der weiteren Vorgehensweise. Die BAST informiert das SBA Stade, für welche Streckenabschnitte eine Schüttfreigabe erteilt werden kann bzw. welche Konsolidierungszeiten bis zu einer weiteren Schüttfreigabe einzuhalten sind. Diese Informationen werden von der örtlichen Bauüberwachung an die Arbeitsgemeinschaft (ARGE Vorbelastungsdamm A 26) weitergegeben. Durch die Vorgehensweise werden die

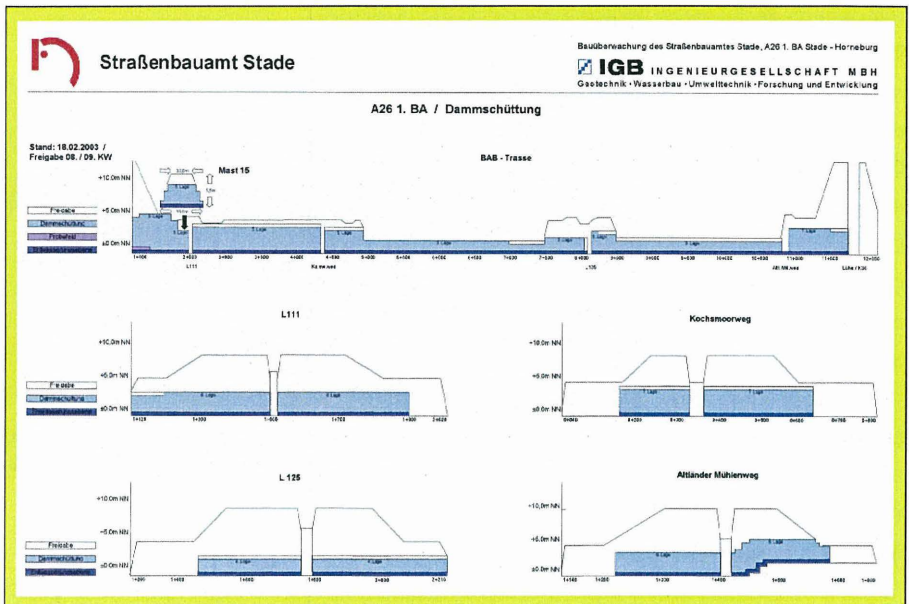


Bild 10: Schüttplan Soll/Ist

Dammschüttarbeiten zeitlich und örtlich und damit optimal koordiniert. Die Einhaltung der Vorgaben ist für die Standsicherheiten der Erdbauwerke und der im Trassenbereich befindlichen baulichen Anlagen von entscheidender Bedeutung, Bild 10.

5. Geotechnisches Messprogramm zur Sicherung der Eisenbahnlinie und der Rampe zur Geest

Der Streckenanfang der Trasse mit der Rampe zur Geest stellt hohe Anforderungen an die Standsicherheitsüberwachung und an die dafür erforderlichen geotechnischen Messgeräte. Dieser Streckenabschnitt ist in Bild 11 dargestellt.

Folgende Besonderheiten sind zu berücksichtigen:

- Sicherung der Eisenbahnstrecke am Geestrand Hamburg nach Cuxhaven.
- Schwierige Baugrundverhältnisse an der Geest.
- Schütthöhe von bis zu 14 m, bedingt durch den Geländesprung zur Geest

Mit dem geotechnischen Messkonzept sollen mögliche Auswirkungen der bis zu 14 m hohen Dammschüttung auf die nur etwa 25 m entfernte DB-Strecke, die hier im Hangbereich des Geestanstieges liegt, verhindert werden. Durch die Verstärkung der hochzugfesten Bewehrung in zwei Ebenen mit je 600 kN/m werden die Sicherheiten gegen Geländebruch garantiert.

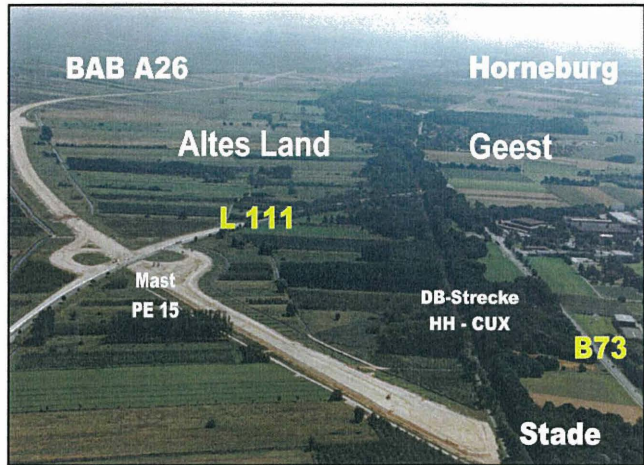


Bild 11: Rampe zur Geest mit DB-Strecke und vorhandener B 73

Zur Sicherung des Bahndammes wurde im Böschungsbereich ein Setzungsmesssystem nach dem Prinzip der Schlauchwaage, bestehend aus 5 Messeinheiten, installiert (siehe Bild 12). Die Messeinheit F 1 steht etwa 50 m außerhalb des Schüttbereiches der Rampe, erfasst das Setzungsverhalten des Bahndammes und ist der Bezugspunkt zu den weiteren Messeinheiten S 1 bis S 4, die in gleichen Abständen parallel zum Bahndamm angeordnet sind. Das Setzungsmesssystem erfasst Veränderungen der Geräte zueinander (Setzungen oder Hebungen) mit einer Genauigkeit von 0,2 mm. Die Messwertabfrage erfolgt automatisch je nach Erfordernis täglich oder stündlich und wird über eine Grenzwertvorgabe



Bild 12: Setzungsmessgeräte nach dem Prinzip der Schlauchwaage mit Neigungsmessstellen am Bahndamm

auf zulässige Veränderungen bewertet und kontrolliert.

Zur Erfassung möglicher Horizontalverformungen in Richtung Bahndamm wurden drei Neigungsmessstellen angeordnet,

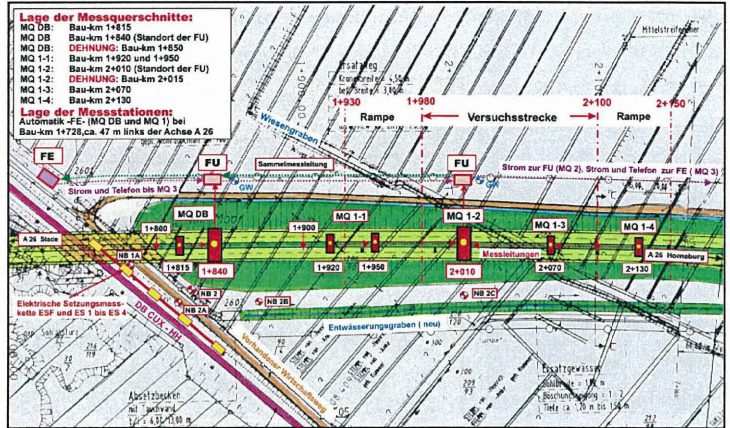


Bild 13: MQ DB mit MQ 01

um Verformungen ab Oberkante Gelände bis in die pleistozänen Schichten permanent zu erfassen (siehe Bild 13).

Zur Überwachung des Konsolidierungs- und Verformungsverhaltens und der Standsicherheit der Rampe zur Geest wurde eine Instrumentierung gewählt, die es zulässt, die Belastung des Untergrundes in Folge der Dammschüttung zu bewerten. Ziel ist es im Weiteren, in möglichst kurzer Zeit die erforderliche Schütthöhe an der Rampe zur Geest mit einem

Anstieg der Gradienten von -1,0 mNN auf +12,8 mNN ohne Gefährdung der DB-Strecke zu erreichen (siehe Bild 14).

Die eingebauten Messgeräte, die im Zusammenspiel aller Systeme eine ständige Bewertung der Belastbarkeit des Untergrundes gewährleisten,

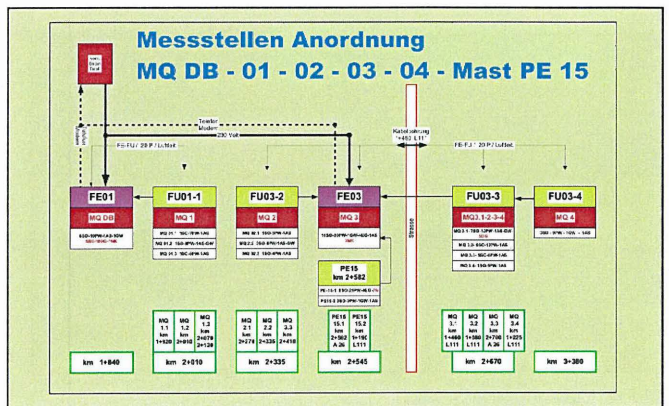


Bild 14: Aufbau der Messstationen

bestehen aus pneumatischen Porenwasserdruck-, Auflast-, Setzungs- und Grundwasserstandsmessgeräten sowie elektrischen Dehnungsmessgeräten.

Zur Ermittlung der Dehnung des hochzugfesten Gewebes wurden auf einer Gewebebahn Dehnungsmessgeräte vor Ort montiert. Die Geräte bestehen aus einem wasserdichten Wegaufnehmer mit Widerstandselement und

einer Spezialhalterung zur Aufnahme und Übertragung der Dehnungs-

werte. Die Geräteeinstellung bei der Montage auf dem hochzugfesten Gewebe erfolgt mit einer Einstellung von -10 mm und +20 mm. Die Erfassung der Messwerte erfolgt automatisch. Die Instrumentierung der Dehnungsmessgeräte auf der oberen und unteren Gewebelage sind in Bild 15 schematisch dargestellt.

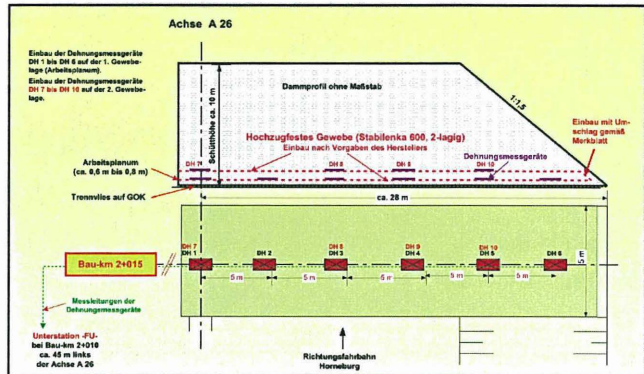


Bild 15: Vorgaben für den Einbau der Dehnmessgeräte DH 1 bis DH 6 auf der unteren und DH 7 bis DH 10 auf der oberen Bewehrungslage (schematisch)



Bild 16: Dehnungsmessgerät

Gewebe zeigt das Bild 16.

Die gemessenen Dehnungen der Dehnungsmessgeräte DH 4 (untere Gewebelage) und DH 9 (obere Gewebelage) bei einer Schütthöhe von 10,7 m sind in Bild 22 dargestellt. Ein Dehnungsmessgerät nach erfolgter Befestigung auf dem hochzufigesten

6 Zwischenergebnisse der geotechnischen Messungen

Vor und nach jeder Schüttlage werden die Messergebnisse ausgewertet und grafisch dargestellt. Sie bilden die Grundlage für die weiteren Maßnahmen entsprechend der Beobachtungsmethode nach DIN 1054. Exemplarisch werden erste Zwischenergebnisse von den Messquerschnitten zur Sicherung der Bahnstrecke und der Rampe zur Geest vorgestellt.

Im Bild 17 ist der Porenwasserüberdruck unter der Rampe zur Geest bei Bau-km 1+840,

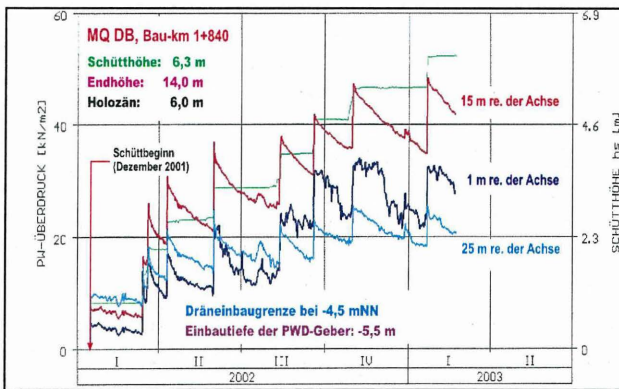


Bild 17: Porenwasserdruckverläufe unter der Einbaugrenze der Vertikaldräns (Rampe zur Geest)

etwa 25 m vor der DB-Strecke in Abhängigkeit von der Schüttthöhe (Auf- last) dargestellt.

Die Porenwasserdruckmessgeräte sind in der Achse der Autobahn sowie 15 m und 25 m rechts davon eingebaut. Mit der Dammschüttung wurde im Januar 2001 begonnen. Für die im September 2003 erreichte

Dammhöhe von 10 m waren 16 Schüttlagen erforderlich.

Die Messkurven zeigen den Verlauf des Porenwasserüberdruckes von der Achse in Richtung Böschungsfuß. Der maximale Porenwasserüberdruck beträgt 15 m rechts der Achse 70 kN/m^2 (Messkurve 2) und liegt damit über dem Maximalwert von 58 kN/m^2 in der Achse (Messkurve 1) und dem Maximalwert von 25 kN/m^2 25 m rechts der Achse im Bereich des Böschungsfußes (Messkurve 3). Bei der Auswertung der Porenwasserdruckmessungen werden die Setzungen in Abhängigkeit von der Einbautiefe und die Veränderungen des Grundwasserstandes berücksichtigt. Die gemessenen Setzungen betragen zur gleichen Zeit in der Achse 2,25 m, bei 15 m rechts der Achse 1,65 m und bei 25 m rechts der Achse 1,48 m Setzung. Aufgrund der Porenwasserdruckverläufe ist eine ausreichende Entwässerung der Bodenschicht unter der Einbaugrenze der Vertikaldräns von der Achse in

Richtung Böschungsfuß zwischen den einzelnen Schüttlagen festzustellen. Die Freigabe für den Einbau einer weiteren Schüttlage erfolgt, wenn 50 % des maximalen Porenwasserüberdruckes nach Einbau einer Schüttlage abgebaut sind, die Setzungsgeschwindigkeit abnimmt und die Messsysteme zur Sicherung der Bahnstrecke

keine Gefährdung erkennen lassen. Diese Voraussetzungen sind erfüllt. Die Freigabe einer weiteren Schüttlage wurde erteilt.

Wesentlich größer als bei Bau-km 1+840 ist der gemessene Porenwasserüberdruck von 125 kN/m^2 unter der Rampe nur etwa 80 m weiter in der Achse bei Bau-km 1+920 in der gleichen Tiefenlage bei -5,5 mNN unterhalb der Einbaugrenze der Vertikaldräns (Kurve 1 in Bild 11). Dagegen beträgt der Porenwasserüberdruck oberhalb der Einbaugrenze der Vertikaldräns nur 68 kN/m^2 (Kurve 2). In diesem Bereich wurden bei einer Schütthöhe von 10,7 m Setzungen von etwa 2 mm gemessen (Kurve 3).

In der Bodenschicht unterhalb der Vertikaldräns (Messkurve 1) steigt der Porenwasserüberdruck mit Beginn der ersten Schüttlage im Dezember 2001 relativ

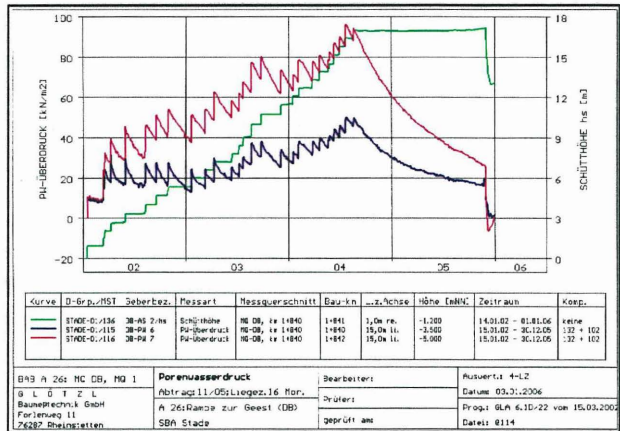


Bild 18: Ergebnis der Langzeitmessung

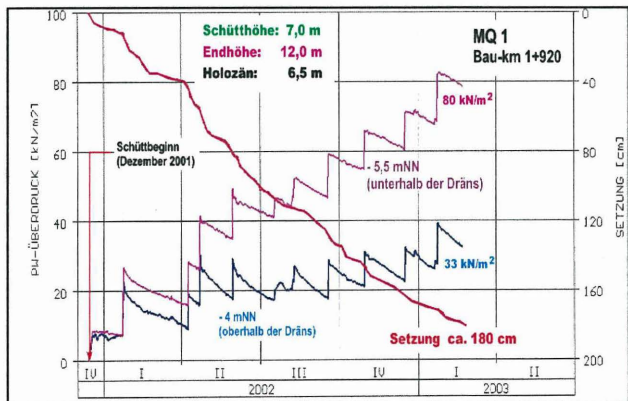


Bild 19: Porenwasserüberdruck unter und über der Einbaugrenze der Vertikaldräns (Rampe zur Geest)

mit Beginn der ersten Schüttlage im Dezember 2001 relativ

gleichmäßig auf den Maximalwert im September 2003 an. Das Verhältnis zwischen der Auflast (Schütthöhe) und dem Porenwasserüberdruck beträgt bei beiden Messkurven etwa 0,7. Eine weitere Schüttlage kann erst freigegeben werden, wenn dieser Verhältniswert etwa 0,5 beträgt.

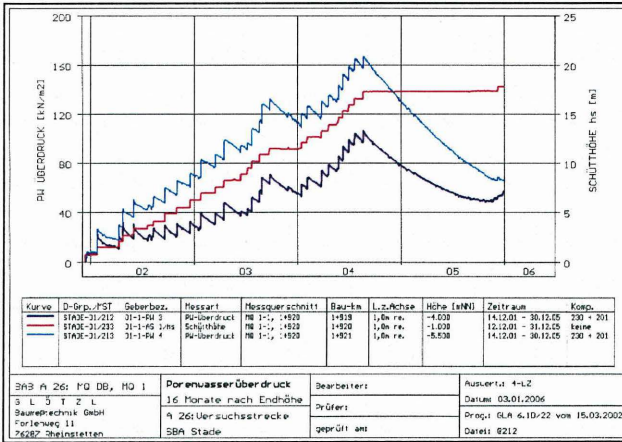


Bild 20: Langzeitmessung, Entwicklung der Porenwasserdrücke

2003 auf den Maximalwert von 68 kN/m² an.

Im Vergleich mit dem Porenwasserüberdruck unterhalb der Vertikaldräns (Messkurve 1) ist

in der Bodenschicht mit Vertikaldräns (Messkurve 2) bis Juni 2003 eine wesentlich bessere Entwässerung zu erkennen. Ab Juli 2003 zeigt der Messverlauf auch in dieser Bodenschicht einen schnelleren Anstieg des Porenwasserüberdruckes und somit eine Abnahme der Wasserdurchlässigkeit.

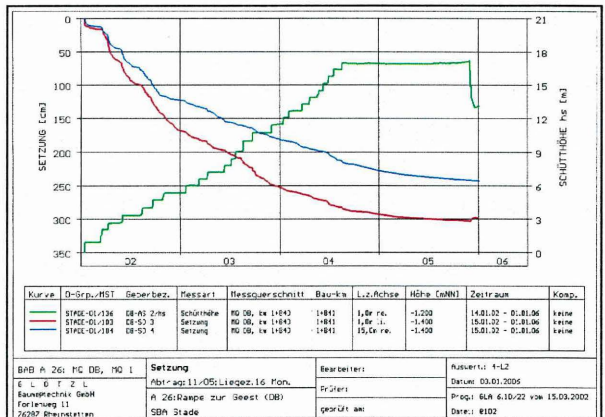


Bild 21: Langzeit-Setzungsverlauf bis zum Abtrag an der Rampe zur Geest

In der Bodenschicht oberhalb der Vertikaldräns (Messkurve 2) steigt der Porenwasserüberdruck ab Schüttbeginn bis Februar 2002 auf einen Maximalwert von etwa 30 kN/m² und bleibt auch bei zunehmender Belastung bis Januar 2003 nahezu konstant. Danach steigt der Porenwasserüberdruck bis September

In Bild 22 ist die gemessene Dehnung des hochzugfesten Gewebes (Stabilenka 600,

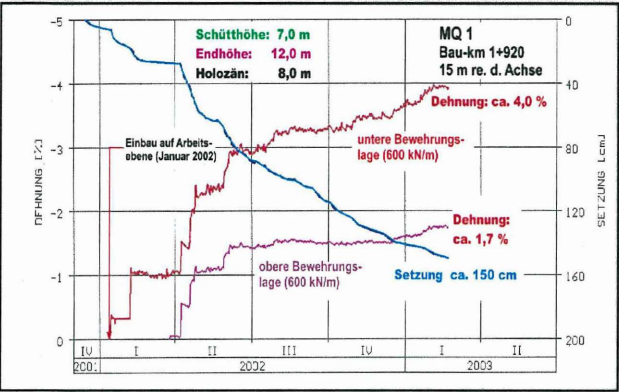


Bild 22: Dehnungsverlauf auf der unteren (Messkurve 1) und auf der oberen Gewebelage (Messkurve 2)

doppellagiger Einbau) auf der unteren Bewehrungs-lage (Messkurve 1) und auf der oberen Bewehrungs-lage (Messkurve 2) in Abhängigkeit von der Setzung dargestellt. Bei einer erreichten Schüttthö-he von 10,7 m (geplante Endschüttthöhe etwa 14 m) ergeben die bisherigen Messungen Dehnungen von 4,8 % auf der unteren

Bewehrungslage (Messkurve 1) und 2,2 % auf der oberen Bewehrungslage (Messkurve 2).

Nach Angaben des Herstel-lers beträgt die maximal zu-lässige Höchstzugkraftdehnung in Längsrichtung 10 %. Die gemessene Setzung be-trägt zum gleichen Zeitpuntkt 172 cm. Nach Erreichen der geplanten Endschüttthöhe von 14 m über Gelände und einem Konsolidierungsgrad von etwa 90 % werden Set-zungen von etwa 250 cm erwartet (siehe Bild 23).

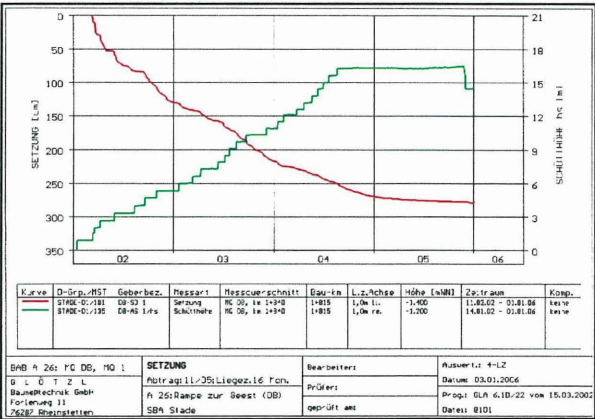


Bild 23: Langzeit-Dehnungsverlauf im hochzugfesten Gewebe

Aufgrund der Dehnung lässt sich die relative Auslastung des hochzugfesten Gewebes ermitteln. Da bei geosynthetischen Bewehrungen der Zeitfaktor (Kriechen) zu berücksichtigen ist, werden für die Ermittlung der Auslastung die produktspezifischen Isochronenkurven verwendet.

Für das bei dieser Baumaßnahme eingesetzte hochzugfeste Gewebe (Stabilenka) sind die Isochronen in Bild 24 dargestellt. Daraus ergibt sich für die gemessene Dehnung von 4,8% nach einer Belastungsdauer von etwa 20 Monaten eine Auslastung der stärker beanspruchten unteren Bewehrungslage von etwa 38 %. Damit sind für diese Anwendung noch ausreichende Bewehrungsreserven vorhanden.

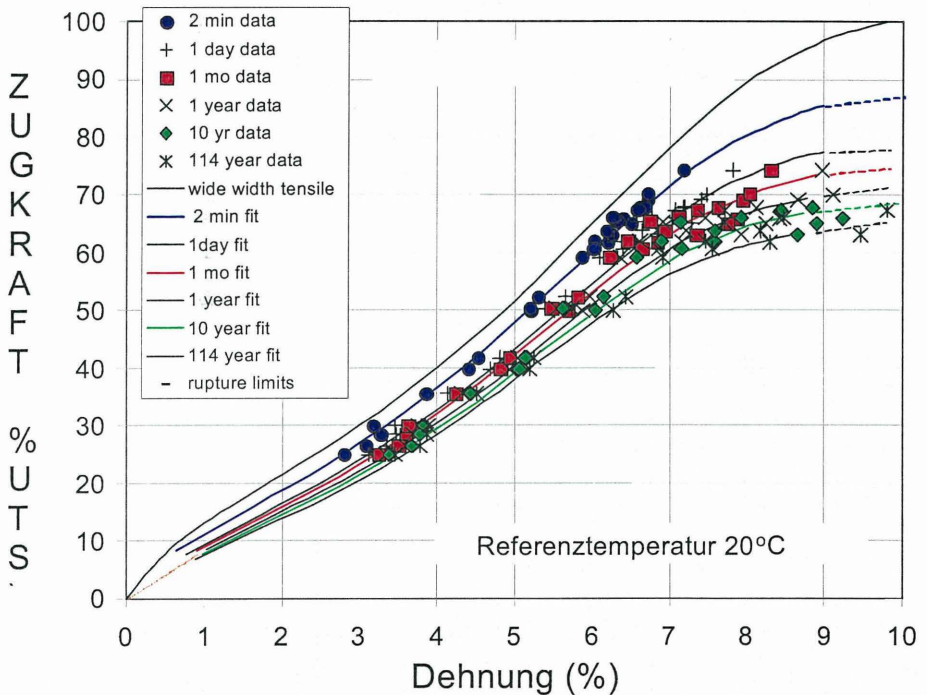


Bild 24: Isochronen für das hochzugfeste Gewebe (Stabilenka)

7. Weitere Aufgaben im Rahmen der messtechnischen Überwachung

Die Hochspannungsmasten PE 15 und HEW 461 und 462 stehen im unmittelbaren Einflussbereich der Trasse und den Einbindungen der Anschlusswege. Die hierzu erforderlichen Sicherungsmaßnahmen und messtechnische Betreuung sind im verfügbaren Langtext dargelegt und beschrieben.

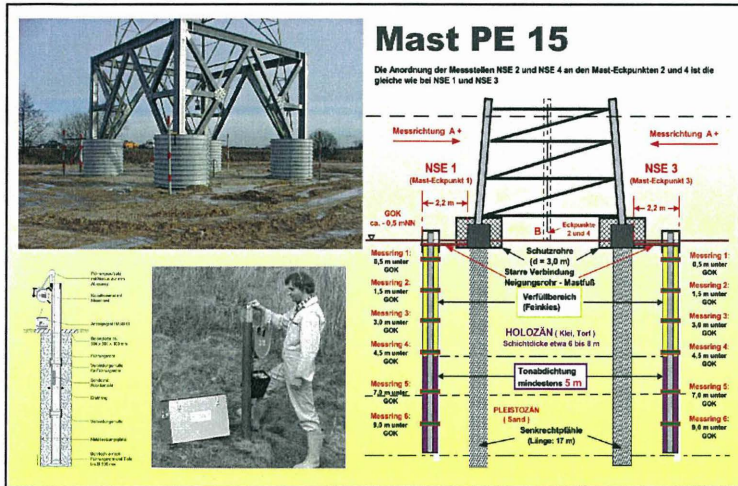


Bild 25:
Neigungs- und
Setzungsmes-
sung am Mast
PE 15

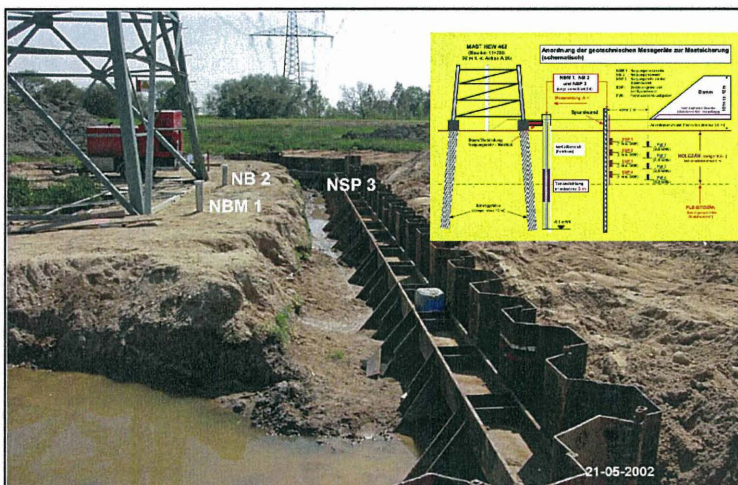


Bild 26:
Instrumentierung
und
Spundwand
am Mast HEW
462

8 Zusammenfassung

Beim Neubau der BAB A 26 von Stade nach Hamburg wird für den ersten, etwa 11 km langen Streckenabschnitt, das Überschütt- bzw. das Vorbelastungsverfahren angewendet. Der Untergrund besteht in diesem Streckenabschnitt aus bis zu 12 m mächtigen holozänen Weichschichten (Klei, Torf) mit sehr geringen Tragfähigkeiten. Zur Beschleunigung der Konsolidierung und damit zur Verkürzung der Liegezeiten der Vorbelastungs- bzw. der Überschüttdämme wurden Vertikaldräns eingebaut. Zur Verbesserung der Standsicherheiten wurden die Dammaufstandsflächen mit hochzugfestem Gewebe bewehrt. Durch geotechnische Messungen, die bei der Anwendung der vorgenannten Bauverfahren zwingend erforderlich sind, werden die im Boden zu erwartenden Vertikal- und Horizontalverformungen sowie Spannungsänderungen kontrolliert. Art und Umfang des geotechnischen Messprogramms wurden nach den Vorgaben im erdbautechnischen Gutachten der BAST und im Hinblick auf die Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 festgelegt.

Die Dammschütтарbeiten werden kontrolliert nach den Ergebnissen der geotechnischen Messungen in enger Abstimmung mit den örtlichen Bauleitungen durchgeführt. Schwerpunktmäßig sind bis zu 14 m hohe Bauwerksrampen, die DB-Strecke von Hamburg nach Cuxhaven, fünf unmittelbar an der Trasse und den Anbindungsstrecken stehende Hochspannungsmasten sowie Zu- und Entwässerungskanäle zu sichern.

Die bisher vorliegenden Zwischenergebnisse und Langzeitmessungen bestätigen die Vorgehensweise bei dieser Baumaßnahme. Bereits zum jetzigen Zeitpunkt kann festgestellt werden, dass sich die konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 bei diesem Bauvorhaben bestens bewährt hat. Insbesondere hat die gute Zusammenarbeit und Abstimmung zwischen den am Projekt Beteiligten zum bisherigen Erfolg der Maßnahme beigetragen.

Autoren

Glötzl, Franz, Rheinstetten
Glötzl, Gesellschaft für Baumesstechnik mbH
76287 Rheinstetten

Blume, Karl-Heinz, Dipl.-Ing.,
Ingenieurbüro für Geotechnik
51491 Overath
Vormals Bundesanstalt für Straßenwesen
(BAST) Bergisch Gladbach

Messtechnische Überwachung einer Bahndammertüchtigung mittels Geogitter bewehrten Polster auf CSV-Säulen

Dr.-Ing. R.Thiele

Prof. Dr.-Ing. T. Neidhart

1 Einleitung

In Bereich der Bahntrasse zwischen den Ortslagen Brieske und Senftenberg (Nähe Cottbus/Brandenburg) wurde wegen andauernden Gleislageproblemen die Ertüchtigung des Dammkörpers und der unterlagernden organischen Weichschichten erforderlich. Die gewählte Lösung aus Geogitter bewehrten Polster auf CSV-Säulen /6/ ist keine Standardlösung nach DB-Richtlinie RIL 836 (1999) und wurde auf Basis einer unternehmens-internen Genehmigung (UiG) der DB AG sowie Zulassung im Einzelfall (ZiE) des EBA realisiert. Zur Absicherung und zum Erfahrungsgewinn ist für die relativ neuartige Konstruktion u. a. eine messtechnische Beobachtung während des Baus und bis zu 5 Jahre darüber hinaus vorgesehen. Mit diesem Beitrag werden unter Berücksichtigung des Bauverfahrens das Messkonzept vorgestellt, die verwendeten Messsysteme erläutert und über erste Ergebnisse berichtet.

2 Aufgabenstellung

Im Abschnitt Brieske – Senftenberg der DB Strecke Großenhain – Cottbus – Frankfurt/Oder traten Störungen der Gleislage auf, die durch regelmäßiges Nachstopfungen und Gleislagerückstellung in z. T. relativ kurzen Abständen beseitigt werden mussten. Zeitweise musste eine Langsamfahrstrecke mit 30 km/h eingerichtet werden. Im Zuge einer geplanten Gleiserneuerung war dieser Abschnitt so zu ertüchtigen, dass er den Anforderungen der Streckenkategorie M160 (Mischverkehr, 160 km/h) genüge.

2.1 Baugrund

Nach Baugrundgutachten von G.U.B Lausitz /1/ mit Erkundungsprofilen zwischen 25 m und 50 m in Trassenlängsrichtung gemäß RIL 836 wurden auf einem 300 m langen Teilabschnitt zwischen Dammkörper und tragfähigen, schluffigen Sanden (SU*) eine 0,5 bis 1,5 m mächtige Torfschicht (Abb 1) erkundet. Der Dammkörper selbst bestand überwiegend aus sehr locker bis locker gelagerten, kiesig bis schwach schluffigen Sanden [SU]

und stark kohlig durchsetzte Sanden [OH]. Bereichsweise bestanden lediglich 2,5 m Abstand zwischen Schienenoberkante und Torfoberfläche. Als Ertüchtigungsmaßnahme wurde vom Baugrundgutachter unter Berücksichtigung zahlreicher Randbedingungen ein Geogitter bewehrtes mineralisches Polster auf CSV-Säulen (Abb.1) vorgeschlagen. In den Bereichen außerhalb der Torflage war der Einbau verstärkter Tragschichten ausreichend.

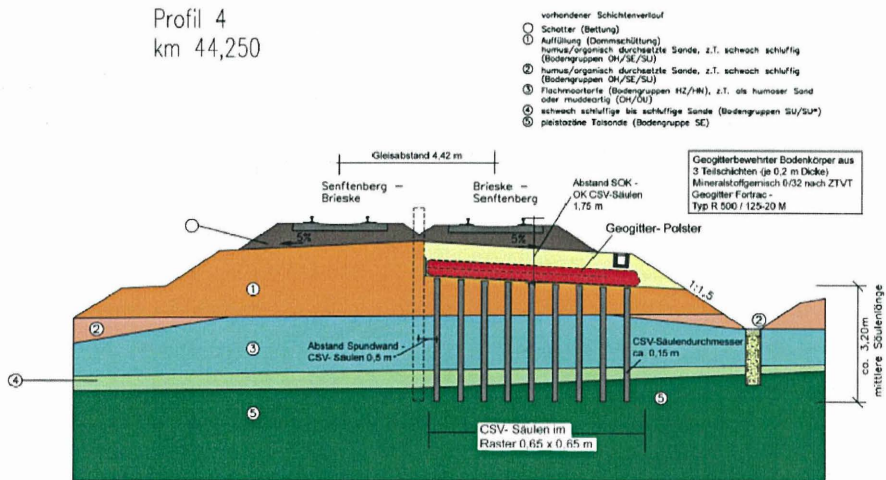


Abb. 1: Baugrundsichtung und Ertüchtigungsmaßnahme. Nach Fertigstellung des Gleises Brieske - Senftenberg wurde auch das Gegengleis ertüchtigt.

2.2 Ertüchtigungsmaßnahme

Die in Abb.1 dargestellte Ertüchtigungsmaßnahme ist nach RIL 836 keine Standardbauweise und wurde so bisher im direkten Einwirkungsbereich von Verkehrslasten durch die DB AG noch nicht eingesetzt, weshalb UIG und ZIE erforderlich wurden. Die CSV-Säulen durchdringen die nicht tragfähige Torffolge sowie den locker gelagerten Sand und tragen die Lasten in den unterlagernden mitteldicht gelagerten Sand ab. CSV-Säulen werden durch das Einpressen von Trockenmörtel in den Untergrund durch eine Verdrängerschnecke hergestellt (Abb.2). In Vorversuchen an einem stillgelegten Abzweig wurde zudem festgestellt, dass die CSV-Säulen aufgrund der relativ geringen Feuchte des Dammkörpers innerhalb des baubetrieblich erforderlichen Zeitraums von 3 Tagen keine

ausreichende Festigkeit für die Überbauung ausbilden konnten. Deshalb wurden die CSV-Säulen erstmals bei der Herstellung im Kern kontrolliert befeuchtet.

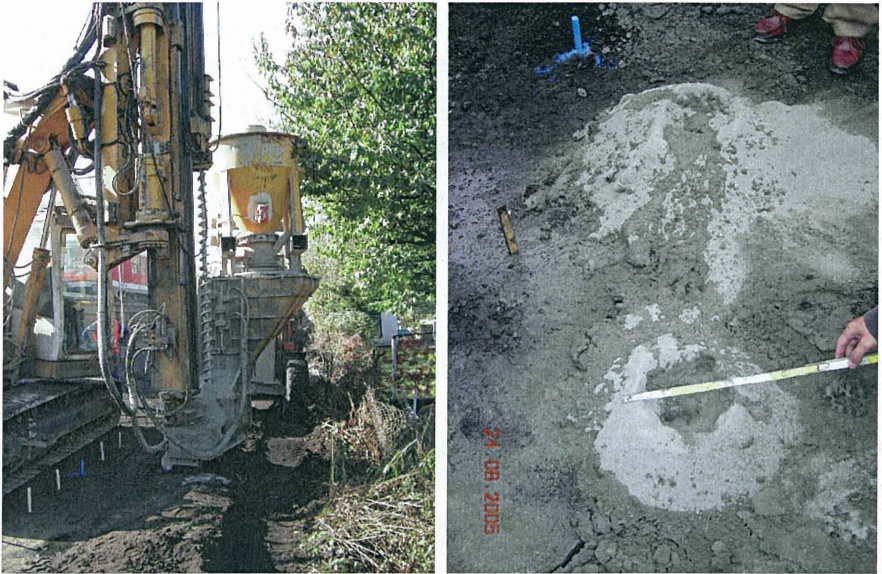


Abb. 2: Links - Herstellung der CSV-Säulen. Rechts - Kern befeuchtete CSV-Säule unmittelbar nach der Herstellung vor dem Abwalzen des Planums

Die CSV-Säulen waren nach den Baugrundaufschlüssen in Längen von 1,5 bis 4,5 m und in einem Raster von ca. 0,65 m x 0,65 m herzustellen. Dieses relativ geringe Raster war u. a. wegen der Ableitung und Aufnahme von H-Lasten aus Bremsen und Anfahren sowie der Neuartigkeit des Verfahrens erforderlich.

Der Nachweis der Lastabtragung erfolgte durch die Prüfung der inneren und äußeren Tragfähigkeit im Zuge von Eignungs- und Abnahmeprüfungen z. T. über die Vorgaben des Merkblattes /6/ hinaus. Die beiden Autoren sind Mitarbeiter des Arbeitskreises 2.8 der DGGT, der sich gegenwärtig mit der Überarbeitung des Merkblattes beschäftigt.

Über den CSV-Säulen wurde eine Geogitter bewehrte, mineralische Tragschicht in Polsterbauweise aufgebaut (Abb.3). Diese besteht aus 2 Teiltragschichten a' 0,2 m mit zwischenliegender einaxialer Geogitterlage zur Lastabtragung in Trassenlängsrichtung. Zur Bewehrung senkrecht zur Trassenachse wurde der gleiche Geogittertyp eingesetzt.

Zunächst wurden die Geogitterbahnen unmittelbar auf das Arbeitsplanum der CSV-Säulen ausgelegt und seitlich hochgeklappt. Dann wurde die 1-te Teiltragschicht aufgebracht und verdichtet. Anschließend wurden die Längsbahnen ausgelegt und mit der 2-ten Teiltragschicht überbaut. Danach wurden die Querbahnen nach innen geklappt und das Polster geschlossen. Darüber wurde eine 3-te Tragschichtlage mit 0,2 m und eine Schutzschicht (PSS, $d = 0,3 \text{ m}$) aufgebaut. Als Material der Tragschicht wurden ein KG 2 0/32 mm ($D_{Pr} \geq 0,97$) und für die PSS ein KG 1 ($D_{Pr} \geq 1,00$) nach BN 918 062 der DB AG eingesetzt.

Da die unterste Geogitterlage unmittelbar auf dem Arbeitsplanum der CSV-Säulen auflag, musste ein Hydrolyse resistentes PVA-Geogitter FORTRAC - R der Firma HUESKER Synthetic, Gescher eingesetzt werden.



Abb. 3: Zwischenbauzustand Geogitter bewehrtes Polster

2.3 Bauablauf

Bei der Ertüchtigung des Gleises Brieske – Senftenberg wurde der Verkehr über das Gegengleis geführt, um die Strecke nicht komplett aus dem Netz nehmen zu müssen. Aufgrund der erdstatischen Nachweise für die Gesamtkonstruktion war das CSV - Arbeitsplanum bei 1,7 m unter vorhandener Gleisoberkante anzuordnen. Aus diesem Grund musste das unter Betrieb stehende Gleis von dem herzustellenden Arbeitsplanum durch einen Mittenverbau gestützt werden. Dieser Mittenverbau war nach RiL 836 ausreichend verformungsarm auszubilden und wurde mittels in Schwellenfächern geführten, „schlaffen“ Ankern an Dalben („Toten Männern“) rückverankert, da sich wegen den Weichschichten keine Bettung im Fußauflager ausbilden konnte. Trägerbohlwände etc. waren wegen der Gefahr des Ausrieselns der Sande im Dammkörper ausgeschlossen. Daraus ergab sich für eine Gleisrichtung folgender prinzipieller Bauablauf:

- Nullmessung der Gleislage durch Feinnivellement ($a = 3,0 \text{ m}$) und mit Gleiswaage
- Abbau Fahrdrabt, Rückbau des Gleises und des Gleisschotters
- Einbau der Spundwand und der Dalben mittels Unwucht geregelter Hochfrequenzvibratoren unter visueller und messtechnischer Überwachung der Gleislage
- Rückverankerung der Spundwand durch das zweite Gleis und Anbindung an „Tote Männer“
- Einbau der Vertikalinklinometerrohre in den jeweiligen Messquerschnitten
- Aushub und Herstellen des Arbeitsplanums unter visueller und messtechnischer Überwachung der Gleislage
- Herstellung der CSV-Säulen und des Geogitter bewehrten Polsters mit dem jeweiligen Einbau der Messtechnik
- Rückbau der Anker, Aufbau PSS, Bettung und Gleis

Der gesamte Bauablauf wurde im Sinne einer Eignungsprüfung vor Beginn der Baumaßnahme an einem stillgelegten Abzweig getestet, um die Leistungsansätze der Baufirmen zu überprüfen und die neue Bauweise zu testen. Dies war erforderlich, um Stillstände wären der knapp bemessenen Sperrpausen zu vermeiden. Die bereits in der Ausschreibung bzw. im LV berücksichtigten Eignungsnachweise auf Testfeldern vorab haben sich nicht zuletzt auch aus Sicht des AN bewährt, da die neue Bauweise ausreichend „geübt“ werden konnte.

3 Messtechnische Installation und Prüfung

Da es sich bei dem Sanierungsvorschlag um kein Standardverfahren nach RIL 836 handelt, wurde die geplante Anwendung in Brieske - Senftenberg als Pilotanwendung zur Weiterentwicklung alternativer Konstruktionsmethoden für die Ertüchtigung des Eisenbahnunterbaus ausgewählt. Weil für die Absicherung des Tragverhaltens und der Gebrauchstauglichkeit der Gesamtkonstruktion noch keine ausreichend abgesicherten Bemessungsverfahren vorliegen, war die Maßnahme im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054:2005 auszuführen und darüber hinaus auch unter Betrieb zu überwachen.

3.1 Planung des Messprogramms / Messkonzept

Basierend auf den Vorgaben von UiG und ZiE war vor Baubeginn ein Messprogramm zu entwickeln, vorzustellen und freigeben zu lassen. Die Messungen sollen dabei bis zu 5 Jahre nach Abschluss der Baumaßnahme fortgesetzt werden. Einzelne Messsysteme wurden dabei nur unter einer Richtungsfahrbahn, andere Systeme symmetrisch angeordnet. Unter der mittels FE-Rechnungen abgesicherten Annahme, dass mit der mehrlagigen, polsterartigen Bewehrung der gewählten Konstruktion die Gewölbewirkung in den Tragschichten dauerhaft sichergestellt werden kann, wurde ein Messkonzept entwickelt. Danach konzentrieren sich die statischen und dynamischen Lasten auf die relativ steifen CSV-Säulen. Die Lastabtragung erfolgt dann durch die CSV-Säulen in den tieferliegenden tragfähigen Baugrund. Ein vergleichsweise geringer Lastanteil wird auf den Boden zwischen den CSV-Säulen übertragen. Messtechnisch nachzuweisen war weiterhin, dass durch Baubetrieb und/oder einzelne Maßnahmen keinerlei seitliche Verformungen im Damm auftraten, die zu Verdrückungen oder zum Abscheren der unbewehrten CSV-Säulen führen konnten. Damit ergaben sich folgende Anforderungen an das Messprogramm:

- Horizontale Verformungen des Bestandsdamms während der Baumaßnahme
- Vertikale und horizontale Verformungen des neuen Bahnkörpers
- Innere und äußere Tragfähigkeit der CSV-Säulen
- Dehnungen bzw. Spannungen in der Geogitterkonstruktion
- Lastkonzentration auf den CSV-Säulen
- Dynamische Einwirkungen auf das Polster
- Innere und äußere Tragfähigkeit der CSV-Säulen

3.2 Vorversuche / Eignungsnachweise

Da im Bereich der Ertüchtigung der Wassergehalt des Bodens relativ gering ist, wurde in Vorversuchen geprüft, ob die vorhandene Wasserdarreichung für eine Hydratation des eingebrachten Fertigmörtels ausreichend ist. Dabei wurde festgestellt, dass eine Kernbefeuchtung erforderlich war. Die Parameter der Kernbefeuchtung wurden innerhalb weiterer Vorversuche ermittelt. Dazu wurden Säulenteile, die mit unterschiedlichen w/z-Werten hergestellt wurden, entnommen und deren einaxiale Zylinder-Druckfestigkeit in Labor geprüft. An dem ausgehärteten Säulenmaterial sollte eine Festigkeit nachgewiesen werden, die einem B 15 entspricht. Die Prüfungen ergaben mittlere Druckfestigkeiten von 25 - 30 N/mm² nach 28 Tagen und erreichten damit die geforderte Festigkeit. Im Ergebnis der Vorversuche wurde ein für die Herstellung und Tragfähigkeit optimaler w/z-Wert von 0,2 ermittelt. Die äußere Tragfähigkeit der CSV-Säulen wurde in den Vorversuchsfeldern durch Säulenprobelastung bestimmt. Innerhalb eines Probefeldes wurden 15 CSV-Säulen hergestellt, wovon im Rahmen der Eignungsprüfung 9 CSV-Säulen geprüft wurden. Die Prüfung der CSV-Säulen erfolgte nach den Vorgaben im Merkblatt /6/. Bei den Prüfungen in den Vorversuchen handelte es sich um Eignungsprüfungen, d. h. Säulenprobelastungen wurden mit 2,0-facher Gebrauchslast ausgeführt. Die Gebrauchslast der Säulen war aufgrund des engen Säulenrasters lediglich mit 45 kN ausgewiesen. Die Abnahmeprüflast mit 90 kN wurde nach Optimierung der Herstellungsparameter problemlos erreicht. Damit wurden in den Vorversuchen entsprechend den Empfehlungen im Merkblatt das Arbeitsverfahren geprüft, Festlegungen hinsichtlich der Herstellungstechnologie getroffen sowie die innere und äußere Tragfähigkeit nachgewiesen.



Abb. 5a: gezogene CSV-Säule



Abb. 5b: innere Tragfähigkeit

3.4 CSV-Säulen Prüfungen

Entsprechend Merkblatt /6/ sind je 500 Säulen eine Probelastung als Abnahmeprüfung auszuführen. Insgesamt wurden 22 Abnahmeprüfungen ausgeführt, wobei etwa 2/3 auf die Eigenüberwachung durch die FUGRO CONSULT GmbH und etwa 1/3 auf den Sachverständigen der DB AG als Kontrollprüfung entfielen.

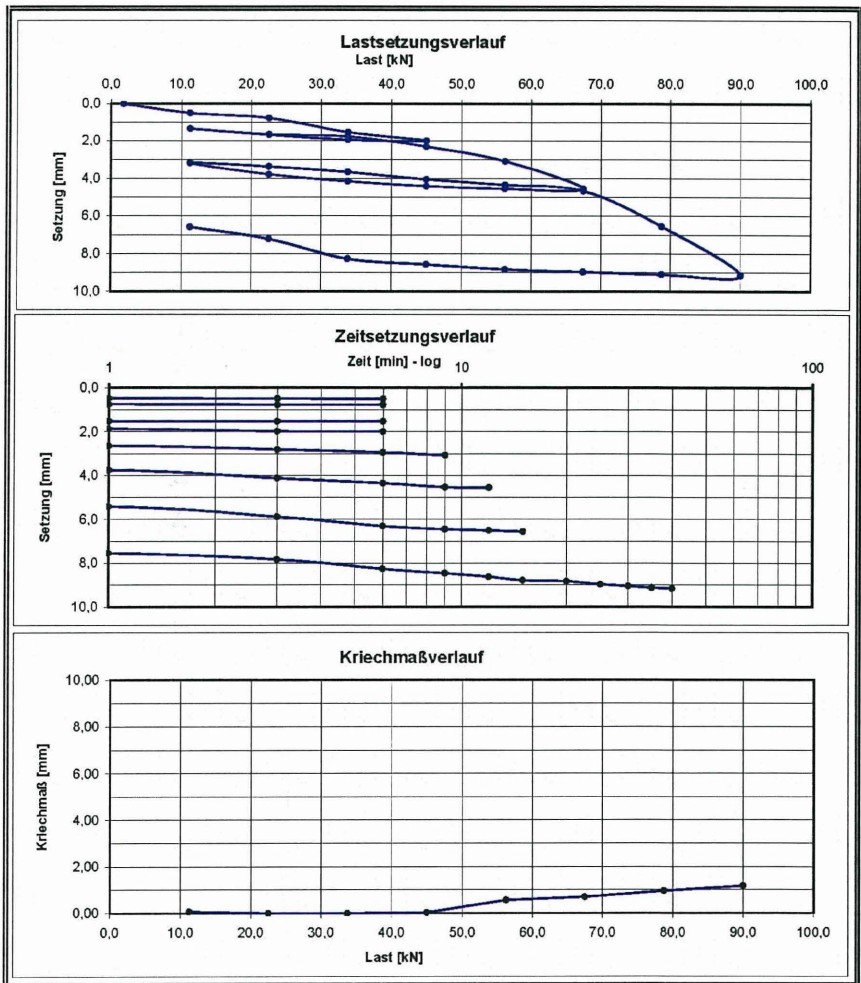


Abb. 6: Pfahlprobelastung - Abnahmeprotokoll

3.5 Verformungsmessungen

Verformungsmessungen wurden in Form von horizontalen und vertikalen Inklinometerstrecken und Dehnungsmessungen der Geogitterkonstruktion konzipiert.

Die vertikalen Inklinometer dienten der Erfassung einer möglichen horizontalen Spreizung bzw. eines Böschungsbruch des Dammes. Deshalb wurden in 3 Messquerschnitten insgesamt 6 Vertikalinklinometerrohre in den Dammschultern neben der äußersten CSV-Säulenreihe installiert. Die 8,0 m langen Vertikalinklinometerrohre wurden mittels Abstandshaltern in Bohrungen zentriert, die anschließend mit Sand verdämmt wurden. Es wurden 2,75"-Kunststoffrohre mit Konfektionsrohrängen von 3,0 m der Firma INTERFELS - BOART LONGYEAR verwendet.

Die vertikalen Verformungen über den Dammquerschnitt in Höhe des Geogitter bewehrten Polsters wurden durch Horizontalinklinometer erfasst. Je Querschnitt wurde ein Inklinometer mit einer Länge von 18 m eingebaut. Es wurden ebenfalls 2,75" Rohre mit Konfektionsrohrängen von 3,0 m der Firma INTERFELS - BOART LONGYEAR verwendet. An den Endpunkten wurden Festpunkte erreicht, die geodätisch eingemessen wurden. Da der Damm wechselseitig ertüchtigt wurde, konnten die Horizontalinklinometer nicht in einem Zuge installiert werden. Der Mittenverbau wurde deshalb an den drei Querschnitten auf Lücke gesetzt. Der Horizontalinklinometereinbau erfolgte dann halbseitig; beim Bau der anderen Seite wurde an den bestehenden Teil angeschlossen.

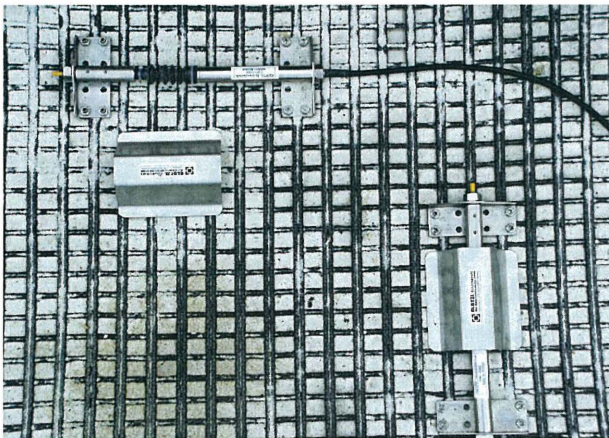


Abb. 7: Einbau und Befestigung der Dehnungsmessgeber

Um die Dehnungen und damit die Wirksamkeit der Geogitter bewehrten Polstergründung zu erfassen, wurden entsprechend der Gitterausrichtung in Dammlängs- und -querrichtung Dehnungsgeber installiert. Dabei wurde je Messquerschnitt in Dammlängs- und -querrichtung je ein Messaufnehmer platziert. Es wurden Dehnungsgeber auf Potentiometerbasis der Firma GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH verwendet und durch eine Klemmkonstruktion ausreichend kraftschlüssig mit dem Geogitter verbunden. Die Platzierung der Dehnungsgeber richtet sich nach den aktuellen Bemessungsmodellen im Entwurf der EBGeo.

3.6 Spannungsmessungen

Die Lastverteilung zwischen CSV-Säulen und dem zwischenliegenden Boden sollte durch die Installation von Erddruckkissen beobachtet werden. Dazu wurden auf den CSV-Säulen in einem Mörtelbett Pfahlkopfkissen mit einem Durchmesser von 15 cm (entsprechend dem Säulendurchmesser) installiert. Zwischen den Säulen wurde in einem Feinsandbett Erddruckkissen installiert. An Erddruckkissen der Firma GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH befinden sich piezoresistive Sensoren, mit denen auch dynamische Spannungsänderungen erfasst werden können, sowie konventionelle Ventildruckgeber, mit denen das Driften der v. g. elektronischen Geber kontrolliert werden kann. Die Signalkabel wurden an den Fuß des Bahndammes geführt.



Abb. 8: Position und Einbau der Druckkissen

3.7 Schwingungsmessungen

Je Messquerschnitt wurde für die Schwingungsbewertung ein Aufnehmer installiert, der auf die dynamischen Belastungen aus Zugüberfahrten abzustimmen war. Zum Einsatz kamen 3-axiale Geophone der Firma SENSOR Nederland b.v. Der Einbau erfolgte im Bereich Unterkante der Geogitter bewehrten Polstergründung.

3.8 Sonstige Messungen

Während der Baumaßnahme erfolgten weitere Messungen und Prüfungen, die hier nur der Vollständigkeit halber angegeben werden:

- Geodätische Verformungsmessungen der Gleisoberkante während der Ertüchtigungsarbeiten im Nachbargleis
- Geodätische Verformungsmessungen des Mittenverbaus
- Prüfung des Planums, der Geogitter bewehrten mineralischen Polstergründung, der PSS hinsichtlich Tragfähigkeit und Verdichtung
- Eignungsprüfungen der verwendeten Erdbaumaterialien

4 Zusammenfassung der Messergebnisse

Die Eignungs- und Abnahmeprüfungen belegten die innere und äußere Tragfähigkeit der neuartigen Kern befeuchteten CSV-Säulen. Eine Überbauung war bereits nach 3 Tagen möglich.

- Die Spundwand als Mittelverbau zeigte nur vernachlässigbar geringe Horizontalverformungen. Die Lage des Gleises unter Betrieb musste nicht korrigiert werden.
- Bei den Baumaßnahmen traten nur vernachlässigbar geringe seitliche Verformungen im Bereich der Dammböschungen auf.
- Während des Aufbaus des Polsters und des Oberbaus ergaben sich "Sofort"-Setzungen von 1 bis 2 cm zwischen den CSV-Säulen.
- Wie erste statische Erddruckmessungen ergaben, konzentrieren sich die Lasten auf den CSV-Säulen.
- Bis Januar 2006 konnten aus betriebstechnischen Gründen noch keine dynamischen Messungen an den Messquerschnitten unter Verkehr durchgeführt werden. Die Ergebnisse werden im Rahmen des Vortrages vorgestellt.

5 Unterlagen

- /1/ Projektunterlagen
- /2/ Vermessungstechnisches Projekt - FUGRO
- /3/ Einbaudokumentation der Messgeräte
- /4/ Prüfprotokolle der Probelastungen
- /5/ Messprotokolle
- /6/ Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung, Teil 1 - CSV Verfahren

6 Projektbeteiligte

DB Netz AG, NL SO, Leipzig	Auftraggeber
G.U.B. Lausitz, Bernsdorf	Baugrundgutachten
Eichholz, Dresden	Auftragnehmer
BAUER STB, Nordhausen	NU CSV - Stabilisierungssäulen
FUGRO CONSULT GMBH	NU der Firmen Eichholz und BAUER
Messtechnikeinbau und CSV-Prüfungen	
Dipl.-Ing. W. Vogel	DB AG, München (UiG)
Prof. Dr.-Ing. Th. Neidhart	Sachverständiger für die DB Netz AG
Dipl.-Ing. O. Krist	EBA, Ast. München (ZiE)
Prof. Dipl.-Ing. W. Ast	Gutachter des EBA, Ast. Berlin

7 Anschriften der Autoren

Dr.-Ing. Ralf Thiele	Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart
FUGRO CONSULT GMBH	FH Regensburg - UAS
Hauptstraße 103	Prüfening Str.58
04416 Marktleeburg	93049 Regensburg
Tel.: 0341 / 3501 76	Tel.: 0170 / 2103483

Einsatz von Druckmessgebern im Straßenbau

Prof. Dr.-Ing. N. Meyer

Dipl.-Ing. A. Emersleben

Dipl.-Ing. L. Vollmert

1 Einleitung

Im Zuge der Ausführung zweier Straßenbauprojekte in Bremerhaven und im Landkreis Peine (Niedersachsen) wurden unterschiedliche Geokunststoffe zur Bewehrung und Stabilisierung des Untergrundes eingesetzt.

Im Landkreis Peine (Niedersachsen) musste eine auf einem wenig tragfähigen Untergrund erstellte Kreisstrasse aufgrund erheblicher Riss- und Spurrinnenbildung saniert werden. Dazu wurden in Teilbereichen der Straße 20 cm hohe wabenförmige Kunststoffzellen in der mineralischen Tragschicht eingebaut. Diese verteilen und reduzieren die aus den Verkehrslasten resultierenden Spannungen im Untergrund und erhöhen die Tragfähigkeit des Straßenunterbaus.

Im Zuge der Gesamtbaumaßnahme „Schleuse Neuer Hafen“ in Bremerhaven wurde zum Anschluss der Schleusenbrücke an das bestehende Verkehrsnetz eine Brückenrampe erstellt. Für die Gründung der Brückenrampe wurde ein auf Atlas-Säulen aufgeständerter, ca. 4 m hoher Dammkörper geschüttet. Zur Einleitung der Dammlasten in die Säulenkopfebene und zur Unterstützung des sich ausbildenden Traggewölbes wurde zusätzlich ein mit Geogittern bewehrtes Gründungspolster ausgeführt.

Zur Ermittlung der Auswirkungen der eingesetzten Geokunststoffe auf die Größe und Verteilung der Spannungen im Untergrund infolge von Verkehrsbelastungen und zur Ermittlung des Tragverhaltens der mit Geokunststoffen bewehrten Tragsysteme wurden während der Baumaßnahmen unter anderem Erddruckmessdosens im Boden eingebaut und kontinuierliche Spannungsmessungen durchgeführt.

2 Projekt „Sanierung Kreisstrasse K 23“

Die Kreisstrasse K 23 liegt in Niedersachsen und ist Bestandteil des Straßennetzes des Landkreises Peine. Die Strasse verbindet die zwischen Peine und Braunschweig verlau-

fende Bundesstrasse B 65 mit der Bundesstraße B 1, welche zwischen Hildesheim und Braunschweig verläuft.

Die K 23 dient den anliegenden Städten und Gemeinden im Wesentlichen als Zubringer zur Bundesstrasse 1 und wird sowohl vom täglichen Pendlerverkehr als auch vom regionalen und überregionalen Schwerlastverkehr beansprucht.

2.1 Aufbau und Schadensbild der K 23

Der vorhandene Aufbau der Kreisstraße K 23 besteht im oberen Bereich aus einer ca. 20 cm dicken Asphalttschicht. Unterhalb der Asphalttschicht folgt eine ca. 15 cm mächtige Schottertragschicht, an die sich ein wenig tragfähiger, tonig und schluffiger Untergrund anschließt. An beiden Straßenseiten verläuft im geringen Abstand zur Fahrbahn auf der gesamten Streckenlänge ein Entwässerungsgraben, der vorwiegend der Drainage der angrenzenden landwirtschaftlichen Nutzflächen dient (Abb. 1).

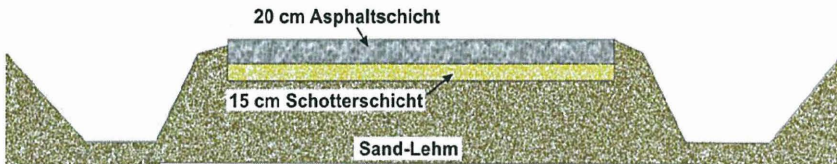


Abb. 1: Schematischer Aufbau der K 23

Die bestehende Fahrbahn weist neben einer schwachen Rissbildung auf der gesamten Fahrbahnbreite eine starke Spurrinnenbildung in den äußeren Randbereichen beider Fahrspuren auf.

Aufgrund des geringen Abstandes der Fahrbahnrandbereiche zu den seitlich gelegenen Entwässerungsgräben und der damit verbundenen unzureichenden seitlichen Abstützung kommt es unter Verkehrsbelastung zu starken Verdrückungen der Fahrbahnrandbereiche und der dadurch verursachten Spurrinnenbildung (Abb. 2).



Abb. 2: Fahrbahnabplatzungen im Randbereich der Straße

Im Randbereich der Fahrbahn sind bereits mehrere Sanierungsmaßnahmen durchgeführt worden, wobei die Mächtigkeit der Schottertragschicht in Teilbereichen verstärkt wurde.

2.2 Sanierungskonzept

Die Sanierung der bestehenden Straße sieht im Wesentlichen eine Stabilisierung des Fahrbahnunterbaus in den äußeren Randbereichen vor. Der Fahrbahnunterbau in einem ca. 1 bis 2 m breiten mittleren Abschnitt der Fahrbahn wird nicht erneuert. In diesem Bereich erfolgt lediglich eine Verfüllung der aufgetretenen Risse in der Asphaltschicht.

Nach der Ertüchtigung des Fahrbahnunterbaus in den Randbereichen erfolgt eine Überbauung der bestehenden alten Asphaltfahrbahn auf der gesamten Fahrbahnbreite mit einer neuen bituminösen Fahrbahndecke.

Während im mittleren Fahrbahnbereich ausschließlich die vorhandenen Risse in der Fahrbahnoberfläche verfüllt werden, wird in den Randbereichen der Fahrbahn auch der vorhandene Straßenunterbau erneuert. Dabei kommen zwei unterschiedliche Sanierungsverfahren zum Einsatz.

Wegen des nicht ausreichend tragfähigen Untergrundes ist eine verstärkte mineralische Tragschicht erforderlich. Dieses Sanierungsverfahren wird einseitig auf der gesamten Länge des zu sanierenden Fahrbahnabschnittes ausgeführt und sieht eine Erneuerung des Fahrbahnunterbaus bis in eine Tiefe von 70 cm unterhalb der Geländeoberkante vor (Abb. 3, Bereich 1).



Abb. 3: Unterschiedliche Sanierungsabschnitte über die Fahrbahnbreite

Dazu wird zunächst die bestehende Asphaltdecke auf einer Breite von 1 bis 2 m entfernt. Anschließend erfolgt der Ausbau der vorhandenen Schotterschicht und des vorhandenen Untergrundes bis in eine Tiefe von ca. 70 cm. Nach der Verdichtung des Erdplanums erfolgt der lagenweise Wiedereinbau einer ca. 70 cm starken Schottertragschicht 0/32 mm bis zur Geländeoberkante.

Auf der gegenüberliegenden Fahrbahnseite wird in einem Teilbereich der Straße eine Sanierung mit Geozellen durchgeführt (Abb. 3, Bereich 3). Bei diesem Verfahren werden alternativ zu der 70 cm starken mineralischen Tragschicht Geozellen unterhalb der Asphalt-schicht eingebaut.

Geozellen sind 3-dimensionale Zellen aus polymeren Kunststoffen, die durch Schweißen, Kleben oder andere Verfahren miteinander verbunden ein zusammenhängendes Netz einzelner Zellen bilden. Die Geozellen werden am Einsatzort aufgespannt und anschließend mit einem Füllmaterial befüllt (Abb. 4).

Die Zellenwände verhindern dabei das seitliche Ausdehnen des Füllmaterials unter Belastung und erhöhen dadurch im Vergleich zum unbewehrten Boden die Steifigkeit und die Tragfähigkeit des Bodens [1, 2, 7].

In großmaßstäblichen Belastungsversuchen des Institutes für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal (IGMC) wurde das Last-Verformungsverhalten von mit Geozellen bewehrten Böden unter statischen und dynamischen Belastungen untersucht. Dabei konnte eine Tragfähigkeitserhöhung des mit Geozellen bewehrten Bodens gegenüber einem unbewehrten Boden um den Faktor 2 ermittelt werden [9, 10].



Abb. 4: Geozellen

Der wesentliche Bewehrungseffekt der Geozellen besteht darin, dass die Zellenwände den von ihnen eingeschlossenen Boden horizontal zusammenhalten und so die seitlichen Verformungen des Bodens unter Belastung einschränken, wodurch das Kraft-Verformungsverhalten des Bodens verbessert wird. Bei einer Belastung des mit Geozellen bewehrten Bodens wird die seitliche Ausbreitung des bewehrten Materials durch die Ringzugkräfte der Geozellen und den passiven Erdwiderstand der anliegenden Zellen zurückgehalten (Abb. 5).

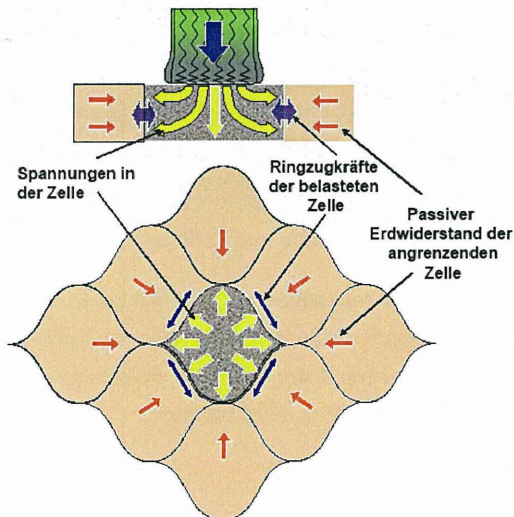


Abb. 5: Tragsystem Geozellen

Die aufgebrachten Belastungen aktivieren Ringzugkräfte in den Geozellenwänden, welche dem eingebauten Boden zusätzliche Festigkeit verleihen. Durch die Festigkeitserhöhung und durch das Zusammenhalten des Bodens durch die Zellenwände weist das Verbundsystem zwischen Geozelle und Boden im Vergleich zum unbewehrten Boden eine höhere Steifigkeit auf. Die aus den Belastungen resultierenden Spannungen werden durch die Geozellen über eine größere Fläche verteilt und dadurch im Bereich der Lasteinleitung deutlich reduziert. [2, 10]

Im mit Geozellen zu sanierenden Fahrbahnbereich erfolgt ebenfalls zunächst die Entfernung der vorhandenen 20 cm dicken Asphalttschicht. Anschließend wird der bestehende Straßenunterbau bis auf das Erdplanum ausgehoben. Nach dem Verdichten des Erdplanums wird zunächst eine 15 cm mächtige Schottertragschicht 0/22 mm eingebaut und verdichtet. Auf der Schottertragschicht wird anschließend ein Vlies aufgebracht, auf dem die 20 cm hohen Geozellen aufgespannt, mit Schotter 0/22 mm verfüllt und verdichtet werden (Abb. 6).



Abb. 6: Aufspannen, Einbau und Verfüllung der Geozellen

Nach der Erneuerung beider Fahrbahnrandbereiche erfolgt die Überbauung der gesamten Fahrbahnbreite mit einer insgesamt 17,5 cm dicken Asphalttschicht, bestehend aus einer 10 cm dicken Tragschicht 0/32, einer 4 cm dicken Binderschicht 0/16 und einer 3,5 cm dicken Deckschicht aus Splittmastixasphalt SMA 0/8 mm.

2.3 Messkonzept

Zur Ermittlung des Einflusses der unterhalb der Asphaltfahrbahn eingebauten Geozellenlage auf die Größe und die Verteilung der aus den Verkehrsbelastungen resultierenden Spannungen wurden insgesamt 6 dynamische Erddruckmessdosen mit einem maximalen Messbereich bis 600 kN/m^2 im Untergrund eingebaut. Je drei Erddruckmessdosen wurden in einem mit Geozellen bewehrten Abschnitt und drei Erddruckmessdosen wurden in gleicher Tiefe in einem unbewehrten Bereich in unterschiedlichen Tiefenlagen eingebaut (Abb. 7).

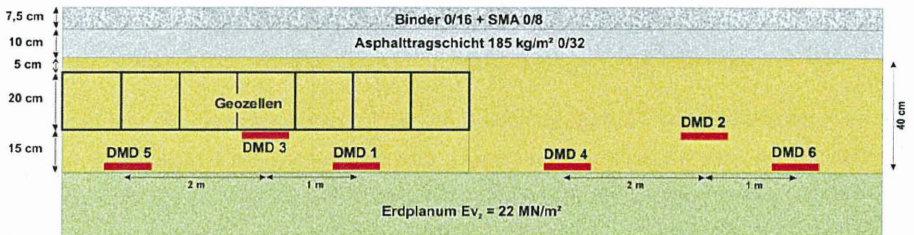


Abb. 7: Lage der eingebauten Druckmessdosen

Durch einen Vergleich der in diesen Abschnitten ermittelten Spannungen ist eine Aussage über den Einfluss der Geozellenbewehrung auf die Spannungen im Untergrund möglich.

2.4 Einbau der Druckmessdosen

Für die durchzuführenden Untersuchungen war ein insgesamt ca. 10 m langer Fahrbahnabschnitt vorgesehen. Für die Untersuchungen wurde der Abschnitt in zwei ca. 5 m lange Bereiche aufgeteilt. In einem Bereich erfolgte der Einbau der Geozellenbewehrung unterhalb der Asphaltfahrbahn, der zweite Abschnitt verblieb ohne Geozellenbewehrung. Nach dem Aushub des vorhandenen Straßenunterbaus bis zum Erdplanum und anschließender Verdichtung erfolgte zunächst der Einbau von insgesamt vier Erddruckmessdosen auf dem vorhandenen Erdplanum (Abb. 8).



Abb. 8: Einbau der Erddruckmessdosen auf dem Erdplanum mit Ummantelung

Da die unterschiedlichen Steifigkeiten zwischen den Druckmessdosen und dem umgebenden Boden die Messergebnisse beeinflussen können, wurden die Druckmessdosen zur Beeinflussungsminimierung der Messwerte in einem ausreichenden Abstand zueinander eingebaut [12]. Zusätzlich wurden die Erddruckmessdosen zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Belastung mit Feinsand ummantelt (Abb.9). Die Ummantelung verhindert dabei den direkten Kontakt der Druckmessdosen mit dem grobkörnigen Schotter 0/22 mm und minimiert dadurch die aus einer punktuellen Belastung eines Kornes resultierenden Messungenauigkeiten. Des Weiteren werden durch die Ummantelung die Einflüsse der Steifigkeitsunterschiede zwischen der Druckmessdose und dem umgebenden Boden minimiert. [4, 6, 12]



Abb. 9: Ummantelung der Erddruckmessdosen mit Feinsand

Nach dem Einbau der Erddruckmessdosen auf dem Erdplanum erfolgte der Einbau einer 15 cm starken Schottertragschicht auf den Erddruckmessdosen. Nach der Verdichtung der Schottertragschicht wurden weitere zwei Druckmessdosen direkt auf der Schotteroberfläche installiert. Auf den Druckmessdosen erfolgte der Einbau des Vlieses sowie das Aufspannen der Geozellen.

2.5 Spannungsmessungen

2.5.1 Initialmessungen zur Kontrolle des Messsystems

Nach dem Einbau der Druckmessdosen erfolgten bereits während der Aufschüttung der Schottertragschicht im unbewehrten bzw. im mit Geozellen bewehrten Abschnitt Spannungsmessungen zur Kontrolle der Funktionstüchtigkeit des installierten Messsystems sowie zur Überprüfung der Messgenauigkeit.

Die in Abbildung 10 dargestellten Messergebnisse zeigen die von den Druckmessdosen aufgezeichneten Vertikalspannungen während und nach der Überschüttung mit einer 25 cm mächtigen Schotterschicht sowie nach der Fertigstellung der sanierten Fahrbahnoberfläche.

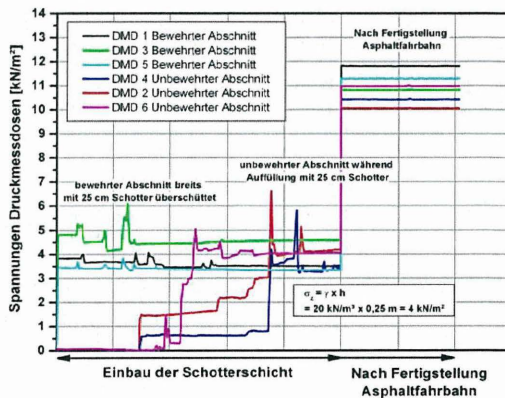


Abb. 10: Messergebnisse der Initialmessungen

Die von den Druckmessdosen gemessenen Vertikalspannungen liegen nach der Überschüttung mit einer 25 cm mächtigen Schotterschicht in einem Bereich zwischen 3,5 und 5 kN/m² und nach Fertigstellung der neuen Asphaltfahrbahn in einem Bereich zwischen 10

und 12 kN/m^2 . Eine durchgeführte Spannungsberechnung mit einer angenommenen Wichte des eingebauten Schotters von 20 kN/m^3 und einer Einbautiefe der Druckmessdosen von $0,25 \text{ m}$ ergibt eine berechnete Auflastspannung von 4 kN/m^2 .

Unter Berücksichtigung der $17,5 \text{ cm}$ dicken Asphalttschicht ergibt sich eine Gesamtvertikalspannung von ca. 9 kN/m^2 .

Die mit den eingebauten Druckmessdosen ermittelten Spannungen liegen somit unter Berücksichtigung der Messgenauigkeit der eingesetzten Druckmessdosen von $0,5 \%$ im berechneten Bereich. Die durchgeführten Messungen zeigen, dass durch den gewählten Einbau der Druckmessdosen Messergebnisse ausreichender Genauigkeit erzielt werden können und die Druckmessdosen weder während des Einbaus noch während der Verdichtung der Schottertragschicht beschädigt wurden.

2.5.2 Spannungsmessungen ohne Asphaltdecke

Nach der Fertigstellung der Schottertragschicht wurden weitere Spannungsmessungen im Zuge von Überfahrversuchen durchgeführt, um den tendenziellen Einfluss der Geozellenlage auf die Spannungen im Untergrund zu bestimmen.

Ein Baustellenfahrzeug (Grader) befuhr dafür mehrmals den Bereich der eingebauten Druckmessdosen, während die durch die Überfahrten resultierenden Spannungen im Untergrund mittels der eingebauten Druckmessdosen gemessen wurden.

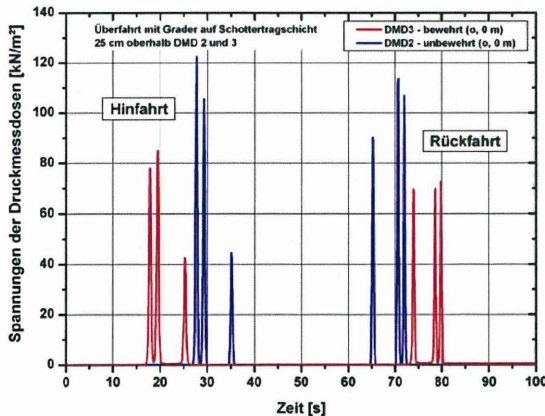


Abb. 11: Überfahrversuch Grader, Hin- und Rückfahrt

Die während der Überfahrversuche gemessenen Spannungen (Abb.11) im mit Geozellen bewehrten Bereich sind deutlich geringer als die im unbewehrten Bereich gemessenen. Die ermittelte Spannungsreduzierung im mit Geozellen bewehrten Bereich während der Überfahrversuche mit einem Grader in Schrittgeschwindigkeit beträgt zwischen 33 und 38 %.

2.5.3 Spannungsmessungen mit Asphaltdecke

Nach der Fertigstellung der Schottertragschicht und der erneuerten Asphaltfahrbahn wurden in verschiedenen zeitlichen Abständen Überfahrversuche auf der Asphaltfahrbahn bei gleichzeitiger Messung der aus den Belastungen resultierenden Spannungen im Untergrund durchgeführt.

Zur tendenziellen Ermittlung der Auswirkungen der Geozellenbewehrung unterhalb der Asphaltfahrbahn auf die Spannungen im Untergrund wurden zunächst lediglich die sich aus einer zufälligen Verkehrsbelastung ergebenden Spannungen im Untergrund gemessen (Abb. 12).

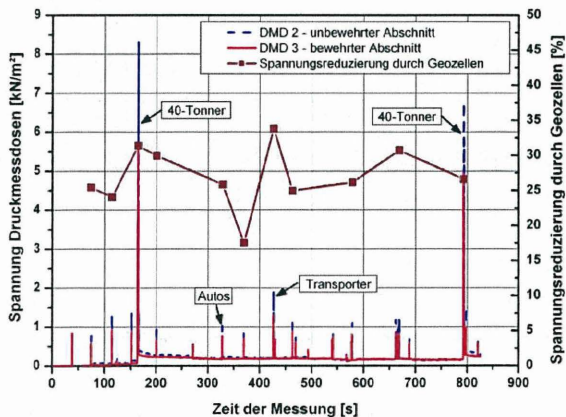


Abb. 12: Spannungen DMD 2 und 3, Tiefe 42,5 cm unter GOK

Die dabei gemessenen Spannungen sind in dem mit Geozellen bewehrten Bereich deutlich geringer als die im unbewehrten Bereich gemessenen Spannungen. Im Mittel ergibt sich eine Spannungsreduzierung im mit Geozellen bewehrten Bereich von ca. 25 bis 32 %. Die gemessenen Spannungen der unteren Druckmessdosenlage (Tiefe: 57,5 cm unter GOK) sind aufgrund der größeren Einbautiefe insgesamt geringfügig kleiner, jedoch

kann auch hier eine Reduzierung der gemessenen Spannungen im mit Geozellen bewehrten Bereich gegenüber dem unbewehrten Bereich von ca. 20 - 25 % ermittelt werden.

Nach längerer Liegezeit der Fahrbahn und der damit verbundenen Verkehrsbelastung sowie den dadurch verursachten Verdichtungen im Straßenaufbau wurden weitere Messungen in Form von kontrollierten Überfahrversuchen durchgeführt.

Ein beladener 5-Achs-Lkw (Sattelzug) mit einem Gewicht von ca. 41 Tonnen befuhr in verschiedenen Geschwindigkeiten die Untersuchungsbereiche, während die aus den Überfahrten resultierenden Spannungen im Untergrund gemessen wurden (Abb. 13).

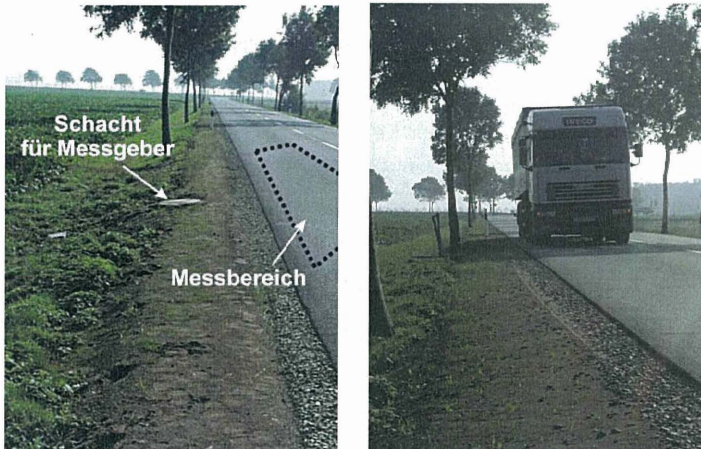


Abb. 13: Überfahrversuche mit einem Lkw (40 Tonnen)

Die gemessenen Spannungen der oberen Druckmessdosens DMD 2 und DMD 3 für eine Fahrgeschwindigkeit des Lkw von 5 km/h sind der Abbildung 14 zu entnehmen.

Die dargestellten Ergebnisse zeigen die einzelnen Achsüberfahrten der insgesamt 3-Achsaggregate des Lkw sowohl für den bewehrten als auch für den unbewehrten Bereich. Die während der Überfahrt gemessenen Spannungen im Untergrund sind unabhängig von der jeweiligen Achse im mit Geozellen bewehrten Bereich um ca. 23 – 28 % geringer als die im unbewehrten Bereich ermittelten Spannungen.

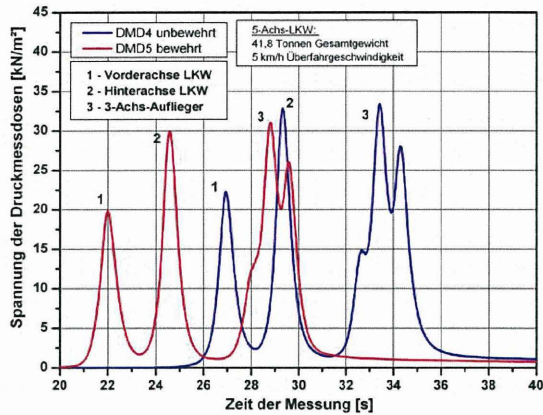


Abb. 14: Überfahrt Lkw, Geschwindigkeit 5 km/h, Tiefe 42,5 cm

Tendenzielle ähnliche Ergebnisse konnten bei Überfahrten mit einer Fahrgeschwindigkeit des Lkw von 40 km/h festgestellt werden (Abb. 15).

Die Spannungen sind im Gegensatz zu einer Überfahrgeschwindigkeit von 5 km/h aufgrund der erhöhten Geschwindigkeit insgesamt etwas geringer, jedoch konnte ebenfalls eine deutliche Spannungsreduzierung in dem mit Geozellen bewehrten Bereich gegenüber dem unbewehrten Bereich festgestellt werden. Die ermittelte Spannungsreduzierung beträgt ca. 21 - 30 %.

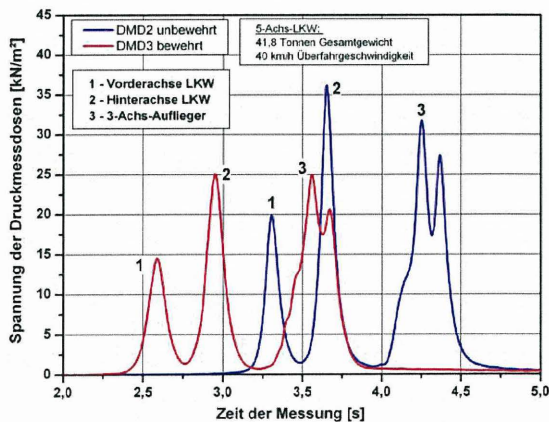


Abb. 15: Überfahrt Lkw, Geschwindigkeit 40 km/h, Tiefe 42,5 cm

In einer weiteren Messung wurden die Spannungen im Untergrund bei einer Fahrgeschwindigkeit von ca. 70 km/h ermittelt. Die dabei gemessenen Spannungen (Abb. 16) sind insgesamt deutlich kleiner als die bei einer Überfahrgeschwindigkeit von 5 und 40 km/h gemessenen Spannungen. Der ermittelte Unterschied zwischen den während der Überfahrt gemessenen Spannungen im mit Geozellen bewehrten und im unbewehrten Bereich beträgt ca. 34 - 40%.

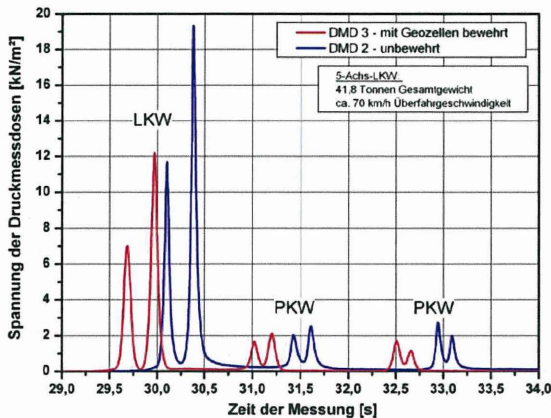


Abb. 16: Überfahrt Lkw, Geschwindigkeit ca. 70 km/h, Tiefe 42,5 cm

3 Projekt „Schleuse Neuer Hafen“ Bremerhaven

Im Zuge der Baumaßnahme „Schleuse Neuer Hafen“ in Bremerhaven mussten zu beiden Seiten einer Schleuse neue Zufahrtsrampen erstellt werden, die den Anschluss zwischen den bestehenden Verkehrswegen und der Schleusenbrücke herstellen sollten. In unmittelbarer Nähe zur Baumaßnahme befindet sich ein historischer Leuchtturm, dessen Bausubstanz und Standsicherheit nicht gefährdet werden durfte.

3.1 Bauausführung

Der vorhandene Baugrund besteht im oberen Bereich bis zu einer Tiefe von ca. 5 m im Wesentlichen aus einer Aufschüttung aus Sand und Klei. Darunter schließt sich eine etwa 18 m mächtige Kleischicht an. Unterhalb der Kleischicht liegt eine unterschiedlich mächtige Sandschicht.

Zur Gründung der Zufahrtsrampe wurde eine auf Atlas-Säulen aufgeständerte Damm-schüttung gewählt (Abb. 17). Die Säulen mit einem Durchmesser von 0,5 m durchteufen dabei die bis zu 18 m mächtige Kleischicht. Die Säulen wurden in einem Raster gleichsei-tiger Dreiecke mit einem Abstand von ca. 2 m angeordnet.

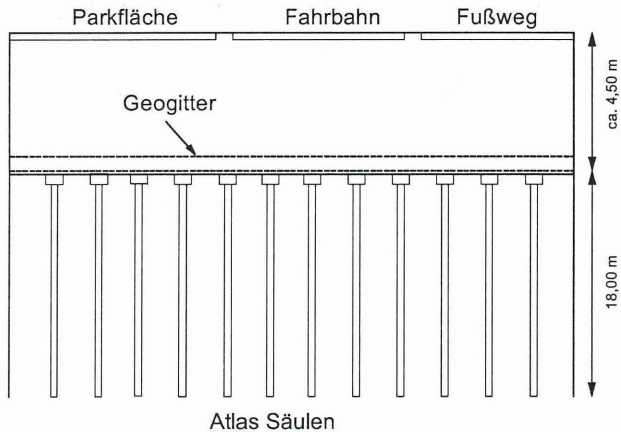


Abb. 17: Schematischer Gründungsaufbau

Zur Einleitung der Dammlasten in die Säulenebene und zur Unterstützung des Trag-gewölbes wurde ein mit biaxialen Geogittern, bestehend aus gelegten und geschweißten Polyesterstäben, bewehrtes Gründungspolster ausgeführt. Das Gründungspolster besteht aus 2 Geogitterlagen und hat eine Dicke von ca. 0,8 m (Abb. 18).



Abb. 18: Einbau des Gründungspolsters

Auf dem Gründungspolster erfolgte die Aufschüttung des 4,2 m hohen Dammes aus Sand. Zur Reduzierung von auftretenden Spreizspannungen und Horizontalverformungen wurde zusätzlich eine verankerte Spundwandeneinfassung ausgeführt. Abschnittsweise wurden zusätzlich Vertikaldräns im Raster eines gleichseitigen Dreiecks mit einem Abstand von ca. 1 m eingebracht.

3.2 Messinstrumentierung

Zur Ermittlung der Auswirkungen des Gründungspolsters auf die Größe und die Verteilung der Spannungen im Untergrund und zur Beurteilung des Tragverhaltens der ausgeführten Konstruktionen wurde unter anderem eine Instrumentierung mit insgesamt 4 statischen Erddruckmessdosen vorgenommen. Dabei wurde eine Druckmessdose direkt oberhalb eines Säulenkopfes angeordnet. Eine weitere Druckmessdose wurde in gleicher Höhenlage in der Mitte eines Säulenrasters installiert. Die weiteren zwei Druckmessdosen wurden ebenfalls in der Mitte des Säulenrasters jedoch in verschiedenen Höhenlagen eingebaut, um die Ausbildung des Gewölbes zu kontrollieren. Eine Übersicht über die Lage der eingesetzten Erddruckmessdosen ist der Abbildung 19 zu entnehmen.

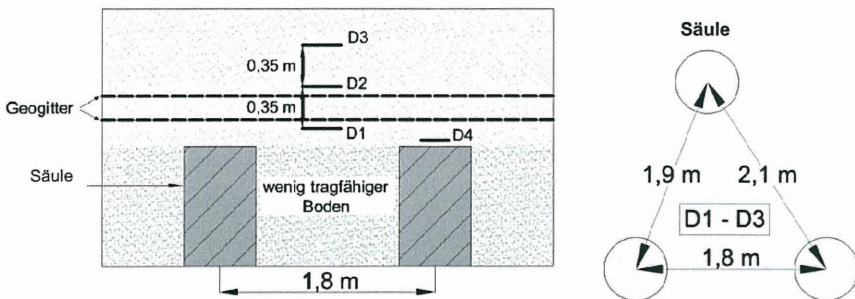


Abb. 19: Anordnung der Druckmessdosen

Die Druckmessdosen wurden aufgrund der Steifigkeitsunterschiede zwischen den Druckmessdosen und dem umgebenden Boden und den daraus resultierenden Einflüssen auf die Messergebnisse auf Grundlage von Untersuchungsergebnissen am IGMC mit einem Feinsand 0,1 bis 0,2 mm ummantelt (Abb. 20) [4, 12].



Abb. 20: Ummantelung der Druckmessdosen mit Feinsand

Die gewählte Anordnung der Druckmessdosen dient der Ermittlung der sich bei dem gewählten Tragsystem prognostizierten Spannungsausbreitung.

Bei dem gewählten Gründungskonzept „bewehrter Erdkörper auf punktförmigen Traggliedern“ soll die Einleitung der Lasten durch eine Lastumverteilung innerhalb des Tragsystems in die Tragglieder sichergestellt werden. Die Bewehrung überbrückt dabei den wenig tragfähigen Untergrund zwischen den Traggliedern, der je nach vorhandenen Verhältnissen teilweise entlastet wird [3, 5].

Die sich aus dem Tragsystem ergebende prognostizierte Spannungsverteilung hat somit ein Maximum direkt oberhalb der Säulenköpfe und ein Spannungsminimum in Feldmitte.

Weiterhin wurden die beiden Geogitterlagen mit verschiedenen Dehnmessgebern versehen. Die Darstellung, Auswertung und Beurteilung dieser Messergebnisse wird zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen, so dass im Folgenden nicht weiter darauf eingegangen wird.

3.3 Messergebnisse

Die Messung der Vertikalspannungen erfolgte kontinuierlich während der gesamten Dammaufschüttung bis zu einer Endhöhe von ca. 4,2 m. Die während der Aufschüttung gemessenen Vertikalspannungen der über der Säule angeordneten Druckmessdose 4 und der in Feldmitte angeordneten Druckmessdosen 1 bis 3 sind der Abbildung 21 zu entnehmen.

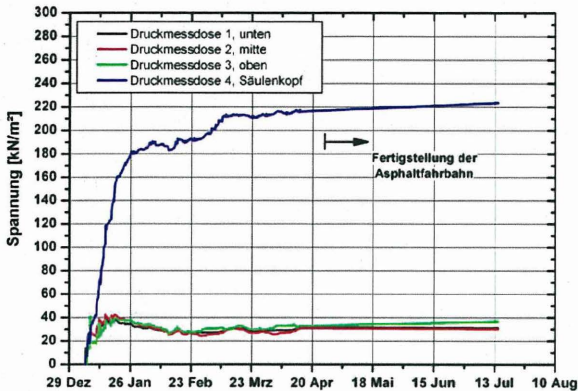


Abb. 21: gemessenen Vertikalspannungen während der Dammaufschüttung

Die nach Fertigstellung der Aufschüttung gemessenen Spannungen über der Säule und in Feldmitte weisen erhebliche Abweichungen auf. Die über der Säule gemessenen Spannungen von ca. 230 kN/m² sind signifikant höher als die in Feldmitte gemessenen Spannungen von ca. 30 kN/m².

Zur Kontrolle der Messergebnisse wurde eine Vertikalspannungsberechnung durchgeführt. Die Berechnung der Vertikalspannungen in einer Tiefe von 4,2 m unterhalb der Geländeoberkante mit einer angenommenen Wichte des verwendeten Schüttsandes von 18 kN/m³ ergibt eine mittlere vorhandene Vertikalspannung von ca. 76 kN/m². Die gemessenen Spannungen sind somit über der Säule erheblich höher, in Feldmitte erheblich kleiner als die berechneten Spannungen.

Die gemessenen Spannungen bestätigen das prognostizierte Lastabtragungsverhalten der gewählten Bauweise und die damit verbundene Ausbildung einer Gewölbewirkung mit einer Spannungsreduzierung in Feldmitte sowie einer Spannungs Zunahme oberhalb der Säulenköpfe.

Eine durchgeführte Berechnung der sich ergebenden Vertikalspannungen unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung und der Einflussflächen der Traglieder nach EB GEO [3] bestätigte die durch die Druckmessdosen gemessenen Spannungen. Die Unterkante des sich ausbildenden Gewölbes liegt oberhalb der Druckmessdosen.

Nach der Fertigstellung des Dammbauwerkes und der Verkehrswege wurden weitere Vertikalspannungsmessungen im Zuge von Belastungsversuchen mit einem Lkw (40 Tonnen Gesamtgewicht, 5-Achser) durchgeführt.

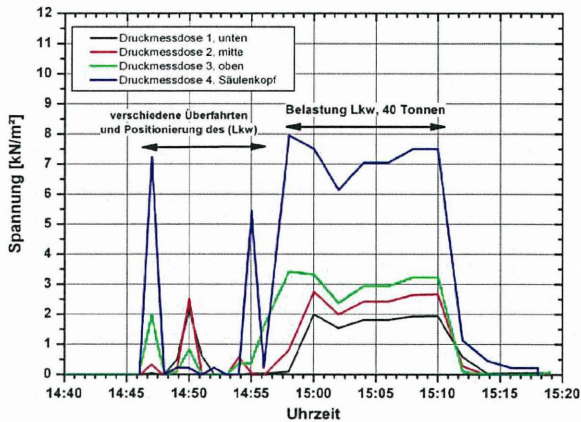


Abb. 22: Vertikalspannungen während der Belastungsversuche mit einem Lkw

Die gemessenen Spannungen (Abb. 22) zeigen tendenziell einen ähnlichen Verlauf wie die während der Dammschüttung gemessenen Spannungen. Die über der Säule gemessenen Vertikalspannungen sind mit ca. 7 kN/m^2 deutlich größer als die in Feldmitte gemessenen Spannungen von ca. $1,9$ bis 3 kN/m^2 .

Es tritt demnach eine Spannungsumlagerung aus der Feldmitte in Richtung der vertikalen Tragglieder auf. Die in Feldmitte gemessenen Vertikalspannungen der Druckmessdosen 1 bis 3 unterscheiden sich nur geringfügig voneinander. Mit zunehmender Einbautiefe der Druckmessdosen nehmen die ermittelten Vertikalspannungen zu.

Zur Kontrolle der Messergebnisse wurde ebenfalls eine Spannungsberechnung durchgeführt. Die Berechnung der aus der Lkw-Belastung resultierenden Vertikalspannungen unter Vernachlässigung der Gewölbewirkung ergab bei einer angenommenen Verkehrsflächenersatzlast für die drei hinteren Lkw-Achsen von $43,5 \text{ kN/m}$ im Vergleich zu den gemessenen Spannungen eine größere Spannung in Feldmitte und eine kleinere Spannung über der Säule.

Demgegenüber konnten die gemessenen Spannungen für die repräsentativen Lasteinzugsflächen der Säulen bzw. der Flächen zwischen den Säulen unter Ansatz der Gewölbewirkung nach [3] bzw. [5] und der rechnerischen Lastumlagerung sehr gut nachvollzogen werden.

4 Zusammenfassung

Im Zuge der Sanierung der Kreisstraße K 23 im Landkreis Peine (Niedersachsen) wurden insgesamt 6 Druckmessdosen unterhalb einer Asphaltfahrbahn in den Untergrund eingebaut. Anschließend wurde die Schottertragschicht der Fahrbahn in einem Bereich von ca. 5 m Länge mit 20 cm hohen Geozellen bewehrt. Ein ebenso langer Bereich wurde herkömmlich ohne Bewehrung hergestellt. Während der einzelnen Bauphasen sowie nach Fertigstellung der Asphaltfahrbahn wurden Probelastungen und Überfahrversuche durchgeführt. Gleichzeitig wurden die aus den Belastungen resultierenden Spannungen sowohl im bewehrten als auch im unbewehrten Abschnitt gemessen. Durchgeführte Kontrollberechnungen haben gezeigt, dass der gewählte Einbau der Druckmessdosen zu plausiblen Ergebnissen führt. Mit dem gewählten Messsystem konnte nachgewiesen werden, dass die ermittelten Spannungen unabhängig von der gewählten Belastung (statisch oder dynamisch) in dem mit Geozellen bewehrten Bereich deutlich geringer als die unterhalb des unbewehrten Bereiches ermittelten Spannungen sind.

Bei einem zweiten Bauprojekt „Schleuse Neuer Hafen“ in Bremerhaven wurde eine 4 m hohe, auf Säulen aufgeständerte Dammschüttung auf einem Geogitter bewehrten Gründungspolster ausgeführt. Durch die mittels von 4 eingebauten Druckmessdosen gemessenen Spannungen konnte eine Umlagerung der Spannungen aus der Feldmitte zwischen den Säulen in Richtung der vertikalen Tragglieder entsprechend den rechnerisch nach EBGeo zu erwartenden Größenordnungen nachgewiesen werden.

5 Literatur

- [1] Bathurst R.J., Jarret P.M. (1988), „Large scale model tests of geocomposite mattress over peat subgrades“, Transportation Research Record 1188, S. 28 - 36
- [2] Dash S.K., Sireesh S., Sitharam T.G. (2003), „Behaviour of geocell reinforced sand beds under circular footing“, Ground Improvement, Vol. 7, S. 111 - 115
- [3] Empfehlungen 6.9: Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern, Entwurf Sept. 2003, Kapitel 6.9 für die Empfehlungen für Bewehrung aus Geokunststoffen (EBGEO)
- [4] Endbericht Forschungsvorhaben S590: Auswirkungen von Umgebungsbedingungen auf die Messergebnisse geotechnischer Messinstrumente im Sand und Beton, Institut für Geotechnik und Markscheidwesen, Technische Universität Clausthal, 2005, unveröffentlicht
- [5] Gedun, M.; Vollmert, L. (2005): Verformungsabhängige Spannungszustände bei horizontalen Geokunststoffbewehrungen über Pfahlelementen in der Dammebene, Bautechnik 82, Heft 9, S. 657 - 662, 2005
- [6] Keller, H. (1967): Druckmessdosen in Böden verschiedener Lagerungsdichten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln
- [7] Mhaiskar S.Y., Mandal J.N. (1992), „Soft clay subgrade stabilization using geocells“, Geotechnical special publications, Vol. 30, S. 1092 – 1103
- [8] Meyer, N.; Emersleben A. (2005): Mechanisches Verhalten von bewehrten Böden mit Geozellen. 9. Informations- und Vortragstagung über "Geokunststoffe in der Geotechnik", Sonderheft der Geotechnik, München, Februar 2005, S. 49 - 55.
- [9] Meyer, N.; Emersleben A. (2005): Mechanisches Verhalten von bewehrten Böden mit Geozellen. Symposium Geotechnik – Verkehrswegebau und Tiefgründungen, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 18, S. 93 – 112, September 2005
- [10] Meyer, N.; Emersleben A. (2005): Einsatz von Geozellen im Verkehrswegebau, Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau (TIS), Heft 11, S. 32 – 37, November 2005
- [11] Rajagopal K., Krishnaswamy N.R., Madhavi Latha G. (1999), „Behaviour of sand reinforced with single and multiple geocells“, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, S. 171 - 184
- [12] Reif, C. M., Linger, D. A. (1967): „Investigation of Buried Domes-Phase I-Evaluation of Instrumentation and Preliminary Tests“, Technical Report AFWL-TR-67-110, Air Force Weapons Laboratory, Kirtland Air Force Base, N.M.

Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. N. Meyer
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen
Technische Universität Clausthal
Erzstraße 18
38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel.: 05323 - 72 22 94
Fax: 05323 - 72 24 79
E-Mail: Norbert.Meyer@tu-clausthal.de

Dipl.-Ing. A. Emersleben
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen
Technische Universität Clausthal
Erzstraße 18
38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel.: 05323 - 72 36 99
Fax: 05323 - 72 24 79
E-Mail: Ansgar.Emersleben@tu-clausthal.de

Dipl.-Ing. L. Vollmert
BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & CO. KG
Postfach 3025
32339 Espelkamp-Fiestel
Tel.: 05743 – 93 20 5 64
Fax: 05743 – 93 20 5 59
E-Mail: vollmert@bbg-lf.de

Implementierung geophysikalischer Methoden zur Ermittlung geotechnischer Strukturen und Kennwerte

Frank Wuttke¹ & Hans-Gottfried Schmidt², Thomas Schicht³

¹ Bauhaus-Universität Weimar, BMBF-Projektgruppe VAROCON, Coudraystrasse 11c, 99423 Weimar, email: frank.wuttke@bauing.uni-weimar.de

² Bauhaus-Universität Weimar, Professur Bodenmechanik, Coudraystrasse 11c, 99423 Weimar, email: gottfried.schmidt@bauing.uni-weimar.de

³ K-UTEC Sondershausen, Abteilung Geophysik, Am Petersenschacht 7, 99706 Sondershausen, email: thomas.schicht@kutech.de

1. Einleitung / Ziele

Mit geotechnischen Felduntersuchungen ist eine sehr komplexe Struktur der oberflächennahen geologischen Schichtungen zu erfassen und für bautechnische Zwecke zu bewerten. Den einzelnen Schichten sind Bodenparameter für numerische Berechnungen zuzuordnen. Diese Parameter sollen das Bodenverhalten im Freifeld und im Zusammenwirken mit Bauwerken unter variablen Bedingungen realistisch erfassen, d.h. bei unterschiedlichen *geostatischen Spannungen und Lastgeschichten bzw. geologischen Vorbelastungen*. Weiter sind das *Deformations- und Festigkeitsverhalten unter statischer und dynamischer Beanspruchung für ausgewählte geotechnische Aufgabenstellungen in einem weiten Bereich der Verzerrungen für alle Bodenarten zu beschreiben sowie Angaben zu den hydraulischen Verhältnissen und Drainagebedingungen zu machen*.

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. Geophysikalische Methoden wie Seismik und Geoelektrik werden dabei den indirekten Verfahren zugeordnet, die durch direkte Verfahren zu ergänzen sind. Diese geophysikalischen Methoden können einen wesentlichen Beitrag in der Beschreibung des Untergrundes liefern. Zusammen mit den direkten Aufschlüssen und durchzuführenden Laboruntersuchungen ergibt sich eine wesentlich umfassendere Darstellung des Standortes.

Das angestrebte Ziel in den vorgestellten Untersuchungen ist eine Aussage zu *initialen* Schubsteifigkeiten G_0 und der vorliegenden Porosität n im Untergrund durch Anwendung einer gemeinsamen Inversion von Seismik und Geoelektrik im Zusammenhang mit geotechnischen Erkundungen anhand eines Beispiels. Neben dem Einsatz der leistungsfähigen Unter-

suchungsverfahren ist die Auswahl der entsprechenden Optimierungsstrategie zur Bewältigung des Inversionsvorgangs ein zentrales Problem.

2. Einordnung der Untersuchungen

Die hier betrachteten Erkundungsverfahren besitzen einen unterschiedlichen Informationsgehalt hinsichtlich vorhandener Bodenparameter. Einen wesentlichen Schwerpunkt können seismische Verfahren in der Bestimmung der *initialen* Schubsteifigkeit G_0 des Untergrunds liefern. Dafür müssen Wellenarten angeregt und ausgewertet werden, die zu einem wesentlichen Anteil eine Scherbewegung beinhalten. Deshalb werden für diesen Zweck die direkten Scherwellen (als Körperwellen) oder auch Oberflächenwellen genutzt. Die letzteren besitzen den Vorteil, dass sie einfacher und damit preiswerter angeregt werden können.

Das wesentliche Resultat der seismischen Messungen ist die Bestimmung der *initialen* / maximalen Steifigkeiten für eine dehnungsabhängige Beschreibung des Materialverhaltens, einem Schwerpunkt in dem vorliegenden Beitrag. Im Weiteren ist die Abbildung geometrischer Strukturen anhand von Unterschieden in auftretenden Wellengeschwindigkeiten möglich.

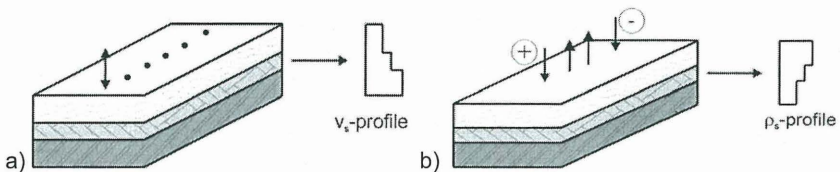


Abbildung 1: Strukturabbildung seismischer (a) und geoelektrischer (b) Verfahren

Wie allgemein bekannt, muss das mechanische Verhalten des Bodens unter monotonen, zyklischen und dynamischen Belastungspfaden über einen weiten Bereich der Scherdehnungen beschrieben werden (Ishihara 1996, Mayne 1999). Grund für diese Forderung ist das allgemein erreichte Dehnungsniveau bei verschiedenen geotechnischen Anwendungen (s. Abbildung 2) und das nichtlineare Stoffverhalten. Damit besteht die Aufgabe, alle verwendbaren experimentellen Verfahren nach dem erzeugten Dehnungsniveau zu beurteilen (Jamiolkowski et al. 1995, Atkinson 2000).

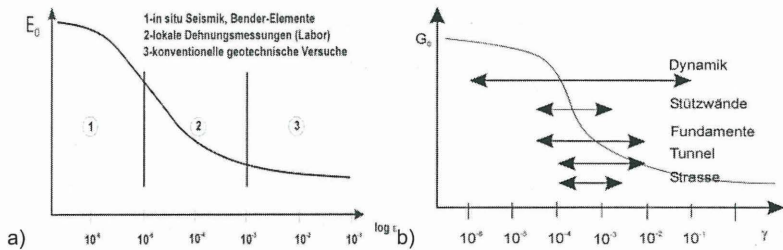


Abbildung 2: , (a) Dehnungsniveau bei geotechnischen Versuchen, (b) Einordnung der Verzerungsbereiche in geotechnische Aufgabenstellungen (Atkinson 2000)

Für die Ermittlung der Steifigkeiten in kleinen und sehr kleinen Dehnungsbereichen, stehen z.Zt. nur dynamisch basierte Testverfahren im Feld und Labor zu Verfügung. Bei Laborversuchen tritt die Bereitstellung ungestörter Bodenprobe in den Vordergrund.

Geoelektrische Verfahren basieren auf einer anderen physikalischen Abhängigkeit, des spezifischen elektrischen Widerstands im Untergrund. Der interessante geotechnische Aspekt ist die starke Abhängigkeit vom in situ - Wassergehalt des Bodens. Diese werden zur Interpretation vorhandener Bodenstrukturen – also zur Abbildung der geometrischen Strukturen verwendet.

3. Indirekte Felduntersuchungen

3.1 Seismische Methoden

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, Schmidt & Wuttke (2004).

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. In den nachfolgenden Ausführungen wird ausschließlich auf die verwendeten seismischen Oberflächenverfahren eingegangen.

Mit den ermittelten Wellengeschwindigkeiten lassen sich folgende Eingangskenngrößen (G_0 , E_0) für kleine Dehnungen ($\epsilon < 10^{-5}$) in elastisch isotropen Einphasensystemen ermitteln (s.a. Abb. 2):

- Schubmodul $G_0 = \rho \cdot v_s^2$ (mit ρ und v_s – Dichte und Scherwellengeschwindigkeit)
- Hooke-Modul $E_0 = 2(1 + \nu) \cdot \rho \cdot v_s^2$
- Steifenzahl $E_{s,0} = \rho \cdot v_p^2$ (mit v_p – Kompressionswellengeschwindigkeit)
- Querdehnzahl $\nu = (v_p^2 - 2v_s^2) / 2(v_p^2 - v_s^2)$

Bei den *Oberflächenverfahren* werden die Standortverhältnisse zerstörungsfrei erkundet. Erreger und Aufnehmer befinden sich dabei auf der Geländeoberfläche. In Abhängigkeit von der Anregung und Aufzeichnung stehen für die Auswertungen *in plane* oder *out plane* - Wellenfelder zur Verfügung. Für beide Fälle existieren sowohl Körper- als auch Oberflächenwellen. Der Vorteil der *out plane* - Wellenfelder mit einer klaren Zuordnung zur Schubsteifigkeit wird durch die wesentlich aufwändigere Anregung dieser Wellen abgemindert. Aus diesem Grund wird die Anregung von *in plane* - Wellenfeldern in praktischen Anwendungen häufiger genutzt.

Mit der Anregung an der Geländeoberfläche entstehen sowohl Raum- als auch Oberflächenwellen, deren Modifikation beim Durchlaufen des Mediums die gesuchten Informationen des Untergrundes beinhaltet. Die Oberflächenwellen im angeregten Wellenfeld breiten sich parallel zur Boden-Luft-Grenzfläche aus. Dieser Wellentyp besitzt eine ausgeprägte Sensitivität zur tiefenabhängigen Schubsteifigkeit und haben durch ihren großen Energiegehalt im Wellenfeld den Vorzug eines guten Signal-Rausch-Verhältnisses (S/N-Verhältnis). Durch die Frequenzabhängigkeit der einzelnen Phasenlaufzeiten wird die Struktur des durchlaufenen Mediums gespeichert (s. Abb.3).

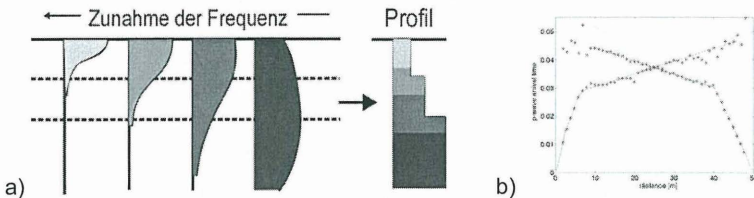


Abbildung 3: (a) Frequenzabhängigkeit und Wellenlänge der Oberflächenwelle und (b) Ersteinsatz der P-Welle im Wellenfeld aus Hin- und Rückschuss

Oberflächenwellen stellen nur einen Teil des Wellenfeldes dar, zudem besitzen sie eine geringe Empfindlichkeit zur P-Wellengeschwindigkeit des Untergrundes. Für diesen Informationsgehalt muss im Rahmen einer umfassenden Wellenfeldanalyse das Körperwellenfeld mit berücksichtigt werden. In den eigenen Untersuchungen wurden die Ersteinsätze der propagierenden P-Welle berücksichtigt, wodurch Informationen zur Wellengeschwindigkeit und zur Struktur für diesen Wellentyp vorlagen (s. Abb.3). Ein Nachteil der klassischen seismischen Erkundungen bei der Ermittlung von Ersteinsätzen aus registrierten Zeitverläufen ist der notwendige gute Steifigkeitskontrast zwischen den Bodenschichten (Haupt 1986). Mit zunehmender Schichtanzahl gestalten sich die Auswertungen schwieriger, sind aber bei deutlichen Kontrasten zwischen den Schichten möglich, Wang et al. (2000).

Günstiger gestaltet sich die Auswertung der Oberflächenwellen durch das bereits genannte bessere S/N-Verhältnis. Die Grundlage der Standortanalyse bildet die Auswertung der dispersiven Eigenschaften der Oberflächenwellen. Infolge der Frequenzabhängigkeit dieser Wellen besitzen die unterschiedlich 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 (s.a. Abb. 3). Diese Frequenzabhängigkeit der Geschwindigkeiten bewirkt, dass der ursprüngliche Impuls mit zunehmender Entfernung dispergiert. Die eingetragene Energie wird dabei auf den angeregten Moden der vorliegenden Bodenstruktur transportiert. Dabei können in Abhängigkeit von der Lage und Art der Quelle, der eingetragenen Impulsform und der vorliegenden Schichtenfolge unterschiedlich viele Moden (Fundamentalmode und höhere Moden) auftreten, Wuttke (2005)

Für die Detektion der auftretenden Moden innerhalb des Oberflächenwellenfeldes ist eine entsprechende Dispersionsanalyse des Feldes notwendig. Für diesen Zweck wurden und werden unterschiedliche Techniken entwickelt, die ihrerseits Vor- und Nachteile für die Nutzung im flachseismischen Bereich aufweisen. Im Nachfolgenden wird dazu ein kurzer Überblick über unterschiedliche Techniken gegeben.

Dispersionsanalyse

Die Verfahren der Dispersionsanalyse werden im Wesentlichen nach Verfahren, welche 1 oder 2 Aufnehmer (Kategorie I) oder zwingend mehrere Aufnehmer (Kategorie II) benötigen, unterschieden. In den vorliegenden Untersuchungen wurden neben der Phasendifferenzen-Methode unterschiedliche Wellenfeldtransformationen angewandt. Methoden zur Bestimmung der Gruppengeschwindigkeit (Vielfachfilter, Fensterung), Dresen & Rüter (1994) bzw. Wavelettechniken, Holschneider et.al. (2005), wurden nicht zur Bestimmung der Dispersionskurven verwendet. Die Ermittlung der Phasengeschwindigkeiten mit der Phasendifferenzenmethode erfolgt im Frequenzbereich unter Nutzung des Theorems der Kreuzkorrelation

$$r_{ij}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} g_i(\tau) g_j(\tau + t) d\tau \Leftrightarrow R_{ij}(f) = G_i(f) \cdot G_j^*(f),$$

woraus sich die die Phasengeschwindigkeit mit

$$c(f) = \frac{\Delta s \cdot 2\pi f}{\Theta_{ij}(f)} \quad \text{mit} \quad \Theta_{ij}(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\Im(R_{ij}(f))}{\Re(R_{ij}(f))} \right\}$$

ergibt. Als Indikator der Signalverwandtschaft wird die vorhandene Kohärenz zwischen den Signalen bestimmt.

Infolge der Probleme dieses Verfahrens mit der Auflösung und Separierung höherer Moden, Aki & Richards (1980), werden zusätzlich verschiedene Verfahren der Kategorie II genutzt. In

einem ersten Schritt erfolgte die Nutzung der Frequenz-Wellenfeld-Analyse, welche eine zweidimensionale Fouriertransformation bezüglich der Zeit t und des Ortes x darstellt.

$$F(\omega, k) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(t, x) e^{-i2\pi(\omega t + kx)} dt dx$$

In einem zweiten Schritt erfolgt die Nutzung von Verfahren der Wellenfeldtransformation, welche sich aus der zeitverschobenen Stapelung des Wellenfeldes und einer einfachen Fouriertransformation berechnet, McMechan & Yedlin (1981):

$$S(p, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \sum_x P(x, \tau + px) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad \text{mit} \quad \tau = t - px.$$

Nutzt man das Verschiebungstheorem $\mathcal{F}\{f(t - \tau)\} \Leftrightarrow e^{-i\omega\tau} \tilde{f}(\omega)$, so ergibt sich die zeitliche Verschiebung der einzelnen Spuren als Phasenverschiebung im Bildbereich, (s. Abb. 4).

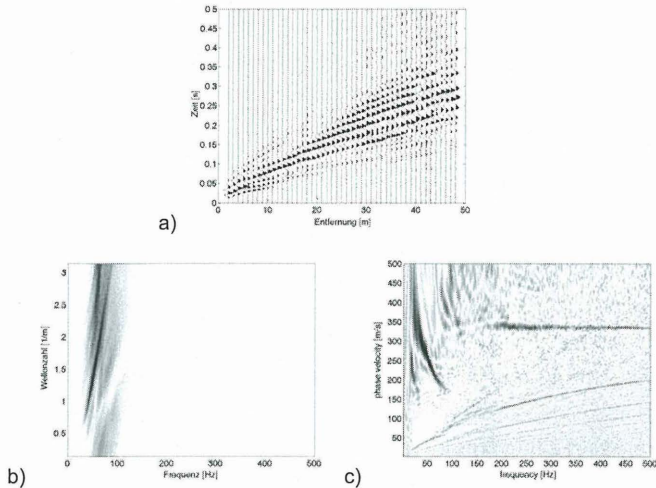


Abbildung 4: (a) Wellenfeld, (b) Frequenz-Wellenzahlanalyse, (c) Wellenfeldtransformation

Zur Verbesserung des Auflösungsvermögens innerhalb der Spektren, speziell für den Fall von kurzen Auslagelängen, erfolgt eine Umformung der Transformation derart, dass nur das Phasenspektrum als Informationsträger genutzt wird. Ein wesentliches Kriterium zur korrekten Abbildung der in den Signalen vorhandenen Informationen ist die Einhaltung des Abtasttheorems. Das bedeutet, dass das zeitliche und speziell das räumliche Abtastintervall so gewählt wird, dass die maximal aufzulösende Frequenz bzw. Wellenzahl kleiner als der Nyquistwert der Frequenz bzw. Wellenzahl ist.

3.2 Geoelektrische Methoden

Ausgangspunkt geoelektrischer Standortuntersuchungen ist die vorhandene unterschiedliche elektrische Leitfähigkeit der anstehenden Böden. Im einfachsten Fall bildet sich zwischen zwei Elektroden mit angelegter Spannung ein elektrisches Feld heraus. Durch vorhandene Bodenschichten unterschiedlicher Leitfähigkeit sowie Grundwasserstände wird die Ausbildung des elektrischen Feldes beeinflusst (s. Abb. 5), Aigner et.al. (1985), Maurer (2005).

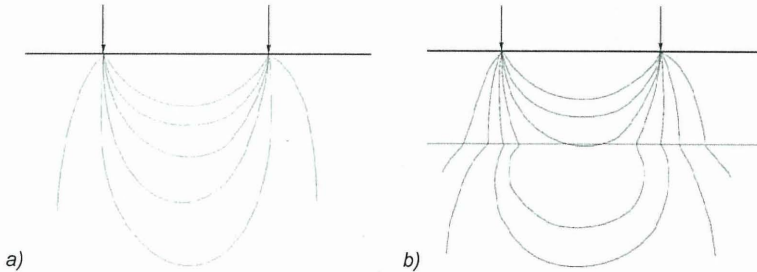


Abbildung 5: Elektrisches Felde (a) homogener Halbraum, (b) geschichteter Halbraum

Zur Erfassung des elektrischen Widerstandes können die Elektrodenanordnungen nach Schlumberger und Wenner genutzt werden (Abb. 6), Loke (2004).

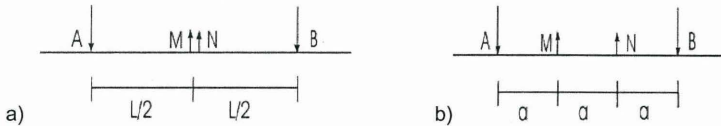


Abbildung 6: Elektrodenanordnung (a) Schlumberger, (b) Wenner

Der aktuelle Stand in der Auswertung geoelektrischer Messungen ist die mehrdimensionale Konturabbildung, Loke (2004), die die vorhandenen elektrischen Widerstände zur Lokalisierung vorhandener Strukturen im Untergrund nutzt. In der vorliegenden Untersuchung ist jedoch die Empfindlichkeit dieser Messungen in wasserleitenden Schichten bzw. im Grundwasser und die Sensitivität der elektrischen Widerstände bei Wassersättigung in den Bodenschichten von Interesse.

In den durchgeführten geoelektrischen Untersuchungen wurden neben 2D Abbildungen des Untergrundes auch eindimensionale geoelektrische Tiefensondierungen zur Ergänzung der seismischen Messungen durchgeführt. Für die Tiefensondierungen erfolgte eine 4-Punkt Elektrodenanordnung nach Wenner. Zusätzlich zu den geoelektrischen Messungen

standen Ergebnisse von geotechnischen Erkundungen zur Verfügung. In Abb.7 erfolgte eine Zusammenfassung der geotechnischen Sondierungen zu einem gemittelten Bodenprofil.

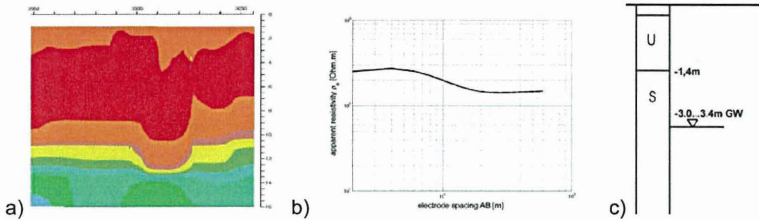


Abbildung 7: (a) geoelektrisches 2D Mapping der spezifischen elektrischen Widerstände, (b) spezifischer elektrischer Widerstand einer geoelektrischen Tiefensondierung, c) gemitteltes Tiefenprofil aus geotechnischen Erkundungen

4. Inversion der Felddaten

Um aus einer experimentellen Analyse, wie Seismik oder Geoelektrik, die entsprechenden Informationen zu vorhandenen Materialparametern bzw. geometrischen Strukturen zu erhalten, müssen die experimentellen Ergebnisse einer Inversion unterzogen werden. In diesem Sinn 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. Ausgehend von der Zielfunktion des Problems wird der Inversionsvorgang definiert. In der Regel erfordert dieser die Anwendung nichtlinearer iterativer Optimierungsstrategien. Die Zielfunktion bildet eine Hyperfläche im mehrdimensionalen Raum. Für den Fall, dass die Zielfunktion nur von zwei Variablen abhängig ist, können auftretende globale und lokale Minima abgebildet werden (s. Abb. 8). In der Regel besitzt die Zielfunktion eine weitaus größere Anzahl von Variablen, so dass keine anschauliche Fläche dargestellt werden kann.

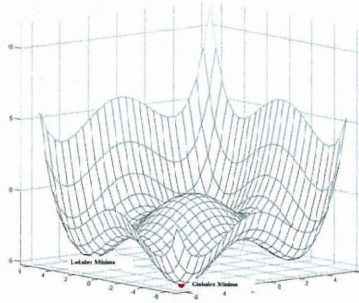


Abbildung 8: Zielfunktion mit globalen und lokalen Minima

Lokale Suchmethoden

Beim Vorhandensein ausreichender Vorinformationen und einer möglichen Wahl des Startmodells in der Nähe des globalen Minimums, können lokale Suchmethoden zur Ermittlung dieses Minimums genutzt werden.

Die lokalen Suchmethoden können in gradientenfreie Methoden und Gradienten-Verfahren unterschieden werden. Ausgehend von der Beschreibung des physikalische Problems in einer Taylorreihe kann die Art des Gradientenverfahrens (Ableitung 1. oder 2. Ordnung) gewählt werden. Oft wird eine Linearisierung des Problems gewählt, um Ableitungen höherer Ordnung bei einer vertretbaren Abnahme der Genauigkeit zu vermeiden. Die Zielfunktion E mit dem Fehler e kann danach in der euklidischen Norm

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

mit δd_i -Datendifferenzenvektor, δm_j -Modelldifferenzenvektor und G_{ij} -Matrix der partiellen Ableitungen beschrieben werden.

Zum Zwecke der numerischen Stabilität wird entsprechend des Levenberg-Marquardt Verfahrens ein Dämpfungsterm hinzugefügt, wodurch sich folgende Zielfunktion ergibt.

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

Mit dem Ziel, möglichst viele Informationen gemeinsam zu einem globalen Minimum zu führen, besteht die Notwendigkeit bei unterschiedlichen physikalischen Größen eine Normierung im Inversionsvorgang zu berücksichtigen. Dieses kann durch das Hinzunehmen einer weiteren Normierungs- oder Wichtungsmatrix W in der Zielfunktion E erfolgen.

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

Globale Suchmethoden

Bei den globalen Suchmethoden entfällt die Vorgabe eines Startmodells in Nähe des globalen Minimums. Nachteilig ist jedoch die stets große Anzahl von Iterationsschritten bis zum Auffinden des globalen Minimums. Ein praktischer Einsatz dieser Methoden scheitert oft an diesem Nachteil, da bei einer längeren Vorwärtsrechnung des Modells eine komplette Inversion unter Nutzung dieser Methoden mehrere Tage dauern kann.

Zu den globalen Suchverfahren zählen die Gitter-Such-Verfahren, eine Vielzahl von stochastischen Verfahren (Monte-Carlo Verfahren, Genetische Algorithmen, Partikel-Schwarm Methoden, Schanz et.al. (2005) etc.) und Weiterentwicklungen der lokalen Suchverfahren zu gekoppelten Mehrfachstartpunkt-Verfahren, Teugels & DeRoeck (2003) und Degrande et.al. (2005). Gerade die letzteren stellen eine interessante Alternative innerhalb der globalen Suchmethoden dar, da sie die Berechnungsschnelligkeit der lokalen Suchmethoden nutzen und mit weitaus weniger Iterationsschritten auskommen.

Gemeinsame Inversion der Felddaten

Zur Durchführung der gemeinsamen Inversion der Daten aus auftretender Dispersion, aus Ersteinsätzen im Wellenfeld und aus elektrischen Widerständen der geoelektrischen Messungen wurde eine lokale Suchmethode aufgrund der ausreichenden Vorinformationen verwendet. Der Ablauf der Inversion kann in folgender Form dargestellt werden:

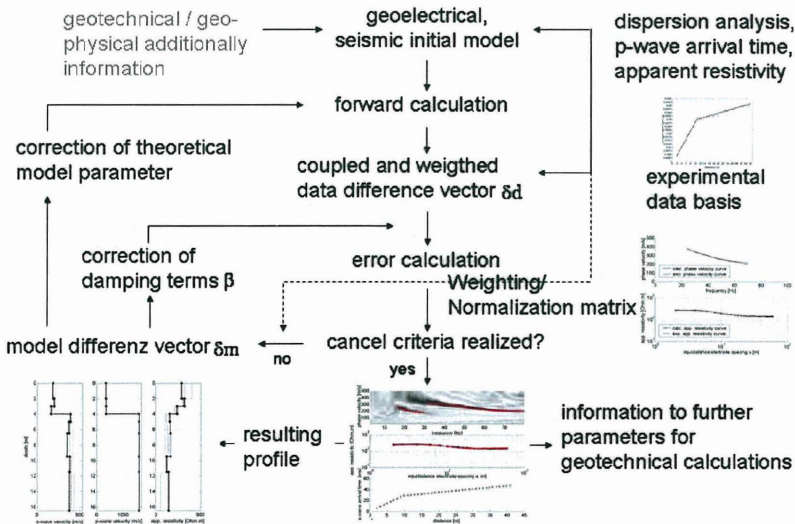


Abbildung 9: Ablauf zur gekoppelten Inversion seismischer und geoelektrischer Messungen

In der Literatur sind zur gemeinsamen Inversion physikalisch unterschiedlicher Datensätze verschiedene Ansätze zu finden, Menichetti & Guillen (1983), Hering et.al. (1995) und Comina et.al. (2002). In einem ersten Schritt wurde die entwickelte Inversionsmethodik anhand eines synthetischen Beispiels getestet. Als Modell diente ein geschichteter Halbraum mit folgenden Parametern:

Schicht	h [m]	ρ_s [Ω]	v_s [m/s]	ν	ρ [kg/m ³]
1	2	100	120	0.3	1700
2	3	120	150	0,3	1700
3	2	120	180	0,3	1800
Halbraum		60	280	0,3	1900

ρ_s – spezifischer Widerstand, v_s – Scherwellengeschwindigkeit, ρ -Dichte, ν - Querdehnzahl

Für das gegebene synthetische Modell unter Nutzung der Elektrodenanordnung nach Wenner ($\Delta a = 1\text{m}$) und einem äquidistanten Geophonabstand ($\Delta s = 2\text{m}$) ergeben sich die in Abbildung 10 synthetisch berechneten „Messwerte“.

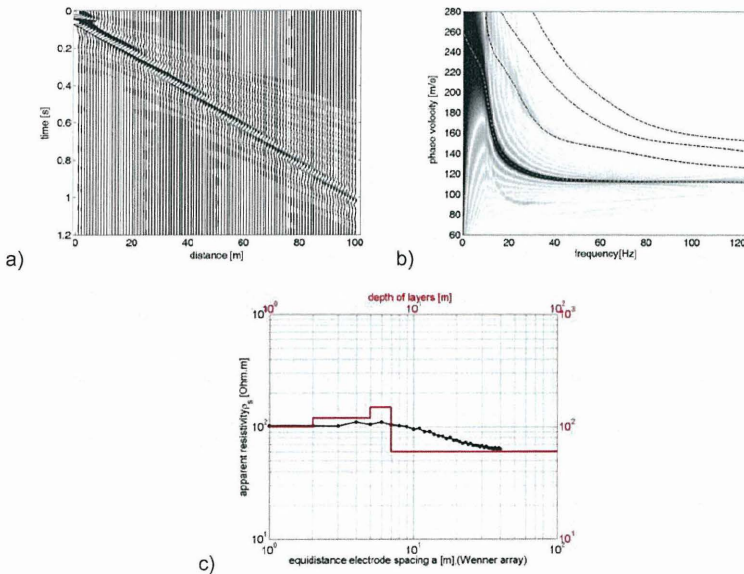


Abbildung 10: (a) Wellenfeld, (b) Dispersionsverhalten, (c) scheinbarer elektrischer Widerstand

Ausgehend von den synthetisch berechneten Datensätzen erfolgte eine gemeinsame Inversion der geoelektrischen und seismischen „Messwerte“. In Abbildung 11 sind die Ergebnisse der Berechnung dargestellt.

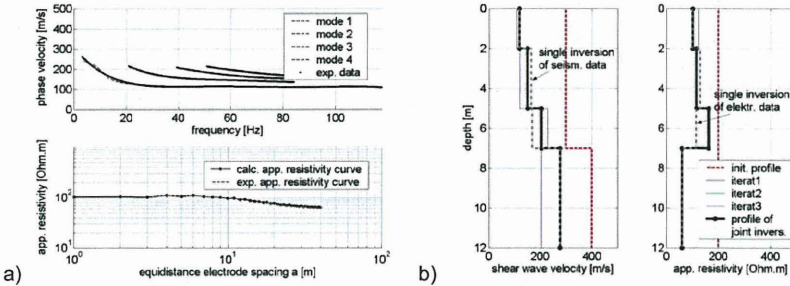
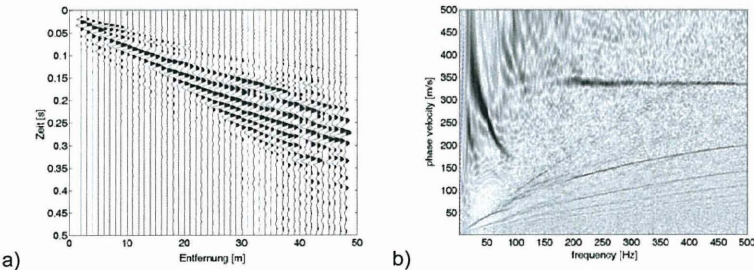


Abbildung 11: (a) Vergleich der „experimentellen“ und invertierten Datensätze, (b) Schichtenprofil – Startprofil, Ergebnisprofil, separate Inversionsrechnungen

Mit der entwickelten komplexen Inversionsmethodik ergeben sich im Vergleich mit jeweils separaten Inversionen numerisch stabilere Tendenzen in der Entwicklung der vorab definierten Eingangswerte des Modells.

In einem nächsten Schritt erfolgte die Anwendung der Inversionsmethodik auf die tatsächlichen experimentellen Daten. Ausgehend von den seismischen und geoelektrischen Datensätzen (s. Abb. 12) erfolgt durch Inversion die Ermittlung der benannten elastischen initialen Bodenparameter, wie Schub- und Kompressionssteifigkeit, und der Querdehnzahl sowie die Bestimmung von Porosität und Wassergehalt in den Bodenschichten.



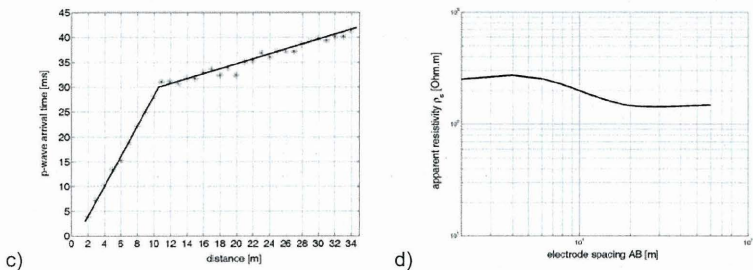


Abbildung 12: (a) Zeitverlauf der Messung, (b) Dispersionscharakteristik des Wellenfeldes, (c) Ersteinsätze im Wellenfeld, (d) scheinbarer elektrischer Widerstand an der Oberfläche

Für den Erhalt von erweiterten Informationen aus dem Wellenfeld wurden neben den Oberflächenwellen die Ersteinsätze des Körperwellenfeldes (P-Welle) bestimmt und zusammen mit der scheinbaren elektrischen Widerstandskurve als Input in die Inversionsrechnung eingebracht. Die Abbildung 12b-d stellen damit die experimentelle Datenbasis der Inversion dar. Unter der Annahme, dass eine gekoppelte Schichtungsgrenze für das seismische und geoelektrische Modell in der jeweiligen Vorwärtsrechnung existiert, können beide Modelle einem gemeinsamen Minimum in der Optimierung zugeführt werden. Der vorhandene freie Wasserspiegel ist in der Berechnung der Kompressionswellengeschwindigkeit und des elektrischen Widerstands berücksichtigt. Im Ergebnis (s. Abb.13) können die Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeit, die spezifischen elektrischen Bodenwiderstände als auch die weiteren genannten initialen elastischen Parameter über die Tiefe bestimmt werden.

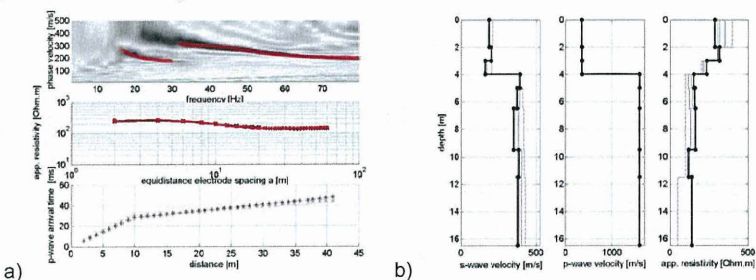


Abbildung 13: (a) Eingangs- und Ergebnisdatensätze, (b) Start- und Ergebnistiefenprofil der Messung

5. Ermittlung geotechnischer Kennwerte und Strukturen

Initiale Steifigkeiten des Untergrundes

Die bisherigen Untersuchungen sind notwendig, um aus den durchgeführten indirekten Messungen die Eingangsdaten für die Stoffbeschreibungen aufzubereiten: die initialen Steifigkei-

ten im Boden, die Porositäten und vorhandenen Wassersättigungen. Unter Nutzung der im Vorfeld genannten Materialbeziehungen lassen sich leicht die initialen Steifigkeiten berechnen und als Tiefenprofil angeben (s. Abb. 14).

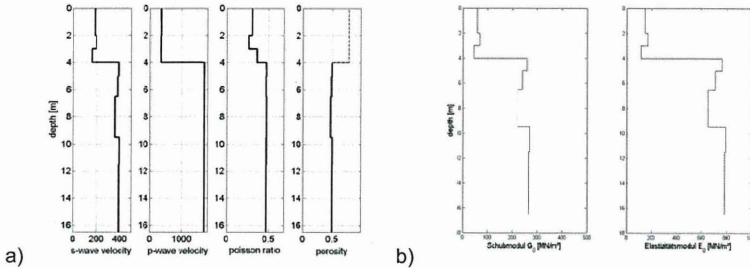


Abbildung 14: (a) Inversionsergebnis – Wellengeschwindigkeiten und Porosität,
(b) initiale Steifigkeiten G_0 und E_0 über die Tiefe

Diese Werte dienen - wie schon erwähnt - als Ausgangspunkt für die weitere dehnungsabhängige Beschreibung der Bodensteifigkeiten bei unterschiedlichen geotechnischen Anwendungen, Schmidt & Wuttke (2004). Dieses Vorgehen ist internationaler Stand der Technik und gut bekannt. Der Vorteil der so erhaltenen initialen Kennwerte ist die direkte Abhängigkeit mechanischer Wellen von den Steifigkeiten ohne weitere Korrelationsbeziehungen.

Porosität des Untergrundes

Zur Bestimmung der in situ - Porosität von Böden existieren verschiedene Theorien. Watkins et. al. (1972) entwickelte eine empirische Korrelationsgleichung zur Bestimmung der Porosität n , welche auf der Basis der vorhandenen Kompressionswellengeschwindigkeit v_p im gesättigten Medium basiert. Die Gleichung wurde aus Untersuchungen von Böden und flacher Sedimente mit seismischen Refraktionsmessungen ermittelt.

$$n = -0,175 \ln(v_p) + 1.56$$

Diese sehr einfache Gleichung von Watkins et.al. (1972) wurde von Salem (2000) in den Untersuchungen aufgegriffen. Aus einer Vielzahl experimenteller Untersuchungen bei Berücksichtigung der Spannungen, der Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten und der daraus vorhandenen Poisson-Verhältnisse stellt Salem (2000) eine grafische Beziehungen zwischen dem Poisson-Verhältnis ν und der vorhandenen Porosität n für oberflächennahe alluviale Ablagerungen zur Verfügung. Diese Abhängigkeit entstand aus seismischen Refraktionsmessungen in gesättigten und teilgesättigten Sedimenten in Schleswig-Holstein. Die von ihm angegebene Regressionsfunktion lautet:

$$\nu = 0.81734 - 0.01208n \quad (\text{mit einem Korrelationskoeffizient von } 0.91)$$

Für den Fall eines porösen *fluid-gesättigten* Mediums nutzten Foti et.al. (2002) die lineare Poroelastizitätstheorie (Biot 1956) zur Bestimmung der Porosität n aus der gemessenen Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten v_s und v_p . Ausgehend von den Biot'schen Grundgleichungen werden die Annahmen eingeführt, dass keine relative Bewegung im porösen Medium zwischen dem Festkörper- und fluiden Phase stattfindet. Diese Hypothese kann allerdings nur für tiefe Frequenzen aufrechterhalten werden. Zusätzlich wird die Annahme von inkompressiblen Korn-Partikeln ($K^S \rightarrow \infty$) in der Festkörperphase getroffen. Damit kann die Abhängigkeit der Porosität n wie folgt angegeben werden:

$$n = \frac{\rho^S - \sqrt{(\rho^S)^2 - \frac{4(\rho^S - \rho^F)K^F}{v_p^2 - 2\left(\frac{1-\nu^{SK}}{1-2\nu^{SK}}\right)v_s^2}}}{2(\rho^S - \rho^F)}$$

Die auftretenden Variablen sind ρ^S - Feststoffdichte, ρ^F - Fluidichte, K^F - Bulk-Modul der Fluidphase und ν^{SK} - Poisson- Verhältnis des Boden-Gerüsts. Die anderen Variablen sind in den obigen Gleichungen beschrieben.

Nachfolgend werden die obigen Gleichungen zur Berechnung der Porosität genutzt und dem Wert der Porosität aus konventionellen geotechnischen Untersuchung gegenübergestellt (s. Abb. 15). Aus konventionellen Untersuchungen ergab sich ein Wert von $n \approx 0.45$ im gesättigten Bereich.

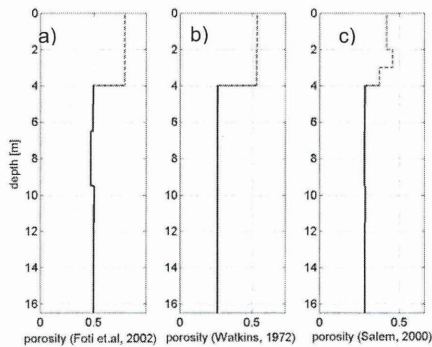


Abbildung 15: Porositäten nach (a) Foti et.al.(2002), (b) Watkins et.al.(1972),
(c) Salem (2000)

Wassersättigung des Untergrundes

Aufbauend auf der gemeinsamen Inversion von Seismik und geoelektrischen Messungen kann nicht nur ein stabilerer Inversionsablauf mit der Einengung der Lösungsmenge infolge der höheren Anzahl an Informationen erreicht werden, sondern es können auch Zusatzinformationen zu Porosität und Wassergehalt abgeleitet werden.

Folgt man den Ausführungen von Archi (1942) und Tillmann (2001), so ergeben sich Zusammenhänge zwischen der Geoelektrischen Messung und der Kompressionswellengeschwindigkeit eines Bodens. Die Gemeinsamkeiten der beiden Untersuchungsmethoden bei den Bodenparametern sind die Porosität und der Porenwassergehalt eines Mediums. Nach der Definition der makroskopischen Kennwerte, wie Bulk- Modul, Wellengeschwindigkeiten und elektrischer Widerstand, in Abhängigkeit von mikroskopischen Werten, wie Korngröße, Porosität und Porenwassergehalt, ist eine Beschreibung der Wassersättigung des Untergrundes möglich.

In Tillmann (2001) werden neben der Definition der makroskopischen Kennwerte in Abhängigkeit von einer mikroskopischen Beschreibung auch Abhängigkeiten des elektrischen Widerstandes von der Porosität bzw. der Fluidsättigung aus einer Vielzahl durchgeführter experimenteller Untersuchungen angegeben (s. Abb. 16).

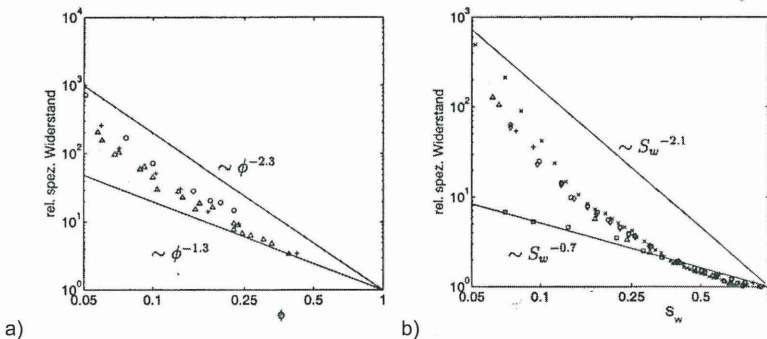


Abbildung 16: (a) Abhängigkeit des elektrischen Widerstandes von der Porosität, (b) Abhängigkeit des elektrischen Widerstandes von der Wassersättigung (Tillmann 2001)

6. Zusammenfassung

Mit den vorgestellten seismischen Feldmessungen und der Auswertungen des gesamten Wellenfeldes (Dispersionskurven und Ersteinsätze) werden über eine größere Anzahl von Informationen Standortprofile mit realistischen tiefenabhängigen Steifigkeitsprofilen erhalten. Die gemeinsame Inversion von Seismik und Geoelektrischer Messung führt zu einer weiteren Einengung der Lösungsmenge an einem Standort.

Aus den ermittelten Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten lassen sich direkt und ohne Korrelation die initialen Steifigkeiten im Untergrund ermitteln. Diese ermittelten Steifigkeiten im Bereich sehr kleiner Dehnungen sind weitestgehend invariant und gelten als unabdingbare Voraussetzung für die dehnungsabhängige Beschreibung der Steifigkeiten, die in Stoffgesetzformulierungen und in geotechnischen Routineberechnungen gleichermaßen Anwendung finden.

Durch die Anwendung der linearen Poroelastizitätstheorie auf die durchgeführten Messungen können im gesättigten Untergrund die vorhandenen Porositäten ermittelt werden. In der Verbindung von Seismik und Geoelektrischer Messung erschließt sich zudem die Möglichkeit, Informationen zur in situ - Wassersättigung zu erhalten. Vorhandene erste Ansätze in der Literatur müssen weiter untersucht werden. Messungen der initialen Porositäten in den Bodenschichten sollten für hypoplastische Untersuchungen von großem Interesse sein.

Literatur

- Aigner, H., Militzer, H., Weber, F. (1985), Angewandte Geophysik: Geoelektrik, Geothermik, Radiometrie, Bd.2,
- Aki, K., P.G. Richards (1980), Qualitative Seismology: Theory and Methods, Vol. I & Vol. II, Freeman and Company
- Archie, G.E. (1942), The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics, Trans. Am. Inst. Min. Metal & Petrol. Eng., 146, 54-67
- Atkinson, J.H. (2000): Non-linear soil stiffness in routine design, Geotechnique 50:5487-508
- Biot, M.A. (1956), Theory of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low frequency range, Journ. of Acoustic Soc. Am., 28, pp.168-178
- Biot, M.A. (1956), Theory of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II. High frequency range, Journ. of Acoustic Soc. Am., 28, pp.179-191
- Comina, C., Foti, S., Sambuelli, L., Socco, L.V., Srobba, C. (2002), Joint Inversion of VES and surface wave data, Proc. of SAGEEP 2002, Las Vegas, USA
- Degrade, G., Teugels, A., Engelen, W., Lombaert, G. (2005), Application of the CLM method to the optimization problem in the SASW method, Proc. of MCMat2005, Conference on Mechanics and Materials
- DIN 4020 (2003/2004): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- Dresen, L., Rüter, H. (1994), Seismic coal exploration: In-seam-seismics, in Handbook of Geophysical Exploration, Vol.16B of I, Pergamon
- Foti, S., Lai, C.G., Lancellotta, R. (2002), Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities, Geotechnique 52, No.5 pp.359-373
- Haupt, W. (1986): Bodendynamik, Vieweg Verlag

- Hering, A., Misiek, R., Gyulai, A., Ormos, T., Dobroka, M., Dresen, L. (1995), A joint inversion algorithm to process geoelectrical and surface wave seismic data, Part I: basic ideas, *Geophysical Prospecting* 43, 135-156
- Holschneider, M., Diallo, M., S., Kulesh, M., Ohrnberger, M., Lück, E. (2005), Characterization of dispersive surface waves using continuous wavelet transform, *Geophys. J.Int.* 163, pp.463-478
- Ishihara, K. (1996): *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Clarendon Press: Oxford
- 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
- Loke, M.H. (2004), Tutorial: 2-D and 3D electrical imaging surveys, *Geotomo Software*
- Mayne, P.W., Schneider, J.A., Martin, G.K. (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. (2005), *Elektromagnetische Verfahren in der Ingenieurgeophysik, Vorlesungsskripte*, ETH-Zürich
- McMechan, G.A., Yedlin, M.J. (1981): Analysis of dispersive waves by wave field transformation, *Geophysics*, Vol. 46, 6:869-874
- Menichetti, V., Guillen, A. (1983), Simultaneous interactive magnetic and gravity inversion, *Geophysical Prospecting*, 31, pp.929-944
- 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
- Salem, H.S. (2000), Poisson's ratio and the porosity of surface soils and sediments, determined from seismic compressional and shear wave velocities, *Geotechnique* 50, No.4, pp.461-463
- Schanz, T., Datcheva, M., Meier, J., Zimmerer, M.M. (2005), Identification of constitutive parameters for numerical models via inverse approach, *Felsbau* (in press)
- Schmidt, H.-G., Wuttke, F. (2004), *Seismische Standorterkundung für Anwendung in der Geotechnik, Messen in der Geotechnik, Schriftenreihe Nr. 77*, Technische Universität Braunschweig
- Teugels, A., De Roeck, G. (2003), Coupled Local Minimizers : a new global optimization method
- Tillmann, A. (2001), Lösung der Grenzflächenproblematik bei der gemeinsamen Inversion geoelektrischer und seismischer Daten von oberflächennahen, porösen Schichten, *Dissertationsschrift*, Ruhr-Universität Bochum

- Wang, Z., Street, R.L., Woolery, E.W., Madin, I.P. (2000): SH-wave refraction/reflection and site characterisation, Proc. of Sessions of GEO-Denver 2000, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 108, pp. 126-140
- Watkins, J., S., Walters, L.A., Godson, R.H. (1972), Dependence of in situ compressional wave velocity on porosity, Geophysics 37, pp.29-35
- Wuttke, F., Schmidt, H.-G., Schanz, T. (2004), Geotechnical Site Investigation of subsurfaces by surface waves considering higher modes, Proc. 13th World Conf. of Earthquake Engineering, Vancouver
- Wuttke, F. (2005), Standortidentifizierung mit Oberflächenwellen, Dissertationsschrift, Bauhaus-Universität Weimar

NEU ENTWICKELTE BOHRLOCH-STRECKENMESSSONDE

Joachim Haberland, Franz Glötzl

1 Einleitung

Verschiebungen längs einer Linie oder Bohrlochachse werden in der Geotechnik entweder mittels eines stationären Draht- oder Stangenextensometers oder aber mit Hilfe eines mobilen Sondenextensometers gemessen.

Für den Bereich der Sondenextensometer wird hier die Neuentwicklung einer Sonde vorgestellt, deren Eigenschaften das Ziel verfolgen, das Messverfahren insgesamt zu vereinfachen und kostengünstiger zu gestalten. Durch die zusätzliche Ausstattung mit Neigungssensoren ist das System flexibel auch für Verschiebungsmessungen senkrecht zur Bohrlochachse einsetzbar. Das Messprinzip und die Präzisionsanforderungen der Streckensonde zielen dabei besonders auf die Überwachung des Baugrundverhaltens in Sedimenten und Lockergesteinen, nicht jedoch in festen Strukturen wie Fels oder Beton.

Die besonderen Merkmale der Bohrloch-Streckenmesssonde sollen insgesamt Anstoß geben und die Bereitschaft fördern, dieses mobile geotechnische Messverfahren wieder deutlich mehr als bisher bei Überwachungsaufgaben einzusetzen.

2 Messprinzip eines Sondenextensometers

2.1 Allgemeines

Mit einer Extensometersonde werden die Relativverschiebungen über benachbarte Messpunkte oder Messmarken in beliebig geneigten vertikalen oder auch horizontalen Bohrlöchern gemessen. Sie sind entweder in einem gleichen Abstand von 1 Meter außen an einem durchgängigen Verbindungsrohr aus Kunststoff fixiert oder es werden Einzelrohre von 1 Meter Länge verwendet. Bei dieser Variante sind die Messmarken innenseitig in einer Teleskopmuffe angelegt, die zugleich als Verbindungselement bei der Montage dient. Entscheidend für die Anwendung ist, dass die Messmarke im Bohrloch festen Kontakt zum Boden/Gebirge besitzt und sich gleichzeitig am Verbindungsrohr möglichst reibungsfrei relativ verschieben kann.

Vom Namen her ist das Messprinzip der Extensometersonde ursprünglich dafür gedacht, z.B. in Festgesteinen, Tunnelbau oder Betonstrukturen Konvergenzen bzw. Dehnungen mit sehr hoher Präzision zu messen. Sie dient aber auch der Beobachtung von Setzungen in Dämmen und Gründungen bzw. Stauchungen bei Pfählen. In Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse treten dabei in der Regel wesentlich größere Verschiebungsbeträge als im Felsbau auf, so dass häufig eine Anpassung des Messsystems mit größeren Messbereichen für Sonde und Messrohre erforderlich wird.

2.2 Beispiele der Verfahren bekannter Systeme

Wie oben bereits angedeutet unterscheiden sich die Messmarken bekannter Systeme zunächst elementar durch die Anordnung der Messmarken.

Andererseits erfolgt die Ortung der Messmarke durch die Sonde entweder elektrisch (induktiv) oder aber mechanisch (Kugel/Kegelprinzip) in Verbindung mit einem induktiven bzw. potentiometrischen Wegaufnehmer. Ein weiteres Merkmal ist, dass die Sonden zur Positionierung in den Messmarken über ein Sondengestänge geführt werden. Außer von der Wahl des Messprinzips der Sonde hängt die erreichbare Präzision auch vom Material der Messmarke (Metall/Kunststoff) ab. Die von verschiedenen Herstellern angegebenen Kenndaten werden nachfolgend in Tabelle 1 gegenübergestellt.

Kennwerte und Merkmale	Systeme verschiedener Hersteller, Messbasis der Sonde je 1 m		
	Inkrex	Gleitmikrometer/ TRIVEC	Gleitdeformeter
Messrohre †	ABS Ø10/60 mm	HPVC Ø3/51 mm	
Messmarke	Messingring Ø6 / 70,5 mm	Teleskopkupplung Messing Ø 75 mm	Teleskopkupplung Kunststoff Ø 67 mm
Sondendurchmesser bzw. Messkopf	46 mm	32 / 48 mm	47 mm
Messbereich Sonde	±20 mm	±5 mm	98 (49) mm
Messauflösung	±0,01 mm	±0,001 mm	±0,01 mm
Systemgenauigkeit	±0,05 mm	±0,003 mm	±0,03 mm

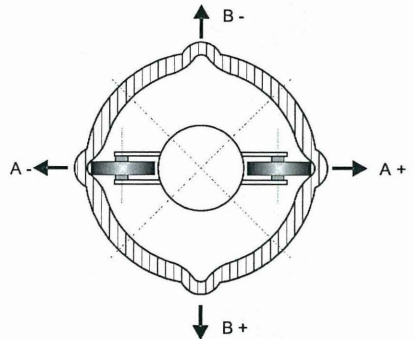
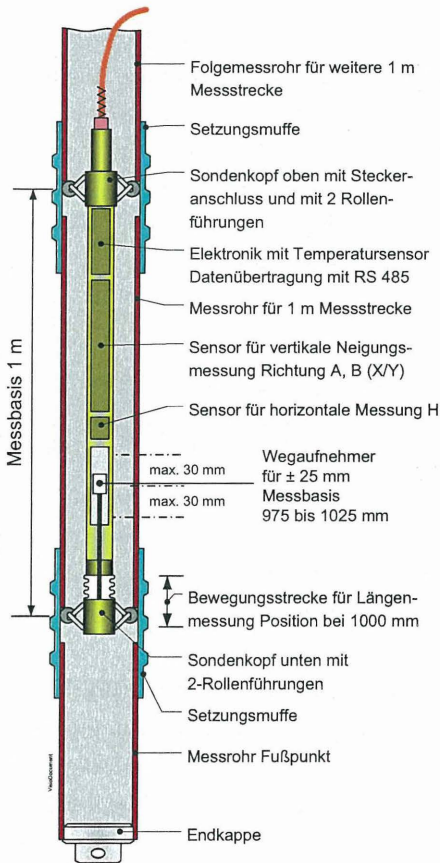
† Es werden typische bzw. Standardquerschnitte mit Nutrohr genannt, teilweise sind auch andere Abmessungen lieferbar

Tab. 1: Kenndaten und Merkmale verschiedener Sondenextensometer, beispielhafte Auswahl

3 Aufbau und Prinzip der Bohrloch-Streckenmesssonde

3.1 Messprinzip

Die Bohrloch-Streckensonde (BES) fährt in Nutrohren aus ABS bzw. PVC mit einem Innendurchmesser von 48, 60 bzw. 74 mm. Die Rohre haben eine Länge von 940 mm und sind über Nietverbindungen mit einer Setzungs- oder Teleskopmuffe verbunden (s. Abb. 1). Die Wandstärke des Rohres, ausgebildet als eingefräster Absatz zur Verbindungsmuffe (s. hierzu auch Abb. 3), bildet den Messanschlag, gegen den die Rollen der BES-Sonde in der Messposition anstoßen. Die Sonde be-



sitzt am unteren und oberen Sondenkopf je eine 2-Rollenführung, die über Federkräfte und durch die Mechanik radial-symmetrisch an die Innenwand des Rohres gedrückt wird. Die Längenmessung erfolgt in der Messposition der Sonde mit Hilfe eines induktiven Wegaufnehmers, Messbereich ± 25 mm, absolute Messba-

Abb. 1: Bohrloch-Streckensonde (BES) in Messposition

sis 975 – 1025 mm. Die Bewegung des Wegaufnehmers wird ebenfalls über Federkräfte stabilisiert, die zwischen Fußpunkt und Wegaufnehmer- bzw. Sondengehäuse wirksam sind.

Die Sonde benötigt - bei vertikalen Bohrlöchern nach unten - für die Positionierung kein Führungsgestänge. In dieser Standardanwendung wird sie lediglich über den Zug des Sondenkabels von unten her unter der Wirkung der Federkräfte an den unteren und oberen Sondenköpfen in den Messmarken fixiert.

3.2 Zusammenwirken von Rollenführung und Messanschlag

Die Ausbildung der 2-Rollenführung kann in Abb. 2 am Beispiel des unteren Sondenkopfes betrachtet werden. Die gegenüberliegenden Rollen bilden das Halte- oder Fixierungselement am Messanschlag.

Das Foto zeigt gleichzeitig im oberen Bereich einen Gummibalg mit dem Übergang zum Sondengehäuse. Darunter befindet sich der Messanker des Wegaufnehmers und eine Feder als Widerstand gegen das Herausziehen/Verlängern des Wegaufnehmers. Im Bereich der geriffelten Metallhülse ist ebenfalls eine Spannfeder angeordnet. Sie dient zur Mobilisierung der radialen Spreizkraft der Rollenführung nach außen, mit der die Sondenköpfe insgesamt an die Innenseite des Messrohres gepresst werden. Die Funktion der Bohrloch-Streckensonde ist insbesondere auch dadurch gekennzeichnet, dass die axial wirkende Federkraft am unteren Sondenkopf geringer ist als am oberen. Das Verhältnis der Federkräfte beträgt $F_O/F_U = 1,2$ bis 1,6.

In Abb. 2 ist zudem deutlich die unterschiedliche Schenkellänge der Führungsmechanik zu erkennen. Die obere und untere Schenkellänge stehen im Verhältnis 1:2. Hieraus ergeben sich ungleich große axiale Hebelkräfte, die in der Abwärts-/Vorwärtsbewegung der Sonde ein Befahren des Messrohres erleichtern. Auf der anderen Seite erhöht diese Anordnung die axiale Widerstandskraft der Rollen beim Anfahren gegen die Messanschläge der Messmarken. Abb. 3 zeigt die Situation, wenn die Räder in der Messposition der Messmarke eingefahren



Abb. 2:
Untere 2-Rollenführung

sind. Der kleine Radius des Laufrades begünstigt eine stabile und gute reproduzierbare Positionierung auf dem Messanschlag des Messrohres.

Der Absatz besteht standardmäßig aus der Wandstärke des Kunststoffrohres. Für die Anforderung einer höheren Messpräzision kann die Messmarke aber auch aus Metall gefertigt werden (s. Abb. 4). Hierzu wird ein Messingring in die Verbindungsmuffe eingearbeitet. Das Messrohr stößt dann innerhalb der Verbindungsmuffe stumpf gegen den in der Abb. 4 sichtbaren hinteren Rand des Ringes. Der Ring selbst ist für den werkseitigen Einbau in die Verbindungsmuffe geschlitzt (offen) und wird in der Verbindungsmuffe über

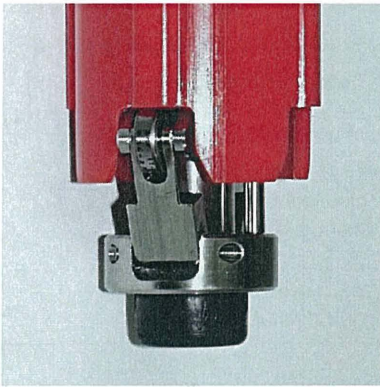


Abb. 3: Untere Rollenführung in Messposition
Abbildung der Kunststoff-Messmarke
ohne Muffe



Abb. 4: Metallring aus Messing mit
Messanschlag

Schrauben ausgerichtet und fixiert.

Der Absatz des Messanschlages ist in das Messrohr (Abb. 3) bzw. in den Metallring (Abb. 4) mit einer Tiefe von rd. 18 mm eingefräst. Dies entspricht etwas mehr als dem Rollendurchmesser, so dass die Sonde damit auch in ihrer axialen Drehorientierung stabilisiert, aber nicht eingespannt ist. Um bei diesen Verhältnissen ein störungsfreies Einfahren der Laufräder in den Messanschlag zu ermöglichen, ist der untere Sondenkopf gegenüber dem übrigen Sondenkörper nicht starr verbunden, sondern axial mit einer Toleranz von $\pm 5^\circ$ gegeneinander frei verdrehfähig. Diese Eigenschaft der Sonde trägt zudem mechanischen Verdrehungen der Rohre und Muffen Rechnung, die evtl. infolge des Einbaus oder durch spätere Verformungen des Baugrundes auftreten.

Mit der beschriebenen mechanischen Ausführung der BES-Sonde ist zugleich auch eine Weiterentwicklung der bisher üblichen Rollenführungen bei Neigungsmesssonden verbunden. Bei einer klassischen Neigungsmesssonde sind die Rollenführungen in axialer Richtung starr, dafür haben die Laufräder aber eine relativ große Toleranz von 1-2 mm gegenüber der Nutbreite des Messrohres. Hiermit wird dem Herausspringen der Sonde bei Rohrverdrehungen begegnet, jedoch zu Lasten der Genauigkeit in der B-Achse der Neigungssonde.

3.3 Elektronik und Sondenausführungen

Die Bohrloch-Streckensonde ist eine modular aufgebaute Sonde, die in der Basisversion als reine Streckenmesssonde (Sondenextensometer) arbeitet. Der Sonden Aufbau ist jedoch so gestaltet (s. Abb. 1), dass die Sonde je nach Bedarf mit zusätzlichen Sensoren

	Streckensonde Basis (L)	zusätzlich Vertikal- Neigungsmesser zweiachsig (A, B)	alternativ oder zu- sätzlich Horizontal- Neigungsmesser einachsig (H)
Messsonde	Basismaß 1000 mm, Messstrecke 975 – 1025 mm Material: Edelstahl		
Sondendurchmesser	32 mm		40 mm
Messbereiche	$\Delta l: \pm 25 \text{ mm}$ T: -5 bis 60°C	A, B : $\pm 30^\circ$	H: $\pm 30^\circ$
Messauflösung maximal üblich	$\pm 0,001 \text{ mm}$ $\pm 0,01 \text{ mm}$	$\pm 0,00001 \sin$ $\pm 0,0001 \sin$	$\pm 0,00001 \sin$ $\pm 0,0001 \sin$
Systemgenauigkeit Metall-Messmarken Kunststoff	$\pm 0,02 \text{ mm / m}$ $\pm 0,1 \text{ mm / m}$	$\pm 0,1 \text{ mm / m}$	$\pm 0,1 \text{ mm / m}$

Tab. 2: Kenndaten und Merkmale der BES-Sonde

zur vertikalen bzw. auch horizontalen Neigungsmessung zur Nachrüstung vorbereitet ist. Die Elektronik mit Temperatursensor und Datencontroller überträgt die Messdaten über

RS 485 – Schnittstelle zur Datenerfassungseinheit. Das Messsignal des Wegaufnehmers wird in maximaler Auflösung im Bereich von -25000 bis +25000 Digit (μm) angezeigt. Alternativ ist eine Einstellung in der Einheit (mm) mit einer Auflösung $\pm 0,01$ mm im Anzeigergerät programmierbar.

3.4 Kalibrierlehre

Jede Bohrloch-Streckensonde wird werkseitig nach Kalibrierung des Wegaufnehmers in einer Ur- oder Werkskalibrierlehre auf ihren Nullpunkt hin überprüft und eingestellt. Die werkseitige Kalibrierlehre besitzt eine feste Messstrecke von annähernd genau 1 Meter Messlänge. Die Sonde wird darin unter definierten konstanten Temperaturbedingungen auf Null abgeglichen, der Messbereich beträgt danach wie bereits erwähnt gegenüber der Nullausrichtung ± 25000 Digit (μm). Anschließend wird der Nullwert der Sonde werkseitig in einer Kunden-Kalibrierlehre (s. Abb. 5) gemessen, die Bestandteil der Messausrüstung



Abb. 5: Kalibrierlehre für die Nullpunktkontrolle der Bohrloch-Streckensonde

ist. Der hier ermittelte Nullwert weicht in der Regel fertigungsbedingt geringfügig von Null der Ur-Kalibrierlehre ab. Der abweichende Nullwert wird vermerkt und für den Anwender auf der Kalibrierlehre mit einem Aufkleber eingetragen.

Die Überprüfung der Sonde in der Kalibrierlehre erfolgt werkseitig unter Einbeziehung der Temperatur, wobei der Temperaturkoeffizient zu jeder Sonde im Klimaschrank ermittelt und dem Anwender mitgegeben wird. Als mittlerer Wert kann $\pm 0,015$ mm/ $^{\circ}\text{C}$ angesetzt werden.

Für die Kontrolle der Sonde in der Kalibrierlehre auf der Baustelle ist es vorteilhaft, wenn die Sonde im ausgeschalteten Zustand mindestens 2 Stunden (oder z. B. Übernacht) in der Kalibrierlehre unter konstanten Temperaturbedingungen verbleiben kann. Bei dieser Kontrollmessung, die vor bzw. auch nach (aber erst nach erneuter Wartezeit) eines Messdurchganges erfolgen soll, werden Nullwert und Temperatur der Sonde gemessen.

In der Regel können, insbesondere bei Wasserfüllung, konstante Temperaturverhältnisse im Bohrloch vorausgesetzt werden. In diesen Fällen reicht es aus, wenn die Auswertungen der Messdaten unter Berücksichtigung einer evtl. vorhandenen Nullpunktsdrift der Sonde vorgenommen werden. Hierfür ist die Kontrollmessung in der Kalibrierlehre erforderlich. Der werkseitig ermittelte Temperaturkoeffizient kann bei Temperaturschwankungen im Bohrloch im Bedarfsfall zur zusätzlichen Kompensation der Messwerte genutzt werden.

3.5 Führungsaufsatz mit Wiegeeinrichtung

Durch die Abstufung der Federkräfte der Sonde wird die Messposition beim oberen Messanschlag bei einer Zugkraft von ca. 1 bis 1,5 kg am Messkabel fixiert. Bei größeren Tiefen von mehr als 30 m wird diese notwendige Zugkraftänderung am Messpunkt zunehmend vom Eigengewicht des Messkabels überlagert und ist damit vom Bediener – auch unter Berücksichtigung der Messdauer – schwerer einzuschätzen. Für den Einsatz in tiefen Bohrungen wird der Standardführungsaufsatz deshalb mit einer zusätzlichen Wiegeeinrichtung ausgestattet (Abb. 6).

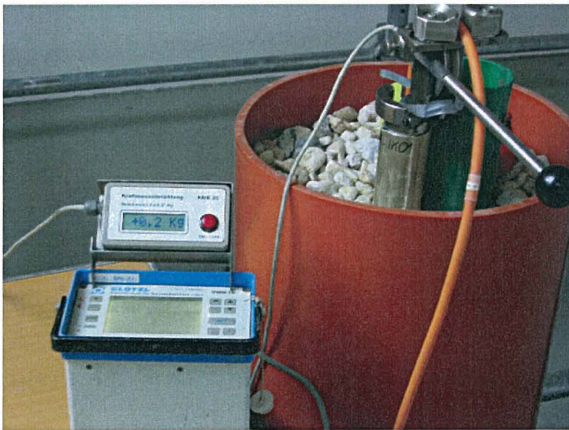


Abb. 6: Führungsaufsatz mit Wiegeeinrichtung und Kraftanzeige

Beim Erreichen der Messposition (Anschlag der Sonde am oberen Messanschlag) wird das Messkabel in den Klemmbacken des Führungsaufsatzes fixiert und in dieser Lage nur noch über den mechanischen Hebel gehalten und bewegt. Die wirksame Hebel-/Zugkraft wird zur Anzeige gebracht und kann über eine Taste genullt werden. Das eigentliche Positionieren in der Messmarke erfolgt bedingt

durch den Nullabgleich auch bei tiefen Bohrungen mit stets der annähernd gleichen Zugkraft. Wegen des geringen Eigengewichtes des Kabels von ca. 110 gr. / m ist der Vorgang des Nullabgleichs zur Elimination des Kabel- und Sondengewichts im Messablauf nur etwa alle 10 m zu wiederholen

4 Rohrmontage

Die Montage der Messrohre erfolgt nach den Erfordernissen der Messaufgabe bzw. in Abhängigkeit des Baugrundverhaltens. Es stehen standardmäßig drei Einstellungen zur Verfügung, die auf dem Aufkleber (Abb. 7) an den Messrohren zu sehen sind. Entsprechende Bohrungen für Nieten sind bereits vorhanden.

-40 / +10 mm

Montageempfehlung wenn vorwiegend Setzungen (-40 mm) erwartet werden; dabei beträgt die Verlängerung oder Dehnungsfähigkeit der Messmarke gegenüber der Nulllage +10 mm

-25 / +25 mm

Einstellung für messbare Änderungen in beiden Bewegungsrichtungen mit je 25 mm für Setzungsaufnahme und Verlängerung des Messpegels.

Standardeinstellung

-10 / +40 mm

Montageeinstellung für Einbausituationen, in denen vorwiegend Konvergenzen bzw. Dehnungen erwartet werden, -10 mm Stauchung, +40 mm Verlängerung.

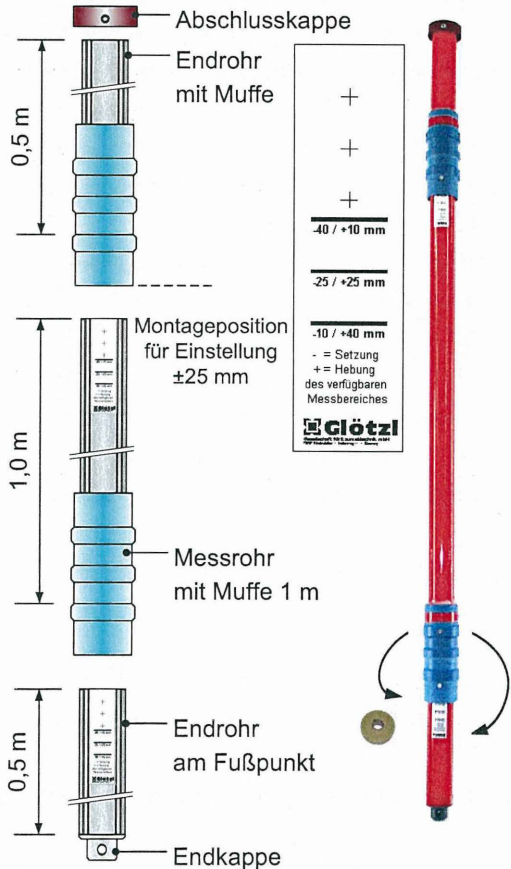


Abb. 7: Musterrohr (ABS 2") mit 0,5 m Kopf- und Fußpunkt

Die Nietenzahl je Verbindungsmuffe ist üblicherweise mit 2 (Standard) vorgesehen und richtet sich nach der erforderlichen Scherfestigkeit der Verbindung. Eine Nietverbindung hat bei statischer Belastung eine Scherfestigkeit von ungefähr 60 N/mm². Diese Angabe dient der Orientierung.

Die Bestimmung der Nietenzahl hat nach den genannten Kriterien zu erfolgen, wobei speziell bei der Montage in Bohrlöchern das Gewicht des anhängenden Rohrmaterials mit ausschlaggebend ist.

Für die Funktionsfähigkeit der Messmarken ist unbedingt die in Abb. 7 dargestellte Einbaurichtung zu beachten. Nach einem Fußpunkt **ohne Muffe** werden alle folgenden Rohre immer mit der Muffe voran auf das letzte bereits montierte Rohrende aufgesetzt. Es ist leicht erkennbar an den dort angebrachten Aufklebern, die zur Einstellung der Messmarke dienen. Den oberen Abschluss bildet ein Kopfpunkt **mit Muffe** und Abschlusskappe.

Nach der Vernietung ist jede Verbindung mit zwei Windungen Dichtungsband zu umwickeln, um das Eindringen von Zement bzw. Wasser mit Schmutzteilen an der Schiebemuffe und an den Nietstellen zu verhindern. Werkseitig ist die vormontierte Verbindung Muffe / Rohr bereits abgedichtet.

Nach der Bohrlochverfüllung sind das Messrohr und die Messmarken zu spülen und mit Hilfe einer Bürste zu reinigen.

Außerdem ist zu empfehlen, das erste Messrohr von 1 m Länge und den Fußpunkt von 0,5 m Länge als Startrohr in Edelstahl mit fest eingebauten Messmarkierungen einzusetzen. Diese untere, starre Messstrecke bietet einen gleichwertigen Ersatz für die Kalibrierlehre. Ohne größeren Zeitverlust ist hier innerhalb des Messablaufs unter konstanten Temperaturbedingungen des Bohrloches eine Überprüfung der Sonde möglich.

5 Ablauf der Messung

5.1 Allgemeines

Die Messung mit der Bohrloch-Streckensonde erfolgt im Grunde analog zu einer vertikalen oder horizontalen Neigungsmessung, wobei die gleiche sonstige Messausrüstung eingesetzt werden kann. Messkabel, Anzeigergeräte und die Erfassungs- und Auswertesoftware sind für die Längenmessung bereits entsprechend vorbereitet und ausgerüstet (Abb. 8).

Grundsätzlich sollte zur Plausibilitätskontrolle der Messwerte jede Messung doppelt, d.h. in der Hauptmessrichtung (0°) und mit Umschlag der Sonde bei 180° durchgeführt werden.

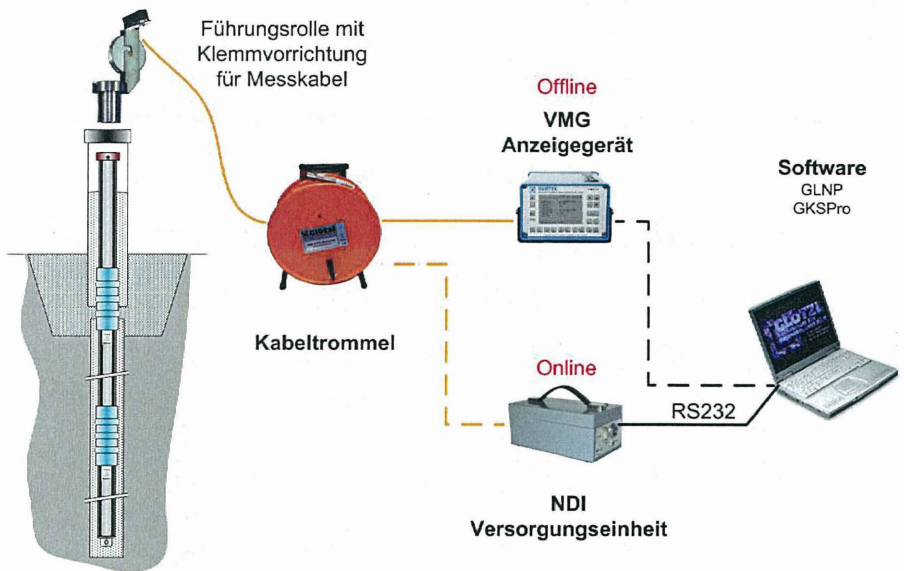


Abb. 8: Messdatenerfassung mit der Messausrüstung der Neigungsmesssonde

5.2 Ablauf des einzelnen Messschrittes

Gemäß Abb. 9 gliedert sich der einzelne Messschritt in folgende Phasen:

(1) Start der Messung

Die Messungen der beiden Lagen werden grundsätzlich vom rohrtiefsten- zum Kopfpunkt ausgeführt. Die Sonde wird dafür mit mäßiger Geschwindigkeit bis zum Rohrende abgelassen.

(2) Anfahren der unteren Messmarke

Die Sonde wird bei Anwendung des in Abb. 7 dargestellten Rohreinbaus um ca. 0,5 m angezogen. Beim Erreichen des unteren Messanschlages (Pos. 1) wird ein kleiner Widerstand spürbar, wenn die untere Rollenführung in den Messanschlag einhakt.

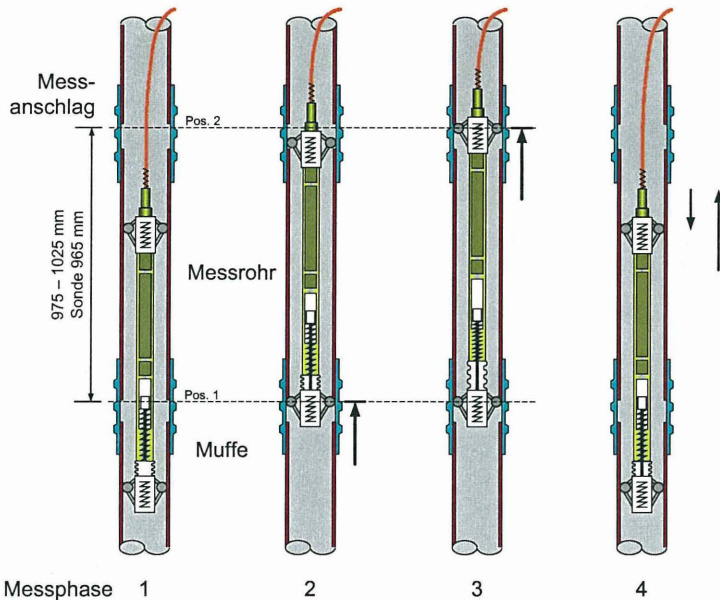


Abb. 9: Messablauf eines Messschrittes

(3) Erreichen der Messposition in der oberen Messmarke

Die Sonde wird nun langsam weiter hochgezogen, bis die obere Wippenführung an der oberen Messmarke merkbar hart anschlägt (Pos. 2). In dieser Stellung wird der Abstand zwischen den Messmarken mit der Sonde erfasst und über den Wegaufnehmer als Messwert aufgenommen. Die mögliche Strecke vom Einhaken der unteren Wippenführung bis zum Festliegen der oberen kann maximal nur dem größten Messweg von 50 mm entsprechen. Das Anschlagen der Sonde an der oberen Messmarke ist 2 bis 3 Mal zu wiederholen und die Messwerte sind zu beobachten. Bei Stabilität der Messwerte werden die Daten durch Betätigen der Eingabetaste am Anzeigegerät übernommen.

(4) Weiterfahrt zur nächsten Messposition

Das Messgerät zeigt nach Übernahme der Messwerte die nächste Teufenlage an, auf welche die Sonde aufwärts zu ziehen ist. Die Sonde wird hierzu ca. 10 bis 20 cm abgelassen und dann mit zügiger Geschwindigkeit über die Messmarke(n) geführt.

6 Messungen

Abschließend werden die ersten Ergebnisse von Testmessungen der neuen BES-Sonde in einem 52 m tiefen Vertikalpegel vorgestellt (Abb.10).

Der Testpegel besteht aus 2"-Rohren (ABS) mit Messmarken aus Kunststoff und wurde in einem Kippengelände des Braunkohleabbaus abgeteuft, das als Deponie zur Lagerung von Gips aus dem Kraftwerksbau genutzt wird. Der Pegel ist rd. 2 m im Liegenden eingebunden. Der großflächig aufgetragene Gips hat ab GOK eine Mächtigkeit von ca. 6 m über dem Kippenmaterial.

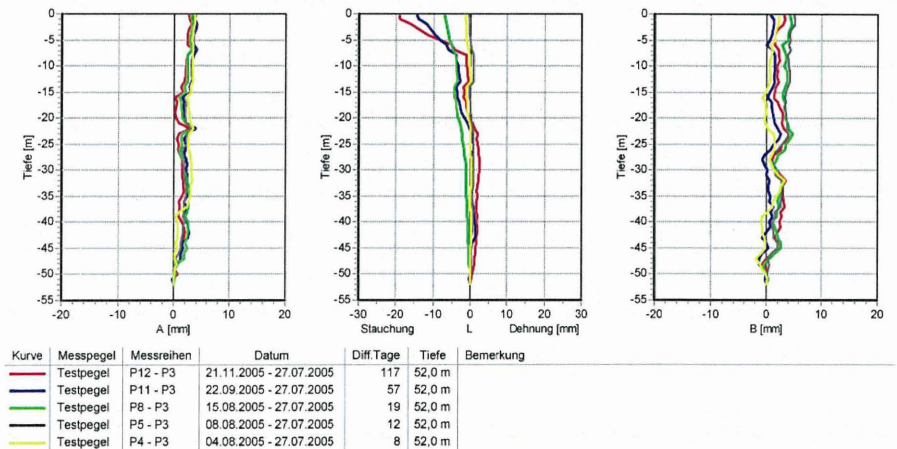


Abb. 10. Gemessene Deformationen seit Nullmessung in einem Testpegel

Mit der BES-Sonde wird nicht nur die Stauchung (L) gemessen, sondern auch die Vertikal-Neigungsmessungen in den Hauptrichtungen (A) und (B) ausgeführt.

Die bisher im Pegel seit Sommer bis November 2005 gemessenen Gesamtsetzungen/-stauchungen von ca. 18 mm und ca. 5 mm (unterhalb des Gipses), dargestellt im mittleren Diagramm, wurden mit in der Nähe ausgeführten Messungen an Stangenextensometern bestätigt.

Die Neigungsmessungen in der A- und B-Achse zeigen unter Berücksichtigung der großen Anzahl der Messschritte eine sehr gute Reproduzierbarkeit, womit zugleich auch die Funktionsfähigkeit und Präzision des Ineinandergreifens von Sonde und Messmarke nachgewiesen wird.

7 Zusammenfassung

Die vorgestellte, neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde (BES) wird in der Basisversion zur reinen Streckenmessung eingesetzt, kann aber gleichzeitig auch mit Sensoren für vertikale oder/und horizontale Neigungsmessungen bestückt werden. Die Merkmale des Systems lassen sich in folgenden Punkten zusammenfassen:

- Die BES-Sonde bietet eine baustellengerechte und einfache Handhabung. Z.B. kann in vertikalen Messrohren nach unten gegenüber den auf dem Markt befindlichen Systemen auf den Einsatz eines Führungsgestänges verzichtet werden. Die Messmarken sind vor Ort bei der Montage für typische Einsatzfälle einstellbar.
- In den Messmarken wird die Sonde mechanisch über eine 2-Rollenführung und mit Hilfe abgestufter Federkräfte eingespannt. Die mechanische Konstruktion der Sonde gestattet es, den Abstand der Messmarken im Messablauf zügig zu erfassen und gleichzeitig bei Bedarf die Neigungsmessungen mit auszuführen.
- In horizontalen Rohren können die Spreizbewegungen und mit Ausrüstung des Horizontal-Neigungsmessers parallel Setzungen gemessen werden.
- Zur Aufnahme einer möglichen Messrohrtorsion ist die untere Wippenführung gegenüber der oberen mit $\pm 5^\circ$ drehbar ausgeführt. Damit wird verhindert, dass bei nicht korrekten bzw. versetzten Übergängen von Rohr- zu Rohrabschnitt die Sonde nicht aus der Führung springt.
- Die Messung erfolgt mit einem induktiven Wegaufnehmer, Messbereich 50 mm. Die Genauigkeit der Sonde von $\pm 0,1$ mm/m (Kunststoff) bzw. $\pm 0,02$ mm/m (Messing-Messmarke) ist für viele messtechnischen Aufgaben zur Überwachung des Baugrund-/Bauwerkverhaltens ausreichend.
- Der modulare Aufbau und die eingesetzte digitale Controllertechnik führen zu einer kostengünstigen und individuell ausbaufähigen Lösung. Die BES-Sonden können ohne Anpassung direkt mit der übrigen bekannten Messausrüstung zur Neigungsmessung eingesetzt werden.

Literatur

- Paul, A. und Gartung, E. (1991): Verschiebungsmessungen längs der Bohrlochachse
– Extensometermessungen – Empfehlung Nr. 15 des Arbeitskreis 19
– Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.,
Bautechnik, 68: 41-48
- Fecker, E. (1997): Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels
Stuttgart (Enke): 29-36

Anschrift der Verfasser:

Joachim Haberland, Franz Glötzl
Glötzl, Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH
Forlenweg 11
76287 Rheinstetten
E-Mail: info@gloetzl.com

Berührungslose Abstandsmessung mit Wirbelstromsensoren im kombinierten Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand

F. Rackwitz, S. Savidis

1 Einleitung

Das nichtlineare Materialverhalten von Böden wird insbesondere durch deren veränderliche Steifigkeit repräsentiert. Zahlreiche Parameter, wie bspw. Spannungszustand und Belastungsgeschichte, haben einen Einfluss auf Betrag und Entwicklung der Steifigkeit. Darüber hinaus ist bekannt, dass Böden nur bei sehr kleinen Scherverzerrungen $\gamma < 10^{-3} \%$ linear elastisches Materialverhalten aufweisen. Die experimentelle Ermittlung der Bodensteifigkeit ist vor allem für zuverlässige numerische Verformungsberechnungen sowie bodendynamische Berechnungen von besonderem Interesse. Neben vorrangig dynamischen in situ Messverfahren erfolgt die experimentelle Bestimmung der Steifigkeit einer Bodenprobe im bodenmechanischen bzw. bodendynamischen Elementversuch. In Bild 1 sind die üblichen Elementversuche bzw. Dehnungsmessverfahren mit ihrem jeweiligen Anwendungsbereich dargestellt. Für die Steifigkeitsermittlung im gesamten Bereich vom linear elastischen bis hin zum nichtlinearen Materialverhalten eignen sich demzufolge lokale Dehnungsmessverfahren bzw. Resonant-Column Versuche.

Der dynamische Resonant-Column Versuch (Resonanzsäulenversuch) ist der am häufigsten ausgeführte Elementversuch zur Ermittlung des linearen und nichtlinearen Materialverhaltens von Böden. Im Resonant-Column Versuch wird eine zylindrische Bodenprobe in Torsionsschwingungen mit variabler Amplitude versetzt. Manche Resonant-Column Geräte ermöglichen auch eine Longitudinalerregung der Probe. Aus dem gemessenen Schwingungsverhalten der Bodenprobe erfolgt die Ermittlung des dynamischen Schubmoduls basierend auf der Theorie der Wellenausbreitung im elastischen Kontinuum (Haupt 1986). Kramer (1996) nimmt eine Unterteilung in *low-strain* und *high-strain* Versuche vor und ordnet den Resonant-Column Versuch den *low-strain* Versuchen zu.

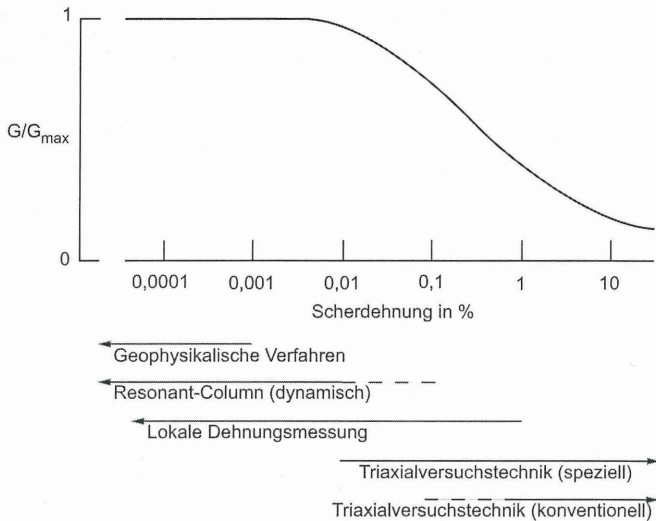


Bild 1: Übliche Messverfahren und Einsatzbereiche zur Ermittlung der dehnungsabhängigen Bodensteifigkeit (nach Muir Wood 2004)

Die Ermittlung der Dehnung bzw. Scherverzerrung einer Bodenprobe im Versuch erfolgt mittels direkter oder indirekter Messung von Längen- bzw. Winkeländerungen. Zahlreiche Messgrößenaufnehmer (Sensoren), deren Wirkungsweise auf der Grundlage verschiedener physikalischer Prinzipien basiert, stehen für diese Zwecke zur Verfügung.

2 Verfahren und Sensoren zur Weg- und Abstandsmessung

Die üblichen Verfahren und Sensoren zur Messung von Wegen bzw. Abständen oder Verschiebungen und Verdrehungen können nach dem jeweils zugrunde liegenden Messprinzip in die in Bild 2 angegebenen Kategorien gegliedert werden (Tränkler 1996, Webster 1999). Darüber hinaus existieren weitere Verfahren, auf die hier nicht eingegangen wird. Im Folgenden werden die in Bild 2 aufgeführten Messverfahren kurz vorgestellt.

Resistive Sensoren

Resistive Wegsensoren werden im Allgemeinen auch als Potentiometer bezeichnet. Ein Potentiometer ist ein elektromechanisches Gerät, bei welchem sich ein Schleifkontakt auf

einem fixierten Messdraht bewegt. Im unbelasteten Zustand ist der abgegriffene Widerstand dem gesuchten Messweg proportional. Ein Nachteil dieses einfachen Messprinzips ist der zunehmende Abrieb zwischen Schleifkontakt und Messdraht.

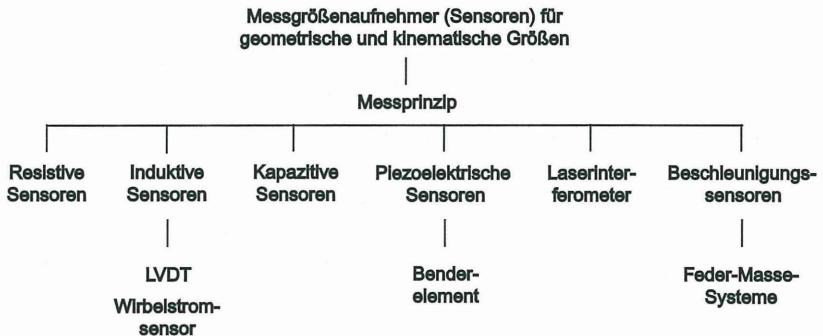


Bild 2: Einteilung und Zuordnung der Sensoren zur Messung geometrischer und kinematischer Größen

Induktive Sensoren

Induktive Messgrößenaufnehmer nutzen die Selbstinduktivität einer elektromagnetischen Spule oder die Gegeninduktivität (Kopplung) zwischen zwei Spulen, um Wege bzw. Abstände oder Winkel zu messen. Im bodenmechanischen Labor- und Modellversuch wohl am häufigsten anzutreffen sind Sensoren, die nach dem Prinzip des Differentialtransformator-Tauchkernsystems (*Linear Variable Differential Transformer – LVDT*) arbeiten. Beim LVDT steuert die Änderung der Eintauchtiefe eines ferromagnetischen Tauchkerns in eine Spule deren Induktivität.

Wirbelstromsensoren (*Eddy Current Sensors*) nutzen ebenfalls das Induktionsprinzip und enthalten häufig zwei Spulen. In Bild 3 ist das Prinzip eines Wirbelstromsensors schematisch dargestellt. In der sog. aktiven Spule wird ein elektromagnetisches Wechselfeld erzeugt, wodurch in einem nichtmagnetischen elektrisch leitfähigen Material (Bezugsplatte) Wirbelströme erzeugt werden, die zu einer Verringerung der Induktivität führen. Wird eine ferromagnetische Platte anstelle einer leitenden Platte verwendet, dann steigt die Induktivität der Spule bei Annäherung an die Platte an. In beiden Fällen besteht eine Beziehung zwischen Induktivität der Spule und deren Abstand zur Bezugsplatte. Die

zwischen Induktivität der Spule und deren Abstand zur Bezugsplatte. Die zweite Spule, die sog. Balance-Spule, dient zur Vervollständigung einer Brückenschaltung sowie zur Temperaturkompensation.

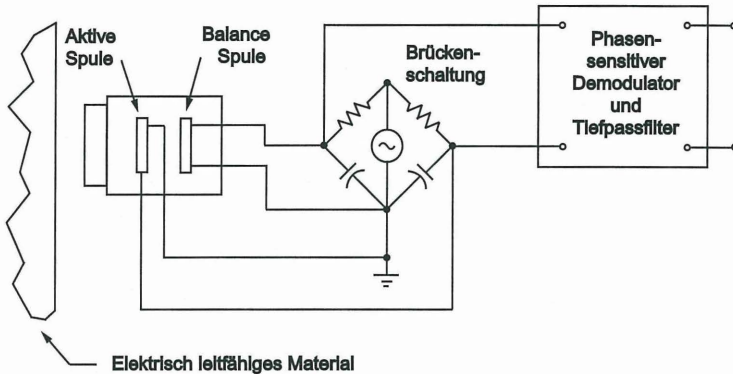


Bild 3: Prinzip und elektrische Schaltung eines Wirbelstromsensors (nach Eren 1999)

Kapazitive Sensoren

Bei kapazitiven Aufnehmern erfolgt eine Steuerung der Kapazität eines Platten- oder Zylinderkondensators durch den Messweg. Die Kapazität eines Plattenkondensators ist proportional zum Quotienten aus Fläche und Plattenabstand. Das Produkt aus elektrischer Feldkonstante und Dielektrizitätszahl liefert den Proportionalitätsfaktor.

Piezoelektrische Sensoren

Piezoelektrizität bezeichnet die Fähigkeit bestimmter Materialien, eine elektrische Spannung proportional zu einer eingepprägten mechanischen Beanspruchung zu erzeugen. Piezoelektrische Materialien sind auch in der Lage, aus einer angelegten elektrischen Spannung eine proportionale Deformation zu erzeugen.

Bender-Elemente bestehen aus zwei miteinander verbundenen piezoelektrischen Materialien. Dabei erzeugt eine angelegte elektrische Spannung in einem Teil Expansion und gleichzeitig im anderen Piezomaterial eine Kontraktion, womit eine Biegung des Bender-Elements erzwungen wird. Umgekehrt wird bei Biegeerregung eine Spannung im Element

erzeugt, weshalb diese Elemente sowohl als Sender wie auch als Empfänger eingesetzt werden können. Bender-Elemente werden daher zur Erzeugung und Messung von Scherwellengeschwindigkeiten und Schubmoduln bei kleinen Verzerrungen in Laborversuchen eingesetzt.

Laser-Interferometer

Das Prinzip eines Laser-Interferometers wurde von Michelson beschrieben. Ein Laser sendet einen Lichtstrahl rechtwinklig zum Messobjekt, dem Reflektor, aus. In einem halbdurchlässigen Spiegel, dem Strahlteiler, wird der Laserstrahl in einen Messstrahl, der zum rechtwinklig angeordneten Messobjekt gesendet und dort reflektiert wird, und in einen Vergleichsstrahl aufgespalten. Der Vergleichsstrahl wird von einem fest angeordneten Messreflektor zum Spiegel zurückgeführt. Im Spiegel werden beide zurückgeführten Lichtstrahlen, Messstrahl und Vergleichsstrahl, überlagert und die daraus gebildeten Interferenzstreifen von zwei Photodetektoren analysiert. Bei Bewegung des Messobjekts wird in den Photodetektoren ein sinusähnliches Signal erzeugt, dessen Periodenzahl ermittelt werden kann.

Die Messgenauigkeit eines Laser-Interferometers hängt nur von der Genauigkeit der Wellenlänge des monochromatischen Lichts ab, welche wiederum von den Umgebungsbedingungen Druck, Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit abhängig ist.

Beschleunigungssensoren

Beschleunigungsaufnehmer messen in der Regel die Kraft und ermitteln anschließend die Beschleunigung aus dem Newtonschen Kraftgesetz. Durch einfache bzw. doppelte Integration der Beschleunigung kann die Geschwindigkeit bzw. der Weg erhalten werden. Die Beschleunigungssensoren unterscheiden sich demzufolge vorwiegend in der Art der Kraftmessung. Gebräuchlich sind Aufnehmer mit elektrischer Kraftkompensation, piezoelektrischer Kraftaufnahme und mit Federkraftmessung.

3 Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand an der TU Berlin

Der kombinierte Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Berlin dient zur Untersuchung

des dynamischen Verhaltens zylindrischer Proben mit einem Durchmesser von ca. 5 cm und einer Höhe von ca. 10 cm (GDS 2003). Der Aufbau basiert auf dem sog. „fixed-free“-Prinzip, d.h. die mit einer Gummimembran umschlossenen Probe wird zunächst auf einen starr fixierten Sockel mit großer Masse aufgebaut. Die Erregung erfolgt am Kopf der Probe, der sich prinzipiell frei bewegen kann (Bild 4).

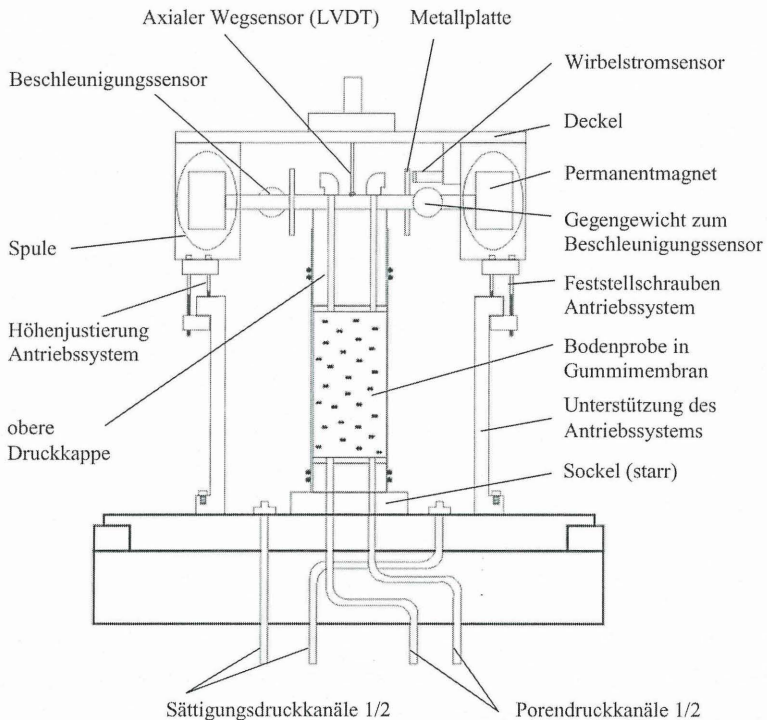


Bild 4: Schematische Darstellung der Belastungs- und Messsysteme des kombinierten Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstandes

Das Antriebssystem besteht aus 4 gegenüberliegend angeordneten elektromagnetischen Spulen, die sich mittels Justier- und Feststellschrauben auf einem Zylinder zur Unterstützung des Antriebssystems fixieren lassen. Die obere Druckkappe am Kopf der Probe wird über eine Traversenkonstruktion (Antriebsplatte) mit ebenfalls 4 gegenüberliegend ange-

ordneten Permanentmagneten verbunden, die sich innerhalb der Spulen frei bewegen können. Die Erregung der Probe erfolgt über das Anlegen einer sinusförmigen elektrischen Spannung an den Spulen. Bei Gleich- bzw. Serienschaltung der Spulen resultiert aus dem oszillierenden elektromagnetischen Feld eine Torsionsschwingung des Probenkopfes (Bild 5 links). Durch Parallelschaltung zweier gegenüberliegender Spulen ist auch eine Biegeerregung möglich (Bild 5 rechts).

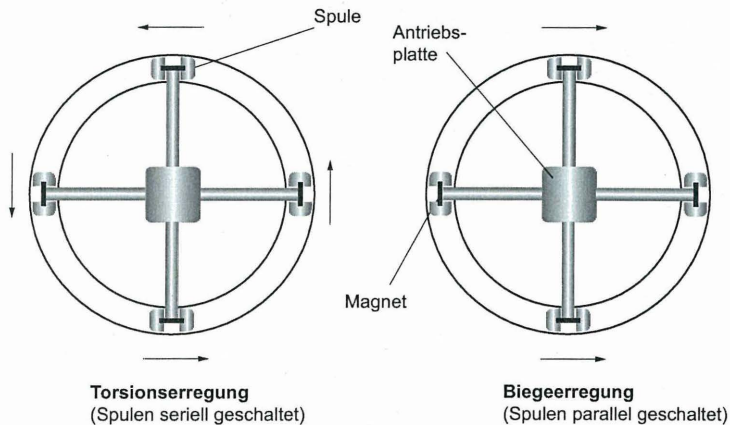


Bild 5: Torsions- und Biegeerregung als mögliche Belastungsformen

Die Amplitude der Torsionsschwingung wird beim Resonant-Column Versuch mittels Beschleunigungssensor gemessen. Die Resonanzfrequenz der Probe wird beim Durchlaufen eines Frequenzbandes der angelegten elektrischen Spannung ermittelt. Begonnen wird der Versuch mit einer niedrigen Anregungsfrequenz. Mit der ermittelten Resonanzfrequenz sowie der zugehörigen Amplitude erfolgt die Berechnung der Scherwellengeschwindigkeit und des dynamischen Schubmoduls sowie der zugehörigen Scherverzerrung basierend auf der Theorie der Wellenausbreitung im elastischen Kontinuum.

Im Anschluss an einen Resonant-Column Versuch mit einer eingepprägten elektrischen Spannungsamplitude erfolgt mit dieser Spannung ein Dämpfungstest als Ausschwingversuch. Hierbei wird die Probe einmalig mit der zuvor ermittelten Resonanzfrequenz angeregt und beim anschließenden freien Ausschwingen die Amplitudenabnahme gemessen (Bild 6).

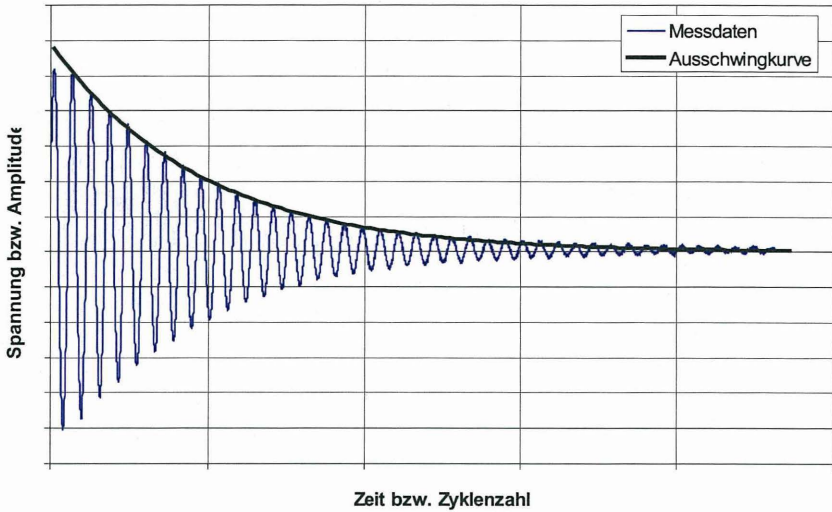


Bild 6: Ermittlung der Materialdämpfung aus der Ausschwingkurve im Resonant-Column Versuch

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der dynamischen Bodenkenngrößen bietet der zyklische Torsional-Shear Versuch, bei dem mit konstanter zyklischer Torsionsbelastung bei niedriger Anregungsfrequenz bis ca. 2 Hz gearbeitet wird (Bild 7).

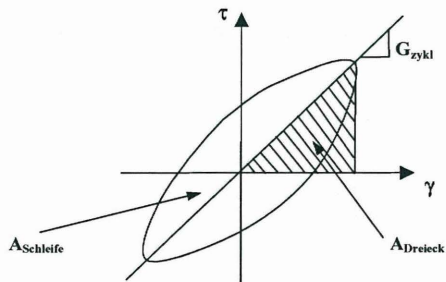


Bild 7: Ermittlung der Materialdämpfung und des Schubmoduls aus einem Belastungszyklus im Torsional-Shear Versuch

Aufgrund der geringen Anregungsfrequenz kommt im Torsional-Shear Versuch der Wirbelstromsensor zur Ermittlung der Schubverzerrung zum Einsatz.

Bild 8 zeigt den eingesetzten Wirbelstromsensor vor (links) und nach (rechts) dem Einbau in das Gerät. Der Sensor wird an der Unterseite des Deckels fixiert. Die Abstandsmessung erfolgt über eine elektrisch leitfähige Metallplatte, die fest mit der Antriebsplatte auf dem Kopf der Probe bzw. auf der Druckkappe (Bild 4, 5, 8) verbunden ist. Der Messbereich des hier verwendeten Wirbelstromsensors beträgt 1 bis 5 mm.

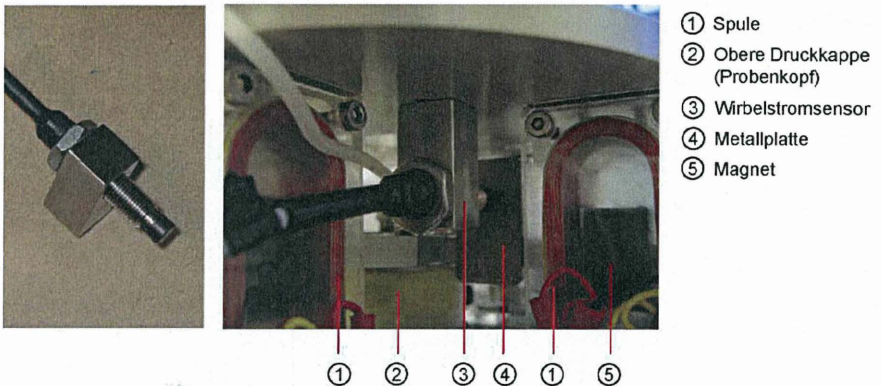


Bild 8: Wirbelstromsensor vor (links) und nach (rechts) dem Einbau in das Gerät

Das berührungslose Messprinzip der Wirbelstromsensoren ist ein gut geeignetes Messverfahren, um im Torsional-Shear Versuch die Schubverzerrung bei geringer Anregungsfrequenz zu ermitteln.

Neben den erwähnten Versuchsoptionen bietet der kombinierte Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand auch die Möglichkeit, die Proben durch anisotrope Spannungszustände zu belasten. Zu diesem Zweck wird ein Zugdraht verwendet, der an der oberen Druckkappe befestigt ist und die Probe durch einen Hohlkanal durchläuft. Unterhalb der Probe befindet sich eine Ballastvorrichtung, auf der Gewichte platziert werden können und somit der vertikale Druck auf die Bodenprobe über die obere Druckkappe ausgeübt wird. Im isotropen Versuchsaufbau wird der Kanal verschlossen.

Die Triaxialzelle ist für Zelldrücke bis maximal 1.700 kPa ausgelegt. Darüber hinaus ist die Triaxialzelle mit einer innenliegenden Temperierwendel ausgestattet. Über ein separates Klimagerät (links in Bild 9) können Zelltemperaturen zwischen -20 und +40°C vorgegeben und gesteuert werden.

Der Versuchsstand verfügt über separate Porenwasser- und Sättigungsdruckleitungen, die über den massiven Sockel in den Innenraum der Zelle geführt werden (Bild 4). Darüber hinaus ist ein axialer Belastungskolben mit einer maximalen Belastbarkeit von 5 kN vorhanden, sodass auch axiale Belastung unter triaxialen Verhältnissen möglich ist. Allerdings ist infolge der in den Spulen gekapselten Permanentmagneten die axiale Verformung begrenzt.



Bild 9: Gesamtansicht des Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstandes

Die Kalibrierung der Kopfgruppe aus Antriebsplatte und Permanentmagneten erfolgt vor einer neuen Versuchsserie mittels zylindrischen Proben aus Aluminium. Auf diese Weise wird das polare Massenträgheitsmoment der Kopfgruppe experimentell ermittelt und bei der Versuchsauswertung entsprechend berücksichtigt.

4 Versuchsergebnisse

Erste Untersuchungen im kombinierten Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand erfolgten mit künstlich aufbereitetem feinkörnigem Sedimentmaterial (Antes 2004). Das Probenmaterial bestand zu ca. 70% aus Tonmineralien und zu ca. 30% aus Quarz. Alle Proben wurden in einem speziell angefertigten Konsolidierungszylinder im wassergesättigt-

ten Zustand als Suspension eingebaut und unter verschiedenen axialen Auflasten normal konsolidiert. Nach Abschluss der Primärkonsolidierung erfolgte der Einbau in den Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand und das Aufbringen eines isotropen Zell-drucks.

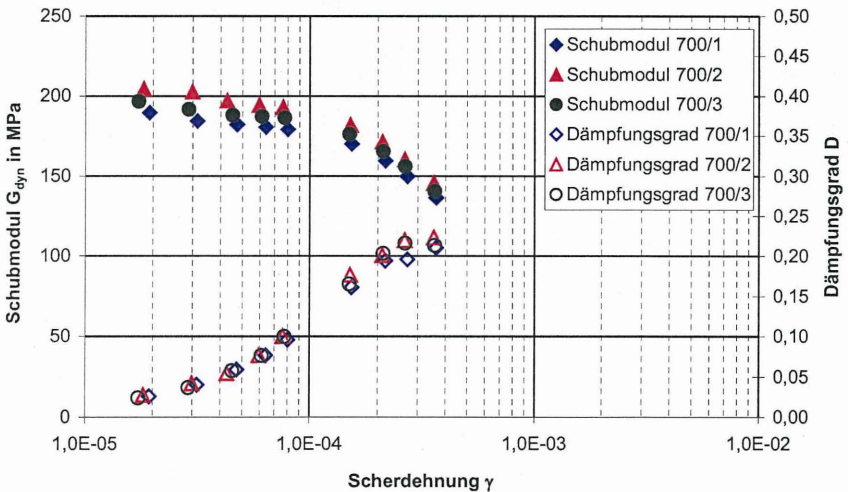


Bild 10: Ergebnisse von Resonant-Column Versuchen mit einer aufbereiteten Bodenprobe

In Bild 10 sind die Ergebnisse von Resonant-Column Versuchen unter einem Zelldruck von 700 kPa dargestellt. Es wurden jeweils drei Resonanzversuche zur Ermittlung des Schubmoduls sowie anschließend die Ausschwingversuche zur Ermittlung der Dämpfung durchgeführt. Das nichtlineare Verhalten des Materials ist sowohl im Verlauf des Schubmoduls als auch der Dämpfung in Abhängigkeit von der Scherdehnung deutlich erkennbar und mit Ergebnissen normalkonsolidierter bindiger Böden vergleichbar (Savidis & Vrettos 1998).

Die Ergebnisse der mit den gleichen Proben durchgeführten Torsional-Shear Versuche sind in Bild 11 dargestellt. Bei sehr geringer Torsionsanregung mit 0,25 bzw. 0,5 V ist eine Hysterese nicht erkennbar und es kann auf elastisches Materialverhalten geschlossen werden. Bei stärkerer Torsionsanregung wird hysteretisches Verhalten sichtbar. Der zuge-

hörige Schubmodul beträgt im Mittel ca. 220 MPa. Aus den Resonant-Column Versuchen ergibt sich ein mittlerer maximaler Schubmodul von ca. 195 MPa.

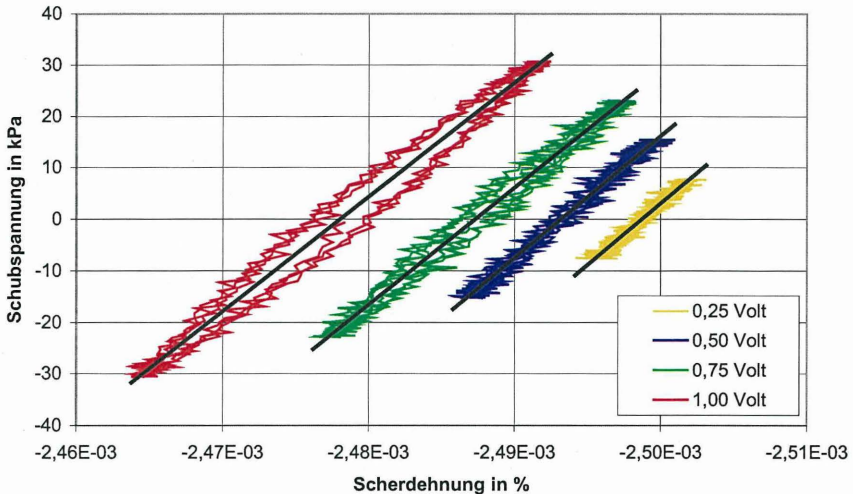


Bild 11: Ergebnisse von Torsional-Shear Versuchen mit einer aufbereiteten Bodenprobe

Die Auswertung des im Torsional-Shear Versuch ermittelten Dämpfungsgrades ist insbesondere bei kleinen Anregungen schwierig und aufwändiger als die Auswertung einer Ausschwingkurve nach Resonanzanregung.

5 Zusammenfassung

Der kombinierte Resonant-Column/Torsional-Shear Versuchsstand bietet die Möglichkeit Schubmodul und Dämpfung einer Probe im kleinen Verzerrungsbereich auf zwei Wegen mit unterschiedlicher Anregung und verschiedenen Messwertaufnehmern zu ermitteln. Damit können Messergebnisse abgesichert werden und es unterstützt die rechtzeitige Erkennung von Problemen mit Messwertaufnehmern.

Aufgrund der umfangreichen Zusatzausstattung des am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Berlin vorhandenen Versuchsstandes lassen

sich zahlreiche Parameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Steifigkeits- und Dämpfungscharakteristik verschiedener Materialien untersuchen.

6 Literatur

Antes, P. [2004]. „Untersuchung des stofflichen Verhaltens eines ozeanischen Sediment-substituts im Resonant Column Versuchsstand“. Diplomarbeit am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Berlin (*unveröffentlicht*).

Eren, H. [1999]. "Inductive Displacement Sensors", Ch. 6.2 in *Measurement, Instrumentation, and Sensors Handbook CRCnetBase 1999*, (Webster, J.G., ed.) CRC Press LLC, Boca Raton, on CD-ROM.

GDS [2003]. *The GDS Resonant Column System Handbook*. GDS Instruments Ltd., Hook, Hampshire, UK.

Haupt, W. [1986]. "Dynamische Bodeneigenschaften und ihre Ermittlung", in *Bodendynamik. Grundlagen und Anwendungen*, (W. Haupt, Hrsg.) Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig, S. 225-279.

Kramer, S. L. [1996]. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 653 S.

Muir Wood, D. [2004]. *Geotechnical Modelling*. Spon Press, Taylor & Francis Group, London New York, 488 S.

Savidis, S. und C. Vrettos [1998]. „Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von marinen Tonen“, Bautechnik 75, S. 363-370.

Tränkler, H.-R. [1996]. "Messtechnik", Kap. H in *Hütte. Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften*, (H. Czichos, Hrsg.) Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 30.Aufl., S.H1-H81.

Webster, J.G. [1999]. *Measurement, Instrumentation, and Sensors Handbook CRCnetBase 1999*, (J.G. Webster, ed.) CRC Press LLC, Boca Raton, on CD-ROM.

Kontaktadresse:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stavros A. Savidis

Dr.-Ing. Frank Rackwitz

Technische Universität Berlin

Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik – Degebo

Sekr. TIB1-B7

Gustav-Meyer-Allee 25

13355 Berlin

savidis@grundbau.tu-berlin.de

rackwitz@grundbau.tu-berlin.de

Untersuchungen zur dynamischen Bodenverdichtung mit dem Rütteldruckverfahren

Dipl.-Ing. M. Nendza

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

1 Einleitung

Die Gründung von Bauwerken in nicht bindigen Böden mit geringer oder ungleichmäßiger Lagerungsdichte führt zu Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen, die das bauwerksverträgliche Maß deutlich überschreiten können. Die Abtragung der Bauwerkslasten kann entweder durch eine konventionelle Tiefgründung oder geeignete Bodenverbesserungsmaßnahmen erfolgen. Je nach Größe der Gründungsfläche und Kubatur des maßgeblichen Baugrundes kann die Bodenverbesserung bei dieser Aufgabenstellung eine wirtschaftliche Alternative darstellen. Die Bodenverdichtung ist in diesem Zusammenhang als eine in der Geotechnik sehr häufig angewandte Methode der Bodenverbesserung zu nennen. Nicht bindige Böden wie Sande und Kiese lassen sich im Gegensatz zu bindigen Böden durch statische Kompression kaum verdichten. Eine effiziente Verdichtung wird durch wiederholte Scherung erzielt, wie sie bei der dynamischen Bodenverdichtung erzeugt wird. Besonders für Verdichtungstiefen von mehr als zwei Metern ist die dynamische Bodenverdichtung mittels Tiefenrüttler ein leistungsfähiges und flexibles Verfahren. Diese Eigenschaften haben zusammen mit der im Vergleich zur Tiefgründung kostengünstigen Durchführung zu einer weiten Verbreitung des Tiefenverdichtungsverfahrens beigetragen.

Bei der dynamischen Tiefenverdichtung durch das Rütteldruckverfahren entstehen vertikale Zonen mit einer gleichmäßigen und hohen Lagerungsdichte. Die erzielte Dichteerhöhung im Boden und der Wirkungsradius des Tiefenrüttlers werden von einer Vielzahl von Maschinen- und Bodenparametern beeinflusst. Die theoretische Beschreibung der bodendynamischen Mechanismen der Rütteldruckverdichtung stellt sich komplex dar, da sich die maßgeblichen Bodenparameter während des Verdichtungsvorganges fortlaufend ändern. Der Einfluss der Maschinenparameter Rüttlerfrequenz, Unwuchtmasse und Schwingungsamplitude auf die Verdichtungsleistung und

die Verdichtungsreichweite ist bisher unter definierten und reproduzierbaren Randbedingungen noch nicht ausreichend untersucht worden.

In einer Versuchsanlage am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) werden mit einem Modelltiefenrüttler die Interaktionen zwischen den Maschinenparametern und dem Verdichtungsergebnis untersucht. Darüber hinaus soll die Möglichkeit der Optimierung der Rütteldruckverdichtung durch Frequenzvariation zur Steigerung der Verdichtungseffizienz und zur Ausnutzung von Resonanzerscheinungen bewertet werden. In diesem Beitrag wird die Modellversuchsanlage und die eingesetzte Messtechnik und Datenverarbeitung vorgestellt.

2 Tiefenverdichtung durch das Rütteldruckverfahren (RDV)

Bei der dynamischen Verdichtung nicht bindiger Böden wird die Reibung zwischen den Bodenkörnern durch Vibration so stark verringert, dass es unter dem Eigengewicht zu einer Kornumlagerung in einen Zustand höherer Dichte kommt. Die damit einhergehende Volumenverminderung hängt von der Bodenbeschaffenheit, der eingesetzten Rüttelenergie und der Einwirkungsdauer ab. Liegt eine vollständige Wassersättigung des Bodens vor, wird durch die dynamische Einwirkung eine Verflüssigung des Bodens erzeugt.

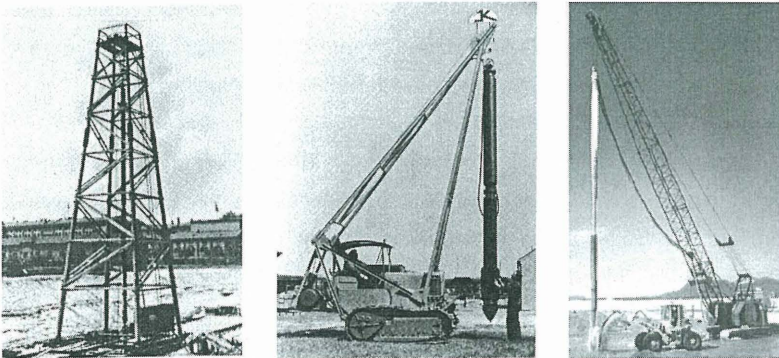


Bild 1: Entwicklung der Tiefenverdichtung aus KIRSCH (1993) und BAUER (2004)

Die dynamische Bodenverdichtung mit Tiefenrüttlern wird seit über 60 Jahren zur Verbesserung der Tragfähigkeit von nicht bindigen Böden eingesetzt. Die Firma Johann Keller entwickelte in den 1930er Jahren das Verfahren und meldete es 1936 zum Patent an (KIRSCH, 1993). Das anfänglich noch aufwendige Verfahren wurde rasch weiterentwickelt und verfahrenstechnisch modifiziert. In den folgenden Jahrzehnten hat sich das Rütteldruckverfahren auf Grund seiner hohen Flexibilität und Wirtschaftlichkeit in der Reihe der Bodenverbesserungsverfahren fest etabliert (GREENWOOD, 1972). Der Einsatz der Rütteldruckverdichtung erfolgt hauptsächlich in Böden mit einer geringen oder ungleichmäßigen Lagerungsdichte, die als Baugrund ohne weitere Maßnahmen nicht geeignet sind. Durch die Verdichtung wird das Last-Setzungsverhalten des Bodens nachhaltig verbessert und vergeleichmäßigt. Aus bodenmechanischer bzw. hydrogeologischer Sicht wird einhergehend mit der Dichteerhöhung die Scherfestigkeit und der Steifemodul des Bodens erhöht und die Durchlässigkeit verringert (WELSCH, 1987). Hieraus folgen eine Verringerung der Setzungen und eine Erhöhung der Grundbruchsicherheit. Für den Lastfall Erdbeben wird bei locker gelagerten sandigen Böden die Verflüssigungsneigung reduziert (KIRSCH, SONDERMANN, 2001).

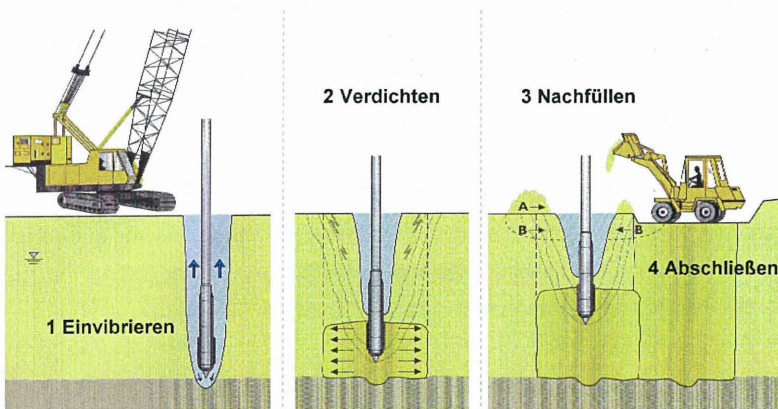


Bild 2: Verfahrensweise der Rütteldruckverdichtung aus Keller (2004)

Das wesentliche Element der Rütteldruckverdichtung ist der Tiefenrüttler, dessen Gehäuse aus einem Stahlzylinder mit etwa 0,25 m bis 0,45 m Durchmesser und 2,5 m bis 4,5 m Länge besteht. Je nach Art und Größe des Rüttlers variiert das Ge-

wicht von 800 kg bis zu 2600 kg. Im unteren Teil des Rüttlers befinden sich eine oder mehrere rotierende Unwuchtmassen, die über eine gemeinsame Welle mit dem Antriebsmotor im oberen Teil verbunden sind und somit den Rüttler in die gewünschte horizontale Schwingung versetzen. Die Rüttelenergie kann so über das Mantelrohr direkt auf den umgebenden Boden einwirken. Mittels Verlängerungsrohren kann das Gerät auf die erforderliche Länge gebracht werden. Eine elastische Kupplung dient der Entkopplung der Rüttlerbewegung, so dass die Schwingungsübertragung auf die Verlängerungsrohre minimiert wird (KIRSCH, SONDERMANN, 2001).

2.1 Einflussgrößen auf die Verdichtung bei Anwendung des RDV

Die langjährigen Erfahrungen mit der Rütteldruckverdichtung belegen, dass die technischen Ziele dieses Verfahrens, also die Verdichtung des anstehenden Bodens bis zu einer gewünschten Lagerungsdichte, grundsätzlich erreicht werden können. Die Verdichtungseffizienz bzw. Arbeitsleistung während der Ausführung und damit die Wirtschaftlichkeit kann jedoch in Abhängigkeit von den Verfahrensparametern und Randbedingungen in situ stark schwanken. Es gibt nach wie vor offene Fragestellungen in Bezug auf die bodendynamischen Mechanismen der Rütteldruckverdichtung und die Beeinflussung der Verdichtungsleistung durch die Verfahrensparameter. Dies liegt nicht zuletzt daran, dass die Beschreibung und rechnerische Abbildung der dynamischen Tiefenverdichtung sehr aufwendig ist und zudem von vielen Einflussgrößen bestimmt wird. Während des Verdichtungsvorganges ändern sich durch die Dichte- und Steifigkeitserhöhung zudem die Randbedingungen der Rüttler-Boden-Interaktion. Maßgeblichen Einfluss auf die Verdichtung haben der Rüttler und seine Betriebsparameter, der Arbeitsablauf, die Eigenschaften und Zustandsform des zu verdichtenden Bodens sowie das verwendete Verfüllmaterial (Bild 3).

Vor dem Hintergrund der großen Anzahl von Einflussgrößen auf die Rüttler-Boden-Interaktion, ist ein Bemessungsverfahren für dieses Verfahren wünschenswert. Dieses konnte jedoch wegen der in situ stark schwankenden dynamischen Bodeneigenschaften und der Schwierigkeit, deren Einfluss auf den Verdichtungsvorgang zu bewerten, bisher nicht entwickelt werden. Die Maschinen- und Verfahrensparameter werden deshalb nach wie vor auf empirischer Basis festgelegt.

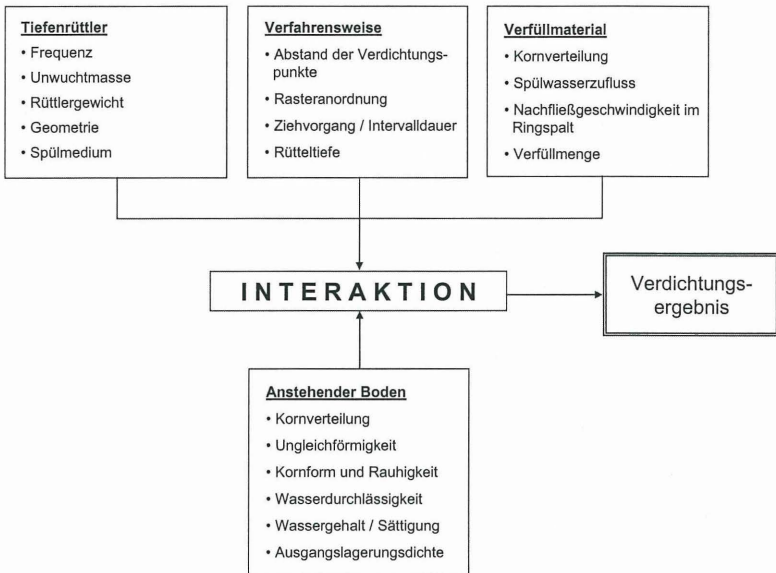


Bild 3: Einflussgrößen auf das Verdichtungsresult bei der Rütteldruckverdichtung

2.2 Resonanzerscheinungen in der dynamischen Bodenverdichtung

SIMONS, KAHL (1987) geben an, dass die Verdichtung rolliger Böden am effizientesten erfolgt, wenn das Verdichtungsgerät im Resonanzfrequenzbereich des Bodens arbeitet. Im Vergleich zur Festigkeitslehre kann in der Geotechnik aber nicht von *einem* Resonanzfall gesprochen werden, da sich die Eigenfrequenz des Rüttler-Boden-Systems im Zuge der Dichteerhöhung des Bodens ändert. Es handelt sich vielmehr um Resonanzerscheinungen in einem Bereich, in dem die Erregerfrequenz näherungsweise der Eigenfrequenz des Rüttler-Boden-Systems entspricht. In Abhängigkeit von der vorhandenen Systemdämpfung kann für den Resonanzfall eine erhebliche Amplitudenvergrößerung auftreten. In diesem Fall wird mehr Bewegungsenergie in ein System eingetragen, die grundsätzlich auch für eine Erhöhung der Effizienz eines dynamischen Verdichtungs Vorganges genutzt werden kann. Die Größe der Amplitude wird von dem Frequenzverhältnis η beeinflusst. Dieses setzt die Erregerfrequenz Ω ins Verhältnis zu der Eigenfrequenz ω_0 des erregten Systems.

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega_0} \quad [-] \quad (2.1)$$

In Bild 4 sind die Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$ sowie die Phasenverschiebung φ in Abhängigkeit vom Frequenzverhältnis η für unterschiedliche Dämpfungsgrade D dargestellt.

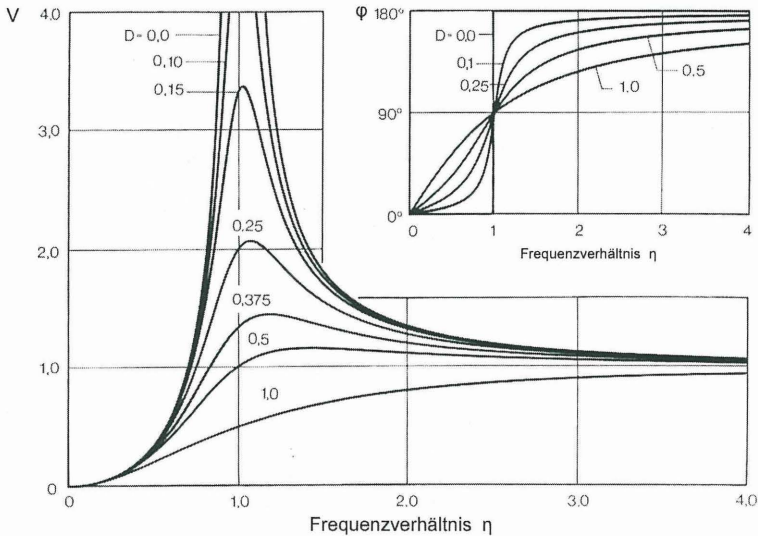


Bild 4: Resonanzkurven und Phasenverschiebung bei quadratischer Anregung aus STUDER (1997)

Für schwach gedämpfte Systeme tritt bei einem Frequenzverhältnis von $\eta \approx 1$, also bei einer Erregerfrequenz Ω in der Nähe der Systemeigenfrequenz ω_0 , die maximale Verstärkung der Amplituden auf. Mit wachsender Dämpfung bleibt die Erregerfrequenz Ω zwar unverändert, allerdings verringert sich die Eigenfrequenz des Systems.

$$\omega_d = \omega_0 \cdot \sqrt{1-D^2} \quad [1/s] \quad (2.2)$$

Damit verbunden ist eine Zunahme des für die Resonanz notwendigen Frequenzverhältnisses $\eta = \Omega/\omega_0$ mit zunehmender Dämpfung, da für die quadratische Erregung gilt:

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1-2 \cdot D^2}} \quad [-] \quad (2.3)$$

Der Vergrößerungsfaktor V (auch Übertragungsfunktion genannt) einer Amplitude ist für eine quadratische Erregung wie folgt definiert:

$$V = \frac{\eta^2}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + 4 \cdot D^2 \cdot \eta^2}} \quad [-] \quad (2.4)$$

Es gilt: $\eta = \Omega/\omega_0$ Frequenzverhältnis

$D = c/c_c$ Dämpfungsgrad

Der Phasenwinkel φ gibt an, um wie viel die Verschiebung der erregenden Kraft nacheilt. In Bild 4 wird φ als Funktion des Frequenzverhältnisses η für verschiedene Dämpfungsmaße angegeben. Es wird deutlich, dass unabhängig vom Dämpfungsmaß im Falle der Resonanz ($\eta=1$) die Phasenverschiebung einen Wert von 90° annimmt.

$$\varphi = \arctan\left(\frac{2 \cdot D \cdot \eta}{1 - \eta^2}\right) \quad [^\circ] \quad \text{für: } 0^\circ \leq \varphi \leq 180^\circ \quad (2.5)$$

In der Literatur der Bodenverdichtung mit Vibrationswalzen ist ebenfalls ein Zusammenhang zwischen der Erregerfrequenz und der Resonanzfrequenz zu finden. Resonanzschwingungen bei Vibrationswalzen stellen sich bei einer Erregerfrequenz zwischen 13 Hz und 27 Hz ein (FLOSS, 2001). KIRSCH, SONDERMANN (2001) geben an, dass sich Sande und Kiese bei dem RDV am wirkungsvollsten mit Erregerfrequenzen zwischen 25 Hz und 30 Hz verdichten lassen. HARTUNG (1994) ermittelt bei der Untersuchung der Tragfähigkeit von Rammpfählen, in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und der Sättigung, deutlich höhere Eigenfrequenzen mit 27 bis 70 Hz.

WEHR (2005) hat Berechnungen für die Rütteldruckverdichtung durchgeführt, in denen die Variation der Frequenz zur Optimierung des Verfahrens untersucht wurde. Auf der Grundlage eines analytischen Modellansatzes nach FELLIN (2000) bestimmt WEHR rechnerisch die möglichen Resonanzzustände für unterschiedliche Rüttlertypen und Betriebsfrequenzen. Die Untersuchungen zeigen auf, dass eine einmal gefundene Resonanzfrequenz nicht für alle Lagerungsdichten und auch nicht für alle Tiefen gleichermaßen gilt. Ohne eine intelligente Nachregelung ist die Aufrechterhaltung des Resonanzzustandes zufällig. Bei exemplarischen Messungen an Tiefenrütt-

lern konnten bisher keine signifikanten Amplitudenüberhöhungen dokumentiert werden.

Bei der dynamischen Oberflächenverdichtung ist es mittlerweile Stand der Technik, dass die Maschinenparameter während des laufenden Verdichtungsprozesses durch eine aktive Steuerung angepasst werden können, um somit eine optimierte Effizienz und Wirtschaftlichkeit der Verdichtung zu erzielen. Eine solche Steuerungstechnik steht für die dynamische Tiefenverdichtung bisher nicht zur Verfügung. Für die Rütteldruckverdichtung sind keine Grundlagenuntersuchungen durchgeführt worden, die als Basis für die Entwicklung einer aktiven Steuerungstechnik dienen können. Aus diesem Grund wird bei der Ausführung der Rütteldruckverdichtung oft vereinfachend mit konstanter Rüttlerfrequenz gearbeitet, auch wenn hierdurch nicht immer ein optimaler Verdichtungserfolg gewährleistet werden kann.

3 Modellversuche am IGB-TUBS

3.1 Schwerpunkte und Zielsetzungen

Die Modellversuche am IGB-TUBS werden mit dem Ziel der Betrachtung von drei zentralen Themengruppen durchgeführt:

- Die Frequenz und die Unwuchtmasse des Tiefenrüttlers stellen die wesentlichen, beeinflussbaren Parameter bei der Rütteldruckverdichtung dar. Durch die Variation dieser Parameter wird sowohl die erzielbare Verdichtungsleistung, als auch die räumliche Ausbildung der verdichteten Bereiche im Boden untersucht.
- Resonanzerscheinungen führen auch in der Bodendynamik zu deutlichen Amplitudenvergrößerungen und können die Leistungsfähigkeit eines Verdichtungsgerätes steigern. Es wird untersucht, ob und unter welchen Randbedingungen Resonanzerscheinungen bei der Rütteldruckverdichtung gezielt herbeigeführt werden können.
- Ein wesentlicher Mechanismus der Rütteldruckverdichtung von nicht bindigen wassergesättigten Böden ist die Bodenverflüssigung. Ein wichtiger Indikator hierfür ist neben der Kornumlagerung die Veränderung der Porenwasserdrücke. Diese werden in Abhängigkeit von den Betriebsparametern des Rüttlers untersucht.

3.2 Der Modellversuchsstand am IGB-TUBS

Die Versuchsanlage am IGB-TUBS besteht aus zwei kreisförmigen Betonschächten in Segmentbauweise mit einer Gesamthöhe von 3,0 m und einem Innendurchmesser von 1,20 m. Die beiden Schächte besitzen über dem geneigten Behälterboden eine Entwässerungsöffnung. In den Schachtböden ist zur Drainage ein Filterkies eingebaut, der mit einem Geotextil abgedeckt ist. Dieses wird durch einen Gitterrost vor mechanischer Beanspruchung geschützt. Über ein mit Schiebern ausgestattetes Rohrleitungssystem können die beiden Schächte be- bzw. entwässert werden. Der Wasserstand in den Behältern wird an jeweils außen angebrachten Standrohren abgelesen.

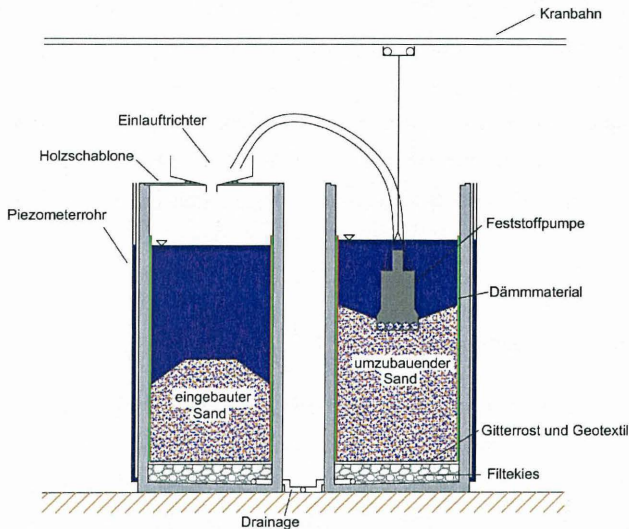


Bild 5: Versuchsanlage am IGB-TUBS zur Durchführung von Verdichtungsversuchen

Als nicht bindiger Modelboden wird ein Sand (gS+mS) verwendet. Die Vorgehensweise zum Einbau des Sandes wurde durch Vorversuche ermittelt. Sie gewährleistet einen Einbau des Modellsandes mit einer reproduzierbaren lockeren Lagerungsdichte. Dies ist eine wichtige Grundvoraussetzung, um eine vergleichbare Ausgangssituation für alle Verdichtungsversuche sicherzustellen. Das Wasser-Sand-Gemisch wird mit einer Feststoffpumpe in den jeweiligen Versuchsschacht eingespült. Dies erfolgt mit Hilfe eines Zentriertrichters, der einen gleichmäßigen und vom Bediener

weitgehend unabhängigen Sandeinbau gewährleistet. Die Einbaulagerungsdichte beträgt $D \approx 12\%$. Der Aufbau der Versuchsanlage ist in Bild 5 dargestellt.

3.3 Der Modelltieferüttler

Der Modellrüttler entspricht in seiner Grundkonstruktion dem Tieferüttler Typ T der Keller Grundbau GmbH in einem Modellmaßstab von etwa 1:3. Der Rüttler hat eine Gesamtlänge von 180 cm und kann maximal 140 cm in den Boden eingefahren werden. Der Durchmesser beträgt 11 cm. Am unteren Ende sind 4 Verdrehrippen angebracht, die den Rüttler in seiner Lage stabilisieren. Eine stufenlose Einstellung der Rüttlerfrequenz erfolgt über einen regelbaren Asynchron-Drehstrommotor, der außerhalb des Rüttlerkörpers am oberen Ende angebracht ist. Die maximal erreichbare Erregerfrequenz der Welle liegt bei ca. 50 Hz. Die Aufhängung des Modellrüttlers erfolgt durch ein Kugelgelenk, das den Rüttler mit der Kranbahn oberhalb der Versuchsanlage verbindet. Im Rahmen der durchgeführten Versuchsserien erfolgte eine Variation der Rüttlerfrequenz, der Unwuchtmasse und der Eintauchtiefe des Rüttlers.

3.4 Messtechnik und Datenerfassung

Für die Analyse der Rüttler-Boden-Interaktion während des Verdichtungsvorganges wurden sowohl der Modellrüttler, als auch der Versuchsschacht mit unterschiedlicher Messtechnik ausgerüstet. In den Modellrüttler wurden in zwei Ebenen jeweils zwei piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer eingebaut. Die Lage der Aufnehmer ist in der Ebene um 90° verdreht, um den Beschleunigungswerten eine eindeutige x- bzw. y-Richtung zuordnen zu können. Die Signale der Beschleunigungsaufnehmer werden mit Hilfe von Ladungsverstärkern verstärkt. Durch die zweifache Zeitintegration der Beschleunigungssignale wird die Bewegung des Rüttlers ermittelt. Auf dieser Grundlage kann jederzeit das Schwingverhalten und die Raumstellung des Rüttlers im Boden dokumentiert werden.

$$\text{Es gilt:} \quad a(t) = \dot{v}(t) = \ddot{x}(t) \quad (3.1)$$

Die doppelte Integration der Beschleunigungssignale zur Ermittlung der Rüttleramplitude stellt eine anspruchsvolle Aufgabenstellung dar. Die rein mathematische Lösung führt zu erheblichen Ungenauigkeiten, da je Integration eine Integrationskonstante unbekannt bleibt. Aus diesem Grund sind am schwingenden Rüttler in der Luft optische Messungen durchgeführt worden. Mit diesen Messergebnissen ist eine quantitative Kalibrierung der aus den Beschleunigungssignalen errechneten Amplituden möglich.

Die Leistungsaufnahme des Rüttlermotors in den unterschiedlichen Betriebszuständen wird mit einer gesonderten Schnittstelle an der Steuerungseinheit der Datenerfassung erfasst. Alle analogen Messdaten werden mit einem hochfrequenten AD-Wandler in digitale Signale umgewandelt und in einem PC zusammengeführt. Die Steuerung des AD-Wandlers und des implementierten Multiplexers erfolgt durch eine Programmierung mit AD-Basic. Auf Grund der sehr großen Datenmenge, die für jeden Verdichtungsversuch erfasst wurden, ist die Auswertung und Visualisierung der Daten ebenfalls individuell programmiert worden.

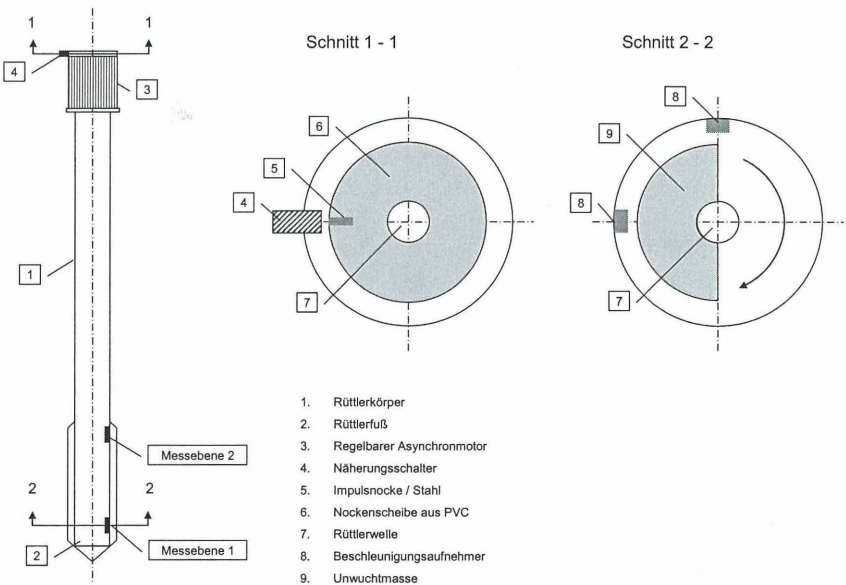


Bild 6: Messtechnik im Modelltiefenrüttler

Durch einen Näherungsschalter (Bild 6 / Schnitt 1-1) wird die Position der Unwuchtmasse ermittelt. Somit ist die Bestimmung des Vorlaufwinkels (Vorausseilen der Unwucht vor der Rüttlerbewegung) möglich, der einen wesentlichen Parameter zur Bewertung von Resonanzzuständen darstellt. Im Resonanzfall gilt für den Vorlaufwinkel:

$$\varphi = 90^\circ = \frac{\pi}{2} \quad (3.2)$$

Über die Messtechnik im Modellrüttler hinaus sind Beschleunigungsaufnehmer am Versuchsschacht angebracht worden. Mit Hilfe dieser Messsignale kann die Veränderung der Energieübertragung im Modellsand während des Verdichtungsvorganges bewertet werden.

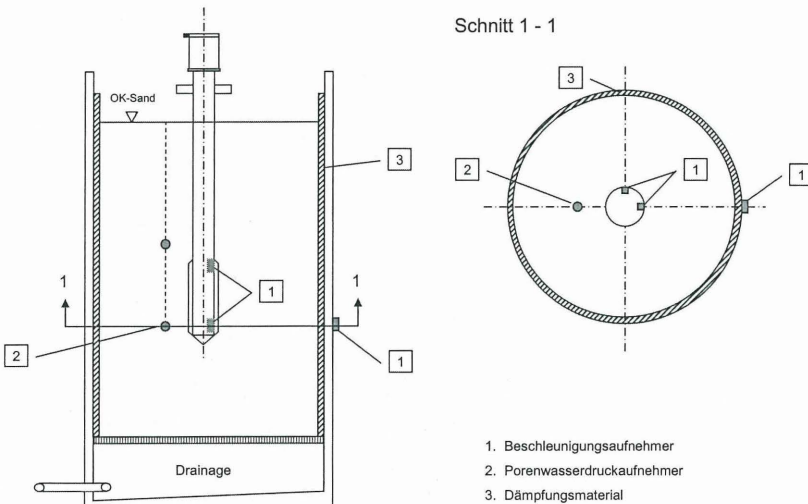


Bild 7: Eingesetzte Messtechnik am Modellversuchsstand IGB-TUBS

Ein wesentlicher Mechanismus der Rütteldruckverdichtung in wassergesättigten Sanden, wie in dem betrachteten Versuchsstand, ist die Bodenverflüssigung. Ein wichtiger Indikator hierfür ist die Veränderung der Porenwasserdrücke. Die Ursache für die Kornumlagerung liegt hierbei in einer kreisförmig um den Rüttler auftretenden Bodenverflüssigung. Allgemein versteht man unter dem Begriff der Bodenverflüssigung den Übergang eines wassergesättigten Bodens in einen flüssigen Zustand. Die totalen Spannungen σ eines wassergesättigten Bodens setzen sich aus den auf das

Korngerüst wirkenden effektiven Spannungen σ' und den neutralen Spannungen u zusammen. Bodenverflüssigung ist zurückzuführen auf eine Erhöhung des Porenwasserdruckes und einer damit verbundenen Reduzierung der effektiven Spannung bei gleich bleibender totaler Spannung (STUDER, ZIEGLER, 1986). Erreicht der Porenwasserüberdruck den Überlagerungsdruck, so reduziert sich die effektive Spannung zu Null. Der Boden weist in diesem Zustand keine Scherfestigkeit mehr auf und es können große Verformungen auftreten. Für die Untersuchung der Bodenverflüssigung bei der Anwendung des Rütteldruckverfahrens wurden in der Versuchsanlage in zwei Messebenen Porenwasserdruckaufnehmer in einem Abstand von ca. 15 cm zum Modellrüttler eingebaut (Bild 7).

3.5 Messergebnisse

3.5.1 Modellrüttler

In den durchgeführten Versuchsserien wurden die Erregerfrequenz des Modellrüttlers zwischen 20 Hz und 45 Hz variiert und vier Unwuchtmassen zwischen 250 g und 1000 g eingesetzt. Zudem erfolgten Verdichtungsversuche mit unterschiedlichen Eintauchtiefen des Rüttlers zwischen 60 cm und 130 cm. Insgesamt sind ca. 50 Verdichtungsversuche durchgeführt worden. Vor jedem Versuch wurde der Versuchsschacht entleert und der Modellsand definiert eingespült. Exemplarisch fasst Bild 8 die wesentlichen Messgrößen eines Verdichtungsversuches zusammen. Für das ausgewählte Beispiel beträgt die Rüttlerfrequenz 35 Hz, die Unwuchtmasse $m_u = 750$ g und die Rüttlereintauchtiefe $t = 100$ cm.

Bild 8.1 zeigt die Veränderung der Rüttleramplitude während des Verdichtungsversuchs. Deutlich ist der Zeitpunkt des Eintauchens des Rüttlers in den Boden zu erkennen. Nach dem Erreichen der Endtiefe verringert sich die Amplitude, bis sie nach ca. 65 Sekunden ihren Endwert erreicht hat. Auch längeres Rütteln führt zu keiner weiteren signifikanten Abnahme der Amplitude. Die Veränderung des Beschleunigungssignals am Versuchsschacht stellt sich invers zu der Rüttleramplitude dar (Bild 8.2). Durch die Dichtezunahme während des Rüttelvorganges nimmt die Steifigkeit des Modellsandes kontinuierlich zu und es wird entsprechend mehr Rüttelenergie auf die Schachtelemente übertragen. Die Entwicklung des Vorlaufwinkels ist in Bild 8.3

dargestellt. Das Vorseilen der Unwucht vor der Rüttlerbewegung beträgt an der Luft für das ungedämpfte System ca. 180° . Dies bedeutet, dass die Erregerfrequenz (hier 35 Hz) größer ist als die Eigenfrequenz (vgl. Bild 4). Für den Fall $\varphi = 90^\circ$ entspricht die Erregerfrequenz der Eigenfrequenz des Rüttler-Boden-Systems. Eine Amplitudenüberhöhung ist in dem dargestellten Beispiel nicht aufgetreten. Dies belegt, dass die Erfüllung des Kriteriums $\varphi = 90^\circ$ allein nicht notwendigerweise einen Resonanzzustand mit einer Amplitudenvergrößerung bewirkt. Vielmehr kann nur bei einer gezielten Abstimmung der Parameter Frequenz, Unwuchtmasse und Überlagerungsdruck das Ziel eines erhöhten Energieeintrages durch Amplitudenvergrößerung des Rüttlers erreicht werden. Sinkt bei der weiteren Verdichtung der Vorlaufwinkel unter 90° , hat die Systemeigenfrequenz einen Betrag über der Erregerfrequenz erreicht.

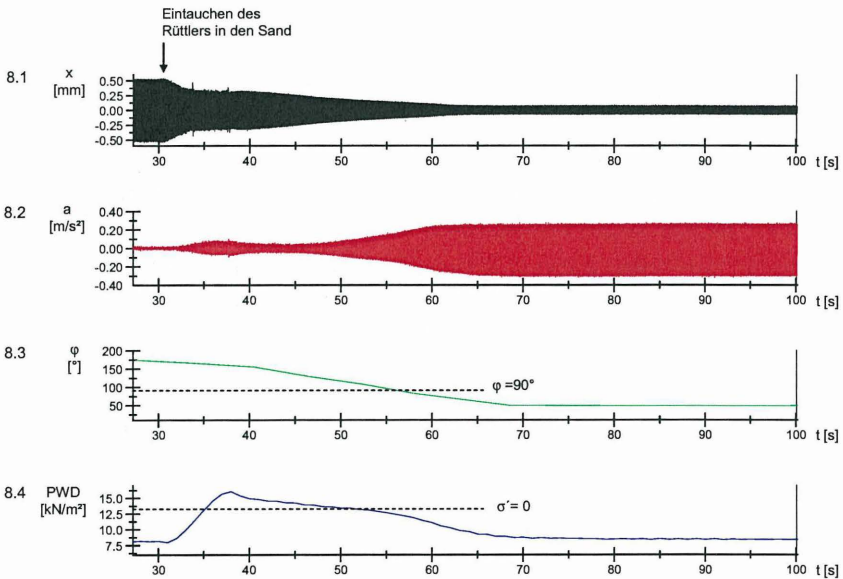


Bild 8: Darstellung der Messergebnisse für einen Verdichtungsversuch mit einer Unwucht von 750 g und einer Frequenz von 35 Hz, Rüttlereintauchtiefe: 100 cm

- 8.1 Rüttleramplitude – Messebene 1
- 8.2 Beschleunigungsaufnehmer am Versuchsschacht
- 8.3 Vorlaufwinkel
- 8.4 Porenwasserdruck an der Rüttlerspitze

Der Porenwasserdruck im Modellsand (Bild 8.4) steigt während des Verdichtungsvorganges deutlich an. Im dargestellten Beispiel überschreitet der gemessene Porenwasserdruck an der Rüttlerspitze den Betrag der effektiven Spannung und es kann ein Zeitintervall identifiziert werden, in dem eine Verflüssigung des Bodens stattfindet.

3.5.2 Rammsondierung

Die Änderung der Lagerungsdichte nach den Verdichtungsversuchen wurde durch Rammsondierungen in 20 und 40 cm Abstand zum Modellrüttler ermittelt. Mit der Anforderung der Vergleichbarkeit der Sondierergebnisse ist es notwendig, alle Sondierungen mit dem gleichen Fallgewicht und der gleichen Fallhöhe durchzuführen. Da jedoch bei den Verdichtungsversuchen mit einer geringen Verdichtungsleistung (kleine Unwuchtmasse mit geringer Rüttlerfrequenz) die Lagerungsdichte auch nach der Verdichtung noch gering war, konnten keine Standardgewichte und Fallhöhen eingesetzt werden. Deshalb wurde am IGB-TUBS ein Sonderfallgewicht mit einer Masse von 2 kg und einer Fallhöhe von 30 cm hergestellt und für die Sondierungen nach dem Verdichtungsvorgang mit dem Modellrüttler verwendet. Für diese Rammeinheit gibt es keine genormte Auswertung bzw. Umrechnung von der Schlagzahl je 10 cm Eindringung (N10) in eine Lagerungsdichte.

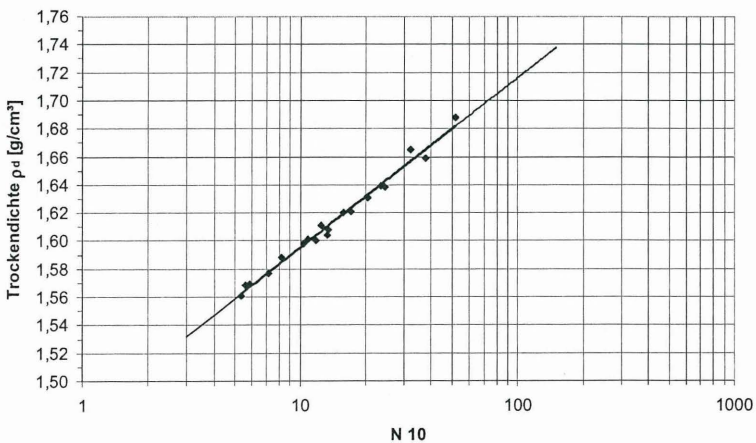
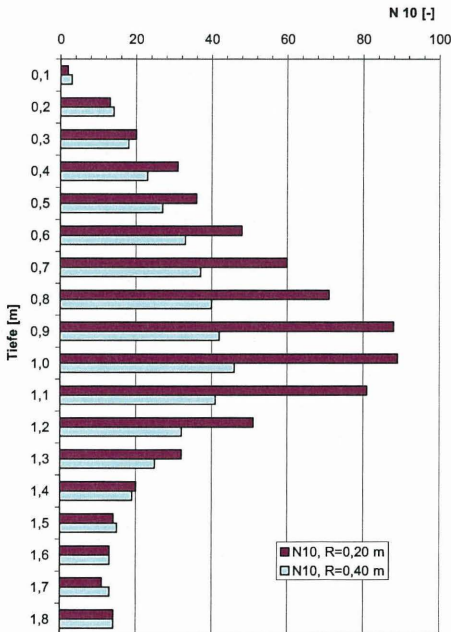


Bild 9: Zusammenhang zwischen der Schlagzahl N10 und der Trockendichte

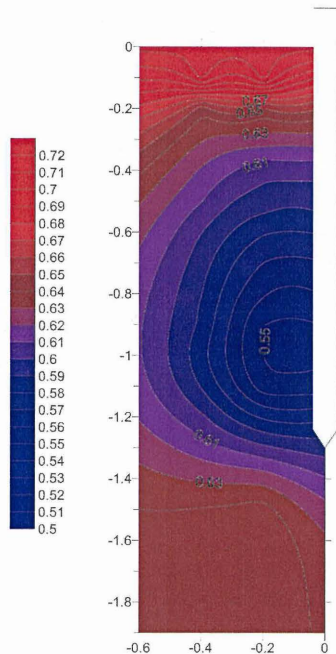
Auf der Grundlage einer statistischen Auswertung der durchgeführten Sondierungen wurde für den wassergesättigten Modellsand eine Umrechnungsfunktion wie folgt ermittelt:

$$p_d = 0,0526 \cdot \ln(N_{10}) + 1,474 \quad (3.3)$$

Das Ergebnis einer Rammsondierung nach einem Verdichtungsversuch ist exemplarisch für eine Unwuchtmassse von 750 g und einer Rüttlerfrequenz von 45 Hz mit einer Eintauchtiefe des Rüttlers von 1,30 m in Bild 10 dargestellt. Deutlich ist hierbei in Bild 10.1 der Bereich der größten Schlagzahl N_{10} an der Rüttlerspitze zu erkennen. Bild 10.2 zeigt im rotationssymmetrischen Schnitt des Versuchsschachtes die Verteilung der Porenzahl



10.1



10.2

Bild 10: Rammsondierungsergebnis (10.1) und Darstellung der Porenzahländerung im Versuchszustand für einen Verdichtungsversuch mit einer Unwucht von 750 g und einer Frequenz von 45 Hz (10.2)

4 Zusammenfassung und Ausblick

In einer Versuchsanlage am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) werden mit einem Modelltiefenrüttler die Interaktionen zwischen den Maschinenparametern und dem Verdichtungsergebnis für das Rüttel-druckverfahren untersucht. In diesem Beitrag werden die Modellversuchsanlage und die eingesetzte Messtechnik und Datenverarbeitung vorgestellt. Am Beispiel eines Verdichtungsversuches werden erste Messergebnisse beschrieben. Eine vollständige Auswertung der Versuchsserien werden im Rahmen einer in Arbeit befindlichen Dissertation voraussichtlich Ende 2006 veröffentlicht.

5 Danksagung

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig bedankt sich bei der Firma Keller Grundbau GmbH für die Förderung dieses Forschungsprojektes.

6 Literatur

- DGGT (2002)
Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT); Berlin; 2002
- Fellin W. (2000)
Rütteldruckverdichtung als plastodynamisches Problem; Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Universität Innsbruck; Balkema Publishers; Rotterdam; 2000
- Floss R. (2001)
Verdichtungstechnik im Erdbau und Verkehrswegebau; Band 1: Grundprinzipien der Vibrationsverdichtung , Verdichtung von Boden und Felsgestein, Verdichtung von Asphalt-schichten, 2001
- Greenwood, D. (1972)
Baugrundverbesserung durch Tiefenverdichtung, Baumaschinen und Bautechnik – 19. Jahrgang, Heft 9, September 1972
- Hartung M. (1994)
Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand; Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig; 1994
- Keller Prospekt (2004)
Die Tiefenrüttelverfahren; Prospekt 10-02D; Keller Grundbau GmbH, Offenbach; 2004

Kirsch K. (1993)
Die Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern, 40 Jahre Spezialtiefbau, Technische und rechtliche Entwicklungen, Festschrift für Karlheinz Bauer zum 65. Geburtstag, 1993

Kirsch K., Sondermann W. (2001)
Baugrundverbesserung; in Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren; Berlin; 2001

Klein G. (2001)
Bodendynamik und Erdbeben; in Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, Berlin; 2001

Lorenz H. (1960)
Grundbau-Dynamik; Springer-Verlag; 1960

Massarsch K. R., Westerberg E. (1995)
Innovative Entwicklungen bei der Tiefenverdichtung am Beispiel des MRC Verfahrens; 10. Christian Veder Kolloquium; Graz; 1995

Poteur, M. (1971)
Beitrag zur Tauchrüttelung in rolligen Böden; Baumaschine und Bautechnik, 18. Jahrgang; 1971

Simons H., Kahl M. (1987)
Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung norddeutscher Sande mit Tiefenrüttlern; Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig; 1987

Studer J. A., Koller M. G. (1997)
Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme; 1997

Wehr J. (2005)
Variation der Frequenz von Tiefenrüttlern zur Optimierung der Rütteldruckverdichtung, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 38, Berlin 2005, Vorträge zum 1. Hans Lorenz Symposium

Welsch P. (1987)
Soil improvement – a ten year update; Geotechnical Special Publication No. 12; American Society of Civil Engineers; 1987

Autoren:

Dipl.-Ing. M. Nendza M.Nendza@tu-bs.de
Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann J.Stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstr. 2, 38106 Braunschweig
Tel.: 0531 - 391 2730
Fax.: 0531 - 391 4574

www.IGB-TUBs.de

Messtechnische Überwachung von Düsenstrahlarbeiten

Dipl.-Ing. H. Knitsch

Fa. GeTec / Geschäftsführer

Dipl.-Ing. A. Tsiolakis (FH)

Fa. GeTec / Qualitäts-Management

1 Einleitung

Das international als Jet Grouting, im deutschsprachigen Raum vornehmlich als Soilcrete oder HDI (Hochdruckinjektion) bekannte Düsenstrahlverfahren (DS-Verfahren) hat seit seiner Markteinführung Ende der 70er Jahre in Deutschland eine stetig wachsende Bedeutung erlangt (vgl. BUJA, 474).

Das Wissen und die Erfahrung über die Wirkungsweise des DS-Verfahrens und die zur Verfügung stehende Gerätetechnik haben sich in dieser Zeit erheblich weiterentwickelt (SONDERMANN / PANDREA / DÖRENDAHL 2005, 2),

Mittlerweile hat dieses Verfahren eine breit gefächerte Anwendung im Grundbau gefunden (RAABE / TOTH 1987, 89):

- Aussteifungs- und Unterfangungsbauwerk
- temporäre Umschließung als Dichtwand oder Dichtsohle von tiefen Baugruben zur Vermeidung weit reichender Grundwasserabsenkungen
- Dichtblöcke im Tunnelbau
- Grundwassersperrung in Dämmen
- Abdichtungen im Untergrund, als Sicherung von Grundwasserhorizonten

Vorteil und besonderes Merkmal dieser Verfahrenstechnik ist die große Anpassungsfähigkeit an die erforderliche Geometrie, an den zu erzielenden

Abdichtungsgrad und den zu bearbeitenden Baugrund sowie die hohe Dauerbeständigkeiten des Düsenstrahlbauwerks (vgl. RAABE / TOTH 1987, 89).

Mit der Zunahme von Erfahrung, Wissen und technischen Möglichkeiten wurden auch die Anwendungsgrenzen immer weiter ausgedehnt, sowohl hinsichtlich von Abmessung und Tiefenlage der hergestellten Düsenstrahlkörper als auch bei den behandelten Bodenarten (SONDERMANN / PANDREA / DÖRENDAHL 2005, 2)

Für die erfolgreiche Ausführung und kosteneffiziente Ausnutzung des DS-Verfahrens sind eine präzise Baugrundbeschreibung, die Wahl der optimalen Produktionsparameter und deren ständige Online-Registrierung zur Kontrolle unter voller Ausnutzung der verfügbaren Messtechniken notwendig (vgl. RAABE / TOTH 1987, 108).

Beim DS-Verfahren lassen sich die bestimmenden Einflussgrößen auf das Ausführungsergebnis nach ihrer Beeinflussbarkeit geordnet folgendermaßen angeben:

nicht beeinflussbare Größen	bedingt beeinflussbare Größen	steuerbare Größen
Bodenmechanische Vorgaben: - Bodeneigenschaften - Grundwasserbedingung - Lagerungsdichte - etc. Räumliche Vorgaben: - Arbeitsfläche - Arbeitshöhe - etc.	Technische Zielvorgaben: - Durchmesser - Festigkeit - Wasserdurchlässigkeit bzw. –undurchlässigkeit - etc.	Ausführungstechnik: - Verfahren - Geräte - etc. Herstellungsparameter: - Vorschub - Bohrandruck - Ziehgeschwindigkeit - Druck - Drehgeschwindigkeit - etc.

Tabelle 1: Einflussgrößen auf das DS-Verfahren

Zur Festlegung der richtigen Ausführungsparameter sind bodenmechanische Kennwerte wie Dichte, Wassergehalt, Kornverteilung, Lagerungsdichte, Zustandsform, Scherparameter und Druckfestigkeit erforderlich (BUJA, 477).

Die im Baugrundgutachten ermittelten geologischen Störzonen und Hindernisse werden für die Konzeption der Düsenstrahlarbeiten und die optimale Säulenordnung benötigt. Liegen für zu bearbeitende Bodenschichten keine Erfahrungswerte vor ist eine vorherige Herstellung von Probesäulen notwendig. Die Probesäulen sollten, soweit dies möglich, ist alle im Voraus bekannten wesentlichen Problemstellen abdecken, damit die daraus gewonnenen Erkenntnisse in die Ausführungsplanung einfließen können.

Das DS-Verfahren nutzt die Erosionswirkung eines Hochgeschwindigkeits-Düsenstrahls, um den anstehenden Boden zu lösen. Es werden Strahlgeschwindigkeiten von 100 bis 400 m/s erreicht. Zur Erzeugung der kinetischen Energie sind sehr hohe Drücke von 100 - 800 bar erforderlich. Der Schneidstrahl löst das Korngefüge des Bodens auf und Vermischt ihn mit Bindemittel. Überschüssiges Material tritt über den Bohrlochringraum aus (vgl. BUJA 474).

Der Durchmesser von Düsenstrahlsäulen wird durch die eingesetzte Energie sowie Drehzahl und Ziehgeschwindigkeit des Bohrgestänges beeinflusst, diese liegen in der Regel zwischen 0,6 m und über 2 m, bei der so genannten „Superjet-Technik“ Soilcrete X[®] inzwischen bei bis zu 4 m.

2 Anforderungen an das DS-Verfahren

Die jeweiligen Anforderungen an einen herzustellenden Düsenstrahlkörper ergeben sich im Wesentlichen aus der statischen bzw. hydraulischen Funktion und können aus diesem Grund qualitativ sehr weit auseinander liegen (RAABE / TOTH 1987, 89). Der Erfolg oder auch Misserfolg von Maßnahmen mit dem DS-Verfahren hängt daher in erster Linie von der Umsetzung der geforderten Qualitätsrichtlinien ab.

Die Ursachen von Fehlstellen können sowohl in der Planung, als auch in der Ausführung liegen. Aus diesem Grund wird vom Bauherrn ein zunehmend genauerer

Nachweis über die Qualität des hergestellten Düsenstrahlkörpers gefordert. Eine entsprechende Dokumentation ist dem Bauherrn zeitnah zu übergeben.

Ein wesentliches Ziel der begleitenden Messtechnik ist daher, eine verlässliche Auskunft über Ausführung und Ergebnis der Arbeiten zu geben (Abbildung 1). Insbesondere im Versuchsstadium bei Probesäulen ist die Aufzeichnung, Aufbereitung und Darstellung relevanter Daten notwendig. Dadurch lassen sich erreichte Durchmesser und Festigkeiten der Düsenstrahlsäulen dokumentieren und später mögliche Fehlstellen nachweisen. Folgender Mess- und Regelkreis wurde dazu entwickelt und erfolgreich eingesetzt.

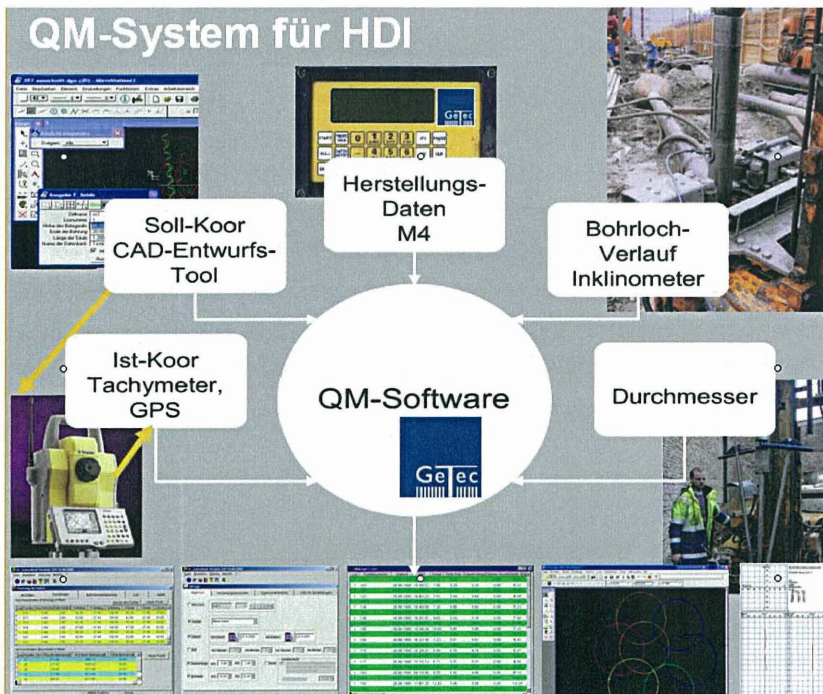


Abbildung 1: Integrierte Projektdatenverwaltung und Auswertung

3 Möglichkeiten der Qualitätssicherung beim DS-Verfahren

In den folgenden Abschnitten werden die Möglichkeiten der Kontrolle und der Dokumentation der oben beschriebenen Einflüsse auf die Qualität des DS-Verfahrens beschrieben.

3.1 Monitoring der Herstellparameter

Als Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Ausführung des DS-Verfahrens gehört das Herstellen des Düsenstrahlkörpers in der richtigen Tiefe mit den vorgesehenen Herstellparametern.

Die Kontrolle und Dokumentation der Herstellparameter Druck, Durchfluss (Wasser, Suspension und Luft), Bohrandruck, Zieh- und Drehgeschwindigkeit erfolgt über ein kontinuierlich arbeitendes elektronisches Datenerfassungsgerät direkt am Bohrgerät bzw. der Pumpe. Dem Bohrgeräteführer und Pumpenfahrer werden die Daten per Display angezeigt (Abbildung 2).



Abbildung 2: M4 Bedienungseinheit und digitale Anzeige der Herstellparameter am Bohrgerät

Die digital aufgezeichneten Daten lassen sich nach der Produktion auslesen und können zur leichteren Kontrolle auch visualisiert werden (Abbildung 3).

Die Aufzeichnung der gerätebezogenen Herstellparameter gehört zu den indirekten Messverfahren. Aus den Daten lässt sich das erzielte Ergebnis alleine nicht beurteilen. Sie können allerdings Hinweise auf Auffälligkeiten in dem Düsenstrahlkörper geben, die dann mit direkten Messverfahren wie z.B. der Durchmessermessung mit dem Messschirm, Kernbohrungen oder auch Drucksondierung überprüft werden können (SONDERMANN / PANDREA / DÖRENDAHL, 9).

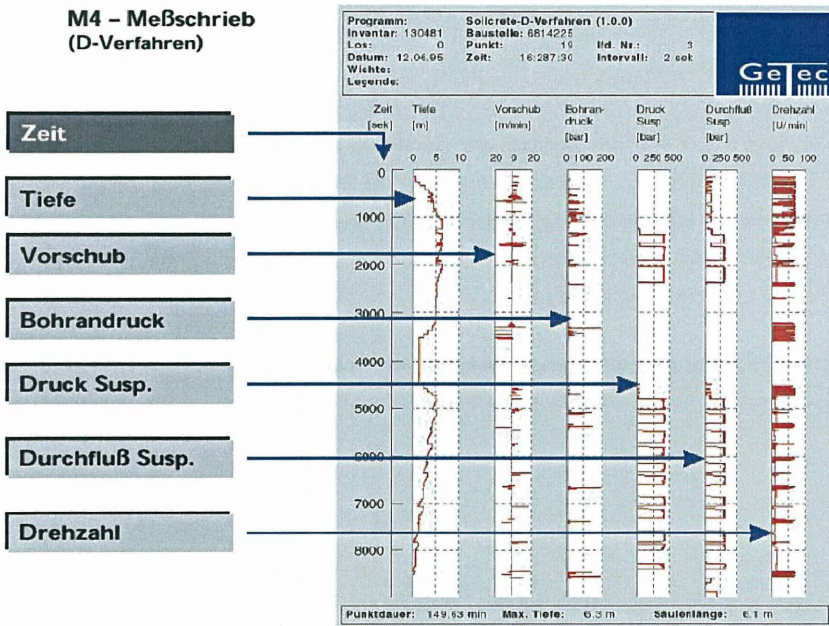


Abbildung 3: Beispiel einer graphischen Prozessdatenauswertung mit GeTec-M4-Vis

Ein externes Monitoring der Parameter während der Produktion lässt sich über eine DS-Visualisierung (Abbildung 4) darstellen. Über diese ständige Onlinekontrolle können diese von einem Kontrolleur während der Produktion überprüft und ggf. bei falsch eingestellten Parametern sofort reagiert werden.

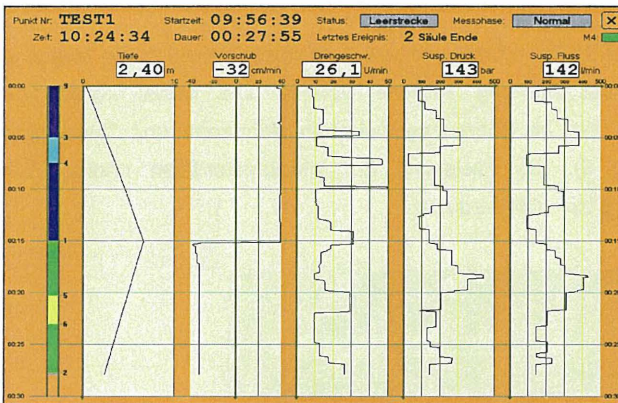


Abbildung 4: Beispiel einer graphischen Prozessdatenauswertung mit GeTec DS-Vis

3.2 Neigungsmessung

Eine Abweichung der Ist-Lage von der Soll-Lage der Säule kann selbst unter Einhaltung des geplanten Durchmessers zu Fehlstellen führen. Zum Einen können sich durch zu große Abstände und dadurch zu geringen Überschneidungen der einzelnen Düsenstrahlsäulen ungewollte Lücken in den Zwickeln bilden, zum anderen können zu geringe Abstände zu Düsschatten führen (siehe auch Abbildung 7). Bereits in der Planungsphase muss daher eine auf Erfahrungswerten basierende Bohrabweichung berücksichtigt werden. Je nach Anforderung an den Düskörper lässt sich dann mit dem geplanten Säulendurchmesser und der zu erwartenden Bohrabweichung ein optimales Raster innerhalb einer zulässigen Toleranz (Abweichung Düsdurchmesser und Bohrung) planen (vgl. SONDERMANN / PANDREA / DÖRENDAHL, 9-11).

Zur Beurteilung der Bohrabweichung der Säulenlage sind alle Bohransatzpunkte und der Bohrlochverlauf zu vermessen.

Der Bohrlochverlauf kann sowohl während der Bohrung mittels einer Bohrinklinometersonde im Bohrstrang als auch nach Abteufen der Bohrung mittels Mobilinklinometersonde erfasst werden.

Bei Bohrungen größerer Tiefe und nur wenigen Gestängebrüchen hat die Messung unmittelbar während der Bohrung zeitliche Vorteile. Die hierzu notwendige Bohrinklinometersonde wird im Bohrstrang zwischen Bohrkrone und Düsmonitor angeordnet (Abbildung 5). Die Auslesung der Inklinometerdaten erfolgt nach Abschluss einer Bohrung bzw. Bohrsequenz.

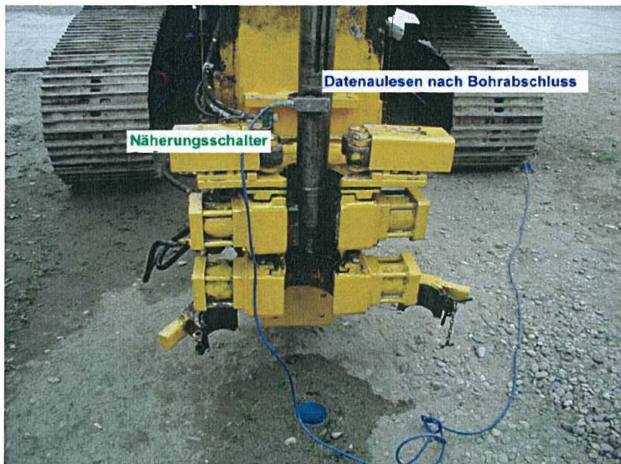
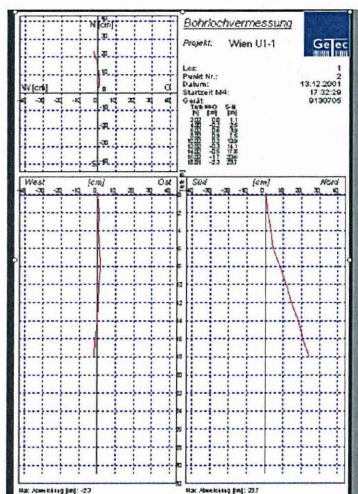


Abbildung 5: Bohrinklinometersonde

Die Mobilinklinometermessung kann nach dem Abteufen im Bohrgestänge oder in der eingebrachten Verrohrung erfolgen. Die Mobilinklinometermessung ist insbesondere bei Bohrungen geringer Tiefe sowie bei Bohrungen mit häufigem Gestängebruch wie z.B. tieferen Bohrungen unter beengten Platzverhältnissen sinnvoll. Auch kann die Möglichkeit der Messung unmittelbar in der Endverrohrung vorteilhaft sein, da Verlaufsänderungen, die ggf. durch das Einbringen der Verrohrung entstehen erfasst werden. Die eindeutige Ausrichtung der Messung erfolgt durch Einmessen des Bohransatzes und einer Messrichtung, die z.B. mittels eines Laserpointers während der Messung eingestellt wird.

Der Bohrlochverlauf wird standardmäßig mit Aufzeichnungscomputern digital erfasst und kann zur leichteren Kontrolle auch visualisiert werden (Abbildung 6).

Die Daten können dann in die Planungssoftware übernommen und die einzelnen Lagen der Düsenstrahlsäulen graphisch dargestellt werden (Abbildung 7).



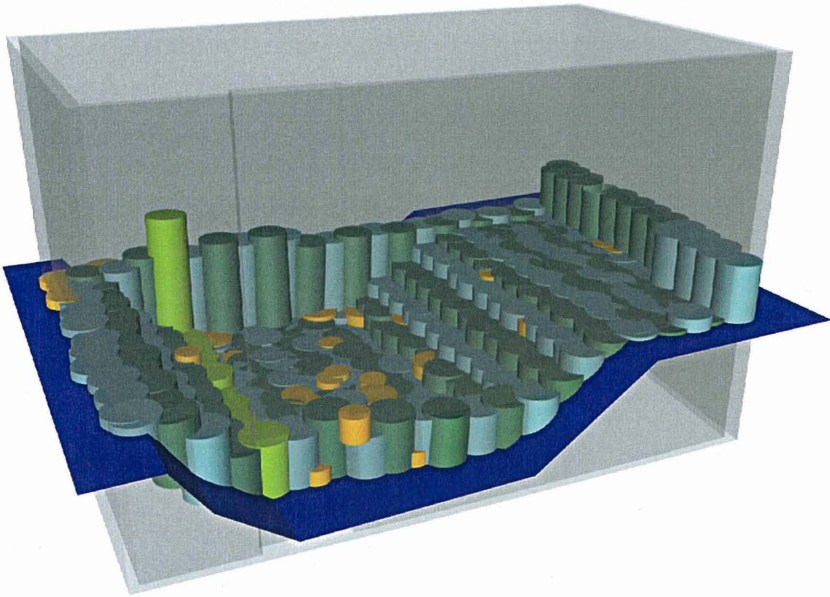


Abbildung 8: GeTec QM-Software 3D-Darstellung der Ist-Lage der Säulen bei einer Dichtsohle

3.3 Kontrolle des Säulendurchmessers

Im Gegensatz zu gegreiferten oder gefrästen Dichtungselementen wird beim DS-Verfahren der Querschnitt nicht mit einem mechanischen Werkzeug durchfahren, daher stellt sich häufig die Frage nach hinreichender Absicherung der erreichten Durchmesser zur Vermeidung von Fehlstellen (RAABE / TOTH 1987, 101).

Das Problem der gesicherten Bestimmung des Düsdurchmessers an Probesäulen ergibt sich bei den meisten Düsenstrahlarbeiten. Die Probesäulen im Testfeld können zwar in der geplanten Tiefe hergestellt, aber nicht vollständig untersucht werden, da ein Freilegen der Säulen in großen Tiefen nicht möglich ist. Verfahren, wie die Entnahme von Bohrkernen oder die Eingrenzung mit Drucksondierungen, liefern nur unvollständige Ergebnisse, die meist nur einen punktuellen Aufschluss über den erreichten Säulendurchmesser zulassen. Geophysikalische Untersuchungsmethoden haben bis heute nicht die erforderliche Genauigkeit erreicht, die für die genaue

Bestimmung des erreichten Durchmessers in meist großer Tiefe ausreicht (BORCHERT und RICHTER 2000, 5).

Die Bestimmung der Durchmesser im nicht ausgehärteten Zustand der Säulen, wurde mit so genannten mechanisch funktionierenden Schirmen gemessen. Diese lieferten nur punktuelle Erkenntnisse, die nicht hinreichend gesichert waren (BORCHERT und RICHTER 2000, 5). Durch die Weiterentwicklung des mechanischen Messschirms zu einem patentierten hydraulisch arbeitenden Messschirm ist eine gesicherte Bestimmung des Durchmessers von Düsenstrahlsäulen möglich (siehe Kapitel 3.3.3)

3.3.1 Hydrophon - Messungen

Eine Möglichkeit der Durchmesserbestimmung sind in Pegelrohre installierte Hydrophone, mit denen die Anstrahlung ans Pegelrohr während der Produktion gemessen und dokumentiert werden kann. Dieses Messsystem erfordert das Abteufen von Pegelrohren, um das Hydrophon in die entsprechenden Tiefen zu bringen.

Eine exakte Bestimmung des Durchmessers ist über dieses System nur eingeschränkt möglich, da die gemessene Anstrahlung abhängig vom akustischen Übertragungsverhalten des Bodens, der Lage der Pegelbohrung zur Produktionsbohrung in der jeweiligen Tiefe ist, und nur einen Anhaltswert des erreichten Durchmessers zulässt. Es bietet jedoch eine gute Möglichkeit den Verlauf des Durchmessers über die Säulenlänge zu beurteilen. Notwendige Anpassungen der Herstellparameter können schon während des Produktionsprozesses vorgenommen werden.

3.3.2 Bestimmung des Durchmessers durch Kontrolle der Wichte des Rücklaufs

Eine ständige Kontrolle der Wichte der Rücklaufsuspension ermöglicht die rechnerische Ermittlung des gelösten Bodenvolumens und folglich auch des Durchmessers des hergestellten Düsenstrahlkörpers. Eine gleichzeitige Kontrolle des Durchflussvolumens der Suspension an der Pumpe, der Zieh- und Drehgeschwindigkeit, des Drucks und der Dichte der eingesetzten Suspension ist dafür erforderlich (vgl. DE WIT / BOOGARDS / ESSLER / LANGHORST / OPLADEN / BOSMA / SLEUWAEGEN / DEKKER 2005, 9).

Über diese Berechnung lassen sich aber nur Anhaltswerte über die Kubatur der hergestellten Düsenstrahlsäule ableiten. Eine korrekte Erfassung und Darstellung der ausgelösten Bodenmenge, besonders aus stark bindigen Böden, ist nahezu unmöglich.

3.3.3 Hydraulischer Durchmesser messschirm

Der hydraulisch arbeitende Messschirm liefert zwar auch nur punktuelle Ergebnisse, aber er bietet die Möglichkeit, den Durchmesser in Tiefen zu bestimmen, in denen bisher eine gesicherte Bestimmung nicht möglich war. In verschiedenen Bauvorhaben sind Messungen in Tiefen von über 30 m unter GOK erfolgreich durchgeführt worden. Zusätzlich eröffnet sich die Möglichkeit den Durchmesser im laufenden Produktionsprozess zu bestimmen und ggf. die Produktionsparameter dahingehend zu korrigieren.

Es können mit diesem Messsystem Durchmesser von 0,6 bis 4 m gemessen werden. Je nach zu messendem Durchmesser wird ein Messschirm mit sich lediglich v-förmig öffnenden Grundarmen oder mit zusätzlich ausfahrbaren Kolben eingesetzt.

Der vorkalibrierte Messschirm muss sofort nach Beendigung des Düsvorgangs in die noch nicht erhärtete Suspension der Säule eingebracht werden. Ist der Messschirm in die zu messende Tiefe angekommen, wird die Messung ausgeführt. Es kann nacheinander in verschiedenen Tiefen der Säule gemessen werden. Die

gemessenen Durchmesser werden nach Ausbau des Messschirms und der Nachkalibrierung ermittelt. Die Ergebnisse aus den Messungen können daher sofort in den Produktionsprozess einfließen. Anschließend herzustellende Säulen können dann in ihrem Durchmesser angepasst werden. Bei der Herstellung von Düsenstrahlwänden können Messungen auch in den verschiedenen Tiefen der Säule durchgeführt werden.

Der Durchmessermessschirm besteht aus einem geschlossen Messsystem aus Messschirm und Druckwaage, die mit einem mit Flüssigkeit befüllten Hochdruckschlauch miteinander verbunden sind.

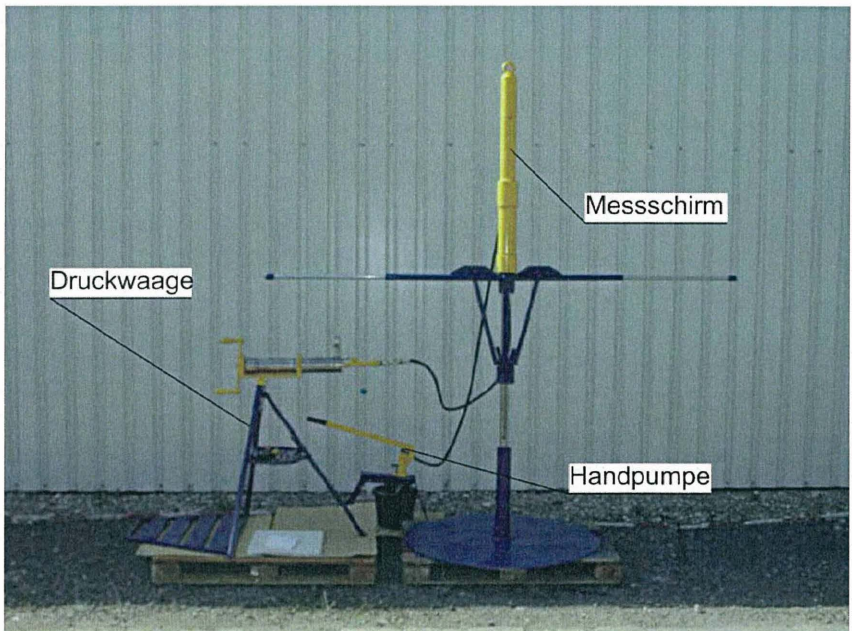


Abbildung 9: *Messschirm - Druckwaage*

Mittels eines Handrades an der Druckwaage werden die Kolben hydraulisch ausgefahren. Der Druck, der in dem geschlossenen Messsystem herrscht, kann an einem Manometer abgelesen werden. In der noch nicht erhärteten Suspension öffnen sich die Grundarme bzw. Kolben mit einem sehr geringen Widerstand. Treffen die Arme bzw. Kolben auf den anstehenden, nicht aufgeschnittenen Boden, erhöht sich der Widerstand beim Öffnen und damit auch der Druck im System. Druck und

Skalenwert werden dokumentiert. Bekannte Größen sind immer die Menge der geförderten Flüssigkeit und der Druck. Bei dem Messschirm mit ausfahrbaren Kolben werden die Arme mit einer Handpumpe vorher orthogonal zur Längsachse des Messschirms geöffnet.

Vor und nach einer Messung in einer Säule wird der Messschirm kalibriert. Dabei werden Skalenwert, Druck und der Durchmesser der geöffneten Arme dokumentiert.

Der Durchmesser wird anhand des Vergleiches von Kalibrierung und Messung in der Säule graphisch ermittelt. Die Arme dringen je nach Bodenart unterschiedlich tief in den anstehenden Boden ein, dadurch vergrößert sich der Ausfahrweg der geöffneten Arme bzw. Kolben weiterhin, obwohl der Rand der Säule bereits erreicht ist. Es sollten daher mit jedem Messschirm Probemessungen gegen verschiedene Materialien durchgeführt werden. Die korrekte Auswertung kann aus diesem Grund nur von erfahrenem Personal durchgeführt werden.

4 Schlussbetrachtung und Ausblick

Die Qualitätsüberwachung im Zuge der Bauausführung lässt sich an zwei grundsätzliche Zielen bzw. Fragestellungen ausrichten (vgl. SONDERMANN / PANDREA / DÖRENDahl 2005, 7):

1. Werden die in der Ausführungsplanung gewählten Herstellparameter eingehalten?
2. Führen die gewählten Herstellparameter tatsächlich zu einem Körper mit den Eigenschaften des Anforderungsprofils?

Die Anforderungen an die Qualität der verschiedensten Messungen werden mit der Komplexität der zu lösenden Bauaufgaben wachsen. Jede Baumaßnahme verlangt nach einer angepassten, messtechnischen Begleitung, die diesen Anforderungen entspricht. Eine angepasste, integrierte Messtechnik unterstützt die Ausführung von Düsenstrahlarbeiten und dokumentiert die erreichten Ergebnisse.

Keine der vorgestellten Messtechniken bietet allein die Möglichkeit, Fehlstellen bei der Herstellung von Düsenstrahlbauwerken zu erkennen. Erst die parallele Auswertung der einzelnen Messungen erlaubt eine umfassende Beurteilung. Erst durch die Weiterentwicklung der Messtechnik wird es gelingen, die Grenzen des Verfahrens zu erweitern und seine wirtschaftliche und sichere Planung und Ausführung zu gewährleisten.

5 Literaturverzeichnis

RAABE und TOTH (1987)

„Dichtwände und Dichtsohlen“ Fachseminar 02./03. Juni 1987

Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

BORCHERT, Dr. K.-M. und RICHTER, Dr. T. (2000)

Erfahrungen bei Berliner Trogbaugruben

Veröffentl.: Beitrag zum 15. Christian – Vedder – Kolloquium Graz April 2000

BUJA, H. O. (1989)

Handbuch des Spezialtiefbaus, 1. Auflage

Werner Verlag

SONDERMANN, Dr. W. / PANDREA, P. / DÖRENDahl, Dr. K. (2005)

- Düsenstrahlarbeiten in extremen Tiefen in marinen Tonen bei hohen Festigkeitsanforderungen und Einpassung in bestehende Bauelemente -

Veröffentl.: Beitrag zum 1. Hans Lorenz Symposium am 13.10.2005

TU Berlin – Mitteilung des Fachgebiets Grundbau und Bodenmechanik

DE WIT, J. / BOOGARDS, J. / ESSLER, B. / LANGHORST, O. / OPLADEN, B. /

BOSMA, C. / SLEUWAEGEN, Y. / DEKKER, H. (2005)

- Sandwichwand onder Amsterdam Centraal Station -

14^e innovatieforum 22 november 2005 te Antwerpen

Technologisch Instituut VZW

Autoren:

Dipl.-Ing. A. Tsiolakis (FH)

Fa. GeTec / Qualitäts-Management, email A.Tsiolakis@getec-ac.de

Dipl.-Ing. H. Knitsch

Fa. GeTec / Geschäftsführer, email H.Knitsch@getec-ac.de

GeTec

Ingenieurgesellschaft für Informations- und Planungstechnologie mbH

Rotter Bruch 26a

D-52068 Aachen

Tel. +49 (0) 241-40 66 07

Fax. +49 (0) 241-406609

Niederlassung Süd

Tel. +49 (0) 69 8010 6624

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

- | | | |
|----------|------------------------------|---|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, Dissertation, 1976 * |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen, Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, Dissertation, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, Dissertation, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, Dissertation, 1982 * |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen, 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, Dissertation, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, Dissertation, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen , Dissertation, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, 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 Pfahlprüfmethode n, Dissertation, 1986 * |
| Nr. 22 | Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen , 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. | Standssicherheit 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. | Standssicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990 |
| Nr. 32 | Knüpfcr, J. | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen , Dissertation, 1990 |
| Nr. 33 | Beckefeld, P. | Schadstoffaustrag aus abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens , Dissertation, 1991 |
| Nr. 34 | He, G. | Standssicherheitsberechnungen 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 aufgefahrcnen Tiedfükers , Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standssicherheiten 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 Qualitäts-
sicherung 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 – Unter-
suchungen an historischen Bauwerken im südöstli-
chen 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 Braun-
schweig 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.
Platzmann, 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 Wasser-
stände 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 Bohrpfäh-
len im Grundwasser , Dissertation, 2000 |
| Nr. 67 | Pläßmann, 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 Spundwand
konstruktion in einem überkonsolidierten Ton ,
Dissertation, 2002 |
| Nr. 73 | Witte, M. | Veränderung des Festigkeits- und Verformungs-
verhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Poren
wasserspannungen , 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 |
| Nr. 78 | Bergs, T. | Untersuchungen zum Verformungs- und
Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion,
Dissertation, 2004 |
| Nr. 79 | Scholz, C. | Integrität von Einphasen-Dichtwänden
- Untersuchungen zum rheologischen und
mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter
Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 2004 |
| Nr. 80 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. | Pfahl-Symposium 2005, Fachseminar in
Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005 |
| Nr. 81 | Nendza, M. | Untersuchungen zu den Mechanismen der dynami-
schen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel-
druckverfahrens, Dissertation, 2006 |
| Nr. 82 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. | Messen in der Geotechnik 2006, Fachseminar in
Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006 |
| Nr. 83 | Stahlmann, J.
Rosenberg, M. | geotechnische Aspekte im Umweltschutz
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006 |
| DGGT | | Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen
Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische
Pfahlprüfungen, 1998 |

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

