

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 68



IGB·TUBS

Messen in der Geotechnik 2002

Fachseminar: 21./22. Februar 2002

Zusammengestellt von:

Dr. J. Gattermann
T. Bergs
M. Witte

Braunschweig 2002

VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anlässlich unseres Seminars *Messen in der Geotechnik 2002* am 21. und 22. Februar 2002 als Tagungsband.

Das diesjährige Seminar ist das erste nach dem Tode von Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz, der im April des vergangenen Jahres leider verstorben ist. Prof. Rodatz hatte diese Seminarveranstaltung 1994 gegründet, weil er erkannt hatte, 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 geworden sind.

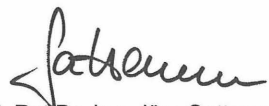
Die Überprüfung der Lastannahmen dient im Sinne der Beobachtungsmethode des Eurocode 7 (Normvorlage in engl. Sprache EN 1997-01, April 1999, aber auch DIN V ENV 1997-1 von 1995, Beuth-Verlag 1996) der Verifizierung der in der Planung des Bauwerks angestrebten Sicherheiten. Die Überwachung des Tragverhaltens 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 und welche Darstellungsformen der Ergebnisse günstig sind und schließlich, welche Aussagen sich aus den Meßwerten 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 werden können und die Analyse der Daten zu nützlichen Erkenntnissen führen werden. Wir hoffen auch, dass der Vorschlag eines Referenten, im deutschsprachigen Raum eine "Interessengruppe Geomesstechnik" zu bilden, vom Auditorium positiv aufgegriffen wird.

Den Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, im Jahre 2004 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. Für die Mitarbeit an der Konzeptgestaltung danke ich den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Dipl.-Ing. Thomas Bergs und Dipl.- Geol. Matthias Witte.

Braunschweig im Februar 2002



Akad. Rat Dr.-Ing. Jörg Gattermann

Inhaltsverzeichnis

Messtechnische und theoretische Untersuchungen als Grundlage für die Weiterentwicklung und normative Anwendung der dynamischen Lastplatte (Leichtes Fallgewichtsgesetz)	
D. Adam, F. Kopf.....	1
E DIN 18710 – Ingenieurvermessung -	
K.-H. Klein	21
Messtechnische Erfassung von Unterwasserböschungen mit dGPS Sonaranlagen	
A. Richwien, N. Meyer, A. Daniels	41
Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Krafteinleitungsstrecke von Verpressankern	
K. Dietz, A. Graupner, D. Hofmann	61
Der Einsatz von "pressure pads" in geotechnischen Labor und Modellversuchen	
J. Laue, P. Nater, R. Chikatarmla, S. Springman	71
On-line Verdichtungskontrolle bei der Rütteldruckverdichtung	
W. Fellin, G. Hochenwarter, A. Geiß	87
Verwendung von Pressiometerversuchsergebnissen für Gründungsberechnungen	
M. Witte, F. Kirsch	107
Bestimmung des Spannungszustandes im Baugrund und in Bauwerken	
E. Fecker.....	127
Untersuchungen von Geokunststoffen für erdfallgefährdete Gebiete	
G. Stegner.....	141
Flächendeckendes Überwachungssystem unter einer Erd-Verbund-Konstruktion zur Lokalisation von Erdfällen	
F. Glözl, J. Haberland	153
Feuchtemessung in einer Tondichtung mittels Thetasonden	
F. Manthee, W. Fischle	171
Geodätische Erfassung vertikaler Verformungen an einem geotechnischen Versuchsstand	
T. Heinrich, C. Lauer, M. Möser, G. Neumann, S. Schablack	185
Potential und Leistungsfähigkeit von inertialen Meßsystemen in der Geotechnik	
W. Katrycz, W. Niemeier	199
Eine Organisation für die Geomesstechnik in Deutschland ?	
H. Bock	209

Ausführung von hochbelasteten Ramppfählen in vulkanischen Sedimenten neben einer bestehenden Gasturbine F. Kirsch, B. Plaßmann, G. Stolarski, G. Zapf	227
Innovative Messungen an einer Hochhauspfahlgründung in Wien R. Hofmann, M. Fischer	237
Geotechnische Langzeitmessungen zum Einfluss von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf benachbarte schwere Hochhausgründungen Chr. Moormann, R. Katzenbach	257
Das Beweissicherungs- und Messprogramm des BV Skyper Hochhaus Taunusanlage 1, Frankfurt am Main M. Thaher, K. Konrad, E. Bialon	283
Messprogramm für experimentelle Untersuchungen zum Tunnelbau unter Druckluft nach NATM S. Semprich, Y. Scheid	303
Zürich Zimmerbergtunnel: Messtechnische Überwachung während des Vortriebs H. J. Becker, D. Naterop	321
Ein Druckschlauchwaagenmeßsystem für die kontinuierliche Deformationsüberwachung und die Steuerung des Soilfracverfahrens während der Untertunnellung der Centraalstation Antwerpen M. Jakobs, H. Knitsch, R. Wieland	333
Porenwasserdruck-, Festigkeit- und Verschiebungsentwicklung bei Verdrängungsbohrungen in bindigen Böden G. Maybaum, J. Mühlmann	347
Geotechnische Messungen im Rahmen der Herstellung von Überschüttdämmen bei der Baumaßnahme B 437 - Weserquerung C. H. Lüsse	363
Das Messen von Fluiddrücken in gesättigten und teilgesättigten Böden E. Perau, S. Potthoff	383
Impact-Echo Messungen beim Wiederaufbau der historischen Brücke über die Neretva in Mostar M. Schallert, U. Ernst, G. Stolarski	399
Die Spundwandplattengründung im Großbrückenbau am Beispiel der neuen Elbebrücke Tangermünde R. Jung, M. Kügler	419
Auswirkungen der Umgebungsbedingungen auf die Messergebnisse geotechnischer Messinstrumente F. Bussert, N. Meyer	431
Mitteilungshefte des IGB-TUBS	441

MESSTECHNISCHE UND THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN ALS GRUNDLAGE FÜR DIE WEITERENTWICKLUNG UND NORMATIVE ANWENDUNG DER DYNAMISCHEN LASTPLATTE (LEICHTES FALLGEWICHTSGERÄT)

Dietmar Adam & Fritz Kopf

1. EINLEITUNG

Die dynamische Lastplatte in Form des Leichten Fallgewichtsgerätes (LFG) wurde als Prüfgerät zur Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls von Böden bzw. ungebundenen Schüttmaterialien entwickelt.

Dabei wird über eine kreisförmige, als starr angenommene Stahlplatte eine stoßförmige Belastung auf den Boden übertragen. Die dazu erforderliche Belastungsvorrichtung besteht aus einem Fallgewicht, das nach dem Ausklinken entlang einer Stange geführt auf einem Feder-Dämpfer-Element (Stahl oder Kunststoff) auftrifft. Die Belastungsvorrichtung wird auf eine Zentrierkugel in Plattenmitte aufgesetzt, sodaß lediglich Druckkräfte auf die Lastplatte übertragen werden können. In der Mitte der Platte ist ein Sensor eingebaut, an dem ein elektronisches Meßgerät angeschlossen ist, womit während der Versuchsdurchführung die Plattenbewegungen ermittelt werden (siehe Abb. 1).

Die Auswerteprozedur beruht auf einem äußerst einfachen Prinzip. Dabei wird nach erfolgtem Versuch lediglich durch zwei- bzw. einfache Integration der gemessenen Beschleunigungen bzw. Schwinggeschwindigkeiten die maximale Plattenverschiebung berechnet. Alle anderen zur Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls erforderlichen Parameter, insbesondere die Kontaktspannung zwischen Platte und Untergrund, werden konstant angenommen. Diese als sinnvoll erkannte Näherung ist auf die Abstimmung der Geräteparameter untereinander und auf die zu erwartenden Untergrundkennwerte zurückzuführen. Die so erfolgte Abstimmung und der daraus resultierende Geräteaufbau beruht auf umfangreichen Modellrechnungen und Parameterstudien, die in erster Linie von *Weingart* durchgeführt und bereits 1977 im Rahmen seiner Dissertation veröffentlicht wurden.

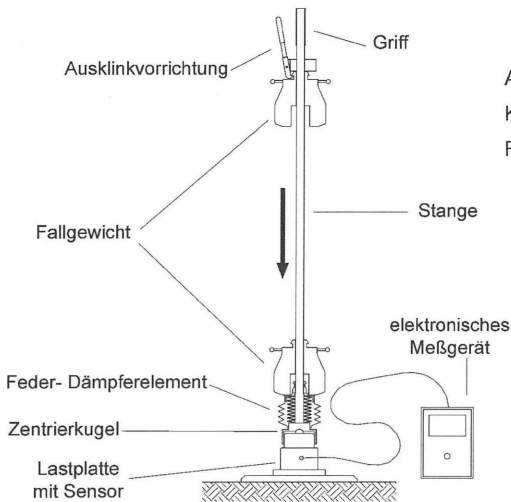


Abb. 1
Komponenten des Leichten
Fallgewichtsgerätes (LFG).

2. TECHNISCHE PRÜFVORSCHRIFT ZUM LEICHTEN FALLGEWICHTSGERÄT

2.1. Voraussetzungen und Kalibrierung des Gerätes

Um einheitliche Randbedingungen für die Prüfung mit unterschiedlichen Erzeugnissen des LFG zu schaffen, wurden die maßgebenden Geräteparameter normiert. Angaben dazu sind in der deutschen Richtlinie der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen TP BF – StB, Teil B 8.3 „Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes“ zu finden. Demnach sind die in u.a. Tabelle enthaltenen technischen Daten unter Berücksichtigung definierter Toleranzbereiche einzuhalten.

Wesentlicher Bestandteil der Technischen Prüfvorschrift sind Angaben zur Kalibrierung des LFG, die vor Auslieferung, nach Reparaturen und zumindest einmal jährlich von anerkannten Institutionen durchzuführen ist:

- Die Belastungsvorrichtung (Maximalwert der Stoßkraft) wird durch Einstellung der Fallhöhe kalibriert. Bei Geräten mit Tellerfedern (aus Stahl) kann für die Kalibrierung zusätzlich die Einstellung der Federvorspannung herangezogen werden.
- Die Setzungsmeßeinrichtung muß für den in der u.a. Tabelle angegebenen Meßbereich der Setzungsamplitude durch das bereits kalibrierte Fallgewicht eingestellt werden. Die Setzungsmeßeinrichtung ist darüberhinaus durch den Anwender in regelmäßigen Abständen mit einer vereinfachten Prozedur zu kontrollieren.

- Lastplatte aus Stahl mind. St 52-3 (Toleranz der Geräteabmessungen 1%)
 - Durchmesser 300 mm
 - Plattendicke 20 mm oder 17 mm mit 15 mm Verstärkungsplatte Ø 150 mm
 - Masse 15 kg $\pm 0,25$ kg (inkl. Setzungsmeßeinrichtung, Griffe)
 - Rauheit max. $6,3 \mu\text{m}$
- Setzungsmeßeinrichtung
 - Frequenzbereich 8 – 100 Hz (Meßfehler max. 2%, Temperatur 0 bis 40°C)
 - Setzungsamplitude 0,2 – 1,0 mm Meßgenauigkeit mind. $\pm 0,02$ mm
1,0 – 2,0 mm Meßgenauigkeit mind. $\pm 2\%$
- Belastungsvorrichtung
 - Masse Fallgewicht 10 kg $\pm 0,1$ kg
 - Gesamtmasse Führungsstange 5 kg $\pm 0,25$ kg (inkl. Feder-Dämpfer-Element)
 - Maximalwert der Stoßkraft 7,07 kN (Toleranz 1%, Temperatur 0 bis 40°C)
 - Stoßdauer 18 ms ± 2 ms

2.2. Standardisierte Versuchsdurchführung und Auswertung

Bei der standardisierten Versuchsdurchführung wird die Platte eben und kraftschlüssig auf die zu prüfende Stelle aufgelegt. Zum Ausgleich von Unebenheiten ist erforderlichenfalls eine dünne Ausgleichsschicht aus Sand unter der Platte aufzubringen. Zur Herstellung eines guten Kontaktes zwischen Platte und Untergrund sind drei Vorbelastungsstöße durchzuführen. Anschließend werden auf gleiche Weise drei Meßstöße ausgeführt, bei denen mit Hilfe des elektronischen Meßgerätes die Plattenverschiebungen registriert werden. Der Mittelwert der drei gemessenen Maximalwerte der vertikalen Verschiebungen (in der Richtlinie mit „Setzung s“ bezeichnet) bildet die Basis zur Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd} , wobei zwei vereinfachende Annahmen getroffen werden:

- Der dynamische Lastplattenversuch wird mit der Formel des statischen Plattendruckversuches ausgewertet, die auf der Theorie des statisch belasteten elastischen Halbraumes beruht:

$$E_v = 1,5 r \frac{\Delta \sigma}{\Delta z} \quad (1)$$

Durch diese einfache Betrachtung werden jedoch geschwindigkeitsabhängige Terme und Massenträgheitskräfte in der Versuchsauswertung nicht berücksichtigt.

- Weiters wird hypothetisch angenommen, daß die bei der Versuchsdurchführung auftretende maximale mittlere Bodenpressung σ generell eine Konstante ($0,1 \text{ MN/m}^2$) ist.

Durch diese Vereinfachung degeneriert Gleichung 1 für eine Lastplatte mit einem Durchmesser von 30 cm zu folgendem Ausdruck für den dynamischen Verformungsmodul:

$$E_{vd} [MN/m^2] = \frac{22,5}{z_{max} [mm]} \quad (2)$$

Es geht somit bei der Bestimmung von E_{vd} lediglich die gemessene maximale Setzung z_{max} im Rahmen der Auswertung des LFG-Versuches ein.

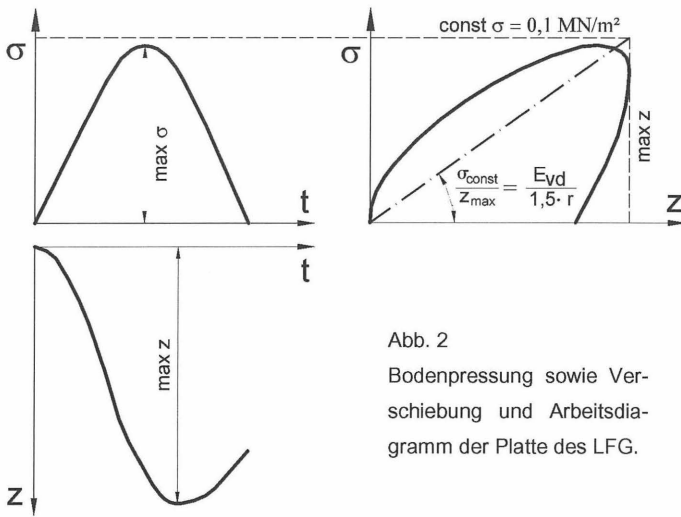


Abb. 2
Bodenpressung sowie Verschiebung und Arbeitsdiagramm der Platte des LFG.

3. THEORETISCHE GRUNDLAGEN

Das Bewegungsverhalten des LFG im Zusammenspiel mit dem Untergrund ist ein komplexer Vorgang, der sich aus dem Zusammenwirken eines Versuchsgerätes mit a priori nichtlinearen Eigenschaften und dem ebenfalls nichtlinearen, halbumendlichen und im allgemeinen plastisch deformierbaren Untergrund ergibt, dessen Last-Verformungs-Beziehung unter der Einwirkung einer dynamischen, stoßartigen Belastung zu ermitteln ist. Von den Autoren durchgeführte Untersuchungen mit unterschiedlichen nichtlinearen Bodenmodellen (zur Berücksichtigung verschiedener elastoplastischer Bodeneigenschaften) haben gezeigt, daß für die in diesem Beitrag vorgestellten wissenschaftlich orientierten

Auswertungen von LFG-Messungen sowie die Simulation des LFG-Versuches und Parameterstudien eine viskoelastische Bodenmodellierung hinreichend genau ist. Dasselbe gilt für das LFG-Gerät, eine lineare Modellbildung liefert Ergebnisse mit ausreichender Genauigkeit.

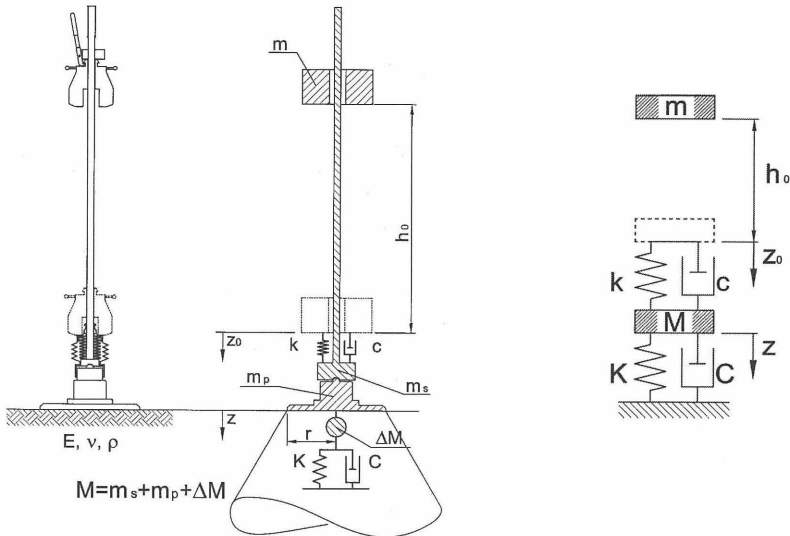


Abb. 3 Modellierung des Interaktionssystems LFG – Untergrund (Konusmodell). Mechanische Modellbildung durch einen Zweimassenschwinger.

In Abbildung 3 ist das den theoretischen und der Auswertung der meßtechnischen Untersuchungen zugrundegelegte mechanische Modell des Interaktionssystems LFG – Boden dargestellt. Das Fallgewicht mit der Masse m fällt aus der Höhe h_0 auf das Feder-Dämpfer-Element der Belastungseinrichtung, welches als Kelvin-Voigt-Element mit der Federkonstante k und der geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung c abgebildet wird; m_s kennzeichnet die Masse der Stange. Die kreisförmige Platte mit dem Radius r und der Masse m_p liegt auf dem Boden auf, der durch einen viskoelastischen Konus beschrieben wird. Die Steifigkeit des Konus wird durch die Federkonstante K beschrieben, die durch die Wellenabstrahlung in den Untergrund auftretende geometrische Dämpfung durch die Konstante C . Sowohl K als auch C hängen von der Geometrie der Lasteintragungsfläche (Plattenradius r) und von den elastischen Eigenschaften des Bodens ab. Der Elastizitätsmodul ist als dynamischer Kompressionsmodul E_{dyn} definiert, ν ist die Querdehnzahl

(Poisson-Zahl), ρ die (Feucht-)Dichte des Bodens. Für bindige Böden ergibt die Herleitung eine mitschwingende Bodenmasse ΔM , die jedoch im Verhältnis zu den anderen Massen gering ist.

$$K = 2 r E_{dyn} \frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2} \quad C = r^2 \pi \sqrt{E_{dyn} \rho} \quad (3a, b)$$

Die Bewegung der Fallmasse m wird mit z_0 beschrieben; während des freien Falles sind Stange, Platte und Bodenmasse ($M = m_S + m_P + \Delta M$) in Ruhe:

$$z_0 = g \frac{t^2}{2} - h_0 \quad \dot{z}_0 = g t \quad z = \dot{z} = 0 \quad (4a, b, c)$$

Der in Abb. 3 dargestellte Zweimassenschwinger beschreibt das Bewegungsverhalten des Interaktionssystems in der Kontaktphase des Fallgewichtes nach dem Auftreffen auf die am Boden liegende Platte zum Zeitpunkt $t_1 = \sqrt{2h_0/g}$, wobei die Bewegung von Stange, Platte und mitschwingender Bodenmasse ($M = m_S + m_P + \Delta M$) mit z erfolgt. Die Bewegungsgleichungen haben folgendes Aussehen:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{z}_0 \\ \ddot{z} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & c+C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{z}_0 \\ \dot{z} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k+K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} z_0 \\ z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Sobald das Fallgewicht zum Zeitpunkt t_2 wiederum vom Feder-Dämpfer-Element abhebt, (Abhebebedingung: $k(z - z_0) + c(\dot{z} - \dot{z}_0) = 0$), befindet sich die Fallmasse m in der Schwebephase, während Platte und Boden einen Einmassenschwinger bilden:

$$z_0 = g \frac{(t-t_2)^2}{2} + z_0(t_2) + \dot{z}_0(t_2)(t-t_2) \quad \dot{z}_0 = g(t-t_2) + \dot{z}_0(t_2) \quad (6a, b)$$

$$M \ddot{z} + C \dot{z} + K z = 0 \quad (7)$$

In der Praxis hebt während der Entlastungsphase die Stange von der Platte ab, da sinnvollerweise nur Druckkräfte zwischen diesen beiden Gerätekomponenten übertragen werden können. Dieser Zeitabschnitt ist jedoch für die Simulation des LFG-Versuchs irrelevant, womit auf eine entsprechend exakte Modellierung für diesen kurzen Zeitraum verzichtet werden kann. Selbst wenn ein zweiter Stoß simuliert wird, ist ausreichend viel Zeit vergangen, daß beim neuerlichen Aufschlagen des Fallgewichtes Stange und Platte wiederum in Kontakt und mit hinreichender Genauigkeit in Ruhe sind.

Die Lösung der Differentialgleichungssysteme erfolgt nach Abspaltung des zeitunabhängigen statischen Anteils unter Berücksichtigung der Anfangs- und Randbedingungen mittels modaler Analyse.

4. MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

Im Rahmen von großmaßstäblichen Untersuchungen wurden verschiedene LFG-Erzeugnisse getestet. Dafür wurden an den Geräten zusätzliche Beschleunigungsaufnehmer montiert und im Boden dynamische Druckmeßdosen, Verformungsmeßgeräte und Beschleunigungsaufnehmer eingebaut. In diesem Beitrag wird auf die Messungen im Boden zur Untersuchung der Wellenausbreitung sowie der Spannungs- und Verformungsbeziehungen zufolge eines LFG-Versuches nicht näher eingegangen. Der Schwerpunkt liegt auf Untersuchungen, die das Bewegungsverhalten und die Modulbestimmung sowie die Meßtiefe des LFG zum Inhalt haben. Weiters werden Ergebnisse zur Temperaturabhängigkeit von verschiedenen Feder-Dämpfer-Elementtypen (Tellerfedern aus Stahl, Kunststoffelemente) vorgestellt.

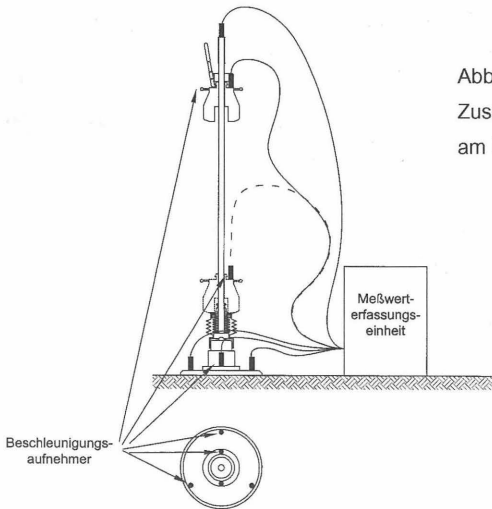


Abb. 4

Zusätzliche Beschleunigungsaufnehmer
am LFG. Ansicht und Grundriß.

- Zur meßtechnischen Erfassung des Bewegungsverhaltens des LFG wurden an den Geräten zusätzliche Meßsensoren angebracht. Die Montage von jeweils einem Beschleunigungsaufnehmer (HBM B12/200) erfolgte in den Drittpunkten in der Nähe

des Plattenrandes (HBM B12/200). Zwei gegenüberliegende Beschleunigungsaufnehmer (HBM B12/200) wurden in der Nähe des Plattenmittelpunktes fixiert, sodaß durch Mittelung dieser fünf Beschleunigungswerte eine repräsentative Plattenbeschleunigung ermittelt werden konnte. Auf dem Fallgewicht wurde ein Beschleunigungsaufnehmer (HBM B12/500) angebracht, dessen Beschleunigungssignale proportional zur Kontaktkraft zwischen Fallgewicht und Feder-Dämpfer-Element sind. Auf der Stange wurde ein Beschleunigungsaufnehmer HBM B12/2000 plaziert (Abb. 4).

Die Beschleunigungssignale wurden mit einem Meßverstärker (DMCplus von HBM) über eine IEEE-Schnittstelle in einen Computer übertragen. Diese Einrichtungen waren in kompakter Anordnung in der sogenannten „Meßkiste“ enthalten. Die Durchführung der Messungen erfolgte mit einer Abtastrate von 9600 Meßwerten pro Sekunde.

- Bei den Messungen zur Untersuchung des Bewegungsverhaltens der LFG wurde die in Abschnitt 2.2 beschriebene standardisierte Versuchsdurchführung modifiziert, indem das Fallgewicht nach dem ersten Stoß nicht aufgefangen wurde und damit ein zweites Mal auf das Feder-Dämpfer-Element aufprallen konnte. Erst nach diesem „Doppelstoß“ wurde das Gewicht aufgehalten. Aus der Zeit zwischen dem Abheben nach dem ersten Stoß und dem neuerlichen Aufschlagen kann die Rückprallhöhe des Fallgewichtes und der in den Boden eingeleitete Impuls beim ersten Schlag berechnet werden.
- Die Untersuchungen wurden auf „exakt“ definierten Untergrundverhältnissen durchgeführt. Um einen repräsentativen Querschnitt für verschiedene Bodenarten zu erhalten, erfolgten die Versuche auf sandigem Kies, gleichförmigem Sand und tonigem Schluff, womit Böden mit hoher, mittlerer und niedriger Steifigkeit behandelt wurden.
- Für die Testserie zur Bestimmung der Meßtiefe des LFG wurde eine definierte Schwachstelle mit Matratzen hergestellt, die lagenweise überschüttet wurden.
- Der Einfluß der Temperaturabhängigkeit verschiedener Feder-Dämpfer-Elemente wurde im Klimaraum des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Wien untersucht, indem Versuche bei verschiedenen Temperaturen durchgeführt wurden.

5. AUSWERTUNG UND DISKUSSION DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

5.1. Auswerteprozedur und Vergleich von Meßergebnissen mit Berechnungen

Für die Analysen der Meßdaten und der Berechnungen zur Simulation des Bewegungsverhaltens des LFG wurde das in Kapitel 3 vorgestellte mechanische Modell verwendet.

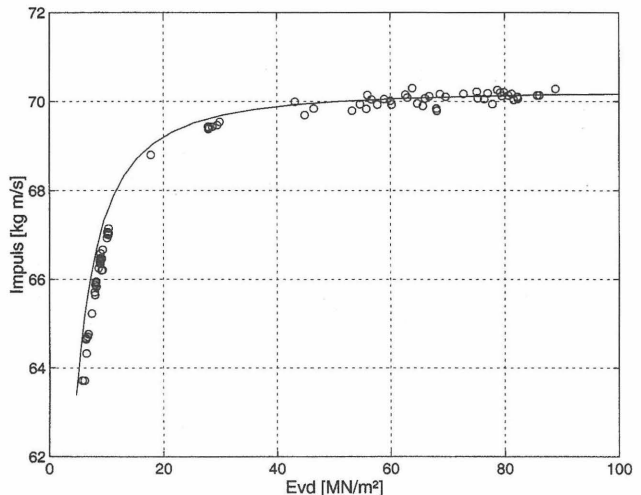
Um die Vergleichbarkeit der Meßergebnisse mit den mittels Simulationsberechnungen generierten Daten gewährleisten zu können, erfolgte die Datenverarbeitung von Messung und Simulation in exakt gleicher Weise mit dem Programm MATLAB.

Es konnte generell eine gute Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Daten festgestellt bzw. für vereinzelt auftretende Unterschiede physikalische Erklärungen gefunden werden. Damit war es weiters möglich, umfangreiche Parameterstudien mit Hilfe des Simulationsprogrammes sinnvoll durchzuführen.

In Abbildung 5 ist beispielsweise der Verlauf des in den Untergrund eingetragenen maximalen Impulses in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit dargestellt. Im Versuch gemessene Werte sind mit Ringen (o), das Ergebnis der numerischen Simulation mittels Linie (—) dargestellt.

Abb. 5

In den Untergrund eingetragener Impuls in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit; gemessene Werte (o) und durch numerischer Simulation ermittelte Werte (—).



5.2. Bewegungsverhalten, Bodenkontaktkraft und Bodenpressung

Durch Integration der auf der Platte gemessenen Beschleunigungssignale erhält man den Geschwindigkeitsverlauf der Platte. Eine abermalige Integration über die Zeit führt zu den Verschiebungen der Lastplatte. Mit den bekannten Geräteparametern konnten damit sämtliche weitere physikalische Größen (Kräfte, Spannungen, etc.) ermittelt werden.

Das Produkt aus gemessener Fallgewichtsbeschleunigung $\ddot{z}_0$ und der Masse des Fallgewichtes m ergibt den Kontaktkraftverlauf $P = -m \ddot{z}_0$ (Druck) zwischen Fallgewicht und

Feder-Dämpfer-Element. Werden von dieser Kontaktkraft P die Massenträgheitskräfte der Platte und der Stange subtrahiert, so erhält man den zeitlichen Verlauf der Bodenkontaktkraft F und in weiterer Folge die mittlere Bodenpressung σ :

$$F = P - (m_p + m_s) \ddot{z} = -m \ddot{z}_0 - (m_p + m_s) \ddot{z} \quad \sigma = \frac{F}{r^2 \pi} \quad (8a, b)$$

In Abbildung 6 ist die aus Messungen und Simulationsberechnungen ermittelte maximale Bodenkontaktkraft F in Abhängigkeit vom dynamischen Verformungsmodul E_{vd} aufgetragen. Die Verläufe sind ähnlich, das Niveau der gemessenen Daten ist etwas höher (bedingt durch die Meßdatenauswertung ohne Filterung). Die Bodenkontaktkraft ist nicht konstant, wie für die standardisierte Auswertung des LFG-Versuches hypothetisch angenommen wird. Der in Abbildung 6 dargestellte charakteristische Bodenkontaktkraftverlauf ergibt sich aus der Abstimmung der Geräteparameter des LFG. Insbesondere im Bereich sehr niedriger Bodensteifigkeiten fällt die Kontaktkraft stark ab. Damit wird bei der Standardauswertung von Versuchen auf weichen Böden ein größerer E_{vd} -Wert als tatsächlich vorhanden ermittelt. Im Bereich höherer Bodensteifigkeiten nimmt die Kraft mit zunehmendem E_{vd} -Modul nur geringfügig ab, die Annahme einer konstanten Bodenkontaktkraft bei der Standardauswertung erscheint damit gerechtfertigt.

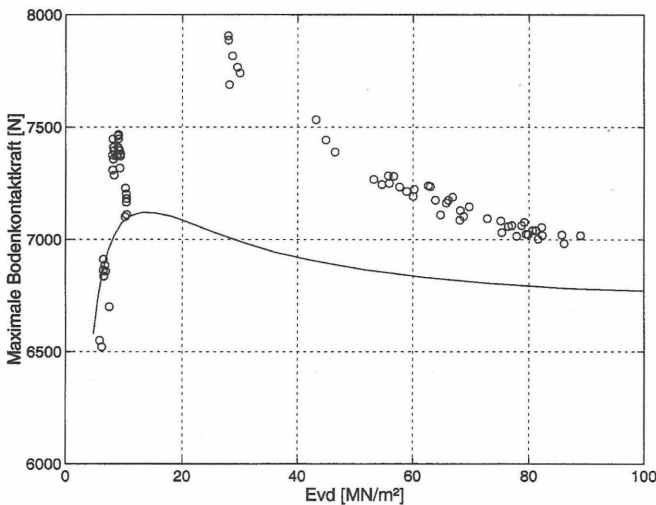


Abb. 6
Maximale Bodenkontaktkraft F in Abhängigkeit des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd} ; gemessene Werte (o) und durch numerischer Simulation ermittelte Werte (—).

5.3. Möglichkeiten der Modulbestimmung

Die Bodenpressung über die zugehörige Verschiebung aufgetragen ergibt das Arbeitsdiagramm (Abb. 7), aus dem verschiedene Moduln bestimmt werden können. Im Zuge der standardisierten Auswertung des LFG-Versuches wird der in Formel (2) angegebene Verformungsmodul E_{vd} verwendet, bei dem von einer konstanten Bodenpressung ausgegangen wird, sodaß lediglich die maximale Plattenverschiebung $z_{\max}$ zur Modulbestimmung benötigt wird.

Aus dem gemessenen Bewegungsverhalten des LFG läßt sich unter Verwendung des in Kapitel 3 vorgestellten mechanischen Modells der dynamische Kompressionsmodul E_{dyn} für jeden Zeitpunkt des Versuches zurückrechnen:

$$E_{dyn} = \left[\frac{-\dot{z} r^2 \pi \sqrt{\rho} + \sqrt{\dot{z}^2 r^4 \pi^2 \rho - 8 z r \frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2} (\ddot{z} (\Delta M + m_p + m_s) - P)}}{4 z r \frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2}} \right]^2 \quad (9)$$

Bei der Ermittlung dieses Kompressionsmoduls gehen sowohl die Plattenverschiebungen z und deren Ableitungen (Geschwindigkeit, Beschleunigung) als auch die Bodenkontaktkraft ein, in der die Massenträgheitskräfte des Fallgewichts enthalten sind. Die Ermittlung von E_{dyn} aus den Meßdaten (zu jedem Zeitpunkt während der Kontaktphase) hat gezeigt, daß der Kompressionsmodul im allgemeinen kein konstanter Wert ist. Beispielsweise ist eine Auswertung von E_{dyn} bei Erreichen der maximalen Plattenverformung $z_{\max}$ sinnvoll. Aus dem Kompressionsmodul (E) kann durch folgenden theoretischen Zusammenhang wiederum ein Verformungsmodul (E_v) abgeleitet werden:

$$E_v = \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu} E \quad (10)$$

Durch das den Meßwertanalysen zugrunde gelegte mechanische Modell besteht weiters die Möglichkeit, einen modifizierten Verformungsmodul zu definieren, der nur auf den „elastischen“, d.h. beschleunigungs- und geschwindigkeitsunabhängigen Anteilen basiert. Betrachtet man die Bodenpressungen, so ist sofort erkennbar, daß sich diese aus einem Anteil zufolge Massenträgheitskräften $\Delta M \ddot{z}$, einem geschwindigkeitsabhängigen Dämpfungsterm $C \dot{z}$ und einem elastischen Anteil $K z$ zusammensetzt, wobei die aus Messungen mittels Gleichungen (3a, b) zurückgerechneten Werte C und K variabel sind:

$$\sigma = \frac{1}{r^2 \pi} (\Delta M \ddot{z} + C \dot{z} + K z) \quad (11)$$

Mit Hilfe des separierten elastischen Anteils σ_K lässt sich eine neue Spannungs-Verformungs-Linie darstellen, aus der nun sinnvollerweise ein Verformungsmodul entsprechend der Theorie des statisch belasteten elastischen Halbraumes hergeleitet werden kann:

$$E_{vd,K} = 1,5 r \frac{\Delta \sigma_K}{\Delta z} = 1,5 r \frac{\Delta(K(z) z / r^2 \pi)}{\Delta z} \quad (12)$$

Die quasi-lineare Beziehung zwischen den Plattenverschiebungen und den „elastischen Bodenspannungen“ in Abbildung 7 zeigt die Eignung der idealisierten Modellbildung (Konusmodell) im Zusammenhang mit den Messungen. Einzige Einschränkung ist, daß bei Be- und Entlastung unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse herrschen.

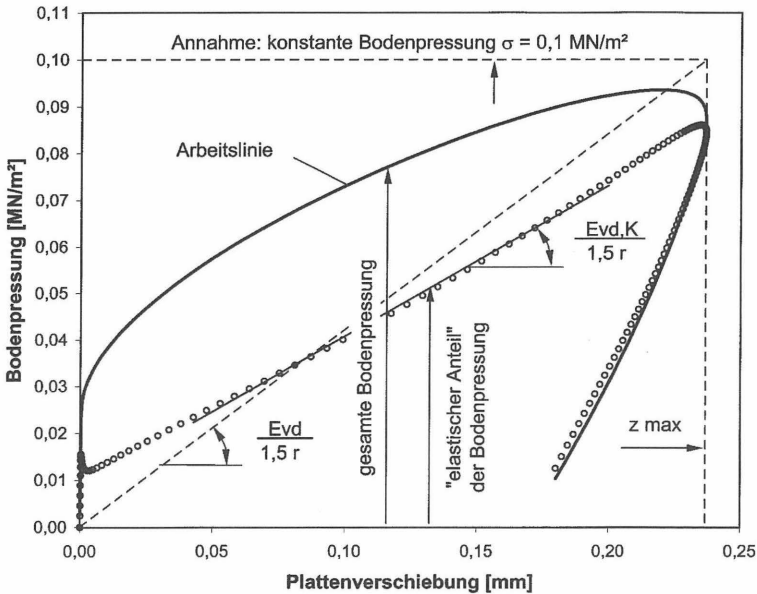
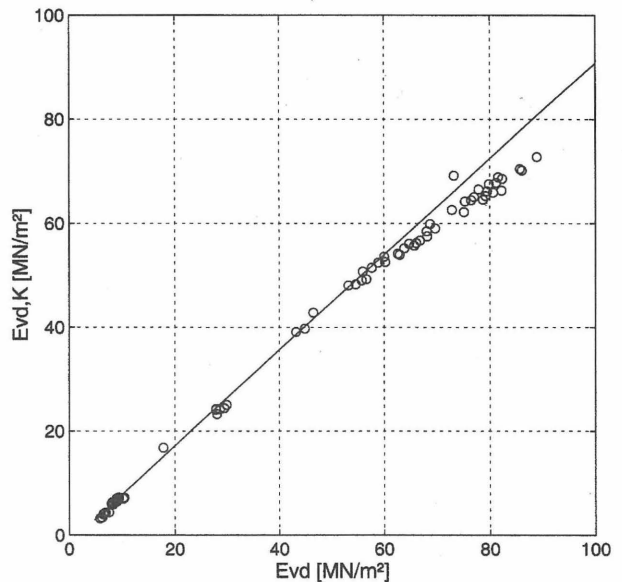


Abb. 7 Gemessene Arbeitslinie der dynamisch belasteten Platte. Ermittlung von E_{vd} (Standardauswertung) und $E_{vd,K}$ (zufolge rechnerisch abgespaltenem elastischen Anteil der Bodenpressungen).

In Abbildung 8 ist der Zusammenhang zwischen dem gemäß Standardauswertung ermittelten dynamischen Verformungsmodul E_{vd} und dem modifizierten dynamischen Verformungsmodul $E_{vd,K}$ dargestellt. Die praktisch lineare Beziehung zeigt, daß bei optimierter Abstimmung des untersuchten Gerätes die vereinfachte Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls zulässig ist, da die geringfügigen Unterschiede den erhöhten Aufwand nicht zu rechtfertigen scheinen. Es ist dabei zu beachten, daß E_{vd} und $E_{vd,K}$ nicht den gleichen Wert annehmen, der Zusammenhang ließe sich jedoch praktisch über einen konstanten Faktor ζ herstellen ($E_{vd} = \zeta E_{vd,K}$).

Abb. 8
Quasi-linearer Zusammenhang
zwischen E_{vd} und $E_{vd,K}$;
gemessene Werte (o) und
durch numerische Simulation
ermittelte Werte (—).



5.4. Verhältniswert $|z_{\max} / \dot{z}_{\max}|$ („s/v“)

Bereits in früheren Untersuchungen wurde festgestellt, daß der Verhältniswert von maximaler Plattenverschiebung zur maximalen Plattengeschwindigkeit $|z_{\max} / \dot{z}_{\max}|$, i.a. „s/v“ bezeichnet, ein Maß für den Verdichtungszustand des Bodens ist (lt. Literatur vergleichbar mit dem Verhältnis E_{v2}/E_{v1} aus dem statischen Plattendruckversuch). Die Begründung liegt darin, daß sich durch den LFG-Versuch bei weniger verdichteten Böden größere plastische Verformungen einstellen als bei besser verdichtetem Untergrund. Das Verhältnis s/v ist umso größer je schlechter der Verdichtungszustand ist.

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß s/v jedoch nicht nur von der Verdichtung abhängt, sondern auch von einer Reihe weiterer Parameter:

- Steifigkeit des Untergrundes
- Eigenschaften (k , c) des Feder-Dämpfer-Elementes der Belastungsvorrichtung
- Vorspannung der Tellerfedern des Feder-Dämpfer-Elementes

In Abbildung 9 ist das Verhältnis s/v in Abhängigkeit von E_{vd} aufgetragen, wobei die Daten sowohl aus Messungen als auch aus Simulationsberechnungen stammen. Die Vorspannung wurde in einem Bereich von 0 – 10 mm variiert, wobei sowohl der untere und obere Grenzwert als auch jener (unveränderte) Wert eingetragen wurde, mit welchem das Tellerfederpaket des für die Versuche eingesetzten LFG vorgespannt war. Angemerkt wird, daß im Zuge der Simulationsberechnungen bei Veränderung der Vorspannung auch die Fallhöhe angepaßt wurde, sodaß die Forderung gemäß TP BF – StB, Teil B 8.3 nach einer konstanten Stoßkraft (7,07 kN) immer erfüllt war. Weiters wurde von einem elastischen, d.h. vollkommen verdichteten Boden ausgegangen.

Aus Abbildung 9 ist zu erkennen, daß sich bei Zunahme der Bodensteifigkeit im oberen Wertebereich das Verhältnis s/v weniger ändert als bei niedrigeren Bodensteifigkeiten. Der Einfluß zufolge der Veränderung der Vorspannung nimmt jedoch mit zunehmender Bodensteifigkeit zu. Der Verlauf von gemessenen (o) und berechneten Werten (—1,8 mm) ist ähnlich, jedoch sind deutliche Unterschiede im Meßwertniveau zu erkennen.

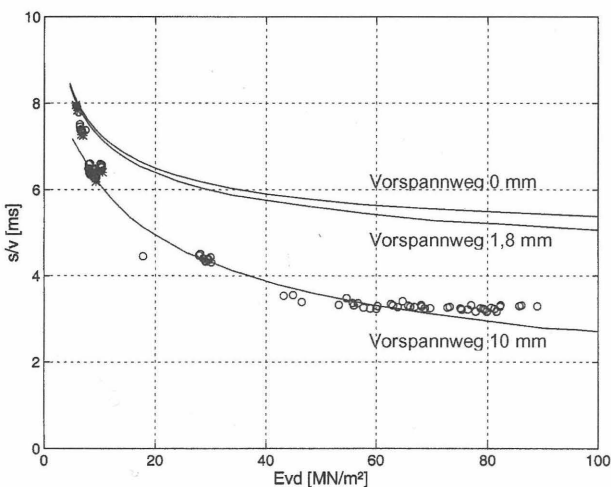


Abb. 9

Verhältnis s/v in
Abhängigkeit von E_{vd} bei
verschiedenen
Federvorspannungen.

5.5. Meßtiefe

Insbesondere bei der Prüfung von Schichtpaketen mit unterschiedlichen Anforderungen an die einzelnen Schichten ist die Meßtiefe des Prüfgerätes zu beachten.

5.5.1. Experimentelle Bestimmung der Meßtiefe

Die Meßtiefe wurde experimentell dadurch festgestellt, daß sowohl eine definierte Schwachstelle (Matratzen) als auch ein ausgesprochen steifer Untergrund lagenweise überschüttet (sandiger Kies 0/32) wurden, wobei auf jeder mit Walzen verdichteten Lage standardisierte LFG-Versuche erfolgten. Weitere Schüttlagen wurden solange aufgebracht, bis an den Meßergebnissen (E_{vd} -Werte) praktisch keine Veränderung mehr zu erkennen war, d.h. weder die Schwachstelle noch der steife Untergrund von den Geräten registriert wurden (Abb. 11a).

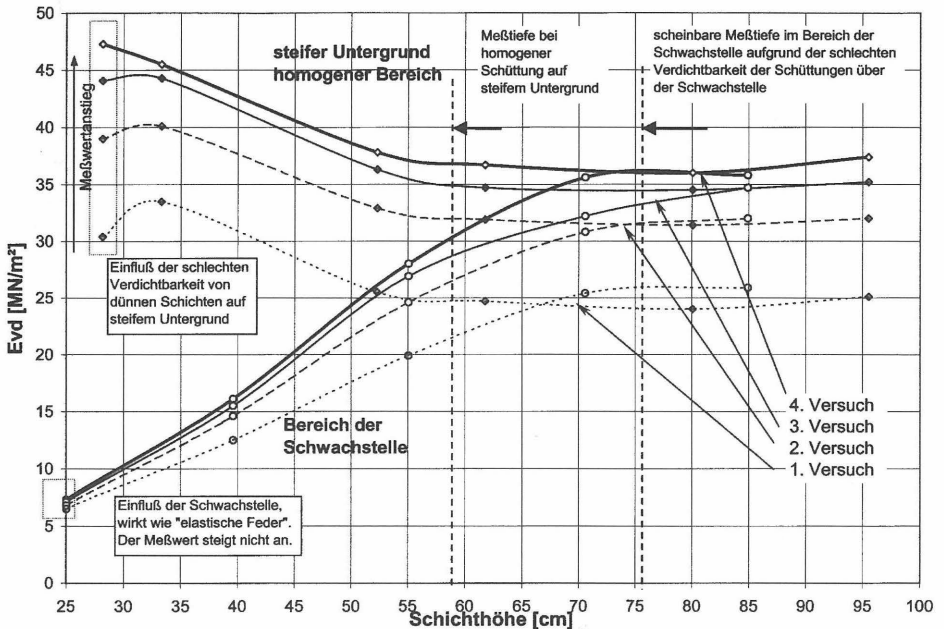
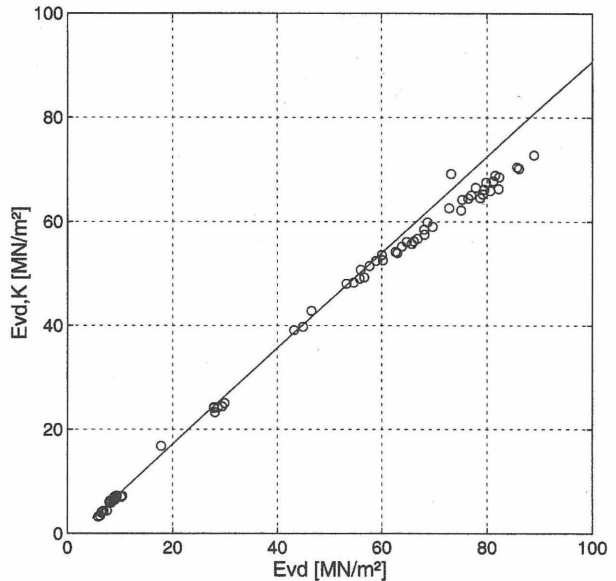


Abb. 10 Verlauf der Meßwerte E_{vd} zur experimentellen Bestimmung der Meßtiefe des LFG.

Das Ergebnis des Versuches ist in Abbildung 10 dargestellt. Im Bereich der Schwachstelle steigt der Meßwert mit zunehmender Schichthöhe bis zu einem Grenzwert (scheinbare

In Abbildung 8 ist der Zusammenhang zwischen dem gemäß Standardauswertung ermittelten dynamischen Verformungsmodul E_{vd} und dem modifizierten dynamischen Verformungsmodul $E_{vd,K}$ dargestellt. Die praktisch lineare Beziehung zeigt, daß bei optimierter Abstimmung des untersuchten Gerätes die vereinfachte Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls zulässig ist, da die geringfügigen Unterschiede den erhöhten Aufwand nicht zu rechtfertigen scheinen. Es ist dabei zu beachten, daß E_{vd} und $E_{vd,K}$ nicht den gleichen Wert annehmen, der Zusammenhang ließe sich jedoch praktisch über einen konstanten Faktor ζ herstellen ($E_{vd} = \zeta E_{vd,K}$).

Abb. 8
Quasi-linearer Zusammenhang
zwischen E_{vd} und $E_{vd,K}$;
gemessene Werte (o) und
durch numerische Simulation
ermittelte Werte (—).



5.4. Verhältniswert $|z_{\max} / \dot{z}_{\max}|$ („s/v“)

Bereits in früheren Untersuchungen wurde festgestellt, daß der Verhältniswert von maximaler Plattenverschiebung zur maximalen Plattengeschwindigkeit $|z_{\max} / \dot{z}_{\max}|$, i. a. „s/v“ bezeichnet, ein Maß für den Verdichtungszustand des Bodens ist (lt. Literatur vergleichbar mit dem Verhältnis E_{v2}/E_{v1} aus dem statischen Plattendruckversuch). Die Begründung liegt darin, daß sich durch den LFG-Versuch bei weniger verdichteten Böden größere plastische Verformungen einstellen als bei besser verdichtetem Untergrund. Das Verhältnis s/v ist umso größer je schlechter der Verdichtungszustand ist.

5.5.2. Rechnerische Ermittlung der Meßtiefe mittels der Methode der Finiten Elemente

Ein ähnlicher Aufbau wie bei den experimentellen Untersuchungen wurde mittels Finite Elemente Methode (FEM) numerisch simuliert. Im vorgestellten Berechnungsbeispiel (Abb. 11b) liegt eine Bodenschichte mit einem E -Modul von 35 MN/m^2 und variabler Schichtdicke t auf einem Untergrund, der im ersten Fall einen sieben Mal geringeren E -Modul („hart auf weich“) und im zweiten Fall einen sieben Mal größeren E -Modul („weich auf hart“) aufweist.

In Abbildung 12 sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchung im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Je nach Untergrund (hart oder weich) konvergiert der dynamische Verformungsmodul E_{vd} von oben bzw. von unten zu jenem Wert, der bei homogenem Boden mit einem E -Modul von 35 MN/m^2 auftritt. Die Schichthöhe, bei dem dieser Wert praktisch erreicht wird, ist die Meßtiefe des LFG. Sie kann in diesem Fall mit ca. 60 cm abgeschätzt werden; dieser Wert stimmt ausgezeichnet mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen überein.

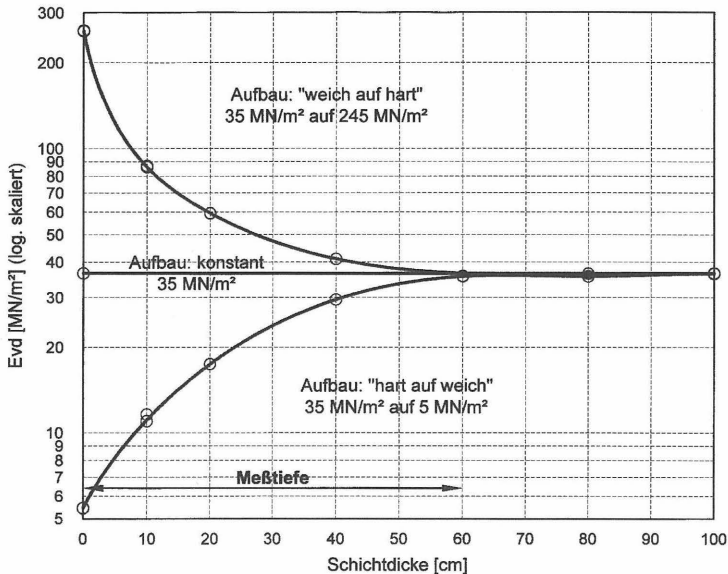


Abb. 12 Dynamischer Verformungsmodul E_{vd} in Abhängigkeit der Schichtdicke bei numerischer Untersuchung eines geschichteten Aufbaues in halblogarithmischer Darstellung.

5.6. Temperaturabhängigkeit verschiedener Feder-Dämpfer-Elemente

Das LFG ist ein Meßgerät zur Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls des Untergrundes. Der ermittelte Meßwert darf demnach nicht von äußeren Einflüssen, insbesondere von der Temperatur, abhängig sein. Diese Anforderung an das Gerät wird auch in der TP BF – StB, Teil B 8.3 für einen Temperaturbereich von 0°C bis 40°C gestellt. Die Forderung erhält dadurch besonderes Gewicht, da eine konstante Stoßbelastung von 0,1 MN/m² vorausgesetzt wird. Die Arbeitsweise der Belastungsvorrichtung muß daher temperaturunabhängig sein, wobei hiervon in erster Linie das Feder-Dämpfer-Element betroffen ist.

Folgende Typen von Feder-Dämpfer-Elementen sind in verschiedenen LFG-Produkten eingebaut:

- Satz von Tellerfedern aus Stahl oder
- Kunststoffelement (Gummifeder)

In Abbildung 13 ist der Impuls der Belastungsvorrichtung von Geräten mit verschiedenen Feder-Dämpfer-Elementen dargestellt, wobei Versuche bei unterschiedlichen Temperaturen und mit konstanten Auflagebedingungen durchgeführt wurden. Das Gerät mit Gummifedern verändert seine Stoßcharakteristik deutlich in Abhängigkeit von der Temperatur, während das Gerät mit Stahlfedern völlig temperaturunabhängig ist.

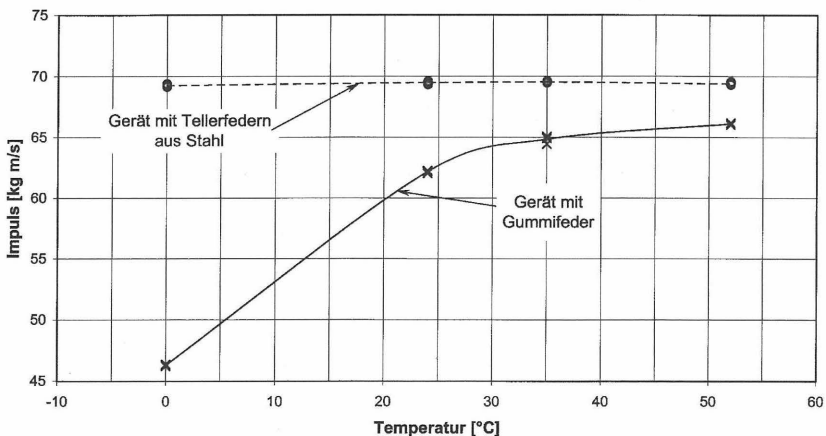


Abb. 13 Impuls von unterschiedlichen Belastungsvorrichtungen in Abhängigkeit der Temperatur bei konstanten Auflagebedingungen.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Aus den umfangreichen Untersuchungen, die mit dem Leichten Fallgewichtsgerät (LFG) durchgeführt wurden, können folgende Kernaussagen abgeleitet werden:

- Eine einheitliche und einwandfrei funktionierende Meßtechnik ist Grundvoraussetzung für die erfolgreiche Anwendung des LFG, wobei das Hauptaugenmerk auf exakte Vorgaben an die Setzungsmeßeinrichtung (Frequenzbereich, Filtercharakteristik, Temperatur, etc.) und die Kalibrierung zu legen ist.
- Die der Auswertung zugrundegelegte Bodenpressung wird als konstant angenommen, obwohl diese variabel in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit ist. Der Fehler ist jedoch insbesondere im Bereich höherer Steifigkeiten gering, was auf die gute Abstimmung der Geräteparameter auf die Bandbreite der zu prüfenden Untergrundeigenschaften zurückzuführen ist.
- Der mit konstanter Bodenpressung vereinfacht bestimmte dynamische Verformungsmodul E_{vd} ist praktisch proportional zum wesentlich genauer ermittelten modifizierten Wert E_{vd,K_s} , bei welchem die Berechnung auf den aus Messungen ermittelten Bodenpressungen beruht. Die in der TP BF – StB, Teil B 8.3 angegebene vereinfachte Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls kann damit als gerechtfertigt angenommen werden.
- Das Verhältnis von maximaler Plattenverschiebung zur maximaler Plattengeschwindigkeit s/v gilt als Indikator für den Verdichtungszustand des Bodens. Es ist jedoch zu beachten, daß nicht nur die Verdichtung, sondern auch die Bodensteifigkeit und Geräteparameter (Eigenschaften des Feder-Dämpfer-Elementes und deren Federvorspannung) diesen Verhältniswert beeinflussen.
- Die Meßtiefe des LFG wurde sowohl meßtechnisch als auch mittels numerischer Berechnungen mit ca. 60 cm ermittelt; dieser Wert entspricht dem doppelten Plattendurchmesser.
- Feder-Dämpfer-Elemente der Belastungsvorrichtung müssen bei Temperaturen zwischen 0°C und 40°C gleichbleibende Eigenschaften aufweisen. Tellerfedern aus Stahl erfüllen diese Bedingung, Kunststoffelemente (Gummifedern) verändern ihre Eigenschaften bereits bei geringen Temperaturunterschieden.

LITERATURHINWEISE

BERGH, F. (2000): *Lätt fallvikt som komplement till statisk plattbelastning*. Examensarbete. Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Schweden.

HEISSENBERGER, R. (1999): *Der Dynamische Lastplattenversuch im Straßenbau. Anwendung im Rahmen der Verdichtungskontrolle, Berechnungsmodelle und Vergleichsuntersuchungen zu herkömmlichen Kontrollmethoden*. Diplomarbeit. Institut für Straßenbau- und Straßenerhaltung, Technische Universität Wien.

KUDLA, W., FLOSS, R., TRAUTMANN, C. (1991): *Dynamischer Plattendruckversuch – Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung von ungebundenen Schichten*. Sonderdruck aus Straße und Autobahn, Heft 42, Bonn.

SCHWAB, E., SZABO, S., TYKAL, J. (1991): *Tragfähigkeits- und Dichteüberprüfung mittels dynamischer Lastplatte*. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten. Straßenforschung, Heft 394, Wien.

VERGEINER, R. (1999): *Experimentelle Untersuchungen zur dynamischen Lastplatte*. Diplomarbeit. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien.

WEINGART, W. (1977): *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Elastizität, Viskosität und Festigkeit von Erdstabilisierungen mit Hilfe einer registrierenden Kleinschlagsonde*. Dissertation. Technische Hochschule Leipzig.

WEINGART, W. (2001): *Bestimmung dynamischer Tragfähigkeitskennwerte mit Hilfe von Fallgewichtsgeräten bei Labor- und Feldversuchen*. Tagungsband 1. Siegener Symposium: Messtechnik im Erd- und Grundbau, Universität Siegen.

Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF – StB, Teil B 8.3 (1997): *Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.

Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

Dipl.-Ing. Dr.techn. Fritz Kopf

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Wien

Karlsplatz 13

A-1040 Wien

dietmar.adam@tuwien.ac.at, f.kopf@tuwien.ac.at

E DIN 18710 – Ingenieurvermessung –

Karl-Hans Klein

1 Ingenieurvermessung

1.1 Gegenstand der Ingenieurvermessung

Ingenieurvermessungen (IV) sind Vermessungsarbeiten im Zusammenhang mit der Projektierung, Ausführung, Abnahme und Überwachung von baulichen Anlagen oder Teilen von diesen.

Sie dienen der Planung, der Realisierung, dem Lage- und Höhennachweis und der ggf. wiederholten Überprüfung der Form, Lage und Höhe von Objekten.

Ingenieurgeodätische Leistungen für ein Bauwerk sind erforderlich:

- vor und während der Planungs- und Entwurfsphase, z. B. die Herstellung von Planungs- und Entwurfsunterlagen;
- vor Baubeginn, z. B. die Herstellung von Baulage- und Bauhöhenbezugspunkten;
- während der Bauausführung, z. B. die Absteckung von Lage- und Höhenpunkten;
- zum Abschluss des Bauprozesses, z. B. der Nachweis zur Bestätigung der Bauqualität und
- in der Nutzungsphase, z. B. die Überwachungsvermessungen von Talsperren.

Diese Aufgaben sind Gegenstand der Norm E DIN 18710 „Ingenieurvermessung“ [1].

1.2 Charakteristika der Ingenieurvermessung

- Die Ingenieurvermessungen sind keine hoheitlichen Aufgaben in der Zuständigkeit des Bundes oder der Länder, sondern eine Dienstleistung vor allem für die Wirtschaft. Damit unterliegen sie deren wirtschaftlichen Regeln.

- Bei der Errichtung einer baulichen Anlage werden häufig für verschiedene Auftraggeber zu verschiedenen Bauphasen unterschiedliche IV, ggf. von verschiedenen Ausführenden, erbracht.
- Während die einzelnen Auftraggeber von ingenieurgeodätischen Leistungen meist nur die Erfüllung ihrer Teilbauleistung verfolgen, haben die IV häufig auch eine koordinierende Funktion zu erfüllen.
- Den Wirtschaftspartnern, die ingenieurgeodätische Dienstleistungen vertraglich regeln, stehen folgende allgemein abgestimmte Richtlinien zur fachlichen Verständigung zur Verfügung:
 - DIN 18709: Begriffe, Kurz- und Formelzeichen im Vermessungswesen; Teil 2: Ingenieurvermessung [2].
 - DIN 4107: Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken [3].
 - HOAI: Honorarverordnung für Architekten und Ingenieure, Teil XIII: Vermessungstechnische Leistungen [4].
 - Die früher in der DDR existierenden TGL's (Technische Normen, Gütevorschriften und Lieferbedingungen) bzw. Entwürfe wurden mit der Einheit Deutschlands außer Kraft gesetzt [5, 6].
- Aufgrund der dargestellten Charakteristika [7] und den fehlenden allgemein gültigen technischen Regelungen zur IV ergeben sich zwischen den Wirtschaftspartnern, z. B. des Bau- und Vermessungswesens, in der Praxis häufig Verständigungsschwierigkeiten, u. a. hinsichtlich
 - der notwendigen Genauigkeit der Messungen
 - des Anteils der Vermessungstoleranz an der Bautoleranz und
 - des Vermessungsumfanges und des Gesamtaufwandes.

2 Notwendigkeit der Normung auf dem Gebiet der Ingenieurvermessung

Im Bauwesen entwickelte sich außer der Bauzeit auch die Qualität der Bauwerke verstärkt zu einem entscheidenden Wirtschaftsfaktor. Die Qualität eines Bauwerkes wird

durch alle am Bau Beteiligten geschaffen, d. h. auch durch die ingenieurgeodätischen Leistungen vor, während und nach der Errichtung eines Bauwerkes.

Nach vorsichtigen Schätzungen übersteigen in Deutschland die Folgekosten von erkannten Qualitätsmängeln nach der Abnahme von Bauwerken ca. 10 Mrd. Euro, wobei etwa 40 % der Mängel auf Planungsfehler und 29 % auf die Bauausführung zurückzuführen sind [8].

Die Qualität durch Qualitätsmanagementsysteme (QM) nach DIN EN ISO 9000 zu verbessern, setzt voraus, dass die ingenieurgeodätischen Leistungen in den QM-Systemen des Bauwesens verankert werden [9]. Dies setzt wiederum voraus, dass allgemein verbindliche Festlegungen zur Ingenieurvermessung existieren.

Unter Berücksichtigung der Charakteristika der IV und dem Bestreben, die Qualität der baulichen Anlagen nachzuweisen, Mängel zu vermeiden und die Qualität ständig zu verbessern, ist die Normung der IV sowohl aus der Sicht des Vermessungs- als auch des Bauwesens notwendig.

3 Ziele der Norm E DIN 18710

Vom Arbeitsausschuss (AA) „Geodäsie“ im Normenausschuss des Bauwesens wurde der vorliegende Entwurf mit seinen vier Teilen [1]

Teil 1: „Allgemeine Anforderungen“

Teil 2: „Aufnahme“

Teil 3: „Absteckung“

Teil 4: „Überwachung“

erarbeitet.

Was soll mit der Norm erreicht werden?

- Es soll erreicht werden, dass die objektiv notwendigen IV mit dem erforderlichen Aufwand und der entsprechenden Genauigkeit vorgenommen werden.
- Die Norm soll der Vereinheitlichung der Qualität und des Nachweises von IV dienen.

- Sie soll ferner sicherstellen, dass Vermessungsergebnisse eindeutig interpretiert werden können.
- Die einheitlichen Festlegungen sollen dazu beitragen, die erforderliche Qualität von baulichen Anlagen zu erreichen, zu sichern und nachzuweisen.
- Die Norm soll eine bessere technische Verständigung zwischen den Wirtschaftspartnern des Bau- und Vermessungswesens, z. B. bei Vertragsabschlüssen, ermöglichen.
- Es soll weiterhin erreicht werden, dass die deutschen Bauunternehmen, u. a. mit Hilfe dieser Norm, ihre hohe Bauqualität auf internationalen Märkten nachweisen können.
- Die Norm soll zur Effizienz im Bau- und Vermessungswesen beitragen.

4 Zum Inhalt des Normenentwurfs „Ingenieurvermessung“

4.1 Allgemeine Anforderungen – Teil 1

Im ersten Teil der Norm wurden unter Einhaltung der detaillierten Vorgaben zur Gestaltung von Normen [10] die Anforderungen formuliert, die für alle Aufgabengebiete der IV gelten. Die für Absteckungs-, Aufnahme- und Überwachungsvermessungen noch zusätzlich notwendigen Festlegungen sind in den entsprechenden Teilen dokumentiert.

Im Rahmen dieser Veröffentlichung können nur einige, wesentliche Festlegungen aus den einzelnen Teilen des Normenentwurfes vorgestellt werden.

4.1.1 Anwendungsbereich

In diesem Abschnitt der Norm wurde Folgendes festgelegt:

- Diese Norm gilt für Vermessungsarbeiten an baulichen Anlagen und Teilen von diesen (z. B. Bauwerke, Verkehrsbauwerke, Maschinenanlagen).
- Die Festlegungen und Nachweise der Norm sollen dazu beitragen, Vereinheitlichungen über Vermessungsarbeiten zu treffen.
- Die Norm soll auch der Vereinheitlichung der Qualität und des Nachweises von IV dienen und ferner sicherstellen, dass Vermessungsergebnisse eindeutig interpretiert werden können.

Welche Aufgaben durch die IV gelöst werden, zeigt Bild 1.

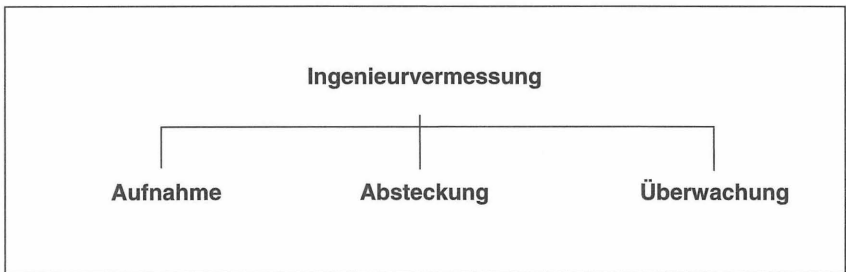


Bild 1: Aufgabenbereiche der IV

4.1.2 Bezugssysteme

Es wurde festgelegt, was in der Geodäsie selbstverständlich ist, dass ein Bezugssystem aus dem Koordinaten- und Höhensystem sowie dem Festpunktfeld besteht.

In der Norm wird in äußere und innere Bezugssysteme unterschieden:

- Die Festpunkte eines **äußeren Bezugssystems** befinden sich außerhalb des zu vermessenden Objektes sowie außerhalb des Bereiches, welcher durch das Baugeschehen Lage- oder Höhenveränderungen erfahren könnte.

- Die Lage und Höhe eines Objektes oder Teilobjektes (z. B. Einzelbauwerk) werden in dem äußeren Bezugssystem festgelegt und von zugehörigen Festpunkten aus abgesteckt.
- Die Festpunkte eines **inneren Bezugssystems** befinden sich am oder im zu vermessenden Objekt. Das unabhängig vom äußeren Bezugssystem festgelegte innere System stellt den festen Bezug für den weiteren Baufortschritt dar. Die Genauigkeit kann höher sein als beim äußeren Netz.

4.1.3 Anforderungen an die Messgenauigkeit von IV

In einem Hauptabschnitt der Norm sind die Anforderungen an

- die Aufgabenbeschreibung
- die Arbeitsorganisation
- das Vermessungspersonal
- die Messinstrumente
- die Messverfahren
- die Messgenauigkeit
- die Vermessungs- und Objektpunkte
- die Auswertung
- die Vermessungsergebnisse und
- die Dokumentation

für Ingenieurvermessungsaufgaben festgelegt.

Zu den wichtigsten Festlegungen in der Norm gehört die Klassifizierung der Messgenauigkeit in Genauigkeitsklassen. Wie aus den Tabellen 1 und 2 zu ersehen ist, wurde eine fünfstufige Klassifizierung der Messgenauigkeit bei Lage- und Höhenvermessungen vorgenommen.

Klasse	Standardabweichung σ_L bei Lagevermessungen	Benennungen
L1	$50 \text{ mm} > \sigma_L$	<i>sehr geringe Genauigkeit</i>
L2	$15 \text{ mm} < \sigma_L \leq 50 \text{ mm}$	<i>geringe Genauigkeit</i>
L3	$5 \text{ mm} < \sigma_L \leq 15 \text{ mm}$	<i>mittlere Genauigkeit</i>
L4	$0,5 \text{ mm} < \sigma_L \leq 5 \text{ mm}$	<i>hohe Genauigkeit</i>
L5	$\sigma_L \leq 0,5 \text{ mm}$	<i>sehr hohe Genauigkeit</i>

Tabelle 1: Messgenauigkeit bei Lagevermessungen

Klasse	Standardabweichung σ_H bei Höhenvermessungen	Benennungen
H1	$20 \text{ mm} > \sigma_H$	<i>sehr geringe Genauigkeit</i>
H2	$5 \text{ mm} < \sigma_H \leq 20 \text{ mm}$	<i>geringe Genauigkeit</i>
H3	$2 \text{ mm} < \sigma_H \leq 5 \text{ mm}$	<i>mittlere Genauigkeit</i>
H4	$0,5 \text{ mm} < \sigma_H \leq 2 \text{ mm}$	<i>hohe Genauigkeit</i>
H5	$\sigma_H \leq 0,5 \text{ mm}$	<i>sehr hohe Genauigkeit</i>

Tabelle 2: Messgenauigkeit bei Höhenvermessungen

Mit diesen Festlegungen haben die Anwender der Norm die Möglichkeit, die messtechnischen Leistungen konkret zu planen, festzulegen, auszuführen, zu überprüfen und abzurechnen.

Für die Praktiker aufseiten des Bauwesens, des Maschinen- und Anlagenbaus sowie der IV ist letztendlich das Verhältnis von Messunsicherheit und Toleranz von Interesse. Man geht in der Norm von dem Ansatz [11]

$$T_M = T \cdot \sqrt{1 - (1 - p)^2}$$

aus, wobei der Vermessungstoleranz T_M im Allgemeinen ein Anteilfaktor p zwischen 10 % und 30 % an der Toleranz T zugebilligt wird. In Tabelle 3 ergibt sich somit die Vermessungstoleranz T_M als Funktion des Anteilfaktors p der Toleranz T .

$p = 10 \%$ ↓ $T_M = 0,44 T$	$p = 20 \%$ ↓ $T_M = 0,60 T$	$p = 30 \%$ ↓ $T_M = 0,71 T$
------------------------------------	------------------------------------	------------------------------------

Tabelle 3: Vermessungstoleranz T_M

4.1.4 Anlagen

Für ein eindeutiges Verständnis zwischen den verschiedenen Anwendern der Norm war es erforderlich, in einem normativen Anhang die Grundbegriffe der geodätischen Mess- und Auswertetechnik, die auch für die Normteile 2, 3 und 4 gelten, zusammenzustellen, zu definieren und zu kommentieren.

Die in der DIN 18201 definierten Maß- und Toleranzbegriffe wurden zur Information in einem weiteren Anhang zusammengestellt. Über Beispiele der Punktvermarkung sowie die Zuordnung der Anforderungen der IV zu den Forderungen an die Qualitätssicherung nach der DIN EN ISO 9001 wird in zwei weiteren Anhängen informiert.

4.2 Aufnahme – Teil 2

4.2.1 Anwendungsbereich

Dieser Teil der Norm IV gilt für die Planung, Durchführung, Auswertung und Dokumentation von Aufnahmevermessungen bzw. vermessungstechnischen Aufnahmen (Aufnahme). In ihm werden Begriffe und Anforderungen für die Aufnahme von Objekten aller Art durch IV festgelegt. Er ist, ebenso wie der Teil 3 „Absteckung“ und der Teil 4 „Überwachung“, stets in Verbindung mit dem Teil 1 „Allgemeine Anforderungen“ anzuwenden.

4.2.2 Begriffe

Die zur Verständigung notwendigen Begriffe zur Aufnahmevermessung, die im ersten Teil der Norm noch nicht aufgeführt wurden, sind in diesem Normteil definiert und angegeben, z. B.

- **Aufnahme** ist die vermessungstechnische Erfassung von geometrischen Größen des Ist-Zustandes eines Objektes. Das Ergebnis der Aufnahme weist die geometrischen Größen des Ist-Zustandes von räumlichen, flächenhaften oder linienhaften Objekten zum Zeitpunkt der Aufnahme nach.
- **Kontrollvermessung** ist eine unabhängige Vermessung zur Kontrolle vorgegebener geometrischer Größen eines Objektes. Sie dient dem Vergleich des Soll-Ist-Zustandes.
- **Abnahmevermessung** ist eine Kontrollvermessung, deren Ergebnisse Grundlage für die Abnahme eines Objektes sind. Das Ergebnis dient dem Nachweis der Übereinstimmung zwischen der projektierten Geometrie einer baulichen Anlage mit der tatsächlichen Ausführung.

4.2.3 Anforderungen an Aufnahme

Für typisch aufzunehmende Objekte wurden die allgemeinen Anforderungen hinsichtlich

- einer Aufgabenbeschreibung,
- des Gegenstandes und Zwecks der Aufnahme,
- des Messinstrumentariums und des Messverfahrens,
- der Datenorganisation,
- des Umfangs der Aufnahme,
- des Bezugssystems,
- der Aufnahmegenaugigkeit und
- der Aufnahmekontrolle

genormt.

Dabei sind Gegenstand der Aufnahme alle erforderlichen Objekte für

- die Planung und Genehmigung von Projekten des Hoch- und Tiefbaus und des Anlagen- und Maschinenbaus, von Infrastruktureinrichtungen, Verkehrsanlagen und sonstigen Ingenieurbauwerken,
- den Aufbau von Bestandsdokumentationen
- den Aufbau raumbezogener Datenbanken.

Hierzu wurden in der Norm Beispiele angegeben.

Der typische Aufnahmезweck ist nach der Norm die Herstellung von Lageplänen, z. B. zum Baugesuch, zu Bestands-, Fassaden-, Werks- und Entwurfsplänen für den Straßen-, Wasser- und Bahnbau sowie zum Aufbau und zur Fortführung von Gebäude-, Straßen- und Forstinformationssystemen.

Da nicht auf alle festgelegten Anforderungen an vermessungstechnische Aufnahmen eingegangen werden kann, soll an dieser Stelle nur noch auf die Aufnahmegenaugigkeit eingegangen werden.

Die Aufnahmegenaugigkeit ist mit einer für den Aufnahmезweck entsprechenden Genauigkeit und Zuverlässigkeit nach DIN 18710-1 (Tabellen 1 und 2) festzulegen. Bei der Aufnahme ist auf die Genauigkeitsforderungen der Planung und der späteren Absteckungen zu achten. Die in den Tabellen 4 und 5 aufgeführten Messgenauigkeiten geben einen Überblick über die Anforderungen an die Genauigkeiten bei Lage- und Höhenmessungen im Regelfall [13]. Die Standardabweichungen der Genauigkeitsklassen (GK) sind aus den Tabellen 1 und 2 zu entnehmen.

Aufnahmezweck – Auszug nach E DIN 18710-2	GK	
	Lage	Höhe
Topographischer Bestandsplan	L1 – L2	H1 – H2
Werks- und Leitungsdokumentation	L1 – L2	H1 – H2
Straßenbestandsplan	L2 – L3	H2 – H3
Aufbau von Straßeninformationsbanken	L1	H2
Projektierungsgrundlage, z. B. für Gebäude	L2 – L3	H2 – H3
Aufbau von Gebäudeinformationssystemen	L2	H2
Lagepläne für Genehmigungen	L2	H2
Dokumentation, z. B. von Industrieanlagen	L2	H2
Rechtlicher und räumlicher Sachverhalt	L3	H1

Tabelle 4: Genauigkeiten in Abhängigkeit vom Aufnahmezweck

Objektpunkte (OP)	GK
OP im freien Gelände, z. B. bei Böschungen	L1
Allgemeine topographische OP	L2
Eindeutig identifizierbare OP (Zwangspunkte)	L3
Gleispunkte, OP befestigter Flächen	L4
OP für Industrie-/Maschinenvermessung	L5

Tabelle 5: Genauigkeiten für Objektpunkte

4.2.4 Anlagen

Zur Information für die Nutzer wurden die folgenden Anlagen erstellt:

- **Anhang A:** Katalog von Aufnahmeobjekten, die für die Herstellung
 - digitaler/analoger Pläne für den Entwurf einer Straße
 - eines amtlichen Lageplanes für einen Baugenehmigungsantrag in NWerforderlich sind.
- **Anhang B:** Beispiel einer Liste zur Kontrolle von Aufnahmeergebnissen.
- **Anhang C:** Beispiele von Plandarstellungen als Ergebnis von Aufnahmen.

4.3 Absteckung – Teil 3

4.3.1 Anwendungsbereich

Im Anwendungsbereich werden die Begriffe und allgemeinen Anforderungen für Absteckungen von baulichen Anlagen und Teilen von diesen festgelegt. Die Festlegungen dieses Normteiles sollen u. a. die Qualität von Absteckungen sichern und die Nachweise von Absteckungen vereinheitlichen.

4.3.2 Begriffe

Unter einer Absteckung versteht man die Übertragung geometrischer Größen einer Projektierung in die Örtlichkeit. Man unterscheidet in

- **Grobabsteckung:** Grobe örtliche Festlegung der baulichen Anlage, z. B. für das Einrichten der Baustelle und zur Vorbereitung der Baumaßnahme.
- **Feinabsteckung:** Absteckung von Objektpunkten nach Lage und Höhe für die Festlegung von Achsen, Gradienten, Flächen, Gebäudepunkten und sonstigen die Geometrie der baulichen Anlage bestimmenden Parametern.
- Weitere Begriffsdefinitionen und Erläuterungen sind der Norm [1], Teil 2 direkt zu entnehmen.

4.3.3 Anforderungen an Absteckungen

Zur Durchführung von Absteckungen wurden Festlegungen getroffen [12]

- zu Absteckungsunterlagen, -plänen und -daten,
- zur Vermarkung, Sicherung und zum Schutz von Vermessungs- und Objektpunkten,
- zum Bezugssystem,
- zu Absteckungskontrollen,
- zum Absteckungsriß sowie
- zu einem Messprogramm.

Auch in diesem Teil der Norm wurden zur Unterstützung der praktischen Durchsetzung der o. g. Anforderungen Beispiele angegeben. So hat der Anwender u. a. die Möglichkeit, für verschiedene bauliche Anlagen die erforderlichen Absteckungsdaten aus einer Tabelle zu entnehmen.

Welche Grundsätze für die Anwendung der Messinstrumente und -verfahren bei Absteckungen gelten, sind im vorletzten Hauptabschnitt dokumentiert. Die in Teil 1 erfolgten Genauigkeitsfestlegungen wurden auf die Absteckung übertragen. Anhand von Beispielen ist der Zusammenhang zwischen Maßtoleranz, Absteckungstoleranz und Standardabweichung dargestellt.

4.3.4 Anlagen

Als Anlage gibt das für ein kombiniertes Messprogramm zur Absteckung und Überwachung von Brückenteilen sowie das Beispiel eines Absteckungsrissses den Anwendern eine Orientierungshilfe zur Erfüllung von Mindestanforderungen.

4.4 Überwachung – Teil 4

4.4.1 Anwendungsbereich

Überwachungsvermessungen werden durchgeführt, um Bewegungen und Verformungen technischer Objekte (Bauwerke, Maschinenanlagen etc.) und natürliche Objekte (Böschungen, Rutschhänge etc.) zu erfassen und zu kontrollieren.

4.4.2 Begriffe

Für diesen Teil der Norm war eine relativ umfangreiche Festlegung und Erläuterung von Begriffen für eine eindeutige Verständigung aller Nutzer erforderlich. Eine Vermessung zur Überwachung von technischen und natürlichen Objekten ist die Gesamtheit aller notwendigen Maßnahmen der Planung, Durchführung und Auswertung, die zum Zweck hat, die geometrischen Veränderungen dieser Objekte zu er-

fassen und zu dokumentieren. Es wurden des Weiteren Definitionen und Festlegungen zu

- Vermessungspunkten und ihre Verknüpfung:
 - Stütz-, Objekt-, Sicherungs-, Beobachtungspunkt,
 - Absolut-, Relativmessung,
 - Messungsfolgen:
 - Bezugs-, Null-, Folge- bzw. Wiederholungsmessung,
 - kontinuierliche, periodische, diskontinuierliche Überwachungsvermessung und
 - Begriffe der Bewegung und Verformung:
 - Verschiebung, Verdrehung, Setzung (Hebung), Senkung, Schiefstellung (Kippung), Scherung, Dehnung, Biegung, Verzerrung
- mit Erläuterungen und Beispielen zusammengestellt.

4.4.3 Anforderungen an die Planung und Durchführung von Überwachungs-messungen

In den Abschnitten: Grundlagen der Planung, Messprogramm, Vermessungspunkte, Messtechnik, Messgenauigkeit, Arbeitsorganisation und Personal- und Instrumenteneinsatz wurde versucht, eine typische Überwachungsvermessung zu strukturieren und wesentliche Punkte anzusprechen, über die zwischen dem Auftraggeber und dem Auftragnehmer Einvernehmen herrschen sollte | 13|.

4.4.4 Auswertung und Darstellung von Überwachungsvermessungen

Die Auswertung von Überwachungsvermessungen, die ggf. auf automatischer Datenerfassung basiert, ist von besonderer Bedeutung. Sie umfasst das Aufbereiten der gemessenen Daten und die Ermittlung der Bewegungen und Verformungen des Messobjektes einschließlich deren vermessungstechnischer Bewertung. Durch Auswertemodelle ist das Bewegungs- und Verformungsverhalten eines Objektes mit Hilfe der Messungen mathematisch zu beschreiben.

Zu den Auswertemethoden zählen u. a. Ausgleichungsverfahren, Transformationen, Filtertechniken sowie statistische Bewertungen der Ergebnisse.

Die Darstellung der Ergebnisse einer Überwachungsvermessung kann in numerischer, insbesondere tabellarischer und in graphischer Form erfolgen. Die Dokumentation muss sicherstellen, dass die Durchführung und Auswertung einer Überwachungsvermessung auch nach Jahrzehnten noch nachvollzogen werden kann.

4.4.5 Anlagen

Zu diesem Teil der Norm gehören noch folgende Anlagen:

- Anhang A: Grundtypen von Objektreaktionen
- Anhang B: Auswertemodelle und ihre Einteilung
- Anhang C: Beispiele zur graphischen Ergebnisdarstellung.

5 Schlussfolgerungen

- Die Festlegungen in der DIN 18710 – Ingenieurvermessung – waren notwendig und sind eine einheitliche technische Basis zur Realisierung und zum Nachweis der geometrischen Qualität, u. a. bei baulichen Anlagen.
- Die DIN 18710 bildet die technische Grundlage für Wirtschaftsbeschlüsse und trägt zu objektiv notwendigen Ingenieurvermessungen mit begründeten Genauigkeitsforderungen bei.
- Die Norm kann nicht alle Wünsche der Praxis des Bau- und Vermessungswesens erfüllen. Auch die DIN 18710 ist ein wissenschaftlich-technischer Kompromiss.
- Der Anwender muss trotz Verwendung der DIN 18 710 auch weiterhin eigenständige Lösungen für seine Vermessungsaufgaben entwickeln.
- Auf der Grundlage der DIN 18710 sind die betrieblichen Richtlinien, Arbeitsanweisungen, Technologien zu erarbeiten.

- Die DIN 18710 wurde in der Praxis des Bau- und Vermessungswesens begrüßt, eine schrittweise Anwendung ist feststellbar und mit ihrer Durchsetzung wird ein nicht unerheblicher volkswirtschaftlicher Nutzen erzielt.

Literatur

- | 1| E DIN 18710: Ingenieurvermessung
Teil 1: Allgemeine Anforderungen (Weißdruck 1998)
Teil 2: Aufnahme (Gelbdruck 2002)
Teil 3: Absteckung (Gelbdruck 2002)
Teil 4: Überwachung (Gelbdruck 2002)

- | 2| E DIN 18709: Begriffe, Kurzzeichen und Formelzeichen im Vermessungswesen,
Teil 2: Ingenieurvermessung, DIN-Taschenbuch 111 – Vermessungswesen, Beuth Verlag, Berlin 1998

- | 3| DIN 4107: Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken. 1/1978 (vom DIN zurückgezogen)

- | 4| HOAI: Honorarordnung für Architekten und Ingenieure. Teil XIII: Vermessungstechnische Leistungen; Beck-Texte im dtv; 11. Auflage 1991

- | 5| Klein, K.-H.: Zur geometrischen Baumesstechnik im Platten- und Skelettbau. AVN, 94. Jahrgang (1987) 5, Seiten 178-184

- | 6| Klein, K.-H.: Geometrische Baumesstechnik in der DDR zur Errichtung von Bauwerken in Gleitbauweise. AVN 95. Jahrgang (1988) 3, Seiten 87-93

- | 7| Klein, K.-H.: DIN 18710 – Regelwerk für die Vergabe und Durchführung von Ingenieurvermessungen. Teil 1: Grundsätze, Seminar der Ingenieurkammer West e. V., Mai 2001

- | 8| BMBau: 2. und 3. Bericht über Schäden an Gebäuden. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn 1988/1995

- | 9| Klein, K.-H., Wolff, D.: Zur Ausgestaltung von Qualitätsmanagementsystemen im Bauwesen durch ingenieurgeodätisches Expertenmessen. AVN, 104. Jahrgang (1997) 8/9, Seiten 286-293

- | 10| DIN 820-2: Normungsarbeit. Teil 2: Gestaltung von Normen. DIN-Normheft 10 – Grundlagen der Normungsarbeit der DIN; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 7. Auflage, Beuth Verlag Berlin 2001

- | 11| Hennecke, F.; Werner, H.: Ingenieurgeodäsie. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1982

- | 12| Klein, K.-H.: Notwendigkeit, Aufbau und Inhalt der Norm „Ingenieurvermessung“. Schriftenreihe des DVW im Verlag K. Wittwer, Band 36

- | 13| Heunecke, O.: DIN 18710 – Regelwerk für die Vergabe und Durchführung von Ingenieurvermessungen, Teil 2: Aufnahme. Seminar der Ingenieurkammer West e. V., Mai 2001

Anschrift:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl-Hans Klein
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger
für Bau- und Ingenieurvermessung
Bergische Universität Wuppertal
Fachbereich Bauingenieurwesen
Lehr- und Forschungsgebiet
Vermessungskunde/Ingenieurvermessung
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
Tel.: 0202/439-4071
Fax: 0202/439-4227
E-Mail: khklein@uni-wuppertal.de

Messtechnische Erfassung von Unterwasserböschungen mit dGPS-Sonaranlagen

Dipl.-Ing. A. Richwien, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer, Dr.-Ing. A. Daniels

1 Einleitung

Kies und Sand sind in Deutschland mengenmäßig die wichtigsten oberflächennah abgebauten Rohstoffe. Hauptabnehmer ist die Bauindustrie, die auch wesentlich von der verbrauchernahen Verfügbarkeit von Sand und Kies abhängig ist. Vielfach ist der Abbau der genehmigten Lagerstätten bereits weit fortgeschritten, so dass neue Flächen für die Gewinnung von Sand und Kies ausgewiesen werden müssen. Infolge konkurrierender Nutzungsansprüchen kommt es jedoch oft zu Auseinandersetzungen um die Genehmigung weiterer Flächenausweitungen.

Aus diesem Grund ergibt sich eine Verknappung des natürlichen Rohstoffvorkommens, so dass eine vollständige Auskiesung der genehmigten Lagerstätten anzustreben ist. Das bedeutet vor allem, dass die Verluste im Böschungs- und Sohlbereich möglichst klein zu halten sind. In den letzten Jahren wurden deshalb Systeme zur Vermessung der Abbau-geometrie insbesondere im Nassabbau entwickelt, um eine optimale Ausnutzung der Lagerstätte zu erreichen.

Diese Vermessungssysteme eignen sich jedoch nicht nur zur abbaubegleitenden Kontrolle des Nassabbaus sondern auch zur Beobachtung von Böschungsbrüchen. Im Rahmen einer Studie über das Versagen von Unterwasserböschungen sollen diese Systeme in Zukunft auch für die Forschung genutzt werden und werden daher im folgenden vorgestellt.

2 Sand- und Kiesabbau

2.1 Allgemeines

Die wichtigsten Lagerstätten Deutschlands sind das Alpenvorland, Brandenburg, Mecklenburg-Vorpommern, das Niederrheinische Tiefland, Niedersachsen, der Oberrhein und

Schleswig-Holstein (Abb. 1). Industriell werden Kiese und Sande seit fast 200 Jahren gewonnen. Insbesondere die Entwicklung des Betonbaus macht Kies und Sand zu einem der wichtigsten oberflächennah abgebauten Rohstoffe für die Bauindustrie.

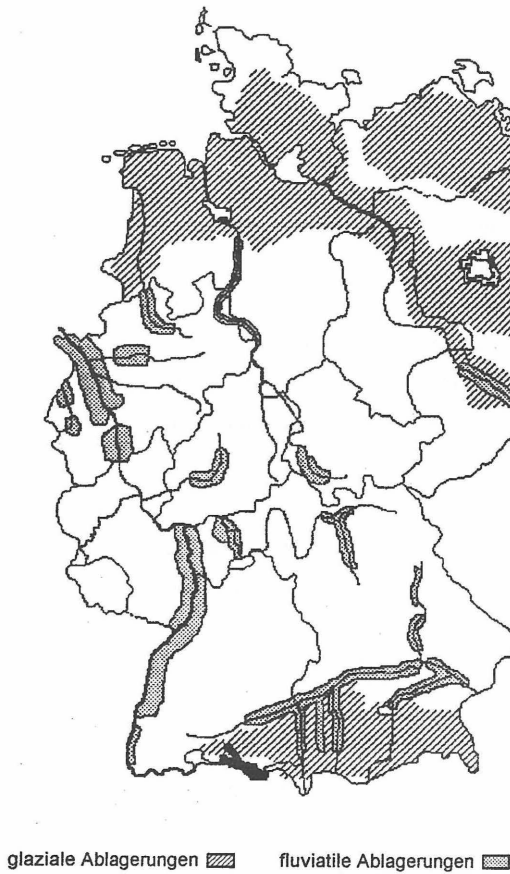


Abb. 1: Sand- und Kieslagerstätten in Deutschland [6]

Deutschland verfügt geologisch über reichhaltige Vorräte in fast allen Bundesländern, so dass zumindest für die nächsten sechshundert Jahre Rohstoffreserven vorhanden sind. Im Jahr 2000 lag die Produktion an Kiesen und Sanden bei 355 Mill. t, im Vergleich dazu lag die Produktion von Braunkohle im selben Jahr bei rund 168 Mill. t.

Verwendung finden die Kiese und Sande zu fast 97% in der Bauindustrie (Hoch- und Tiefbau), rund 11,9 Mill. t werden als Spezialsande in der Glas- und Keramikindustrie, in der Metallherstellung, in der chemischen Industrie und für spezielle Anwendungsbereiche wie z. B. Filtern, Reinigen oder als Winterstreumittel eingesetzt.

Die Abb. 2 zeigt den Verbrauch von Kiesen und Sanden in der Bauindustrie im Jahr 2000. Nur 20% der Gesamtproduktion entfielen auf den privaten Wohnungsbau. Rund 53% wurden von der öffentlichen Hand einschließlich der Deutschen Bahn für den Hoch- und Tiefbau verwendet und rund 27% für den gewerblichen Bau.

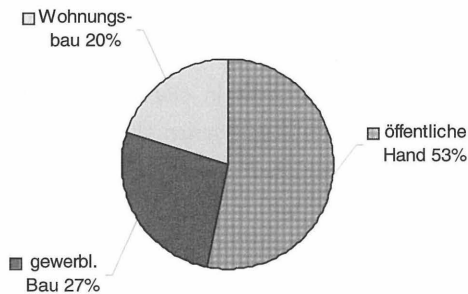


Abb. 2: Verbrauch von Kiesen und Sanden im Bauwesen in Deutschland im Jahr 2000 [2]

Die Kies- und Sandindustrie ist in Deutschland mit fast 1600 Unternehmen und rund 28 000 Beschäftigten klein bis mittelständisch geprägt. Da die Abbaugelände über alle Bundesländer verteilt sind, ist eine verbrauchsnahe Versorgung sichergestellt. Bundesweit bestehen heute über 3000 Sand- und Kiesabgrabungsstellen, mengenmäßig stehen jedoch Nordrhein-Westfalen, Bayern und Baden-Württemberg an der Spitze der Sand- und Kiesproduzenten. Allein in diesen drei Ländern werden fast 56% der Gesamtproduktion abgebaut.

In den 70er Jahren verschlechterten sich die Abbaubedingungen, da infolge einer neuen Umweltpolitik nicht nur die Wasserwirtschaft, sondern auch die Landespflege und der Naturschutz eigene Flächenansprüche geltend machen konnten. Hinzu kommt noch die steigende Flächeninanspruchnahme durch Siedlungen und Infrastruktureinrichtungen. Aus diesen konkurrierenden Ansprüchen ergeben sich oft Auseinandersetzungen um die Flächenausweitung bestehender Lagerstätten oder um die Genehmigung neuer Abbauflächen.

Als Folge dieser konkurrierenden Nutzungsansprüche ergibt sich eine Verknappungstendenz. Kiese und Sande müssen immer mehr auf Flächen mit ungünstigen geologischen und hydraulischen Eigenschaften abgebaut werden. Um der vorzeitigen Verknappung des Rohstoffs entgegenzuwirken, wird daher bei der Gewinnung von Kiesen und Sanden eine verlustarme und umfassende Nutzung der vorhandenen Lagerstättenvorräte angestrebt.

2.2 Gewinnung von Kies und Sand

2.2.1 Allgemeines

Kiese und Sande können trocken, nass oder in einer Kombination von Trocken- und Nassgewinnung abgebaut werden. Abb. 3 gibt einen Überblick über die Verteilung von Trocken- und Nassgewinnung an der Gesamtförderung.

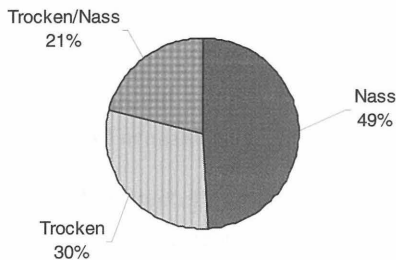


Abb. 3: Verteilung von Trocken- und Nassgewinnung beim Abbau von Kies und Sand [2]

Die kombinierte Trocken-/Nassgewinnung wird in der Gesamtbetrachtung dem reinen Nassabbau zugeordnet, da der Hauptteil der Gewinnung im Nassabbau hereingewonnen wird. Damit liegt der Förderanteil der Nassgewinnung bei rund 70% des Gesamtabbaus von Kies und Sand.

2.2.2 Gewinnung von Kies und Sand

Die geologische und hydrogeologische Situation bestimmt, ob das Vorkommen im Nass- oder im Trockenabbau hereingewonnen werden soll. Unter Nassgewinnung versteht man den Abbau von Lockergestein unterhalb der Wasseroberfläche. Der Nassabbau kann dabei sowohl im Meer, an Meeresküsten oder unterhalb des Grundwasserspiegels (Baggersee) erfolgen.

Bei der Art der Gewinnungsgeräte unterscheidet man im Nassabbau nach landgestützten Geräten mit begrenzter Reichweite und nach schwimmenden Geräten. Zu den landgestützten Geräten zählen Seilbagger mit Schürfkübel, Schrapper mit Auslegern oder Umlenkrollenstationen und Land-Eimerkettenbagger. Schürfkübelbagger und Schrapperanlagen sind diskontinuierlich arbeitende Geräte, die sowohl für die Trocken- als auch für die Nassgewinnung von Kies und Sand verwendet werden. Zu den schwimmenden Geräten zählen schwimmende Eimerkettenbagger, Schwimmgreiferanlagen und Saugbagger. Teilweise kommen auch sogenannte Dipper (auf Pontons schwimmende Hydraulikbagger) zum Einsatz,. Eine detaillierte Beschreibung aller Gewinnungsgeräte für Kies und Sand wird von STOLL et al. in [10] gegeben.

Für die Auswahl des Abbauprozesses sind die Eigenschaften der Lagerstätte von erheblicher Bedeutung. Wichtige Lagerstättenparameter sind die Kornverteilung und die Ablagerungsverhältnisse.

Die Kornverteilung gibt Auskunft über die Einsatzmöglichkeit des Sand- und Kiesvorkommens und auch die Wahl des Abbaugeräts wird von der Kornverteilung bestimmt. Große Steine und Blöcke vermindern z. B. die Wirtschaftlichkeit von Saugbaggern, da die Gefahr der Verstopfung des Saugmunds gegeben ist. Dagegen vermindern hohe Feinkornanteile die Gewinnleistung von Eimerkettenbaggern und Schwimmgreifern, da die Entleerung der Gefäße erschwert wird.

Unter Ablagerungsverhältnissen versteht man den Verlauf der Grenzfläche zwischen Lagerstätte und Nebengestein, aber auch die Mächtigkeit und die Festigkeit des abzubauenen Materials. Eine unregelmäßige Grenzfläche zwischen Lagerstätte und Nebengestein erfordert ein anpassungsfähiges Gerät. Die erforderliche Teufenreichweite des Gewinnungsgeräts wird durch die Lagerstättenmächtigkeit bestimmt. Bei verfestigten Schichten oder einer allgemeinen Verfestigung der Lagerstätte muss das Gewinnungsgerät auch Lösearbeit leisten können, und zwar möglichst ohne ein unkontrolliertes Nachbrechen der Arbeitsböschung zu verursachen. Unterliegen die Lagerstättenparameter innerhalb einer Lagerstätte großen Schwankungen, so ist dies bei der Auswahl des Abbaugeräts zu beachten.

Betrachtet man den Anteil der eingesetzten Gewinnungsgeräte im Nassabbau, so zeigt sich, dass der Schwimmgreifer mit einem Anteil von 43% dominiert (Abb. 4). Der Anteil der Saugbagger beträgt rund 19%, wobei etwa 2/3 aller Saugbagger in Norddeutschland eingesetzt werden.

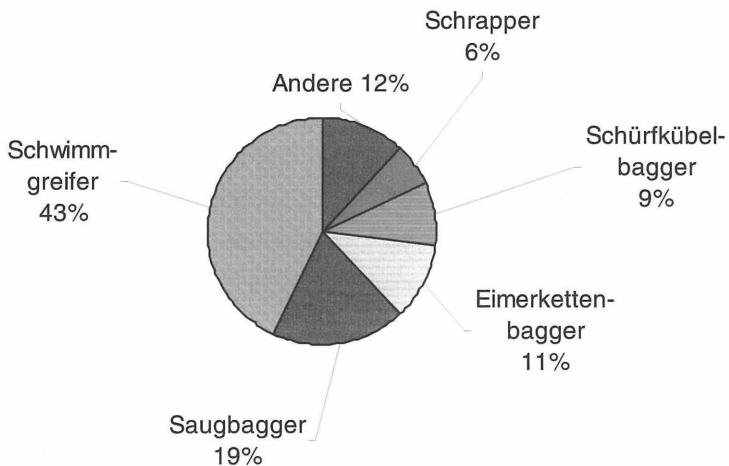


Abb. 4: Marktanteile der Gewinnungsgeräte bezogen auf die Anzahl der Nassgewinnungsbetriebe [2]

2.3 Restkiesgewinnung

Seit einigen Jahren hat sich die Restkiesgewinnung in der Sand- und Kiesindustrie durchgesetzt. Nachkiesungen werden unter anderem erforderlich, da die Genehmigungsverfahren für Neuaufschlüsse zeitlich immer aufwendiger werden. Es hat sich gezeigt, dass die Restkiesgewinnung einen nicht unerheblichen Beitrag zur Ressourcenschonung natürlicher Kies- und Sandlagerstätten leisten kann.

Restkiesgewinnung beschäftigt sich mit dem Nachbaggern von Sand- und Kieslagerstätten, die in einem ersten Abbauschritt nicht vollständig hereingewonnen wurden. Es handelt sich hierbei also um einen zweiten Eingriff in eine Lagerstätte. In der Regel erfolgt die Restkiesgewinnung im Nassabbau.

Für das Zurücklassen von Restkiesmengen in einer Lagerstätte kann es viele Gründe geben, häufig sind auch Überschneidungen der einzelnen Faktoren möglich. Ausschlaggebend für das Verbleiben von Rohstoffen in einer Lagerstätte sind aber die folgenden Faktoren:

- Technisch bedingte Restkiesmengen, die sich im wesentlichen durch den jeweiligen Stand der Gerätetechnik beim Gewinnungsverfahren und der Aufbereitungstechnik erklären lassen
- Gerätespezifische Abbauverluste, die sich aus dem Ausbeutegrad des eingesetzten Abbaugeräts ergeben
- Lagerstättenbedingte Restkiesmengen, die aus einem unregelmäßigen Liegendhorizont oder aus großen Abbaumächtigkeiten resultieren
- Ungenügende Abbausorgfalt z. B. durch unkontrolliertes Verholen des Abbaugeräts
- Qualitätsprobleme durch Störstoffe oder Beimengungen im Rohmaterial, die aufbereitungstechnisch nicht entfernt werden können (z. B. Kohle, Holz oder Ton)
- Nutzungskonflikte

In der Restkiesgewinnung wird nach Abwägung aller relevanten Faktoren in den meisten Fällen der Saugbagger als Gewinnungsgerät eingesetzt. Für die Restkiesgewinnung ausschlaggebend sind dabei insbesondere die Anschaffungskosten, die Mobilität, die Beweglichkeit im Abbaufeld und die Feinkornbeherrschung. Allerdings gibt es auch Lagerstätten-einflüsse, wie z. B. einen hohen Überkornanteil oder verfestigte Zwischenmittel, die gegen den Einsatz von Saugbaggern sprechen.

3 Unterwasserböschungen in Baggerseen

3.1 Problem der Nassgewinnung

Das Problem im Nassabbau ist, dass man nicht sieht, wo bereits gebaggert wurde. Eine kontinuierliche Kontrolle der Baggerung ist daher erforderlich. Übliche Kontrollmethoden sind das Fluchten, die Echolotpeilung oder der Einsatz einer Abbaukontrollanlage.

Beim Fluchten mit Stangen oder anderen Markierungspunkten ergibt sich nur ein ungenaues Bild der Gewässersohle. Echolotpeilung ist die punktuelle Messung der Laufzeit einer Schallwelle die von einem Messschiff aus abgestrahlt und an der Gewässersohle wieder reflektiert wird. Das zurückkommende Signal wird durch einen Empfänger aufgezeichnet und weiterverarbeitet. Anhand der Laufzeit kann interpretiert werden, in welcher Entfernung die reflektierende Schicht vom Sender liegt. Die erreichbare Eindringtiefe ist dabei abhängig von der Frequenz und der Energie der Schallwelle. Für die Darstellung der Gewässersohle werden im Sand- und Kiesabbau in der Regel hochfrequente Wellen mit niedrigen Energien eingesetzt, um lokal auftretende Suspensionen, unkonsolidierte feinkörnige Ablagerungen oder Pflanzen am Grund des Gewässers zu durchschallen und so ein Bild der schallharten Gewässersohle aufzunehmen. In der Regel wird dabei mit einer Schallwelle von 38 kHz gearbeitet, die erreichte Messgenauigkeit liegt im Zentimeterbereich. Die Echolotpeilung liefert zwar ein genaues Bild der Gewässersohle, da sie aber nur in unregelmäßigen Zeitabständen von einem Messschiff aus durchgeführt wird, kann keine zeitnahe Kontrolle der Baggerung erfolgen und auf Fehlbaggerungen kann nicht rechtzeitig reagiert werden. Es wurden daher Abbaukontrollsysteme entwickelt, die den Baggermeister kontinuierlich über die aktuelle Position des Lösewerkzeugs und über die gebaggerte Morphologie der Gewässersohle informieren.

Mittlerweile gibt es verschiedene Systeme auf dem Markt, die ständig erprobt und weiterentwickelt werden. Ziel dieser Entwicklung ist es, die Gewinnung oberflächennaher Lockergesteine im Nassabbau zu optimieren. Durch die kontinuierliche und direkte Information des Baggermeisters über den Fortgang des Gewinnungsprozesses sollen die Gewinnungsverluste im Sohlbereich und an den Unterwasserböschungen reduziert werden. Gerade die Gewinnungsverluste an den Unterwasserböschungen sind nicht zu unterschätzen und sollen daher gesondert betrachtet werden.

3.2 Böschungen im Unterwasserabbau

Die Böschungen, die sich bei der Gewinnung von Sand und Kies im Nassabbau ergeben, können nach unterschiedlichen Gesichtspunkten optimiert werden. Zum einen kann das Kriterium der optimale Ausbeute (Ressourcenschonung) entscheidend sein, zum anderen aber auch die Standsicherheit der Böschung (Risikoschutz). Schon hier wird der Interessenkonflikt zwischen Abbautreibenden und Genehmigungsbehörden deutlich, der sich letztendlich in den genehmigten Böschungsneigungen widerspiegelt. Für die Genehmigungsbehörden steht natürlich der Risikoschutz im Vordergrund, so dass in vielen Fällen Böschungsneigungen unter Wasser nur mit 1:4 oder flacher genehmigt werden.

Um zu zeigen, dass die Abbauverluste an den Unterwasserböschungen keinesfalls gering sind, werden die Böschungsverluste einer „Musterlagerstätte“ von 10 ha Fläche und einer Mächtigkeit von 20 m für verschiedene Böschungsneigungen ermittelt (Abb. 5).

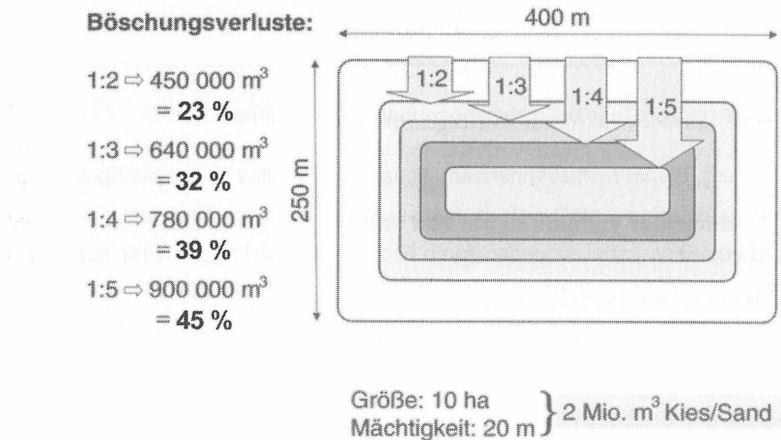


Abb. 5: Abbauverluste in Abhängigkeit von der Böschungsneigung [7]

Die betrachtete Lagerstätte hat eine rechnerische Größe von 2 Mio. m³. Die Neigung der Böschungen bestimmt die Abbauverluste. Bei einer Böschungsneigung von 1:2 ergibt sich ein Abbauverlust von 23%, wird die Böschung aber mit einer Neigung von 1:5 ausgeführt, so verbleibt die doppelte Menge an Rohstoffen in den Böschungen. Berücksichtigt man, dass ein Baggersee in der Praxis infolge des Zuschnitts der Flurstücke selten geometrisch

einfach geformt ist, so ergeben sich über die Böschungslänge noch weit größere Abbauverluste.

Das Problem bei der Genehmigung der zulässigen Neigung von Unterwasserböschungen sind die nicht genau zu charakterisierenden Umlagerungsprozesse beim Abbau von Sanden und Kiesen. Wird die Unterwasserböschung in schonender Weise hergestellt, so kann davon ausgegangen werden, dass keinen nennenswerten Umlagerungen auftreten. In der Praxis ist es oft üblich die Böschungen mit übersteilen Neigungen herzustellen. In diesem Fall erfolgt der Abbau in nichtschonender Weise und es kommt zum Nachrutschen der Böschung (Abb. 6).

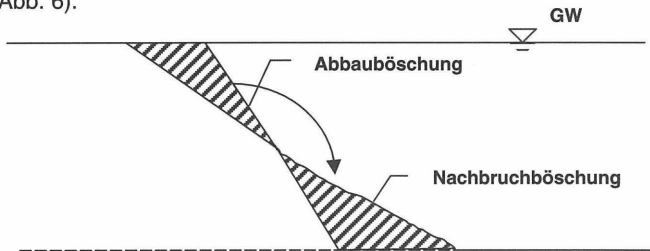


Abb. 6: Umlagerungsprozess bei nichtschonendem Abbaubetrieb

Die Abbauböschung, die im nichtschonendem Abbau hergestellt wird, ist hochgradig labil und die endgültige Böschung stellt sich im Massenausgleich durch Umlagerung des Böschungsbodens ein. Dies kann entweder durch Erosion der Oberfläche oder aber durch einen Böschungsbruch geschehen.

Innerhalb des Abbaufeldes können diese Umlagerungsprozesse zum Verschütten des Lösswerkzeugs führen und es kommt zu einem Stillstand der Förderung. Noch schlimmer ist das Nachbrechen der Endböschungen. Die Rutschungen können zu einer Beeinträchtigung des Sicherheitsstreifens und damit zu einer Gefährdung schutzwürdiger Objekte führen. Aus diesem Grund ist es um so wichtiger, dem Baggerführer durch die Kontrolle des Baggervorgangs diese Umlagerungsprozesse sichtbar zu machen, so dass er direkt und angemessen auf eintretende Rutschungen reagieren kann.

3.3 Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen

Die Standsicherheit von Unterwasserböschungen wird von lagerstättenbedingten, gerätebedingten und gewinnungsverfahrenbedingten Faktoren beeinflusst (Abb. 7).



Abb. 7: Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen in Baggerseen

Die lagerstättenbedingten Einflüsse können bodenmechanisch bestimmt werden oder liegen als äußere Randbedingungen vor und finden so im üblichen Standsicherheitsnachweis für Böschungen Berücksichtigung. Anders ist es mit den geräte- und gewinnungsverfahrenbedingten Einflüssen. Der Übersicht in Abb. 7 ist zu entnehmen, dass auch durch die Wahl des Abbaugeräts und des Abbauverfahrens eine Einflussnahme auf die Böschungsgeometrie erfolgen kann. Die Erfassung dieser Einflüsse auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen ist nicht einfach und kann zunächst nur über Beobachtungen an einem laufenden Abbau erfolgen.

Die gerätebedingten Einflüsse ergeben sich in erster Linie aus der Wahl des eingesetzten Lösewerkzeugs. Hierbei unterscheidet man, ob das Lösewerkzeug mechanisch oder hydraulisch arbeitet. Außerdem kann das Lösewerkzeug nicht zwangsgeführt oder zwangs-

geführt arbeiten. Die gerätespezifischen Abgrabungsprofile sind von PATZOLD/BODE in [9] beschrieben.

Die gewinnungsverfahrenbedingten Einflüsse ergeben sich aus den betrieblichen Vorgaben. Werden nicht zwangsgeführte Lösewerkzeuge beim Abbau eingesetzt, so kommt es zu unkontrollierten Böschungsbaggerungen in deren Folge sich die natürliche Böschungsneigung des nachgerutschten Materials unter Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse einstellt. Eine definierte Modellierung der Unterwasserböschung ist mit diesem Verfahren nicht möglich, so dass genehmigungsrechtliche Auflagen nur durch einen ausreichenden Sicherheitsabstand zur Genehmigungsgrenze eingehalten werden können. Es ergeben sich erhebliche Gewinnungsverluste.

Bei zwangsgeführtem Lösewerkzeuge ist das Abbaugerät in der Gewässersohle oder an Land verankert und das Lösewerkzeug ist fest mit dem Gerät verbunden, so dass die Böschung kontrolliert abgebaut werden kann. Eine Möglichkeit der kontrollierten Baggerung ist das sogenannte „Box-Cut“-Verfahren. Bei diesem Verfahren werden Strossen geringer Mächtigkeit mit steilen Böschungsneigungen gebaggert, die dann planmäßig zu Bruch gehen. Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz eines Böschungsprofilcomputers. Dabei werden Position des Lösewerkzeugs, Vortrieb, Verholkräfte der Seitenwinden, Schwenkgeschwindigkeit, Pumpendaten und Profilvergaben fortlaufend gemessen und in einem Computer verarbeitet. Der Computer steuert anschließend die Baggerung, so dass das Böschungsprofil mit relativ hoher Genauigkeit hergestellt werden kann.

4 Messtechnische Erfassung der Abbaugeometrie

4.1 Allgemeines

Mit Hilfe von Abbaukontrollanlagen soll bei der Gewinnung oberflächennaher Rohstoffe, insbesondere im Nassabbau von Lockergesteinen, eine Reduzierung der Gewinnungsverluste und die Vermeidung von Böschungsüberbaggerungen sichergestellt werden. Dies geschieht durch eine kontinuierliche und direkte Information des Baggermeisters während des Gewinnungsprozesses über alle für den Abbau wesentlichen Daten [1]. Im einzelnen sind dies:

- Vorgegebene Feldesgrenzen, Abbaugrenzen, Böschungsneigungen, Gewinnungshorizonte
- Gewinnbare Mächtigkeit an der aktuellen Baggerposition
- Baggerhindernisse, Zwischenmittel, Besonderheiten des Vorkommens
- Aktuelle Position des Lösewerkzeugs (Greifer, Tieflöffel, Schneidkopf/-rad, Saugkopf) bei einer Positionsgenauigkeit < 2 m
- Jeweils tiefste Position (Lage und Teufe) des Lösewerkzeugs
- Gebaggerte Morphologie der Gewässersohle
- Erfolg des angestrebten flächenhaften Abtrags durch Markierung nicht ausreichend ausgebeuteter Feldteile (Abb. 8)
- Ist-Böschungen während der Baggerung
- Böschungsrutschungen im Bereich des Gewinnungsgerätes
- Erfassung von Betriebsdaten

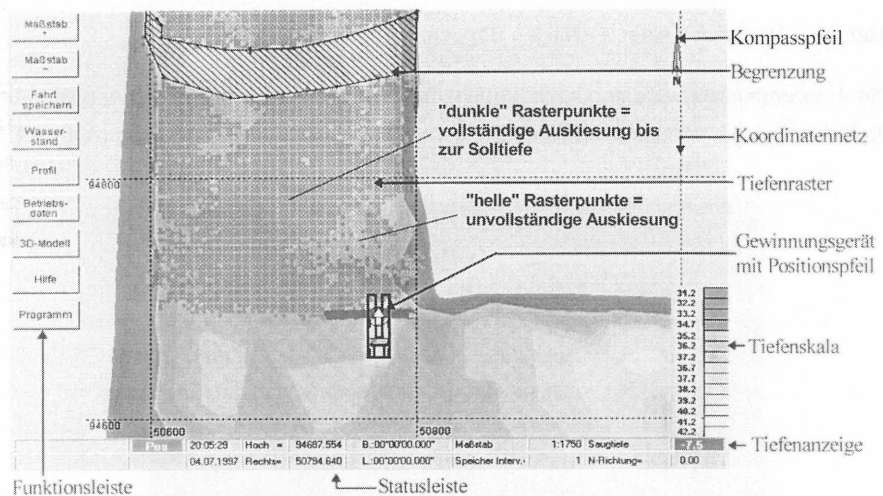


Abb. 8: Erfolgskontrolle der Baggerung durch Darstellung eines Tiefenrasters [1]

Zusätzlich zu der an Bord des Nassbaggers installierten Rechneranlage erfolgt die Abbauplanung im Büro. Mit der Büroauswertungs-Software können alle Informationen über den Bauablauf der letzten Tage, Wochen oder Monate abgerufen werden. Dabei handelt es sich insbesondere um die Position des Baggers und die erreichte Tiefe des Lösewerkzeugs (Abb. 9).

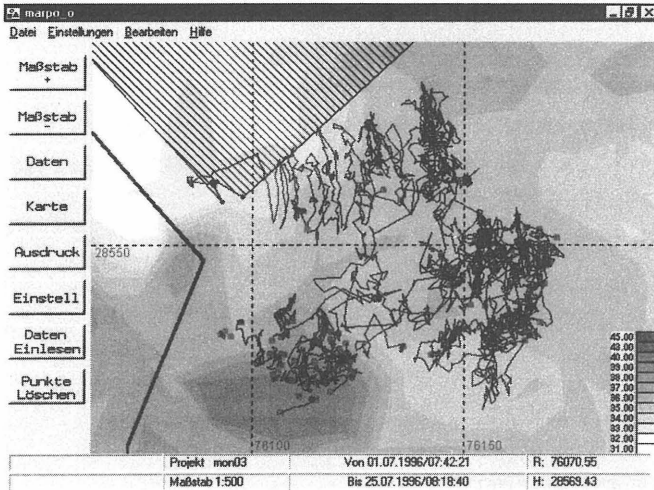


Abb. 9: Verholweg einer un stetigen Bag gerung mittels Greiferbagger [1]

Die Auswertungssoftware ermöglicht zudem den Ausdruck maßstabsgerechter Karten und Profilschnitte, aus denen die erreichte Bag gerqualität abgelesen werden kann (Abb. 10).

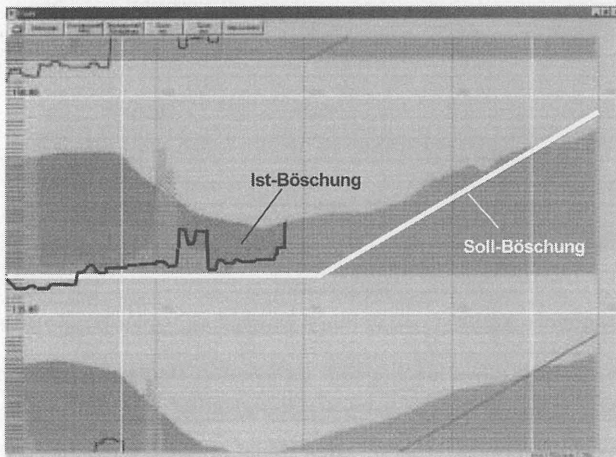


Abb. 10: Profilschnitt zur Erfolgskontrolle. Vergleich der Soll- und Ist-Böschung [1]

4.2 Messtechnische Einrichtungen an Bord des Nassbaggers

Für die Kontrolle der Baggerung sind geeignete Orientierungshilfen an Bord des Nassbaggers notwendig. Um den Abbau systematisch zu steuern, ist es erforderlich neben dem Baggerort auch die Zeit und die erreichte Tiefe zu registrieren. Für die genaue Datenerfassung des Abbauvorgangs wird ein dGPS-Empfänger mit einem besonders leistungsfähigen Sonar kombiniert.

Die 3D-Positionsbestimmung mit GPS (*Global Positioning System*) beruht auf dem Prinzip der Streckenmessung. Die Koordinaten eines unbekannten Punktes ergeben sich dabei aus der Messung der Strecken zwischen drei bekannten Punkten zum unbekannten Punkt. Beim GPS sind die bekannten Punkte die Satelliten. Das Gesamtkonzept der GPS-Vermessung gliedert sich in drei Hauptteile, dem Weltraumsegment, dem Kontrollsegment und dem Benutzersegment. Das Weltraumsegment besteht aus 24 Satelliten, die in 6 Bahnen mit jeweils vier Satelliten die Erde innerhalb von 12 Stunden in einer Höhe von rund 20200 km umkreisen und permanent codierte Radiosignale aussenden. Neben Sender, Empfänger und Antenne sind die Satelliten mit Atomuhren ausgestattet, da die korrekte Zeitübermittlung die Genauigkeit der Vermessung bestimmt.

Das Kontrollsegment setzt sich aus einer Master Control Station (MCS) in Colorado Springs (USA) und weltweit vier weiteren Monitorstationen zusammen. Die vier Stationen sammeln die Daten der jeweils sichtbaren Satelliten und senden diese an die MCS weiter. Hier werden die Uhrfehler zwischen Empfänger- und Satellitenuhr und die Parameter für die zukünftigen Satellitenbahnen berechnet. Diese Daten werden über Bodenantennen an die Satelliten gesendet und von dort als Datensignal an die Empfänger, dem sogenannten Benutzersegment, weitergeleitet. Die empfangenen Datensignale dienen der Positionsbestimmung.

Das differentielle GPS (dGPS) nutzt die Genauigkeit einer GPS-Satellitenvermessung voll aus, indem zwei Empfänger gleichzeitig eingesetzt werden. Dazu wird ein Empfänger während der gesamten Messzeit auf einem koordinatenmäßig bekannten Punkt, dem sogenannten Referenz- oder Basispunkt, aufgestellt. Der zweite Empfänger ist ein mobiler Empfänger und dient zur Registrierung der aufzunehmenden Punkte (Abb. 11). Die Entfernung zwischen den zwei Empfängern zu mindestens vier der 24 Satelliten wird gleichzeitig gemessen. Die Referenzstation liefert das erforderliche Korrektursignal zur Berechnung der genauen Lage der mobilen Station.

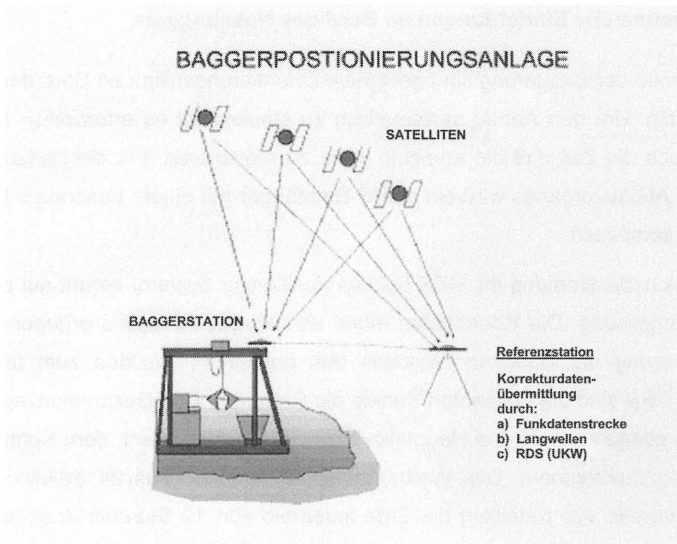


Abb. 11: Baggerpositionierungsanlage

Die Position des Baggergeräts wird mit Hilfe von dGPS und einem Digitalkompass an Bord des Nassbaggers bestimmt. Die Positionsgenauigkeit liegt im Dezimeterbereich (im ungünstigsten Fall bis zu 2 m) und hängt von der Zahl der empfangenen Satelliten sowie deren Position in der Umlaufbahn ab. Für die Kontrolle der Baggerung ist aber nicht nur die Lage des Baggers ausschlaggebend, sondern auch die Position des Lösewerkzeugs. Die Bestimmung der Tiefenlage des Lösewerkzeugs erfolgt über eine Druckmessdose oder einen Winkelmesser. In Kombination mit der Satellitenvermessung kann damit Lage und Tiefe des Lösewerkzeugs berechnet werden. Die Positionsdaten von Bagger und Lösewerkzeug werden auf den Computer übertragen und dort weiterverarbeitet. Sowohl die Position des Baggers im Abbaufeld als auch der zugehörige Verlauf der Baggerung an der Sohle kann dargestellt werden.

Das Baggersonar (sonar = *sound navigation and ranging*) bietet die Möglichkeit, die Gewässersohle unter und im Umfeld des Nassbaggers flächig auszuloten und damit Profilschnitte in beliebiger Richtung darzustellen. Das Baggersonar ist bei neueren Gewinnungsgeräten fest auf dem Gerät installiert, so dass Baggerfeld und Böschungsbereiche auch während des Gewinnungsbetriebs fortlaufend kontrolliert werden können.

Vor der Durchführung des Echolot-Scans muss das Lösewerkzeug gezogen und ca. 5 bis 10 Minuten abgewartet werden, bis sich aufgewirbeltes Material abgesetzt hat. Ein Rotor dreht den Scanner in definierten Winkelschritten um 360° um seine horizontale Achse. Bei jedem Schritt wird der vertikale Verlauf des Untergrunds gemessen.

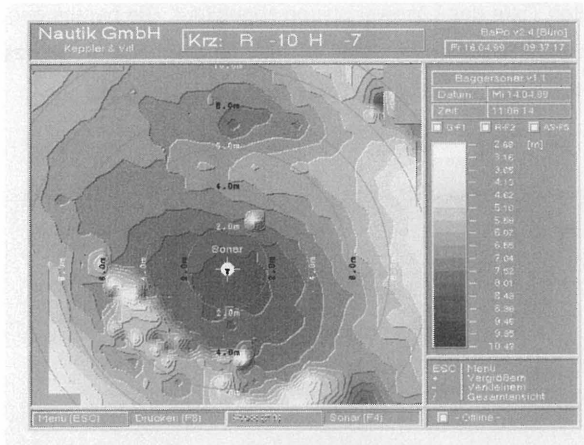


Abb. 12: Vom BaggerSonar aufgezeichnetes Bild der Gewässersohle

Die Messdaten werden dann positionsabhängig vom Rechner verarbeitet. Nach Durchlauf aller Winkeleinstellungen (Dauer ca. 10 Minuten) wird ein Bild der Gewässersohle dargestellt (Abb. 12). Der große Vorteil des 360°-Echolots gegenüber der herkömmlichen Echolotpeilung ist, dass ein räumliches Bild der Gewässersohle aufgenommen wird und sich einstellende Böschungsneigungen, gegebenenfalls zulaufendes Material und die Morphologie der Gewässersohle in aktualisierter Form bereits während der Baggerung auf dem Bildschirm angezeigt werden.

4.3 Erläuterung der Kontrollmöglichkeiten an einem Beispiel

Die Daten, die während der Baggerung aufgezeichnet werden, geben einen Überblick über die aktuell gebaggerten Abbautiefen. Die Auswertungssoftware ermöglicht neben dem Ausdruck eines farbigen Geländemodells (Abb. 8) auch den Ausdruck von Profilschnitten an beliebigen Stellen der Lagerstätte.

In Abb. 13 ist so ein Profilschnitt gezeigt. Dargestellt sind die Ergebnisse der geologischen Aufschlusserkundungen, also die Mächtigkeit des Rohstoffs, die Lage des Liegendhori-

zontes und, falls vorhanden, auch Zwischenmittel. Die helle Linie zeigt den Sollhorizont an, also die genehmigungsrechtlich vorgegebene Abbautiefe. Ebenso wie der Sollhorizont kann natürlich auch die einzuhaltende Böschungsneigung angezeigt werden, wenn man sich mit dem Profilschnitt im Böschungsbereich befindet. Das Gewinnungsgerät ist schematisch mit der aktuellen Tiefe des Lösewerkzeugs abgebildet. Die bereits abgebaute Fläche ist gegenüber der ursprünglichen Mächtigkeit heller unterlegt. Die schwarze Linie zeigt das aktuelle, mit dem 360°-Sonar bestimmte Profil der Gewässersohle.

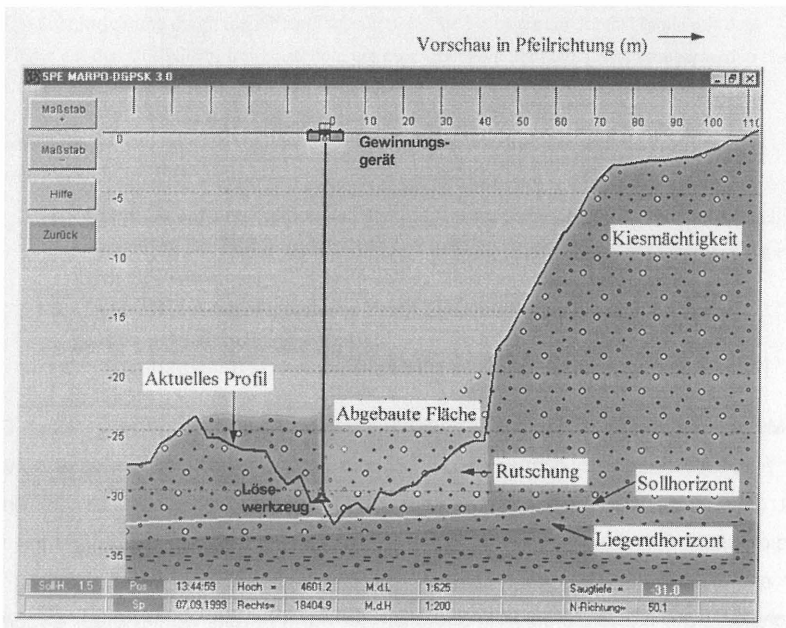


Abb. 13: Beispiel der Profilschnitt einer Abbaufäche [1]

Aus dem Verlauf der schwarzen Linie gegenüber der bereits abgebauten Fläche lassen sich Rutschungen sowohl in der Abbaufäche als auch im Böschungsbereich sofort erkennen, so dass schon während des Abbaus auf die Rutschungen z. B. durch Nachbaggerung reagiert werden kann.

Mit dieser Art der Kontrolle kann aber nicht nur eine Optimierung des Abbaus erfolgen, das System kann auch zur Beobachtung von Rutschungen genutzt werden. Durch die kontinuierliche Aufzeichnung der Baggerung kann das Böschungsbruchverhalten im

Nassabbau untersucht werden und ein größeres Verständnis für die tatsächlich auftretenden Rutschungsmechanismen erlangt werden. Der Standsicherheitsnachweis für Unterwasserböschungen soll damit verbessert und den tatsächlichen Einflüssen angepasst werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In Deutschland sind Sand und Kies mengenmäßig die wichtigsten Rohstoffe. Aufgrund der vielfach weit fortgeschrittenen Ausschöpfung der zum Abbau genehmigten Lagerstätten und einer gleichzeitig nur bedingt möglichen räumlichen Erweiterung der Abbaugebiete zeigen sich bereits Verknappungstendenzen. Im Sinne der Ressourcenschonung ist daher eine optimale Auskiesung von Sand- und Kieslagerstätten erstrebenswert. Aus der sowie schon schwierigen Bewilligung von neuen Abgrabungsgenehmigungen ergibt sich, dass die Rohstoffe immer mehr unterhalb des Grundwasserspiegel auf Flächen mit ungünstigen geologischen und hydraulischen Eigenschaften erschlossen werden müssen. Dies führt zwangsweise auch zur Frage nach der Standsicherheit der entstehenden Unterwasserböschungen.

Um eine vollständige Auskiesung des Abbaugebietes und eine möglichst exakte Einhaltung der Genehmigungsgrenzen zu erreichen, werden in letzter Zeit Abbaukontrollanlagen, die fest auf dem Nassabbaugerät installiert sind, eingesetzt. Diese messtechnische Überwachung von Baggerungen kann aber nicht nur zur Kontrolle des Abbaus eingesetzt werden, sondern ebenso für die Beobachtung der Bruchvorgänge beim Böschungsbruch. Durch die Auswertung der Daten aus Abbaukontrollanlagen, die in verschiedenen Kies- und Sandabbaugebieten in Deutschland eingesetzt werden, sollen in Zukunft Aussagen über das tatsächliche Böschungsbruchverhalten beim Sand- und Kiesabbau gemacht werden.

Ziel dieser Auswertungen ist es, ein Nachweiskonzept für die Standsicherheit von Unterwasserböschungen zu entwickeln, das einen Kompromiss zwischen der erforderlichen geotechnischen Standsicherheit, dem ausreichenden Sicherheitsabstand zu schutzwürdigen Objekten und der sinnvollen Ausbeutung der vorhandenen Lagerstätte selbst unter ungünstigen geologischen Verhältnissen darstellt.

Literatur

- [1] ARBEITSGEMEINSCHAFT VPC&SPE: Abbaukontrollanlage und Abbaukontrollsystem MARPO_DGPS_K Version 5.0 mit zugehöriger Bedienungsanleitung
- [2] DANIELS, A.: „Untersuchung zur Restkiesgewinnung aus Sand- und Kieslagerstätten, Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Geowissenschaften der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation 1996
- [3] DIE INDUSTRIE DER STEINE + ERDEN, Ausgabe 3/98: „Nassgewinnung von Sand und Kies“
- [4] DRINKGERN, G.; JUNGSMANN, A.: „Konzepte moderner Sand- und Kiesaufbereitungsanlagen“, Aufbereitungs-Technik, Jg. 34 (1993), H. 1, S.2-17
- [5] FRÖHLICH, H.; GRIMM, S.: Punktbestimmung mit GPS für Einsteiger, Ferd. Dümmlers Verlag, Bonn, 1995
- [6] KOENSLER, W.: Sand und Kies – Mineralogie, Vorkommen, Eigenschaften, Einsatzmöglichkeiten, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart 1989
- [7] LANGER, A.; VOSS, H.-H.: „Standsicherheit von Unterwasserböschungen in Lockergesteinen im Spannungsfeld zwischen Gewinnung, technischer Sicherheit und Genehmigungsverfahren“, Zeitschrift für angewandte Geologie Jg. 47 (2001), H. 1, S.3-4
- [8] MEYER, H.; FRITZ, L.: „Unterwasserböschungen aus Sicht der Bodenmechanik“, Zeitschrift für angewandte Geologie Jg. 47 (2001), H. 1, S.4-7
- [9] PATZOLD, V.; BODE, G.: „Herstellung und Ausbildung von Unterwasserböschungen in Baggeeseen“, Zeitschrift für angewandte Geologie Jg. 47 (2001), H. 1, S.17-22
- [10] STOLL, R. D.; SCHWARZKOPP, F.; BUSCHMANN, M.: „Gewinnungsverfahren für Kies und Sand Teil 1: Geräte“, Aufbereitungs-Technik, Jg. 33 (1992), H. 3, S.119-130
- [11] STOLL, R. D.; SCHWARZKOPP, F.; BUSCHMANN, M.: „Gewinnungsverfahren für Kies und Sand Teil 2: Technisch/wirtschaftlicher Vergleich“, Aufbereitungs-Technik, Jg. 33 (1992), H. 6, S.301-308
- [12] TASCHENBUCH FÜR BERGINGENIEURE 2002 - Mining Engineers, 53. Jahrgang, Verlag Glückauf GmbH, Essen

Anschriften:

Dipl.-Ing. Andrea Richwien
Technische Universität Clausthal
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen
Erzstraße 18
38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel.: 05323/72-3699
Fax: 05323/72-2479
E-Mail: Andrea.Richwien@tu-clausthal.de

Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer
Technische Universität Clausthal
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen
Erzstraße 18
38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel.: 05323/72-2295
Fax: 05323/72-2479
E-Mail: Norbert.Meyer@tu-clausthal.de

Dr.-Ing. Albert Daniels
A. Habermann GmbH & Co. KG
Goethestraße 12
58453 Witten
Tel.: 02302/6606-168
Fax: 02302/690564
E-Mail: Dr.Daniels@habermann-gmbh.de

Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Krafteinleitungsstrecke von Verpreßankern

Dipl.-Ing. Klaus Dietz, Stump Spezialtiefbau GmbH Langenfeld
Dipl.-Ing. Andrea Graupner, GESO GmbH Jena
Dipl.-Ing. Detlef Hofmann, BAM Berlin

1. Einleitung

Die Dimensionierung der Krafteinleitungsstrecke von Verpreßankern erfolgt auf der Grundlage von langjährigen Erfahrungen. Es werden dabei die Ergebnisse von durchgeführten Eignungsprüfungen berücksichtigt, indem die dabei ermittelten Mantelreibungswerte angesetzt werden. Die genaue Länge der Kraftübertragung in den Untergrund wird jedoch nicht ermittelt. Daraus folgt, daß die Verpreßstrecken normalerweise überdimensioniert sind. Durch direkte Messung von Verformungen im Bereich der Krafteinleitungsstrecke ist es möglich, die genaue Länge der Kraftübertragung zu bestimmen. Auf diese Weise können kürzere und damit wirtschaftlichere Krafteinleitungsstrecken festgelegt werden. Es stehen zwei optische Meßverfahren zur Verfügung, die mit der geforderten Genauigkeit solche Messungen ermöglichen.

2. Meßsysteme

2.1 Lichtwellenleiter

Bei diesem Meßprinzip werden auf einer optischen Faser (Durchmesser 140 µm) Reflektoren eingebaut. Ein Meßquerschnitt wird durch zwei Reflektoren gebildet. An den Reflektoren wird der in die Faser eingestrahlte Impuls einer Lichtdiode partiell reflektiert und von einer Photodiode im Meßgerät empfangen (Abbildung 1). Der Abstand der Reflektoren richtet sich nach der jeweiligen Meßaufgabe; der minimal mögliche Abstand ist ca. 15 cm. Die Stelle an der sich der Reflektor in der optischen Faser befindet wird durch eine kleine zylindrische Hülse mit einem Durchmesser von ca. 1 mm geschützt. Die

Verformung eines Meßabschnittes wird mittels OTDR-Verfahren auf folgende Weise ermittelt: Vom Gerät aus wird ein gewünschter Meßpunkt angepeilt. Die Hin- und Rücklaufzeit eines sehr schmalen Laserimpulses (etwa 3 ns breit) bis zu diesem Meßpunkt wird mit einer Meßunsicherheit von wenigen ps exakt eingemessen. Die Längenänderung zwischen den betreffenden Reflektoren wird aus dem Laufzeitunterschied zwischen der Nullmessung und der nach der Deformation durchgeführten Messung ermittelt.

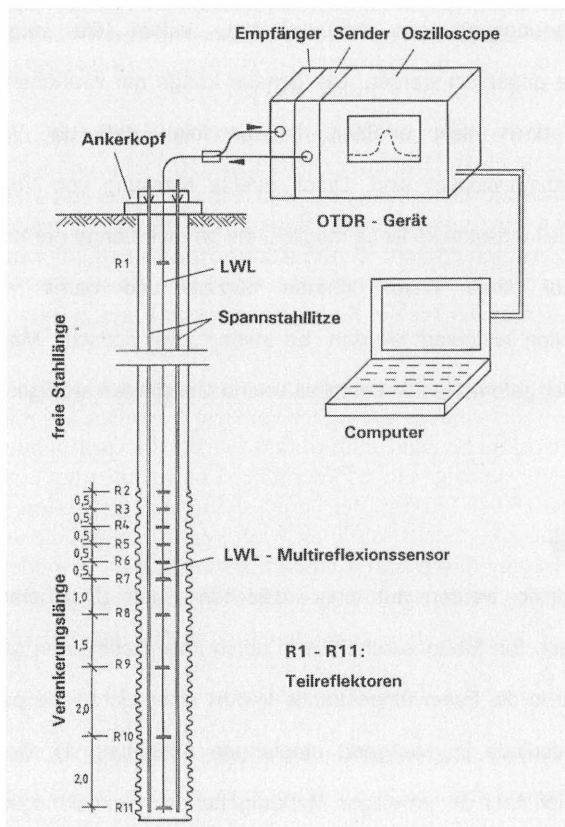


Abbildung 1: Meßprinzip Lichtwellenleiter

2.2 Faser- Bragg-Gitter

Faser-Bragg-Gitter werden als Sensoren für Dehnungs-, Vibrations- und Druckmessung in der Meßtechnik verwendet. Bragg-Gitter setzen sich aus einer Vielzahl von Reflexionsstellen im Kern einer Glasfaser, die als Lichtwellenleiter zum Einsatz kommt, zusammen. Die Reflexionsstellen sind in eine Folge von aneinandergereihten Schichten mit unterschiedlicher Brechzahl n , an denen beim Entkoppeln von Licht in der Glasfaser Teilreflexe entstehen. In Abhängigkeit von der Brechzahl und der Periodenlänge wird jeweils eine bestimmte Wellenlänge des entkoppelten Lichtes reflektiert. Dieser Fall tritt genau dann ein, wenn die Braggsche-Gleichung erfüllt wird. Licht, dessen Wellenlänge diese Bedingung nicht erfüllt, passiert die Gitter unbeeinflusst. Durch mechanische Beanspruchung (Dehnung oder Stauchung) wird die Bragg-Wellenlänge verändert.

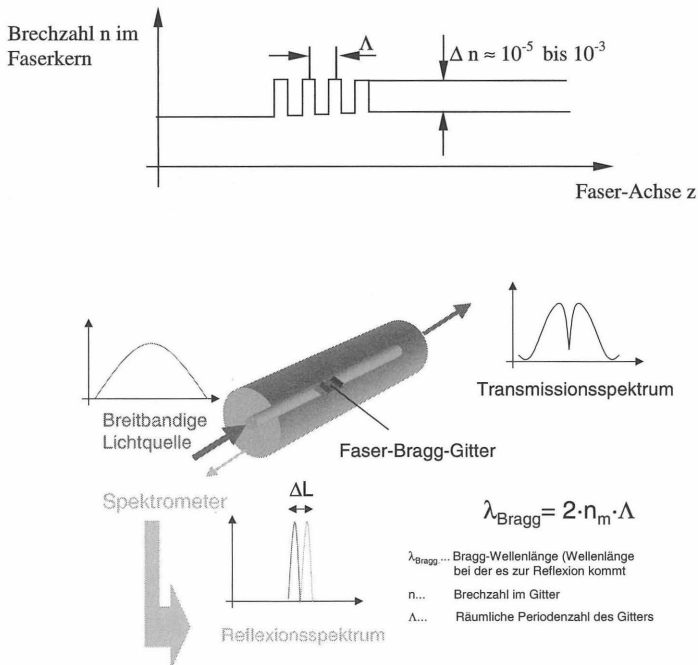


Abbildung 2: Meßprinzip Bragg-Gitter

3. Ausführungsbeispiele

3.1 Edertalsperre

In den Jahren 1992 und 1993 wurde die Standsicherheit der Edertalsperre durch den Einbau von 104 Litzendauerankern System Stump mit einer Ankerkraft von 4.500 kN verbessert (Abbildung 3).

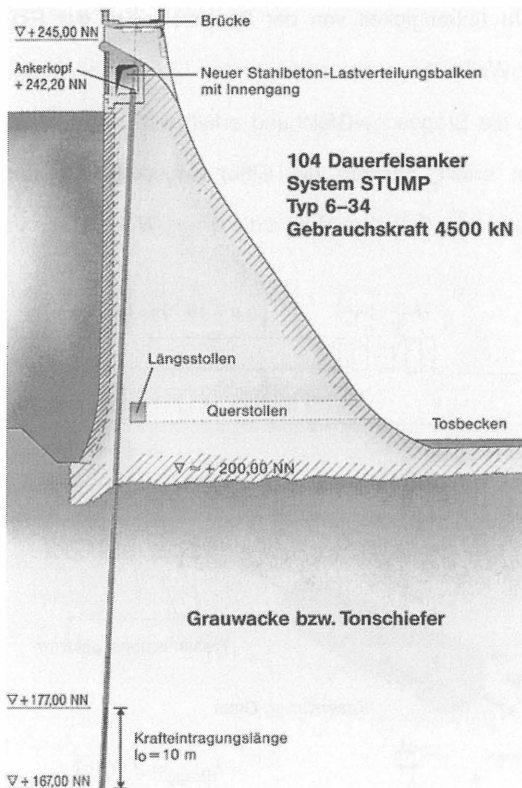


Abbildung 3: Querschnitt Sanierung Edertalsperre

Erstmals wurden in Deutschland Anker mit Gebrauchslasten in dieser Größenordnung hergestellt. Zur Überprüfung der Kräfteinleitungsstrecke wurden Eignungsprüfungsanker

und 10 Bauwerksanker mit Lichtwellenleitersensoren ausgerüstet. Abbildung 1 zeigt die Anordnung der Sensoren über die Ankerlänge. Am Beginn der Krafteinleitungsstrecke wurden die Sensoren im Abstand von 0,5 m angeordnet. Dieser Abstand erweiterte sich zum Ende der Krafteinleitungsstrecke. Die folgende Abbildung 4 zeigt die Ergebnisse der Eignungsprüfung im Tosbecken.

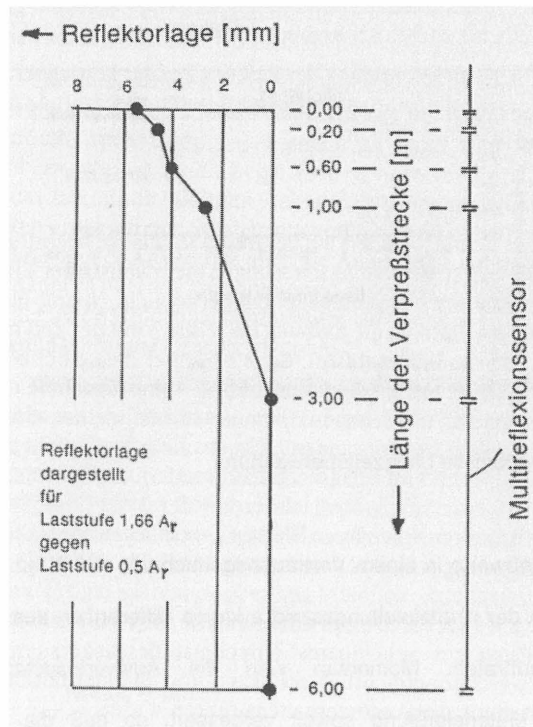


Abbildung 4 Dehnungsverteilung in der Krafteinleitungsstrecke eines Versuchsankers

Bereits nach 3 m ist die Kraft von 7.588 kN in den Felsuntergrund abgeleitet. Zunächst wurden keine weiteren Folgemessungen durchgeführt. Erst im Jahre 1999 wurde das

Meßprogramm fortgeführt. Seit diesem Zeitpunkt erfolgt zweimal jährlich eine Messung der Reflektoren. Die folgende Abbildung zeigt die Meßergebnisse bis zum Sommer 2000.

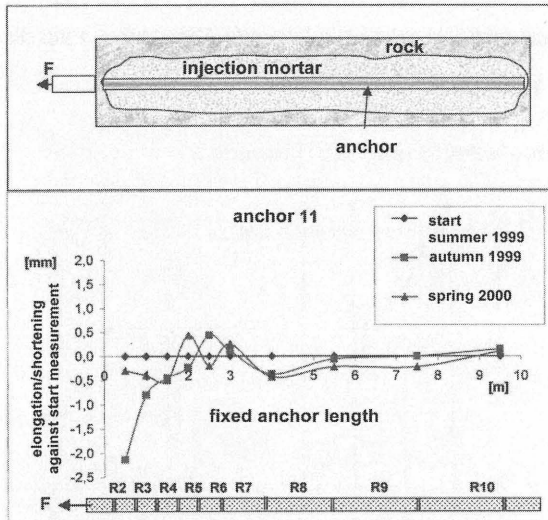


Abbildung 5: Meßergebnisse Langzeitüberwachung

Zur Zeit sind die Meßwerte in einem Vertrauensbereich von $< 0,9$ mm. Es ist erkennbar, daß nur am Beginn der Krafteinleitungsstrecke kleine Differenzen aus der Änderung des Wasserspiegels auftreten. Momentan wird die Auswertesystematik durch die Bundesanstalt für Materialprüfung soweit verbessert, so daß die Meßwerte für ein Vertrauensbereich von 0,25 mm zuverlässig sind. Seit dem ersten Vorspannen hat sich keine Veränderung der Lasteinleitung gezeigt.

3.2 Versuchsanker Langenfeld

An Versuchsankern, die im Technikum der Stump Spezialtiefbau GmbH in Langenfeld hergestellt wurden konnten erstmals Faser-Bragg-Sensoren im Bereich der Krafteinleitungsstrecke von Dauerankern getestet werden. Der Versuchsaufbau ist aus den folgenden Abbildung 6 und 7 zu entnehmen. 3-Litzen-Daueranker mit einer

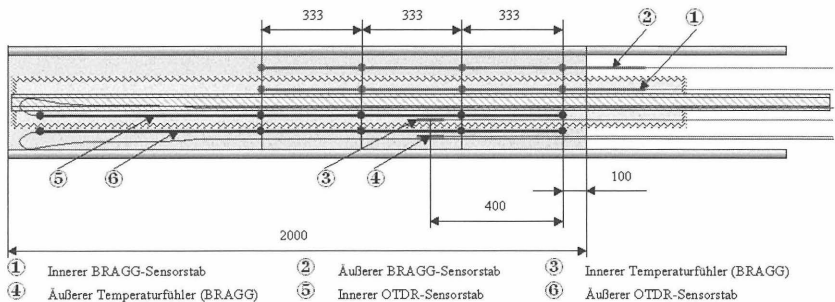


Abbildung 6: Versuchsaufbau Bragg-Gitter-Sensoren

Krafteinleitungstrecke von 2m und einer freien Ankerlänge von 3m wurden in Stahlrohre eingeführt und verpreßt. Die Meßsensoren wurden innen und außen am PE-Ripprohr angebracht.

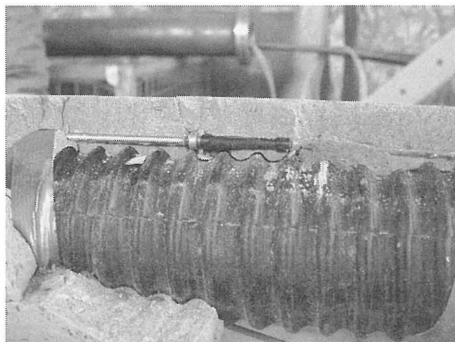


Abbildung 7: Einbettung eines Bragg-Sensors im Bereich der Krafteinleitungstrecke

Nach einer ausreichenden Aushärtezeit wurden an den Ankern Zugversuche in Anlehnung an DIN 4125 durchgeführt. Im Gegensatz zu den Lichtwellenleitersensoren, die mit den Litzen gedehnt werden, messen die Bragg-Gitter-Sensoren Verformungen im Verpreßmörtel. Auf Abbildung 8 ist der gesamte Versuchsverlauf am Anker 1 dargestellt.

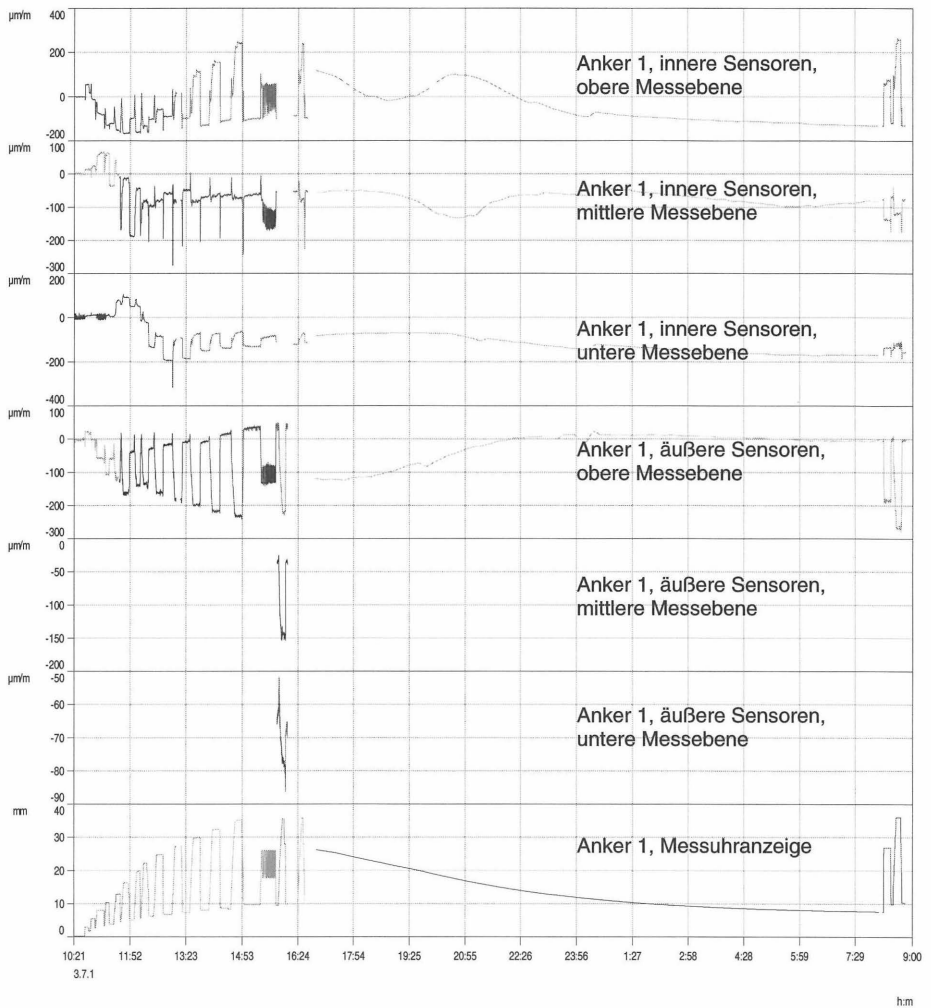


Abbildung 8: Verformungsmeßung mit Bragg-Sensoren Anker 1

Die gemessenen Verformungen zeigen, daß der Verpreßkörper zu Beginn des Versuches zunächst gestaucht wird. Mit der Laststeigerung bildet sich am Anfang der

Krafteinleitungstrecke eine Zugzone, die in Folge der Laststeigerung zum Ankerende wandert. Auch mit dieser Meßmethode kann die tatsächliche Länge der Krafteinleitung bestimmt werden.

4. Zusammenfassung

Die beiden Meßverfahren zeigen, daß es heute möglich ist, kleinste Verformungen in der Krafteinleitungstrecke von Verpreßankern zu messen. Damit stehen nun Verfahren zur Verfügung die es ermöglichen, Krafteinleitungstrecken wirtschaftlicher als bisher zu dimensionieren. Außerdem kann die Langzeitüberwachung der Krafteinleitung direkt erfolgen. Somit wird das Sicherheitsniveau für Verpreßanker entscheidend verbessert.

Autoren:

Dipl.-Ing. Klaus Dietz,

Stump Spezialtiefbau GmbH, Zentrale Technik, Friedrich-Krupp-Str. 18 40764 Langenfeld

Dipl.-Ing. Andrea Graupner,

GESO GmbH Löbstedter Straße 47b, 07749 Jena

Dipl.-Ing. Detlef Hofmann,

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Laboratorium S.12, Unter den Eichen 87 12205 Berlin

Der Einsatz von "pressure pads" in geotechnischen Labor und Modellversuchen

Dr. Jan Laue, Philippe Nater, Ravikiran Chikatamarla, Prof. Sarah Springman

Zusammenfassung

Die Messung von Spannungen in der Geotechnik ist eines der bisher nur unbefriedigend gelösten Probleme in geotechnischen Labor-, Modell- und auch Feldversuchen. Der Einsatz von sogenannten „Pressure Pads“ erlaubt es diese Lücke in der Messtechnik zu füllen. "Pressure Pads" sind druckempfindliche Folien. Mit diesen Folien ist es möglich die Verteilung von Druckspannungen an einer Kontaktfläche zwischen Boden und einer Struktur zu messen. Diese Sensoren wurden ursprünglich für den Einsatz in der Medizin und anderen Hochtechnologiebereichen entwickelt. Sie arbeiten mit einer Auflösung von bis zu 2288 einzelnen Messpunkten (Kontaktstellen) auf einer definierten Fläche. Die Sensoren sind in unterschiedlichen Formen, Grössen und Messbereichen erhältlich. Paikowski & Hajduk (1997) beschreiben und prüfen erstmals den Einsatz dieser Technik in geotechnischen Laborversuchen. Unter anderem für Modellversuche stehen die druckempfindlichen Folien seit Beginn des Jahres 2001 auch dem Institut für Geotechnik der ETH Zürich zur Verfügung. Hauptsächlich wird diese Technik hier in der neuen Trommelzentrifuge des Institutes für Geotechnik der ETH Zürich (Springman et al. 2001) eingesetzt.

Im Rahmen dieses Beitrages wird der Einsatz der druckempfindlichen Folien in geotechnischen Labor- und Modellversuchen beschrieben. Notwendige Adaptionen werden zusammen mit Restriktionen der Technik diskutiert und der Einsatz dieser Technik wird an zwei Beispielen (Druckverteilungsentwicklung unter Flachfundamenten sowie Druckausbreitung bei einem Steinschlag) beschrieben.

1. Einleitung

Die Messung von Spannungen und Spannungsverteilungen an den Schnittstellen Boden – Bauwerk (Interface) ist eine Aufgabe der Versuchstechnik, die mit den herkömmlichen Mitteln der Geotechnik bislang unzulänglich gelöst ist. In der Regel erfolgen diese Messungen direkt durch den Einsatz von Kraftmessdosen oder indirekt über die Erfassung von Verformungen und deren Rückrechnung auf einwirkende (belastende) Spannungen. Dabei werden mit den direkten Methoden Kräfte und/oder Spannungen über eine definierte Fläche erfasst. Dieses kann dann durch eine Kette einzelner Kraftmessdosen an der Schnittstelle Boden Bauwerk oder auch mittels einer Kette von Druckmessdosen im Boden zu einer Spannungsverteilung integriert werden. Die Schwierigkeiten bei dem direkten Einsatz von einzelnen Kraftmessdosen liegt in den unterschiedlichen Steifigkeiten einer Messzelle oder einer Kette von Messzellen. Die Messung der Kraft erfolgt z.B. über die Messung der Verformung einer Membran, die an steiferen Seiten oder Wänden gehalten wird. Dabei entsteht ein Gewölbe im Boden und die gemessenen Werte entsprechen nicht mehr denen, die am idealen System zu erwarten sind. Diese Effekte, die insbesondere auch bei der Messung von Spannungen im Boden auftreten, werden detailliert u.a. von Philips (1995) und Garnier et al. (1999) beschrieben. Der indirekte Einsatz von Kraftmessdosen (z.B. an Wänden) ist möglich, ist jedoch auch in der Grösse der einzelnen Messzellen beschränkt, so dass die flächige Messung einer Verteilung schwierig ist.

Die indirekte Messung von Kraftverläufen aus Verformungen mittels z.B. Dehnungsmessstreifen (DMS) setzt Verformungen voraus. Daher ist es mit diesen Methoden nicht oder nahezu nicht möglich die Spannungsverteilung an starren/steifen Systemen zu erfassen. Für den idealen Fall, dass die Steifigkeit des Systems (beispielsweise einer Wand zur Erfassung von Erddrücken) korrekt modelliert werden kann, muss der Spannungsverlauf mit mathematischen Prozeduren aus einzelnen Messungen zurückgerechnet werden. Dabei muss eine Annahme über den Spannungsverlauf eingeführt werden, die sich aus der Kenntnis des statischen Systems ergibt, letztlich jedoch trotzdem eine, wenn auch realistische Annahme darstellt.

Zerstörungs- – und beeinflussungsfreie Messmethoden zur Messung von Spannungen werden zum Beispiel von Allersma (1987) vorgeschlagen. Allersma ersetzt den Boden durch photoelastische Partikel und kann dann mit der Messung der Intensität von polarisiertem Licht die Spannung im Boden erfassen. Diese Methode ist jedoch nur für Versuche zu empfehlen, die an dünnen zweidimensionalen Modellen und an einem Bodenersatzmaterial durchgeführt werden können. Daher ist der allgemeine Einsatz dieser Methoden nicht gegeben.

Mit den in diesem Aufsatz vorgestellten flexiblen „Pressure Pads“, einer druckempfindlichen Folie, lässt sich die Spannungsverteilung in der Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Boden in Grösse und Verteilung realistisch erfassen. Im Rahmen dieses Aufsatzes wird die Messtechnik und deren notwendige Adaption unter anderem zum Einsatz in der geotechnischen Trommelzentrifuge der ETH Zürich (Springman et al. 2001) beschrieben. Die Prozeduren zur Equilibrierung und Kalibrierung der Sensoren werden zusammen mit den ersten Erfahrungen beim Einsatz dieser Geber (Paikowski & Hajduk, 1997; Paikowski 2001, Laue 2001) vorgestellt. Detaillierter wird die Anwendung der Pressure Pads am Beispiel von zwei Forschungsprojekten des Institutes für Geotechnik beschrieben.

Eines der beiden Forschungsprojekte befasst sich mit dem Tragverhalten von Flachfundamenten auf geschichtetem Boden. Zur Beschreibung des Tragverhaltens im Gebrauchszustand wie auch bei der Interpretation des Grenzzustandes ist die Kenntnis der Spannungsverteilung unter dem Fundament ein wichtiger Indikator zur Erfassung der wirkenden Mechanismen. Die Entwicklung der Spannungsverteilung unter einem Fundament kann mit den Sensoren gemessen und in Abhängigkeit der Beanspruchung bzw. des Beanspruchungsgrades betrachtet werden, z.B. lassen sich Lastumlagerungen und der Einfluss von Verformungen lokalisieren. Die Untersuchung des kompletten Lastbereiches eines Fundaments gibt Aufschluss über das reale Tragverhalten zwischen den durch die Theorien zum elastischen Tragverhalten unter kleinen Lasten (Boussinesq 1885) und dem Bruchverhalten (Prandtl 1920) beschriebenen Mechanismen in den Grenzbereichen.

Das zweite in diesem Beitrag beschriebene Forschungsprojekt befasst sich mit dem Einfluss von Steinschlägen auf Schutzbauwerke. Hier werden die "Pressure Pads" auf der

Decke der modellierten Galerie eingesetzt um die Wirkung unterschiedlicher Deckschichten auf einen Steinschlag hinsichtlich Dämpfung und Lastausbreitung zu erfassen.

2. Aufbau der Messtechnik

Die eigentliche Messkette besteht aus drei Komponenten (Bild 1). Dem Sensor, einer sogenannten Handle, die einen 8 bit A/D Wandler enthält und einer speziellen Daten Erfassungskarte, die in einen freien Slot in einem PC installiert, oder über die Druckerschnittstelle extern angesprochen werden kann. Die Datenerfassungskarte beinhaltet neben der reinen Erfassung der Messgrößen auch die Auswertesoftware, deren Möglichkeiten im Rahmen der Beispiele gezeigt wird.

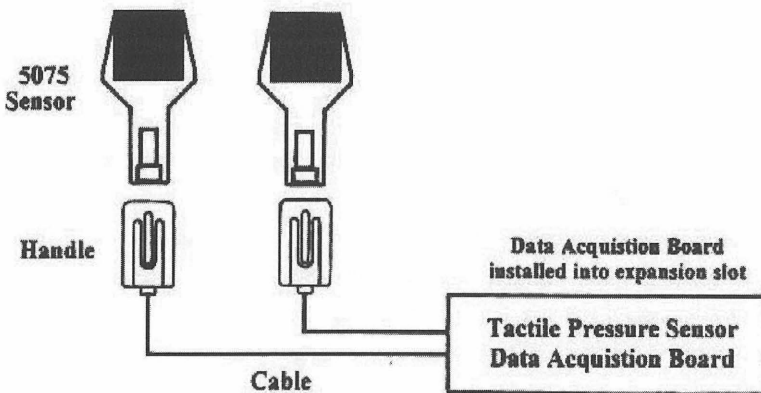


Bild 1: Zusammenstellung der wesentlichen Komponenten der Messkette (nach Paikowski & Hajduk, 1997)

Bild 2 zeigt den Aufbau der einzelnen druckempfindlichen Folien. Sie bestehen aus einem orthogonalen Netz aus dünnen Linien leitender Tinte, die unter Druckbelastung den Widerstand ändert. Dieses Netz ist von einem Halbleiter umgeben. Jede einzelne Schnittstelle dieses Netzes beschreibt einen Netzpunkt. Der minimale Abstand der druckempfindlichen Linien beträgt 0.6 mm. Der maximal zur Zeit erhältliche Abstand beträgt 13.2 mm.

Aus der Grösse und der Geometrie der gewählten Sensoren (es sind unterschiedliche Formen z.B. kreisförmig, rechteckig oder quadratisch sowie unterschiedliche Grössen bis zu 500 * 500 mm erhältlich) und der Anzahl der einzelnen senkrecht aufeinanderstehenden Leiter ergibt sich die Anzahl der Messpunkte und die Dichte der Ablesung. Geschützt wird dieses Messnetz, durch zwei aussenliegende Polyesterfolien. Die Einsatzbereiche liegen zwischen 0- 14 kPa für sehr kleine und 0-175 MPa für grosse Belastungen.

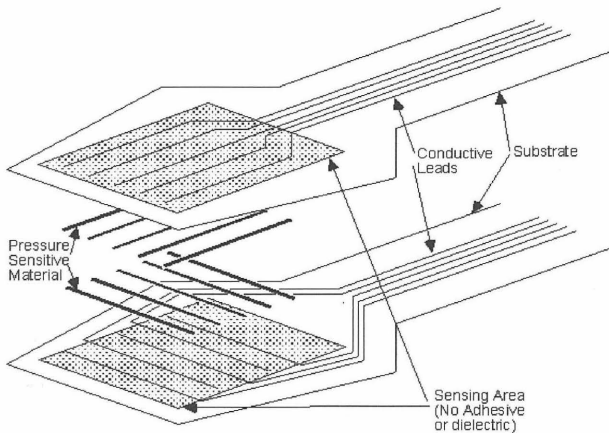


Bild 2: Aufbau eines Sensors (TEKSCAN 2002)

Die Widerstände werden einzeln gescannt und über die leitenden Bahnen zum A/D Wandler in der "Handle" geführt. Die Abtastrate kann flexibel bis zu einer maximalen Abtastrate von 250000 Messpunkten pro Sekunde eingestellt werden. Abtastraten von weniger als ein Wert pro Stunde sind ebenfalls möglich. Mit speziell entwickelten Systemen für besondere Anwendungen lassen sich Abtastraten von bis zu 50 Millionen Messpunkten pro Sekunde erreichen.

3. Das System des Institutes für Geotechnik der ETH Zürich

Das an der ETH Zürich verwendete System ist im Bild drei dargestellt. Zur Zeit werden Sensoren mit einer rechteckigen Messfläche von $5,6 \times 5,6$ cm verwendet. Insgesamt stehen damit bei einem Abstand der Linien aus leitender Tinte 44 Messlinien in beiden Richtungen resultierend in 1936 Messstellen auf dieser Fläche zur Verfügung. Sensoren dieser Familie sind in verschiedenen Grössen und in unterschiedlichen maximalen Messbereichen erhältlich. Für unterschiedliche Einsatzgebiete sind drei verschiedene maximale Messbereiche beschafft worden, wobei die Auflösung zur Erstellung graphischer Darstellungen in 13 Schritten manuell im Rahmen des Messbereiches eingestellt werden kann. Neben herkömmlichen Graphen, die aktuelle Messwerte angeben ist weiter die Darstellung von Konturen oder dreidimensionalen farbigen Bildern möglich. Mit dem mitgelieferten System ist dabei eine Abtastrate von 137 Hz maximal erreichbar.

Für den Einsatz in einer geotechnischen Zentrifuge müssen an dem ursprünglichen System Anpassungen durchgeführt werden, deren Notwendigkeit sich aus dem Einfluss des erhöhten Schwerfeldes auf die Hardware wie auch aus der Datenübertragung ergeben. Diese sind im wesentlichen bereits von Springman et al. (2002) beschrieben worden und sollen hier nur nochmals kurz zusammengefasst werden.

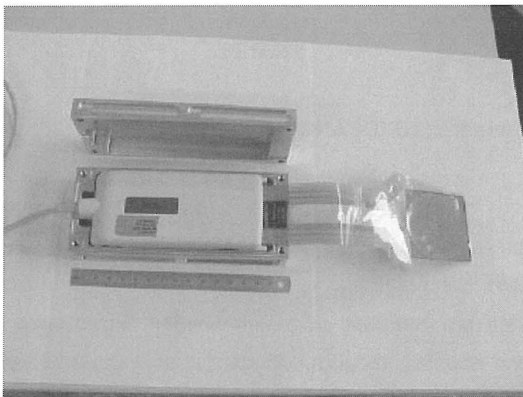


Bild 3: Photo des in Zürich eingesetzten Systems aus Sensor und A/D Wandler in der "Handle"

Im Unterschied zum Einsatz in Labor und Feld müssen die Hardwarekomponenten beim Einsatz in einer geotechnischen Zentrifuge gegen den Einfluss des erhöhten Schwerefeldes und damit gegen ein erhöhtes Eigengewicht geschützt werden. Daher war es erforderlich, die "Handle", die den A/D Wandler enthält in ein Gehäuse aus Aluminium einzubauen und die Lasten an Verbindungsteilen innerhalb der "Handle" direkt gegen diesen Kasten aufzulagern. Der Kasten ist so dimensioniert, dass er in alle Richtungen dem Schwerefeld ohne Funktionsverlust ausgesetzt werden kann. Dieses ist bislang mit Erfolg bis zu einem erhöhten Beschleunigungsniveau von 50g getestet worden.

Neben dem Schutz der "Handle" ist der Einbau der PC Karte im rotierenden Bereich von besonderer Wichtigkeit. Die "Handle" muss nahe am Sensor angebracht sein. Daher wurde für die Versuche in der geotechnischen Zentrifuge in Zürich die PC Karte „On Board“ behalten. Sie wurde zusammen mit einer schnellen Messwertkarte und einer Videoaufzeichnungs- und Überwachungskarte in einen PC in einem der "Aktuatorgehäuse" (vgl. Bild 4) eingebaut. An dieser Stelle ist der zusätzliche PC gegen Einwirkungen von aussen geschützt, und durch die Lage des Aktuatorgehäuses im inneren Bereich nahe der rotierenden Achse ist die Belastung aus dem zusätzlich Schwerefeld bedeutend kleiner als in Höhe des eigentlichen Versuchs. Die Steuerung des PC's erfolgt über eine Netzwerkschnittstelle (LAN + Ethernet Card) und einer Glasfaserdrehdurchführung Ethernet Verbindung von einem PC im Kontrollraum mittel einer speziellen Software (Timbuku).

Eine weitere wünschenswerte Verbesserung, die sich nicht nur auf den Einsatz in geotechnischen Zentrifugen beschränkt, ergibt sich aus der Länge des Verbindungsstückes zwischen dem eigentlichen Sensor und dem A/D Wandler. Zur Vergrößerung der Flexibilität des Einsatzes der Sensoren sollten Verlängerungsstücke auf dem Markt sein, die ein flexibleres Positionieren der "Handle" ermöglichen. Diese wurden leider vom Markt genommen und werden zur Zeit neu entwickelt.

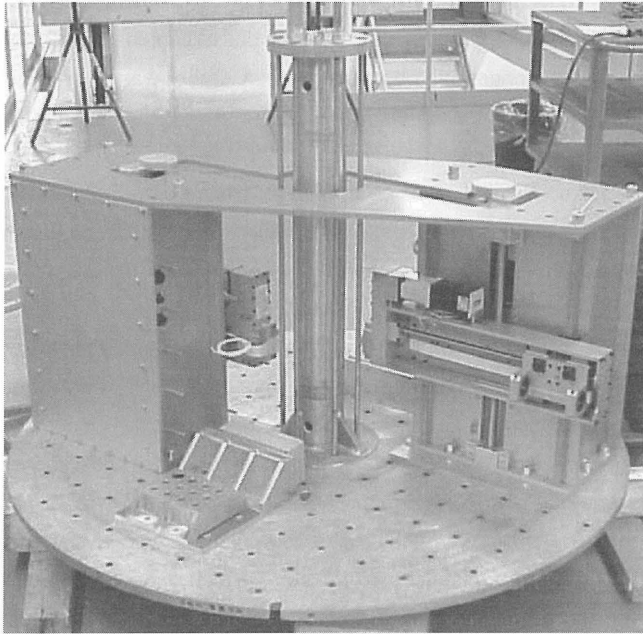


Bild 4: Werkzeugplattform der Trommelzentrifuge Zürich. In Vordergrund ist eine der zwei Belastungseinheiten zu sehen die am Gehäuse der Belastungseinrichtung gehalten ist. In diesem Gehäuse sind die Steuerungseinheiten wie auch die PC Karte zur Auswertung der Daten der druckempfindlichen Folien untergebracht.

4. Equilibrierung und Kalibrierung

Ein gesondert zu behandelnder Punkt ist die Eichung der Sensoren. Die Eichung besteht aus zwei Schritten, der Equilibrierung und der Kalibrierung. Die Equilibrierung muss vor Beginn einer Versuchsreihe oder bei erstmaligem Einsatz in einer bestimmten Konfiguration vorgenommen werden. Zur Equilibrierung muss der gesamte Messbereich eines Sensors konstanten Belastungen ausgesetzt werden. Während dieses Schrittes werden gege-

benenfalls veränderte Widerstände ausgeglichen. Gleichzeitig ergeben sich die grundlegenden Umrechnungsfaktoren. Dies ist neben dem ersten Einsatz besonders nach eventuellen punktuellen Schäden des Sensors erforderlich, da die Funktionsfähigkeit eines Sensors auch nach Beschädigung (eingeschränkt) erhalten bleibt. Die Equilibrierung kann zwischen glatten Platten oder direkt am Einsatzgebiet unter Garantie der gleichmässigen Druckverteilung oder in einer Druckzelle durchgeführt werden.

Neben der Equilibrierung muss eine Kalibrierung durchgeführt werden. Bei der Kalibrierung werden im Rahmen des benötigten Messbereichs interne Funktionen über drei Punkte (einer dieser Punkte ist der Nullpunkt) unterschiedlicher Belastung generiert. Dabei können leichte Abweichungen in den nicht direkt mit der Kalibrierung erfassten Bereichen entstehen, die jedoch nach Vergleich der Messung der gesamt eingeleiteten Kraft mit den Aufsummierten Messwerten des Sensors sehr gering sind. Daraus ergeben sich leichte Abweichungen zwischen den Messdaten und der real eingeleiteten Grösse. Dies kann durch eine genauere Eichung für einzelne Daten ausgeglichen werden. Lediglich für aufgenommene Videosequenzen ist dies nicht möglich. Das Bild 6 zeigt die vom System generierte Eichkurve im Vergleich mit der exakten Anzeige einer Kraftmessdose.

Neben den oben angesprochenen Schwierigkeiten mit den exakten Daten müssen weitere Problemfelder betrachtet werden, die zum Teil noch vertieft untersucht werden müssen. Paikowski & Hajduk (1997) berichten z.B. über ein Kriechen der gemessenen Werte bei konstant gehaltener Belastung. Dieses kann in Abhängigkeit der Grösse der aufgebrachten Last zum Messbereich des Sensors mehr als 10% Unterschied ausmachen kann. Bei der Bewertung dieser Ergebnisse ist jedoch zu beachten, dass das für den Versuch eingesetzte Belastungssystem ebenfalls durch Lastumlagerung und die verwendeten Materialien einen Einfluss auf die gemessenen Werte haben kann. Mit dem in Zürich verwendeten Eichsystem wurde bei einer konstanten Belastung nur ein leichtes Kriechen am Anfang der Messperiode festgestellt. Dieses stellte sich nur bei einem kurz vorher eingeschalteten Geber ein. In den anschliessend getesteten zwei Tagen ergaben sich keine messbaren weiteren Änderungen. Es ist daher anzunehmen, dass sich der anfängliche Drift der Messwerte in den ersten 2 Stunden aus einer "Aufwärmphase" ergab. Der Drift konnte durch frühzeitiges Starten des Messsystems minimiert werden.

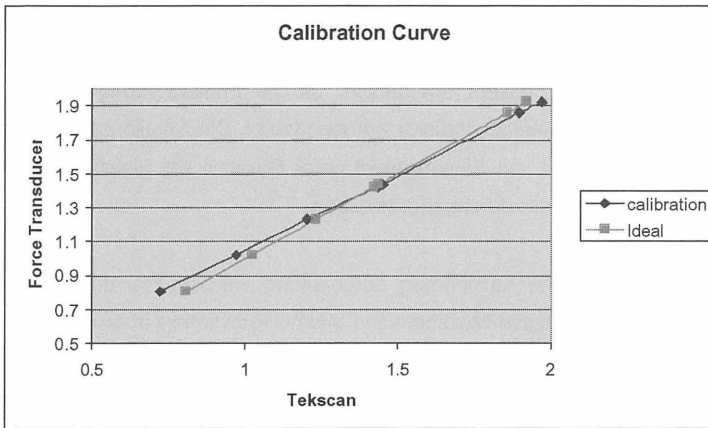


Bild 5. Vergleich der internen Kalibrierung des Messsystems mit der exakten Anzeige

Ein anderer Einflussfaktor, dessen Einfluss auf die Messergebnisse je nach Anwendung noch untersucht werden muss, ist z.B. die Empfindlichkeit des Gebers gegen horizontal angreifende Lasten, die sich unter anderem aus der Querkontraktion oder auch beim Einsatz an Wänden durch die vertikal wirkenden Lastkomponenten ergeben.

5. Untersuchungen an Flachfundamenten

Zur besseren Erläuterung der durchgeführten Untersuchungen an Flachfundamenten wird im Bild 6 der prinzipielle Versuchsaufbau gezeigt.

Die Bilder 7 und 8 zeigen zwei Messergebnisse der druckempfindlichen Folien aus diesen Untersuchungen. Ausserdem soll mit diesen Darstellungen die Mess- und Auswertmöglichkeiten des Messsystems aufgezeigt werden. Die Auswertesoftware erlaubt die Darstellung der Kraft (pro Messstelle) oder der Spannungen zweidimensional (oberes linkes Bild in den nachfolgenden Bildern) als Konturplot oder dreidimensional (oberes rechtes Bild in den nachfolgenden Bildern). In den Bildern 7 und 8 werden nur die Rohdaten dargestellt. Ein Wert von 100 entspricht dabei 39% der maximalen Belastung des Gebers (255 in Rohdaten).

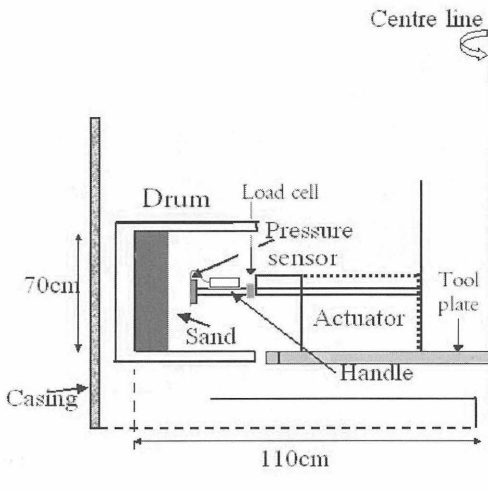


Bild 6: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Tragverhaltens von Flachfundamenten. die Trommel der Zentrifuge ist mit einem Bodenmodell gefüllt. Das Fundament ist fest mit der Belastungseinrichtung verbunden. Die gesamte eingeleitete Kraft wird mittels einer Kraftmessdose kontrolliert. Der Drucksensor ist unter dem Fundament angebracht. Durch die Belastungseinrichtung auf der Werkzeugplattform können durch relatives Verdrehen der Plattform gegenüber der Trommel mehrere Versuche an einem Bodenmodell unabhängig voneinander durchgeführt werden (Nater et al. 2001).

Neben der Darstellung der Spannungsverteilung erlaubt die Auswertesoftware die Darstellung des Spannungsverlaufes an einem Schnitt durch das Fundament (unten links) sowie den Zeitverlauf der Kraftentwicklung, welche aus den Messwerten aller Messzellen aufintegriert wird. Die Auswertesoftware erlaubt weiter die Aufzeichnung der Spannungsentwicklung als Video, sowie die spezielle Auswahl von gemessenen Daten. Dieses kann mit Hilfe der in den unteren Bildern dargestellten weißen Zeiger erfolgen, mit denen der auszuwertende Zeitpunkt (rechts) oder auch eine einzelne Messstelle (links) abgegriffen werden können. Alle Daten stehen auch als Tabelle zur Verfügung, bzw als Datenreihen im ASCII Format zur Verfügung.

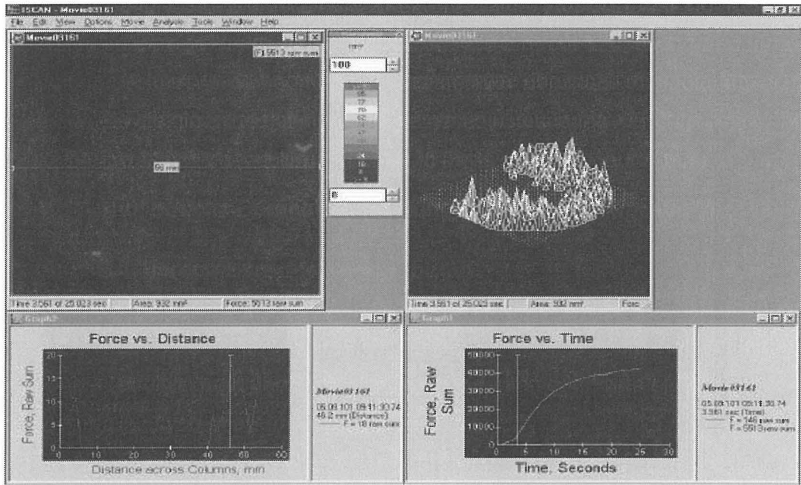


Bild 7: Sohlspannungsverteilung unter einem Modellfundament mit einem Durchmesser von 56mm bei einer Beschleunigung von 12.5g bei einer Belastung von 49kPa entsprechend 4,5 % der Bruchlast.

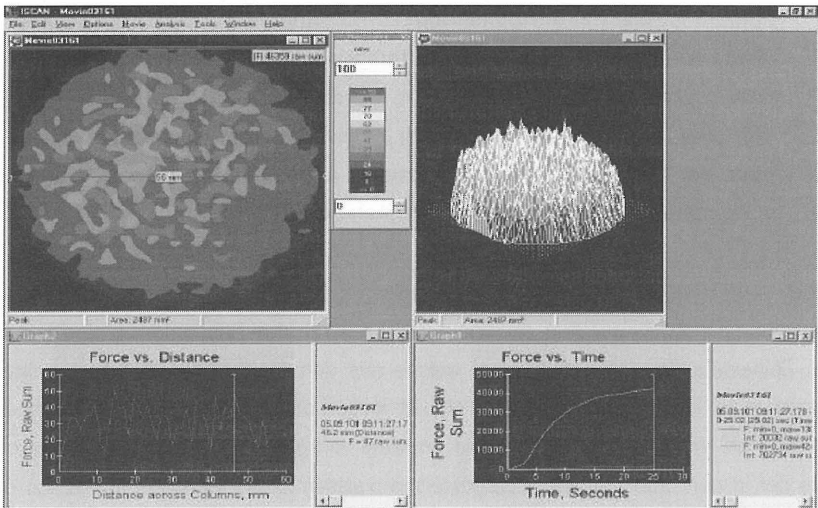


Bild 8: Sohlspannungsverteilung unter einem Modellfundament mit einem Durchmesser von 56mm bei einer Beschleunigung von 12.5g bei einer Belastung von 373 kPa entsprechend 34 % der Bruchlast.

In den Bildern 7 und 8 ist der Einfluss des Belastungsniveaus auf die Spannungsverteilung gut zu erkennen. Während bei sehr kleinen Belastungen dieser auf Sand durchgeführten Versuche eine Spannungskonzentration an den Rändern der Fundamente festzustellen ist, lagert sich die Last mit zunehmender Grösse um. Bei einem Belastungsniveau von 39% ist bereits deutlich ein ausnivellieren der Belastung zu erkennen wobei selbst hier Spannungsspitzen eher in der Mitte der Belastung auftreten. Der Last - Zeitverlauf (Bilder unten links) mag bei der Beurteilung der Belastungsgrösse irreführend sein, da diese Versuche nicht bis zum Bruch durchgeführt wurden. Die Bruchlast als Referenzwert für die Belastungsgrösse wurde für diese Versuche mit der Methode von Bay-Gress (1999) bestimmt. Mit diesen ersten rein qualitativen Ergebnissen kann die Entwicklung der Druckspannungsverteilung und insbesondere die Lastumlagerung anschaulich verdeutlicht werden. Mit weiteren Untersuchungen, die kleine Adaptionen am Modell benötigen, wird es möglich sein die Entwicklung der Spannungen für den kompletten Lastbereich einer Fundation zu erfassen und zu beschreiben.

6. Untersuchungen zum Steinschlag

Eine weitere Anwendung der druckempfindlichen Folien zeigt sich bei einem weiteren Forschungsprojekt zur Bestimmung des Einflusses von Steinschlagereignissen auf Schutzbauwerke. Hier werden die Betondecken in der Regel durch Schutzschichten gegen den Aufprall gesichert. Für eine bessere Dimensionierung des Bauwerkes sind jedoch vertiefte Kenntnisse über die Lastausbreitung und die dynamischen Last-Maxima von grosser Bedeutung. Untersuchungen zu dieser Fragestellung im Feld oder auch in grossmassstäblichen Laborversuchen sind dabei sehr Aufwendig, so dass zur Vergrösserung der Datenbasis und zur vertieften Untersuchung des Aufbaus der Schutzschicht Zentrifugenmodellversuche durchgeführt werden. Zur Erfassung der Lastausbreitung werden druckempfindliche Folien auf der Galeriedecke eingesetzt, die es erstmals erlauben, die Lastverteilung des einwirkenden Impulses flächenmässig zu erfassen. Bild 9 zeigt einen solchen Versuchsaufbau. Der Stein (Bild 9 oben links) wird von einem Magneten gehalten. Nach Aufbringen der Beschleunigung der Zentrifuge wird dieser Stein mit Hilfe der Belastungseinrichtung an der Fallstelle positioniert. Der Magnet wird gelöst und der einschlagende Stein triggert die Messwerterfassung und die Messung der Druckfolie. Für weitere Untersuchungen

gen werden unter Umständen andere Belastungseinheiten benötigt. Das Bild 10 zeigt ein Versuchsergebnis der Voruntersuchung auf einer nicht geschützten Galerie.

Mit Hilfe der druckempfindlichen Folien können zwei Messungen ideal kombiniert werden. Zum Einen ist es möglich den Last - Zeitverlauf der Impulsbelastung zu erfassen. Zum anderen erfolgt die Erfassung flächig. Diese Messungen sind damit ein wesentlicher Schritt um das Verhalten bei einem Steinschlag zu beschreiben.

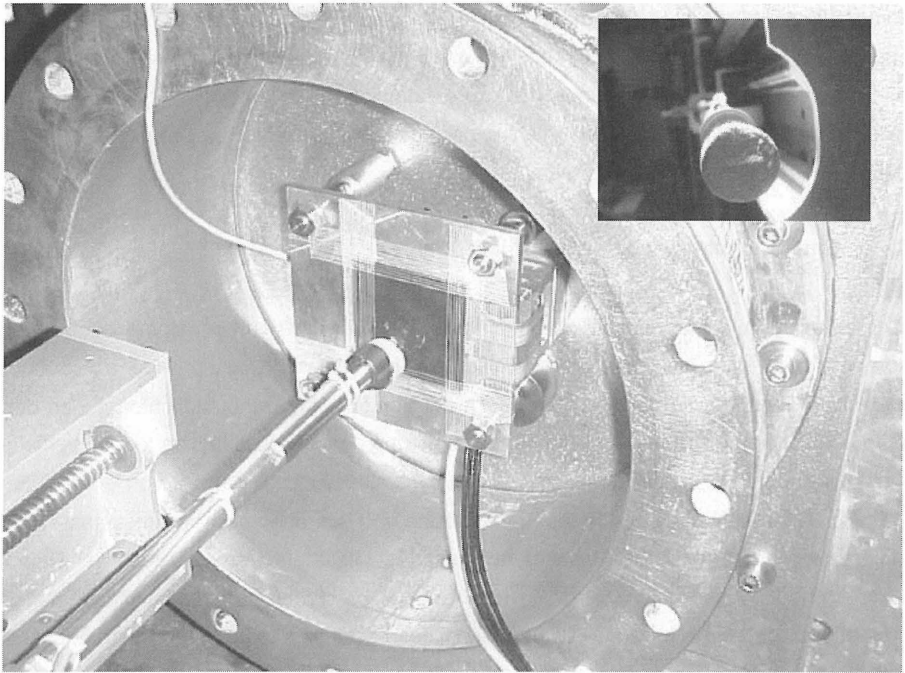


Bild 9: Versuchsaufbau zur Untersuchung vom Einfluss von Steinschlägen auf eine Galerie.

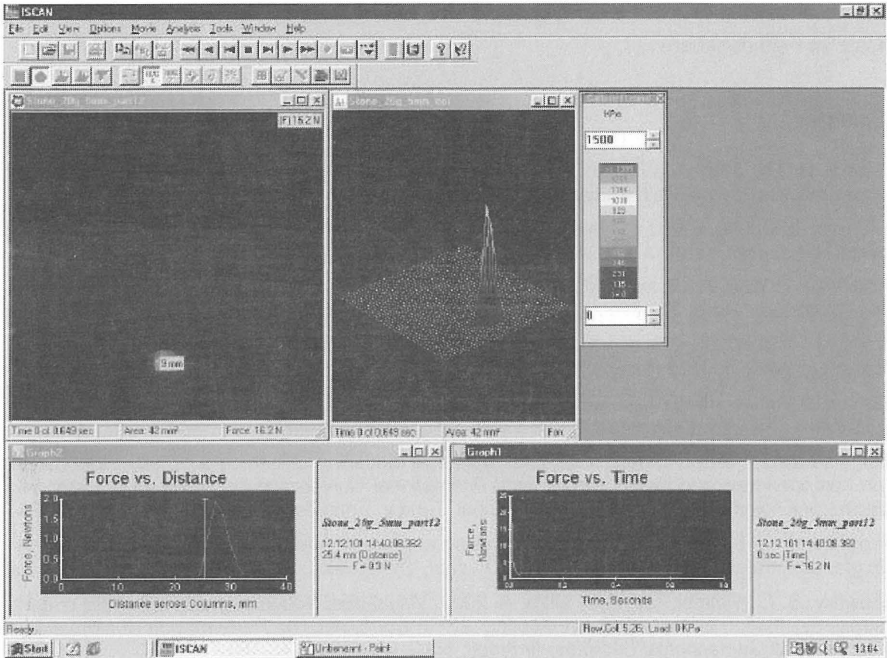


Bild 10: Momentaufnahme einer Ableitung beim Steinschlag

7. Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Beitrags wird eine für den Einsatz in der Geotechnik neuartige Messtechnik vorgestellt. Der Einsatz von druckempfindlichen Folien erlaubt die Erfassung der Druckspannungsverteilung an der Schnittstelle Bauwerk - Boden. Diese Möglichkeit öffnet ein weites Feld von Einsatzbereichen, die an zwei Beispielen im Rahmen des Aufsatzes beschrieben werden.

Weitere potentielle Einsatzmöglichkeiten im Bereich der Geotechnik sind insbesondere dort gegeben, wo durch analytische Annahmen oder punktuelle Messungen entstandene Ansätze noch nicht durch Messungen überprüft werden konnten. Ausserdem ist ein grosses Feld in der Überprüfung der Grundannahmen von Laborversuchen vorhanden, deren Messung im Hinblick auf die Komplexität von Materialgesetzen die aus solchen Untersu-

chungen abgeleitet werden überfällig ist. Auch ist bei Weiterentwicklung der Technik ein Einsatz im Feld denkbar.

8. Literatur

- Allersma, H.G.B. 1987. Optical analysis of stress and strain in photoelastic particle assemblies. Doctoral Dissertation, Delft University of Technology, the Netherlands.
- Bay-Gress, Ch. 2000. Etude de l'interaction Sol-structure, Comportement non lineaire sol-fondation superficielle. *Ph.D. Thesis*. ENSAIS, Strasbourg.
- Boussinesq, I. 1885. Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars.
- Garnier, J., Temet, O., Cottineau, L.-M. & Brown, C.J. 1999. Placement of embedded pressure cells. *Geotechnique*, 49 (3): pp405-414.
- Laue, J. (2002). Centrifuge Technology. In S.M. Springman ed. *Workshop on constitutive and centrifuge modelling: two extremes*. Monte Verita. Rotterdam: Balkema
- Nater, P., Laue, J. & Springman, S. M. 2001. Physical modelling of loading on shallow foundations on homogeneous and layered soils. *XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Vol. 1: 755-760. Istanbul, Turkey, Rotterdam, Balkema.
- Paikowsky, S. G. & Hajduk, E. L. 1997. Calibration and use of grid based tactile pressure sensors in granular material. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 20, No.2: 218-241.
- Paikowsky, S. G., Palmer, C.J. & Di Millio, A. 2000. Visual observation and measurement of aerial stress distribution under a rigid strip footing. *ASCE Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, Amherst, Massachusetts*, 148-169.
- Phillips, R. 1995. Centrifuge modelling: practical considerations. In (ed: R.N. Taylor) *Geotechnical Centrifuge Technology*. p. 53. Glasgow: Blackie.
- Prandtl, L. 1920. Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*. Band 1, Heft 1: 15-20.
- Springman, S. M., Laue, J., Boyle, R., White, J., Zweidler, A. 2001. The ETH Zurich Geotechnical Drum Centrifuge. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. Vol. 1: 59-70.
- Springman, S.M., Nater, P., Chikatarmla, R. & Laue, J. 2002. Use of flexible tactile pressure sensors in geotechnical centrifuges. *International Conference on Physical Modelling in Geotechnical Engineering*. St Johns. Kanada.
- TEKSCAN 2002. www.tekscan.com/technology.html.

Adresse der Autoren:

Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Hönggerberg. 8093 Zürich, Schweiz

On-line Verdichtungskontrolle bei der Rütteldruckverdichtung

W. Fellin, G. Hochenwarter, A. Geiß

Zusammenfassung: Das Verfahren der Rütteldruckverdichtung ist ein Verfahren zur Verdichtung und damit bautechnischen Untergrundverbesserung von nichtbindigen Böden bis in Tiefen von ca. 40 m. Das Verfahren wird seit ca. 1936 erfolgreich angewandt, dennoch gibt es bis heute keine verlässliche Möglichkeit den Verdichtungserfolg direkt während des Rüttelns festzustellen. Die erreichte Verdichtung kann erst nach Fertigstellung durch Ramm- oder Drucksondierungen bestimmt werden. In diesem Beitrag werden die wesentlichsten Ergebnisse aus Großversuchen zur Entwicklung des neuen Überwachungs- und Qualitätssicherungssystems *Bauer-RDV-online* präsentiert, welches auf der Basis von Messungen der Rüttlerbewegung arbeitet.

1 Einführung in die Rütteldruckverdichtung

Der Zweck einer Tiefenrüttelung ist eine bautechnische Untergrundverbesserung von kohäsionslosem Boden. Die Körner werden in eine dichtere Lagerung gebracht. Damit steigen die Wichte des Bodens, der Reibungswinkel und der Steifemodul. Dadurch wird die Grundbruchsicherheit erhöht, die Setzungen werden verringert und die Durchlässigkeit des Bodens sinkt. Außerdem wird das Tragverhalten des Bodens großräumig vergleichmäßigt. Bei lockeren sandigen Böden wird durch die Verdichtung die Verflüssigungsneigung im Erdbebenfall vermindert.

Der Tiefenrüttler ist ein zylindrisches Stahlrohr mit Spitze, in dem ein elektrischer oder hydraulischer Motor eine Unwucht antreibt (Abbildung 1). Die rotierende Unwucht erzeugt die horizontal umlaufende Schlagkraft. Flügel an den Seiten verringern ein Verdrehen des Rüttlers. Über eine Kupplung ist der Tiefenrüttler an den Aufsatzrohren, die ihn in die erforderliche Tiefe bringen, befestigt. Die Kupplung soll die Schwingungen des Rüttlers von den Aufsatzrohren entkoppeln.

Übliche Durchmesser des Rüttlers sind 25 cm bis 42 cm, die Länge liegt zwischen 2,7 m und 4,4 m. Die Rüttler wiegen zwischen 800 kg und 2600 kg. Die bei Frequenzen von 25 Hz bis 60 Hz induzierte Schlagkraft liegt je nach Fabrikationsmodell zwischen 150 kN und 472 kN.

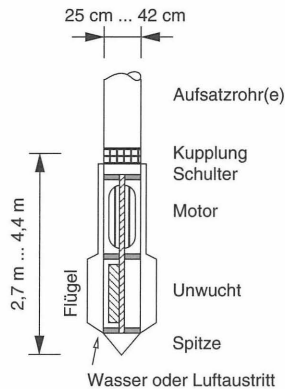


Abbildung 1: Tiefenrüttler

Bei der Tiefenrüttelung (Abbildung 2) wird der vibrierende Rüttler bis in die gewünschte Tiefe versenkt, wobei in der Regel an seiner Spitze ein Wasserstrahl austritt. Der Rüttler dringt mit seiner Vibration alleine durch sein Eigengewicht und das der Aufsatzrohre in den Boden ein. Spezielle Trägergeräte können auch zusätzlich mit ihrem Eigengewicht drücken. Dies wird nur zur Überwindung lokaler harter Bereiche verwendet. Die Versenkgeschwindigkeit liegt bei 1 bis 2 m/min. Die Verdichtung geschieht beim Ziehen des Rüttlers. Es sind zwei Verdichtungsmethoden üblich:

- Der Rüttler wird für eine gewisse Zeit (30 bis 60 s) in konstanter Tiefe gehalten. Nach Ablauf der Zeit, oder wenn ein festgelegter Wert der Stromstärke bzw. des Öldruckes erreicht ist, wird der Rüttler um 0,3 m bis 1 m in die nächste Tiefenstufe gezogen.
- Der Rüttler wird um 0,3 m bis 1 m gezogen und dann wieder um den halben Betrag versenkt. Das Wiederversenken wird gestoppt, wenn ein festgelegter Wert der Stromstärke oder des Öldruckes erreicht wird oder der Rüttler nicht mehr eindringen kann. Dieses Verfahren wird Pilgerschrittmethode genannt.

In den sich entwickelnden Krater wird bis zu $1,5 \text{ m}^3/\text{m}$ -Rütteltiefe Verfüllmaterial zugegeben. Als Verfüllmaterial eignen sich Sande, Kiese oder Sand-Kies Gemische. Es wird ähnlich zum anstehendem Boden gewählt. Übliche Rütteltiefen sind 10 m bis 25 m. Bei sehr locker gelagerten Böden können auch 40 m Tiefe erreicht werden. Die obersten 1,5 m bis 3 m

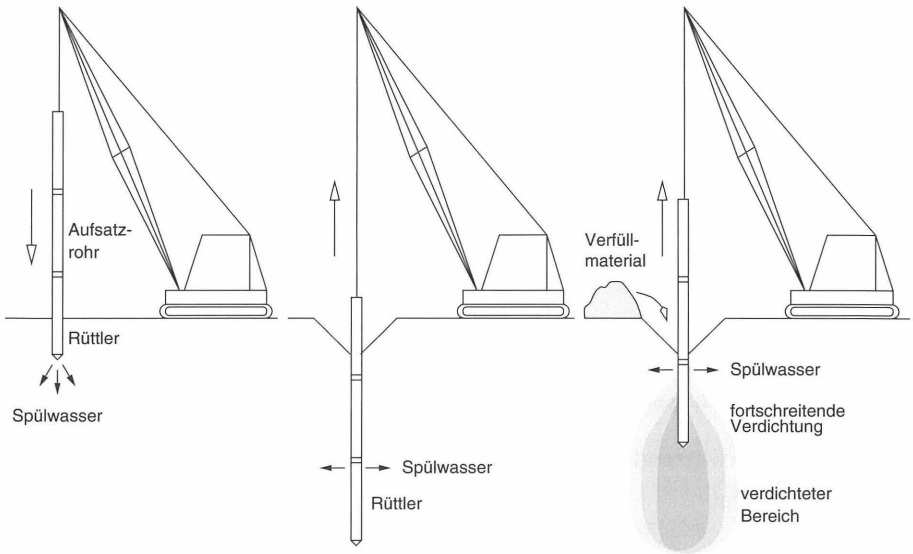


Abbildung 2: Ablauf einer Rütteldruckverdichtung

sind schlecht verdichtbar. Sie müssen entweder abgetragen oder mit anderen Methoden nachverdichtet werden (z.B. dynamische Intensiv-Verdichtung)

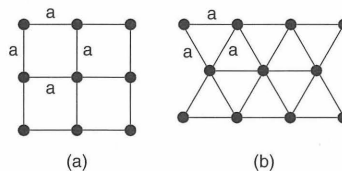


Abbildung 3: Verdichtungsraaster: (a) rechteckige Raster für Einzelfundamente, (b) dreieckige Raster für großflächige Verdichtung

Eine Rütteldruckverdichtung an einem einzelnen Punkt erzeugt eine verdichtete Bodensäule mit einem Radius von ca. 1,5 m bis 3,0 m. Der Radius hängt im Wesentlichen vom gewählten Rüttler und vom zu verdichtenden Boden ab. Er ist nur als Erfahrungswert bekannt und nicht theoretisch bestimmbar. Um einen größeren Bereich zu verdichten, müssen mehrere Verdichtungspunkte in einem bestimmten Raster ausgeführt werden. Übliche Ra-

ster sind in Abbildung 3 dargestellt. Die Abstände a zwischen den Verdichtungspunkten liegen üblicherweise zwischen 1,5 m und 3,0 m.

Weitere Informationen zur Rütteldruckverdichtung sind z.B. in [3, 10, 2, 7, 1, 6, 11] zu finden.

2 Derzeitiger Stand der Verdichtungskontrolle

Die Kontrolle der Verdichtung stellt ein sehr schwieriges Unterfangen dar, denn die Dichte kohäsionslosener Böden kann (außer an der Oberfläche) nicht direkt gemessen werden. So wird auf indirekte Methoden wie z.B. Rammsondierungen zurückgegriffen. Die Verdichtungskontrolle wird derzeit in zwei Stufen realisiert:

Aufzeichnungen während des Rüttelns: Folgende Größen werden während des Rüttelns aufgezeichnet:

- Art, Qualität und Menge des Verfüllmaterials
- Maximum und zeitlicher Verlauf der Stromstärke oder des Öldruckes
- Herstellungszeit des Verdichtungspunktes
- Gesamte verbrauchte Energie pro Verdichtungspunkt

Die Aufzeichnungen der Stromstärke bzw. des Öldruckes und der verbrauchten Energie dienen üblicherweise als Qualitätskontrolle der Verdichtung. Dies ist nicht immer ausreichend!

Verdichtungskontrolle nach dem Rütteln: Sind die Verdichtungsarbeiten abgeschlossen, wird die erreichte Dichte mittels Rammsondierungen oder Drucksondierungen geprüft. Die Sondierung erfolgt in den Zentren der das Verdichtungsraaster bildenden Rechtecke oder Dreiecke. Dabei ist zu beachten, dass der Eindringwiderstand einer Sondierung direkt nach Fertigstellung der Rütteldruckverdichtung beträchtlich niedriger sein kann, als der Eindringwiderstand an derselben Stelle einige Zeit (bis zu Wochen) später. So kann sich der Eindringwiderstand noch auf das doppelte erhöhen (vor allem in sehr feinen Sanden im Grundwasser).

3 RDV-online

An der Rütteldruckverdichtung sind zwei Komponenten beteiligt. Zum einen der *Rüttler* und zum anderen der umgebende *Boden*. Die Rütteldruckverdichtung ist eine Interaktion zwischen den beiden Komponenten. Wenn sich die Eigenschaften (z.B. die Dichte) des umgebenden Bodens während des Rüttelns ändern, muss sich auch die Bewegung des Rüttlers ändern. Dies ist die grundlegende Idee der on-line Verdichtungskontrolle. Die sehr komplexe Bewegung des Rüttlers ist vereinfacht in [6, 5] beschrieben worden. Dabei wurden einfache physikalische und bodendynamische Modelle zugrundegelegt.

3.1 Rüttler in Luft

Die Bewegung des Rüttlers außerhalb des Bodens (frei aufgehängt in Luft) kann leicht beobachtet werden. An ihr wird die Messung überprüft und geeicht. Beobachtungen zeigen die in Abbildung 4 dargestellte rotierende Bewegung, mit einer Auslenkung der Spitze und der Schulter. Die Modellgleichungen sind im Folgenden zusammengefasst.

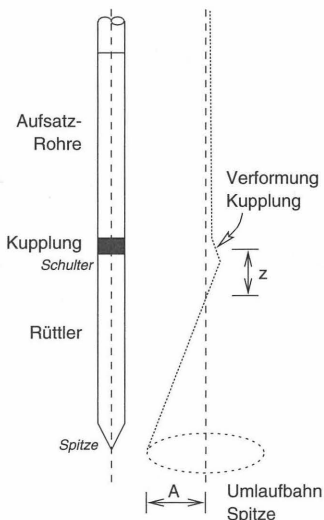


Abbildung 4: Rüttlerbewegung

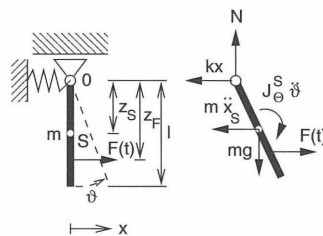


Abbildung 5: Modell: Erregtes Pendel mit beweglichem Auflager

Für eine Erregungskraft $F(t) = F \cos \Omega t$ und verschwindende Federsteifigkeit des Auflagers, sowie unter der Annahme, dass bei Rüttlern mit üblichen Bauformen die Eigenfrequenz

$\omega = \sqrt{mgz_S/J_\Theta^S}$ für den Betrieb in Luft viel kleiner als die Betriebsfrequenz Ω ist, gilt für die Amplitude der Spitze [6]:

$$A_L = \frac{F}{\Omega^2} \left(\frac{1}{m} + \frac{(z_F - z_S)(l - z_S)}{J_\Theta^S} \right) \quad (1)$$

Die Gesamtmasse m setzt sich zusammen aus der Summe der nicht rotierenden Massen des Rüttlers m_r und der im Abstand r rotierenden Masse m_u , also $m = m_r + m_u$. Im Trägheitsmoment J_Θ^S sind beide Massen berücksichtigt. Die Fliehkraft der Unwucht ist $F = m_u r \Omega^2$.

3.2 Rüttler im Boden

Die Interaktion zwischen Rüttler und Boden wird in Analogie zu einem schwingenden Fundament modelliert [6] (Abbildung 6).

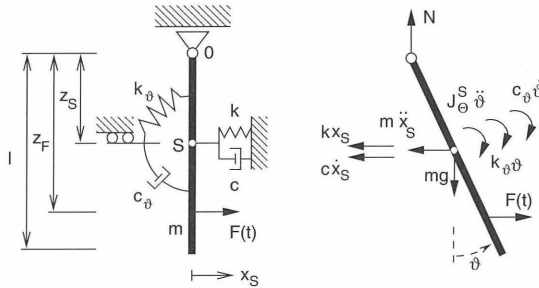


Abbildung 6: Ersatzsystem aus Analogie zu einer Fundamentschwingung

Die Bewegung besteht aus zwei entkoppelten Schwingungen für die Schwerpunktsverschiebung x_S und die Verdrehung ϑ mit den Eigenfrequenzen $\omega_x = \sqrt{k/m}$ und $\omega_\vartheta = \sqrt{k_\vartheta/J_\Theta^S}$.

Die Lösungen für die beiden Schwingungen sind:

$$\begin{aligned} x_S &= X_S \sin(\Omega t + \alpha_S) \\ X_S &= \frac{F}{\sqrt{(k - m\Omega^2)^2 + c^2\Omega^2}}, \quad \alpha_S = \arctan\left(\frac{k - m\Omega^2}{c\Omega}\right) \end{aligned} \quad (2)$$

und

$$\begin{aligned} \vartheta &= \Theta \sin(\Omega t + \alpha_\vartheta) \\ \Theta &= \frac{(z_F - z_S)F}{\sqrt{(k_\vartheta + mgz_S - J_\Theta^S\Omega^2)^2 + c_\vartheta^2\Omega^2}}, \quad \alpha_\vartheta = \arctan\left(\frac{k_\vartheta + mgz_S - J_\Theta^S\Omega^2}{c_\vartheta\Omega}\right) \end{aligned} \quad (3)$$

Die Modellparameter k , c , k_{ϑ} und c_{ϑ} sind bei gleichbleibender Geometrie des Rüttlers und gleicher Tiefenlage (gleiche umgebende Spannungen) nur mehr von der Dichte des umgebenden Bodens abhängig. Werte für Federsteifigkeiten und Dämpfungskonstanten bei Fundamentalschwingungen finden sich in [4, 9, 8, 12].

3.3 Rotationsbewegung

In den vorigen Abschnitten ist die Bewegung als Projektion der umlaufenden Bewegung in eine Koordiantenebene betrachtet worden.

Die Rotationsbewegung des Rüttlers kann aus zwei Projektionen zusammengesetzt werden. So ist z.B. die Bewegung des Schwerpunktes:

$$x_S(t) = X_S \sin(\Omega t + \alpha_x) \quad , \quad y_S(t) = -Y_S \cos(\Omega t + \alpha_y)$$

Ist die Bewegung kreisförmig, d.h. $X_S = Y_S$ und $\alpha_x = \alpha_y = \alpha$, kann ein geometrischer Vorlaufwinkel der Unwucht $\varphi = \pi/2 - \alpha$ definiert werden, um den die Unwucht der Rüttlerbewegung vorausläuft. Dieser Winkel liegt zwischen $\varphi = 0$ und $\varphi = \pi$.

3.4 Messungen der Bewegung

In der Spitze des Rüttlers und an seiner Schulter werden Beschleunigungsmessungen in einer horizontalen Ebene in 2 Richtungen durchgeführt (Abbildung 7).

Dazu sind 4 Beschleunigungsaufnehmer (Sensoren 1, 2, 3, 4) im Rüttler eingebaut. Weiters wird der Vorlauf der Unwucht gegenüber der Auslenkung mit einem berührungslosen Wegaufnehmer (Sensor 5) gemessen. Dieser gibt einen Impuls, wenn eine Marke an der Unwucht an ihm vorbeiläuft. Zusammen mit der Auswertung der Beschleunigungsmessung, kann damit der Vorlauf der Unwucht bestimmt werden. Um einen eventuellen Einfluss der Temperatur auf die Beschleunigungsmessung berücksichtigen zu können, wird die Temperatur der Sensoren (1, 2, 3, 4) mit Temperatursensoren (6, 7) gemessen. Vom Aufhängegerät wird noch die aktuelle Tiefe des Rüttlers (Kanal 8) übertragen, um eine Zuordnung der Messwerte zu den aus Bodenaufschlüssen bestimmten Bodenschichten zu erhalten. An der hydraulischen Versorgungsleitung werden der Druck und die Durchflußmenge gemessen.

Alle Signale wurden an der Oberfläche digitalisiert, in einem Laptop verarbeitet, in einzelnen Mess-Shots abgespeichert und zum Teil on-line angezeigt.

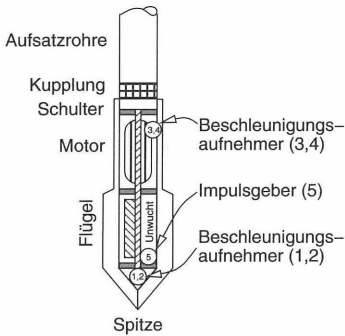


Abbildung 7: Lage der Sensoren

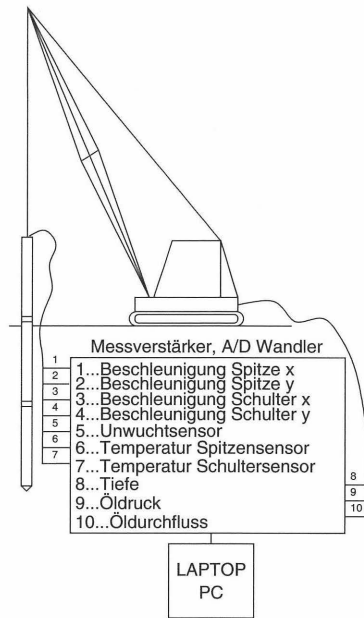


Abbildung 8: Messanordnung

3.5 Auswertung

Hier werden die Zusammenhänge zur Ermittlung der Modellparameter Steifigkeit und Dämpfung kurz vorgestellt.

3.5.1 Berechnung der Schwingung

Zunächst wird die Bewegung der Sensoren durch Zeitintegration der Beschleunigungssignale ermittelt. Dies geschieht getrennt in den Koordinatenrichtungen.

Aus den Beschleunigungen a_x in x -Richtung und a_y in y -Richtung wird durch zweimaliges Integrieren die Bewegung der Sensoren $x(t)$ und $y(t)$ berechnet. Im Folgenden werden nur die Beziehungen für die x -Richtung angeschrieben. Die Beziehungen für die y -Richtung gelten analog, ansonsten werden sie getrennt aufgeführt.

Aus den Schwingungen der Sensoren können unter der Annahme eines starren Rüttlers die Schwingungen jedes Punktes durch lineare Interpolation bestimmt werden. Dies ist zum

Beispiel in Höhe des Schwerpunktes S :

$$x_S(t) = \frac{x_{spi}(t) - x_{schu}(t)}{z_{spi} - z_{schu}} (z_S - z_{schu}) + x_{schu}(t)$$

worin z_{spi} und z_{schu} die Höhenlage des Spitzen- und des Schultersensors sind, sowie $x_{spi}(t)$ und $x_{schu}(t)$ die Bewegungen der jeweiligen Sensoren sind.

Die Amplitude der Schwingung wird einfach aus den Maximalwerten des Zeitverlaufes ermittelt, z.B. für den Schwerpunkt:

$$X_S = \frac{\max(x_S(t)) - \min(x_S(t))}{2}$$

Die Parameter der Kippbewegung werden ermittelt:

$$\vartheta_x(t) = \arctan\left(\frac{x_{spi}(t) - x_{schu}(t)}{z_{spi} - z_{schu}}\right), \quad \Theta_x = \frac{\max(\vartheta_x(t)) - \min(\vartheta_x(t))}{2}$$

3.5.2 Bestimmung der Phasenwinkel

Der Näherungsschalter auf der positiven y -Achse gibt ein Signal, wenn sich die Schraube in der Unwuchtmittle über ihm befindet. Dies ergibt ein Rechtecksignal. Der Phasenwinkel der Schwerpunktsbewegung $\alpha_{S,y}$ kann dann aus dem zeitlichen Abstand t_y zwischen der Rechtecksignalmitte und dem positiven Amplitudenmaximum $\max(y_S(t))$ berechnet werden

$$\alpha_{S,y} = \pi/2 - \Omega t_y, \quad ,$$

für $\alpha_{S,x}$ muss eine Drehung um $\pi/4$ berücksichtigt werden:

$$\alpha_{S,x} = 3\pi/4 - \Omega t_x$$

Für die Kippschwingung gelten analoge Beziehungen.

3.5.3 Berechnung der Modellkonstanten k und c

Aus den Gleichungen (2) und (3) für die Rüttlerbewegung können bei bekannter (gemessener) Bewegung die Modellkonstanten des Ersatzsystems rückgerechnet werden. Aus der horizontalen Schwingung des Schwerpunktes folgen:

$$c_x = \frac{m_u r \Omega}{X_S} \cos \alpha_{S,x}, \quad k_x = \Omega^2 \left(\frac{m_u r}{X_S} \sin \alpha_{S,x} + m_x \right)$$

Aus der Kippbewegung folgen:

$$c_{\vartheta,x} = \frac{(z_F - z_S) m_u r \Omega}{\Theta_x} \cos \alpha_{\vartheta,x}, \quad k_{\vartheta,x} = \frac{(z_F - z_S) m_u r \Omega}{\Theta_x} \sin \alpha_{\vartheta,x} - m_x g z_S + J_{\Theta,x}^S$$

Darin wird die Masse der mitschwingenden Aufsatzrohre durch

$$m_x = \frac{m_u r}{X_{S,L}} \quad , \quad J_{\Theta,x}^S = \frac{m_u r (z_F - z_S)}{\Theta_{x,L}} + \frac{mgz_S}{\Omega^2}$$

berücksichtigt. $J_{\Theta,x}^S$ und m_x werden so bestimmt, dass für Schwingung in Luft die berechneten Federsteifigkeiten zu Null werden.

4 Versuche

Nach Vorversuchen in Luft und im Boden zur Eichung der Geräte wurde eine Serie von Rütteldruckverdichtungen in Sand durchgeführt.

4.1 Geräte

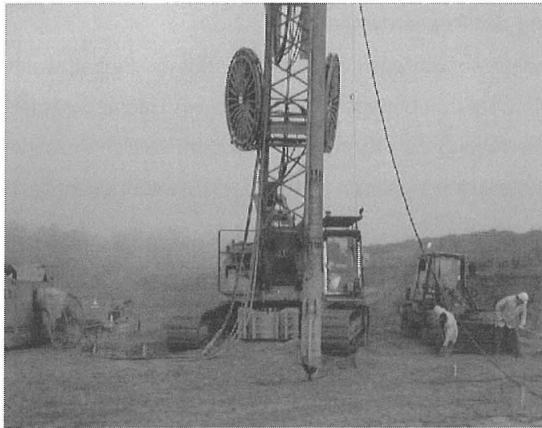


Abbildung 9: Rüttler TR 17 mit Trägergerät, Hydraulikaggregat und Radlader zur Materialzugabe

Für den Großversuch wurde ein neuer Rüttler des Typs TR 17 gebaut, in dem die Sensoren untergebracht wurden (Abbildungen 9, 7 und 10). Die Sensorsignale werden über eine Analog-Digital-Wandlerkarte in einen Laptop übertragen (Abbildung 11).

Die mechanischen Daten des Rüttlers sind:

Masse m	Länge L	Durchm. D	Freq.	m_u	r	J_{Θ}^S	z_S	z_F
840 kg	2.477 m	29.9 cm	50 Hz	59 kg	28.8 mm	601.7 m ² kg	1.205 m	1.832 m

Das ergibt bei der Nennfrequenz eine Schlagkraft $F = 168 \text{ kN}$. Der Hydraulikmotor des TR17-Rüttlers wird mit einer Hydraulikpumpe mit einem maximalen Betriebsöldruck von 300 bar betrieben.

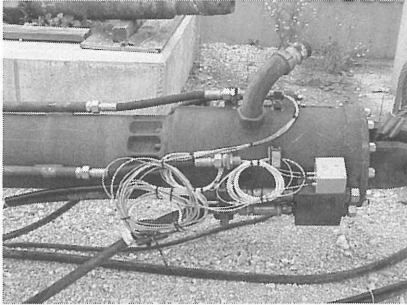


Abbildung 10: Sensorkabel am Kopf der Aufsatzrohre

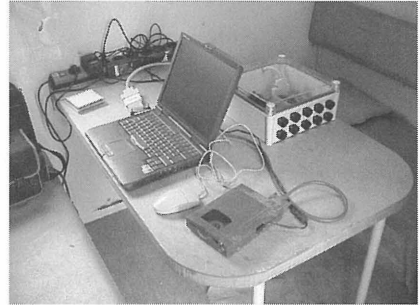


Abbildung 11: Datenerfassung im Messwagen

4.2 Versuchsgelände

Das Versuchsgelände für die Feldversuche wurde in einer Sandgrube in Westernbach vorbereitet. Der Boden ist ein gering schluffiger Sand mit einem Schluffanteil von ca. 8%. Damit liegt der Boden gerade noch im Bereich der mit einer Rütteldruckverdichtung verdichtbaren Böden. Die Plastizitätszahl des Feinanteiles liegt nur knapp unter der Atterberglinie, liegt also im Übergangsbereich zwischen Ton und Schluff. Der maximale Porenanteil ist im Mittel $n_{\max} = 52,3\%$, der minimale ist $n_{\min} = 35,3$. Die mittlere Korndichte ist $\rho_s = 2,68 \text{ g/cm}^3$.

Für die Ausführung der geplanten Rüttelpunkte war eine genügende Tiefe vorzusehen. Da der Rüttler selbst ca. 4 m lang ist und die obere 2-3 m erfahrungsgemäß nicht gut zu verdichten sind, sollte lockerer Boden bis zu einer Tiefe von 8 m zur Verfügung stehen. Da das Grundwasser im Versuchsfeld in ca. 6 m Tiefe anstand, konnte der Aushub nur bis 5,5 m erfolgen. Dafür wurde ein Aufschüttung von 2,5 m ausgeführt (Abbildung 12).

Aus Erfahrung der Fa. Bauer wurde ein Abstand zwischen den Rüttelpunkten von jeweils 4 m gewählt, um die gegenseitige Beeinflussung minimal zu halten.

Damit in einem möglichst lockeren und homogenen Material gerüttelt werden kann, wurde die Grube auf 5,5 m Tiefe ausgehoben (Abbildung 13) und mit dem Bagger locker wiederverfüllt (Abbildung 14). Die Überschüttung von 2,5 m wurde zur Gänze mit dem Aushub-

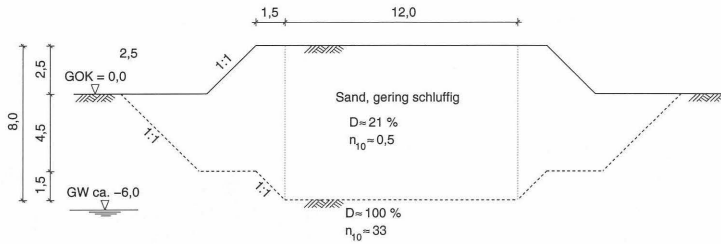


Abbildung 12: Querschnitt durch die Versuchsgrube

material erstellt, was eine deutliche Auflockerung des Materials anzeigt.



Abbildung 13: Ausgehobene Versuchsgrube



Abbildung 14: Lockeres Wiederverfüllen

Die Dichte des ursprünglichen Bodens wurde an zwei Stellen mittels Wasserersatzmethode bestimmt. Der anstehende Boden hat im Mittel einen Porenanteil von $n = 38,3\%$ und damit eine mittlere Lagerungsdichte $D = I_n = \frac{n - n_{\min}}{n_{\max} - n_{\min}} = 100\%$.

Während des Auffüllens wurde die Dichte der Verfüllung in fünf Punkten jeweils in zwei Tiefen bestimmt. Dies geschah durch Einschütten eines Proktortopfes (Durchmesser 30 cm). Die Dichte des im Topf befindlichen Materials ist dann gleich der Dichte des umgebenden. Der wiederverfüllte Boden hat im Mittel einen Porenanteil von $n = 48,5\%$ und damit eine mittlere Lagerungsdichte $D = 21\%$.

Nach Wiederverfüllen der Versuchsgrube wurden schwere Rammsondierungen mit einem Spitzenquerschnitt von 15 cm^2 in den Punkten der Dichtebestimmung durchgeführt. Diese ergaben eine sehr lockere gleichmäßige Verfüllung. Die Schichtgrenze liegt wie geplant bei

ca. 8 m unter der Aufschüttungsoberkante. Die Schlagzahlen der Verfüllung sind im Mittel $n_{10} \approx 0,5$ und die des anstehenden (dichten) Bodens unter der Verfüllung $n_{10} \approx 33$.

4.3 Verdichtungsversuche

Vorversuche unter Verwendung des in der Sandgrube vorhandenen Materials als Zugabe zeigten, dass der gering schluffige Sand mit Wasserspülung sehr schlecht verdichtbar ist. Deshalb wurden Versuche ohne Spülung und mit Luftspülung durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Methoden des Verdichtens (Halten, Stopfen) getestet.

Als wesentliches Kriterium zur Steuerung der Versuche diente der Zufluss an Zugabematerial:

Halten: Es wurde so lange in jeder Tiefenstufe gerüttelt, bis fast kein Material mehr zufluss.

Stopfen: Es wurde so lange in einem Tiefenbereich gestopft, wie merklich Material zuströmte.

4.3.1 Schwingung des Rüttlers

Messungen während der Rüttlerschwingung in Luft ergaben, dass die Bewegung des Rüttlers kreisförmig ist. Die Beschleunigungssignale sind fast reine Sinusfunktionen praktisch ohne Oberwellen. Das Gelenk ist, wie auch optisch beobachtet, beinahe in Ruhe, womit nebenbei die gute Konstruktion (Massenverteilung) des Rüttlers nachgewiesen ist.

Taucht der Rüttler in den Boden verzerren sich die Beschleunigungssignale. Die kreisförmige Bewegung wird zu einer Ellipse, wobei die Amplitude quer zu den Flügeln stärker abnimmt als in Flügelrichtung (Abbildung 15). Der Oberwellenteil nimmt zu. Die Bewegung im Gelenk nimmt zu, die Aufsatzrohre schwingen also mit. Es ist kein Punkt des Rüttler mehr in Ruhe.

4.3.2 Erkennen der dichten Schicht beim Versenken

Der Übergang vom aufgelockerten Bereich in den dichten Untergrund war bei allen Messungen deutlich zu erkennen. Als Beispiel ist hier das Versenken ohne Spülung in Abbildung 16 dargestellt. Bei Erreichen der dichten Schicht in 7,7 m Tiefe (nach ca. 2,3 min) konnte der Rüttler nicht mehr weiter versenkt werden. Der Öldruck ist bereits bei ca. 2,5 m maximal, zeigt also den Schichtwechsel nicht an. Die Modellkonstanten Federsteifigkeit und Dämpfung ändern sich bis zur Schichtgrenze kaum, aber dann wesentlich.

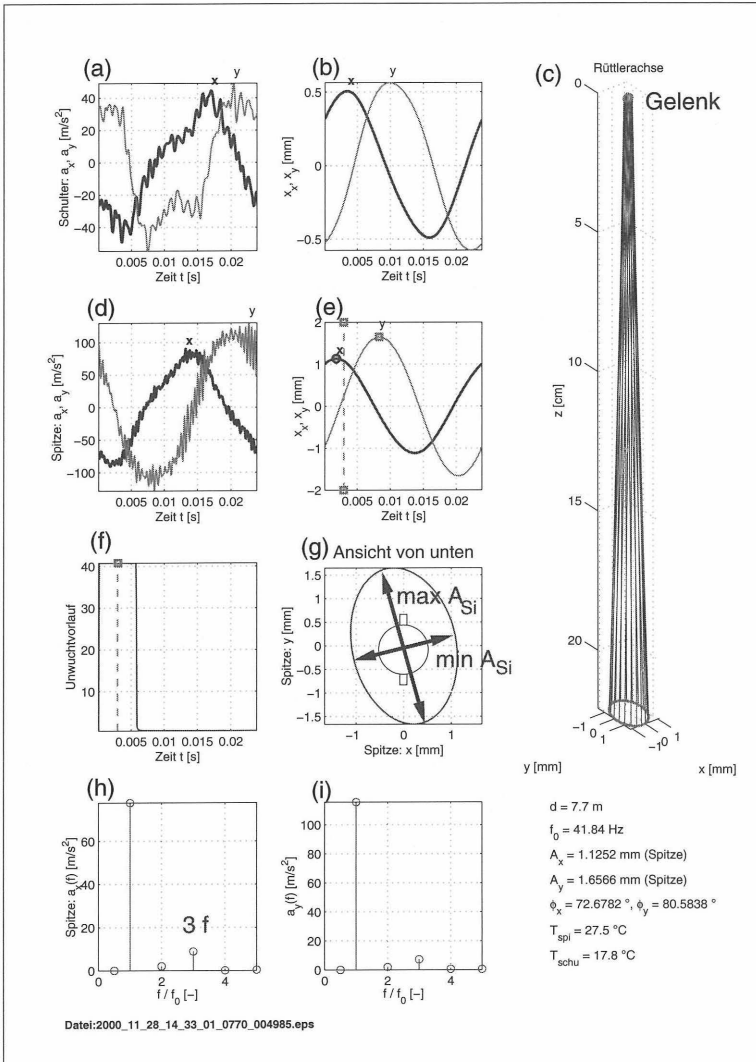


Abbildung 15: Schwingung des Rüttlers im Boden beim Versenken, Tiefe $d = 7,7 \text{ m}$, keine Spülung: Messwerte der Beschleunigungssensoren (a, d) und daraus berechnete Schwingung (b, c, e, g); Signal des Unwuchtsensors (f) und ermittelte Vorlaufwinkel (e); Frequenzanalyse der Beschleunigungssignale des Spitzensensors (h, i)

Die Amplitude ändert sich quer zu den Flügeln (x -Richtung) stärker als in Flügelfrichtung, weswegen die Modellparameter nur für die Schwingung in x -Richtung dargestellt sind (Federsteifigkeit und Dämpfung für die horizontale Schwingung des Schwerpunktes $k_{S,x}, c_{S,x}$)

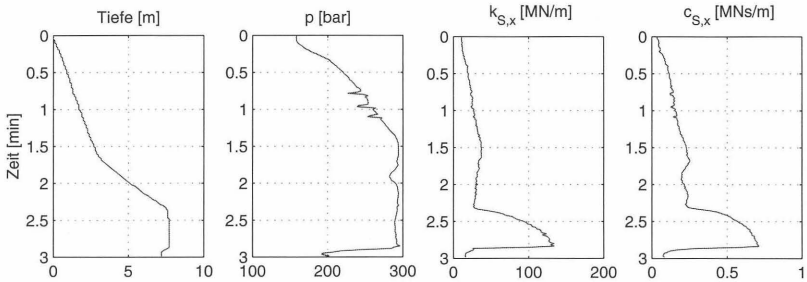


Abbildung 16: Versenken des Rüttlers ohne Spülung

4.3.3 Verdichtungsende durch Messwerte erkennbar

Halten: Wird der Rüttler zum Verdichten in einer Tiefenstufe solange gehalten, bis kein Material mehr zufließt, ändern sich alle gemessenen und berechneten Größen.

Wenn keine Material mehr zufließt, kann angenommen werden, dass keine weitere Verdichtung stattfindet. Also ist dieser Zeitpunkt dem Ende der Verdichtung gleichzusetzen. Zumindest mit diesem Rüttler kann nicht mehr weiter verdichtet werden. Der Öldruck p ist bereits vor Ende des Materialzuflusses konstant (Abbildung 17). Die mechanischen Modellkonstanten (k , c) ändern sich bis kein Material mehr zufließt. Sie zeigen damit den Verlauf der Verdichtung besser an als der Öldruck. Ein eventuelles Abbruchkriterium müsste sich also an den mechanischen Größen orientieren.

Stopfen: Wird in Stopfzyklen verdichtet steigt die errechnete Steifigkeit in der Regel mit jedem Stopfzyklus an (Abbildung 18), wohingegen der Öldruck immer den gleichen Wert erreicht. Auch dies könnte als Abbruchkriterium für die Stopfzyklen in einem gewissen Tiefenbereich herangezogen werden.

4.3.4 Resonanz

Das System Boden-Rüttler kann auch in Resonanz schwingen. Dabei sind die Amplituden größer als jene in Luft, und der Phasenwinkel $\alpha \approx 90^\circ$. Dies ist z.B. beim Stopfen mit Luft-

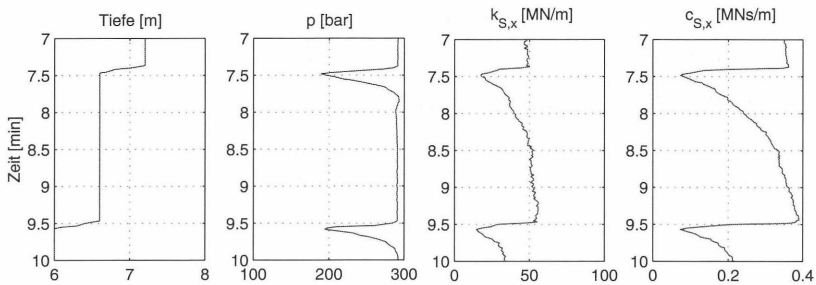


Abbildung 17: Verdichten durch Halten des Rüttlers ohne Spülung: Ziehen wenn kein Materialzufluss mehr erkennbar (9,5 min) – das entspricht dem Ende der Verdichtung

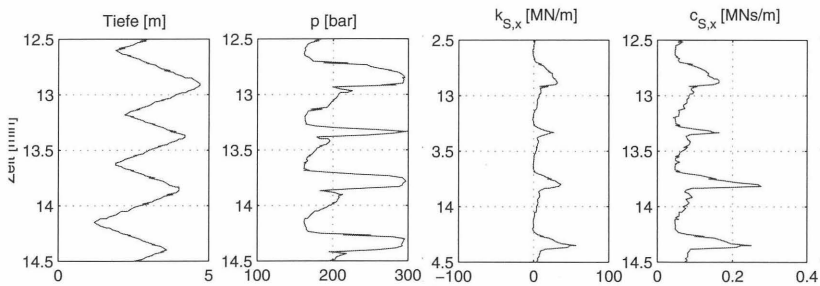


Abbildung 18: Verdichten in Stopfzyklen mit Luftspülung: Zunahme der Steifigkeit und Dämpfung in jedem Stopfzyklus

spülung aufgetreten.

Eine Messung der Amplitude oder des Phasenwinkels alleine kann deshalb nicht generell zur Verdichtungskontrolle verwendet werden. Das funktioniert nur wenn die Rüttlerfrequenz weit weg von der Eigenfrequenz des Systems liegt. Damit ist die Aussage abhängig vom System, also vom gewählten Rüttler und vom angetroffenen Boden.

Eine andere Möglichkeit wäre, die Rüttlerfrequenz so zu regeln, dass immer in Resonanz gerüttelt wird, dann gibt die Amplitude eine Aussage.

Die aus Amplitude und Phasenwinkel berechneten Steifigkeiten und Dämpfungen sind natürlich von der Lage der Erregerfrequenz zur Eigenfrequenz unabhängig, und geben deshalb in allen Betriebsbereichen eine Auskunft über den Boden.

4.3.5 Korrelation der Rammsondierungen mit berechneten Steifigkeiten

Eine Darstellung der Messergebnisse in Abhängigkeit der Tiefe kann mit den Ergebnissen der Rammsondierung nach der Rüttelung verglichen werden. Dabei zeigten sich eine gute qualitative Übereinstimmung der berechneten Steifigkeiten (als Hüllkurve betrachtet) mit den Rammsondierungsprofilen (Abbildungen 19 und 20). Der Öldruck lässt keinen Vergleich mit den Rammsondierungen zu, er ist immer maximal geworden.

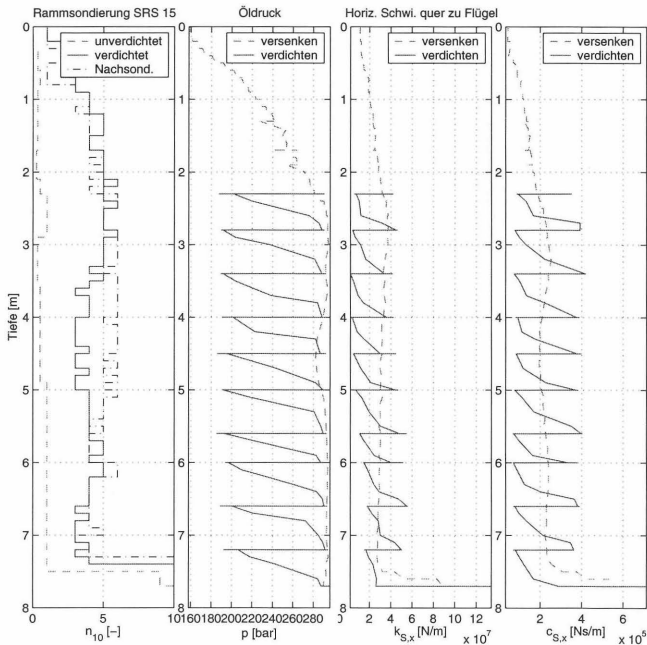


Abbildung 19: Verdichten ohne Spülung mit feinem Zugabematerial (Halten): Vergleich mit 0,75 m vom Rüttelzentrum entfernten Rammsondierungen direkt nach der Rüttelung (verdichtet) und eine Woche später (Nachsondierung)

5 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde eine mögliche on-line Verdichtungskontrolle der Rütteldruckverdichtung dargestellt. Die Kontrolle erfolgt durch Messung der Rüttlerbewegung. Die zentralen Messgrößen dabei sind die Beschleunigungen des Rüttler und die zeitliche Lage der

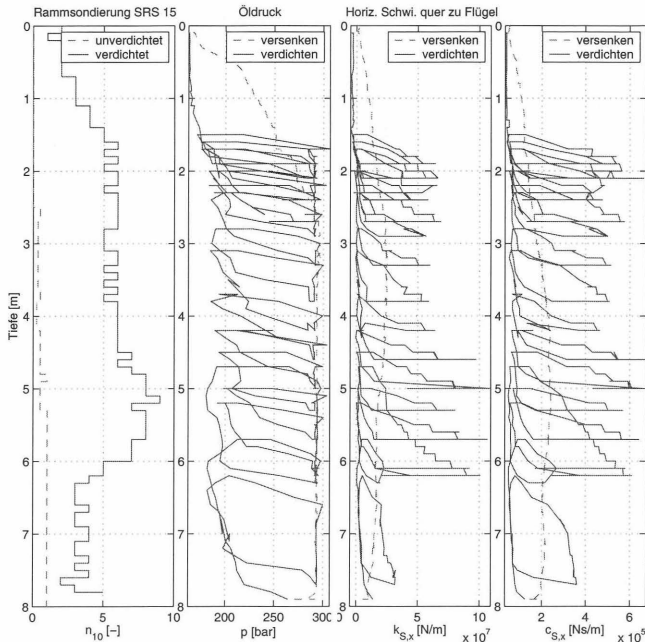


Abbildung 20: Verdichten mit Luftspülung und feinem Zugabematerial (Stopfen): Vergleich mit 0,75 m vom Rüttelzentrum entfernten Rammsondierungen

Unwucht. Daraus werden die Amplitude und der Vorlaufwinkel der Schwingung ermittelt. Mit diesen Bewegungsgrößen werden die Modellkonstanten eines vereinfachten Masse-Feder-Dämpfer Schwingensystems berechnet. Diese Modellkonstanten liefern einen Aufschluss über die Dichte des den Rüttler umgebenden Bodens.

Die in [6] abgeleiteten theoretischen Zusammenhänge wurden mithilfe von Großversuchen überprüft. Dazu wurde ein neuer Rüttler gebaut, der die notwendigen Sensoren aufnehmen konnte. Für die Großversuche wurde eine Sandgrube ausgehoben und locker wieder verfüllt. Nach Eichversuchen am Werksgelände wurden in dieser Grube eine Reihe von Rüttelversuchen mit verschiedenen Arbeitsweisen durchgeführt.

Die Bewegung des Rüttlers änderte sich in allen Versuchen messbar während des Verdichtens. Einzelne Messwerte wie Amplitude und Vorlaufwinkel ändern sich signifikant während der Verdichtung, und sind aussagekräftiger als Öldruck oder Durchfluss. Die wesent-

lichsten Aussagen aus den Versuchen sind:

- Das Ende der Verdichtung bei Halten des Rüttlers in konstanter Höhe ist durch die mechanischen Größen Steifigkeit k und Dämpfung c erkennbar, nicht aber aus den hydraulischen Größen Öldruck p , Öldurchfluss Q oder Leistung P_{hyd} .
- Beim Stopfen steigen in der Regel die errechneten Steifigkeiten mit jedem auf die gleiche Tiefe gehenden Stopfzyklus.
- Der Tiefenplot der berechneten Steifigkeiten stimmt qualitativ gut mit den Rammsondierungsprofilen nach der Rüttelung überein.
- Der Rüttler kann im Boden in Resonanzschwingungen kommen. Deshalb ist die alleinige Messung der Amplitude oder des Vorlaufwinkels nur in Spezialfällen als RDV-online geeignet.

Insgesamt bestätigen die Großversuche, dass eine on-line Verdichtungskontrolle durch Messen und Auswerten der Rüttlerbewegung möglich ist. Weiter Versuche sind notwendig, um genaue Abbruchkriterien für die Haltezeiten der Rüttelung zu definieren, sowie die Beziehung zwischen den ermittelten Modellkonstanten und nachfolgenden Rammsondierungen genauer zu untersuchen.

Danksagung

Die Großversuche wurden vom Bayerischen Staatsministerium für Wirtschaft, Verkehr und Technologie, Innovationsberatungsstelle Südbayern, gefördert.

Literatur

- [1] B. Broms: Deep compaction of granular soils. In Hsai-Yang Fang, Editor, *Foundation Engineering Handbook*, Kapitel 23, S. 814–832. Chapman & Hall, Auflage 2, 1991.
- [2] R. Brown: Vibroflotation compaction of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103:1437–1451, 1977.
- [3] E. D'Appolonia: Loose sands - their compaction by vibroflotation. *American Society for Testing Materials, Special Technical Publication No. 156*, S. 138–154, 1953.
- [4] B.M. Das: *Fundamentals of Soil Dynamics*. Elsevier Science Publishing, 1983. ISBN 0-444-00705-9.

- [5] W. Fellin: On-line Verdichtungskontrolle bei der Rütteldruckverdichtung. *Bauingenieur*, 75:607–612, 2000.
- [6] W. Fellin: *Rütteldruckverdichtung als plastodynamisches Problem*. Nummer 2 in *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*. Balkema, 2000.
- [7] FG Straßenwesen: Merkblatt für Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler. Forschungsgesellschaft Straßenwesen, Köln: Straßenbau AZ. Sammlung technischer Regelwerke und amtlicher Bestimmungen für das Straßenwesen. Stand Oktober 1984, Abschnitt Untergrundverbesserung, 1979.
- [8] G. Gazetas: Foundation vibration. In Hsai-Yang Fang, Editor, *Foundation Engineering Handbook*, Kapitel 15, S. 553–593. Chapman & Hall, Auflage 2, 1991.
- [9] U. Holzlöhner: Schwingungen von Fundamenten. In W. Haupt, Editor, *Bodendynamik, Grundlagen und Anwendung*, Kapitel 5, S. 141–188. Friedrich Vieweg & Sohn, ISBN 3-528-08878-8, 1986.
- [10] M. Poteur: *Beitrag zur Untersuchung des Verhaltens von Böden unter dem Einfluß von Tauchrüttlern*. Doktorarbeit, Fakultät für Bauwesen der technischen Hochschule München, 1968.
- [11] U. Smolczyk: *Grundbau–Taschenbuch*, Band 2. Ernst & Sohn, Berlin, Auflage 6, 1991.
- [12] J.P. Wolf: *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. PTR Prentice-Hall, ISBN 0-13-010711-5, 1994.

Dr. Wolfgang Fellin, Universität Innsbruck, Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck, Österreich. wolfgang.fellin@uibk.ac.at

Dipl.-Ing. Gernot Hochenwarter, Höhenstraße 13, A-6020 Innsbruck, Österreich.

Dipl.-Ing. Axel Geiß, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Wittelsbachstraße 5, D-86529 Schrobenhausen, Deutschland.

Verwendung von Pressiometerversuchsergebnissen für Gründungsberechnungen

Dipl.-Geol. M. Witte, Dipl.-Ing. F. Kirsch

1. Einleitung

Die möglichst genaue Kenntnis der bautechnischen Eigenschaften von Böden ist die Grundvoraussetzung für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung einer Bauwerksgründung. Eine ausreichende Untersuchung des Baugrundes im Vorfeld einer geplanten Baumaßnahme ist daher unerlässlich, um ein Auftreten von Schäden am Bauwerk während der angestrebten Nutzungsdauer zu vermeiden. In diesem Zusammenhang sind vor allem die aus dem Spannungs-Verformungsverhalten abzuleitenden Kenngrößen der Bruchgrenze und des Steifemoduls von Interesse, da durch die Kenntnis dieser Bodeneigenschaften Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit (Grundbruchgefahr) und das durch Auflast bedingte Setzungsverhalten des Untergrundes gezogen werden können.

Für die versuchstechnische Ermittlung dieser mechanischen Eigenschaften stehen grundsätzlich zwei verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung:

- In - situ Untersuchung des Baugrundes in seiner natürlichen Lagerung
- Laborversuche an aus dem natürlichen Verband herausgelösten Bodenproben

Die Versuche im Labor haben trotz des Einsatzes hochentwickelter Mess- und Versuchstechnik einen entscheidenden Nachteil gegenüber den Felduntersuchungen. Die Entnahme, die Aufbereitung und der Einbau der Bodenproben in die Versuchsgeräte ist selbst bei sorgfältigster Vorgehensweise nicht ohne Störung des Materialgefüges und damit Veränderung der mechanischen Parameter (Steifemodul, Scherfestigkeit) möglich. Insbesondere bei Untersuchungen an geologisch jungen, unkonsolidierten Böden werden aufgrund der mechanischen Störung beim Probeentnahmevergange meist nur ungenaue und vor allem erheblich streuende Werte für die Festigkeitsparameter ermittelt. Diese Fehlerquelle kann bei Feldversuchen weitgehend ausgeschlossen werden.

Des weiteren ist ein in situ Prüfverfahren auch aus wirtschaftlichen und zeitlichen Gesichtspunkten i.d.R. einer Festigkeitsuntersuchung im Labor vorzuziehen. Neben der aufwendigen Gewinnung geeigneter Proben ist der Zeitaufwand zur Ermittlung entsprechender Parameter durch Laborversuche ungleich höher als bei der Bestimmung anhand von Ergebnissen aus Felduntersuchungen. Die

angesprochenen Vorteile eines in situ Prüfverfahrens ermöglichen somit anstatt der herkömmlichen punktuellen Vorgehensweise eine großflächige Untersuchung des anstehenden Baugrundes.

Für die in situ Bestimmung der mechanischen Eigenschaften eines anstehenden Bodens werden am IGB-TUBS Bohrlochaufweitungsversuche durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeiten kommt das pressiometrische Verfahren nach Ménard zur Anwendung, welches 1957 in Frankreich entwickelt wurde. Dieses Verfahren beruht auf der Belastung des Baugrundes durch eine mit Packern bestückte Sonde, welche in ein zuvor hergestelltes Bohrloch eingebracht wird. Anhand des aufgebrachten Druckes und der gemessenen volumetrischen Ausdehnung des Packersystems können gründungsrelevante mechanische Parameter (Elastizitätsmodul, Bruchgrenze) des anstehenden Bodens bestimmt werden.

2. Allgemeiner Überblick

In Teilen des südöstlichen Niedersachsens werden seit Beginn der 80er Jahre in zunehmendem Maße Risssschäden an Bauwerken beobachtet, die offensichtlich durch Verformungen des anstehenden bindigen Baugrundes hervorgerufen werden. Im Vordergrund der Betrachtungen standen zunächst mehrere historische Kirchenbauwerke. Im Verlauf der Arbeiten an einem durch die Stiftung der niedersächsischen Bauindustrie geförderten Forschungsvorhaben wird jedoch die Unabhängigkeit der auftretenden Schäden vom Bauwerksalter deutlich. Allen Fällen gemein ist, dass die Gebäude auf stark feinkörnigen Böden gegründet wurden, die in weicher bis halbfester Konsistenz anstehen. Abbildung 1 zeigt eine schematische Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes. Darin markiert sind betroffene Bereiche, die im Verlauf der Untersuchungen mit in die Betrachtung einbezogen wurden.

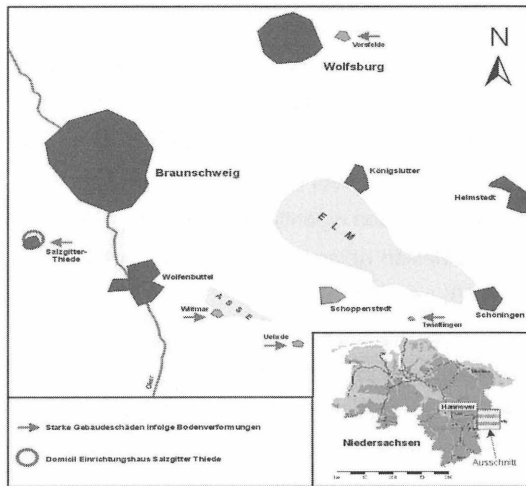


Abbildung 1: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes

Die hervorgehobenen Areale haben exemplarischen Charakter und beinhalten keine vollständige Schadensaufnahme des dargestellten Kartenausschnittes.

Im Falle der Ortschaften Vorsfelde, SZ – Thiede, Wittmar, und Uehrde konnten im Rahmen der Forschungsarbeiten nähere bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt werden, die beispielhaft die Problematik verdeutlichen. Das hier aufgegriffene Fallbeispiel behandelt die Gründungsproblematik am Domicil – Einrichtungshaus in Salzgitter Thiede.

3. Das Domicil Einrichtungshaus der Ortschaft Salzgitter Thiede

3.1. Schadensentwicklung und regionalgeologische Situation

An dem von der Domicil Einrichtungshaus GmbH 1988 zwischen Schäferwiese und Danziger Straße in Salzgitter Thiede errichteten Möbelhaus sind über einen Zeitraum von mehreren Jahren Schäden in der Bausubstanz aufgetreten. Das Schadensbild äußert sich durch Risse in der Bodenplatte sowie Schäden in der Deckenkonstruktion.

Das Einrichtungshaus liegt am westlichen Rand der Ortschaft Salzgitter Thiede ca. 12 km südlich von Braunschweig. Dieser Bereich befindet sich im Übergangsbereich vom mitteldeutschen Berg- und Hügelland zum norddeutschen Flachland. Geringe Erhebungen zeichnen den geologischen Bau des Mittelgebirges im Kleinen nach.

Den tieferen Untergrund bilden die Gesteinsformationen des Mesozoikums (Erdmittelalters), die hier in Sattel- und Muldenstrukturen zutage treten. Diese Festgesteine werden abschließend von quartären, überwiegend pleistozänen (eiszeitlichen) Lockersedimenten überdeckt. Während in den Muldenstrukturen die Mächtigkeit der quartären Ablagerungen um 60 m betragen kann, erreichen diese im Bereich der Sättel nur wenige Meter oder können sogar gänzlich fehlen. In der Regel stellt diese Lockergesteinsdecke den eigentlichen Baugrund. Sie besteht vorwiegend aus fluviatilen oder glazifluviatilen Ablagerungen (überwiegend Sand und Kies) und äolischen Sedimenten (Löß) (vgl. WITTE, 1998).

Zu beachten ist hierbei, dass diese Lößablagerungen in der Spätphase der letzten Vereisung (Weichsel - Glazial) durch starke Erosionsprozesse umgelagert wurden, und heute als Lößderivate in Mächtigkeiten von mehreren Metern bevorzugt an Hängen und in Geländetiefpunkten zu finden sind. Zur Erkundung des Untergrundes wurden Sondierarbeiten und Aufschlussbohrungen in unmittelbarer Nähe der Fundamentbereiche durchgeführt. Danach wurden unter einer 0,60 – 2,00 m mächtigen Auffüllung bis in eine Tiefe von 6,00 m u. GOK tonige Schluffe und schluffige Tone erbohrt (Abbildung 2).

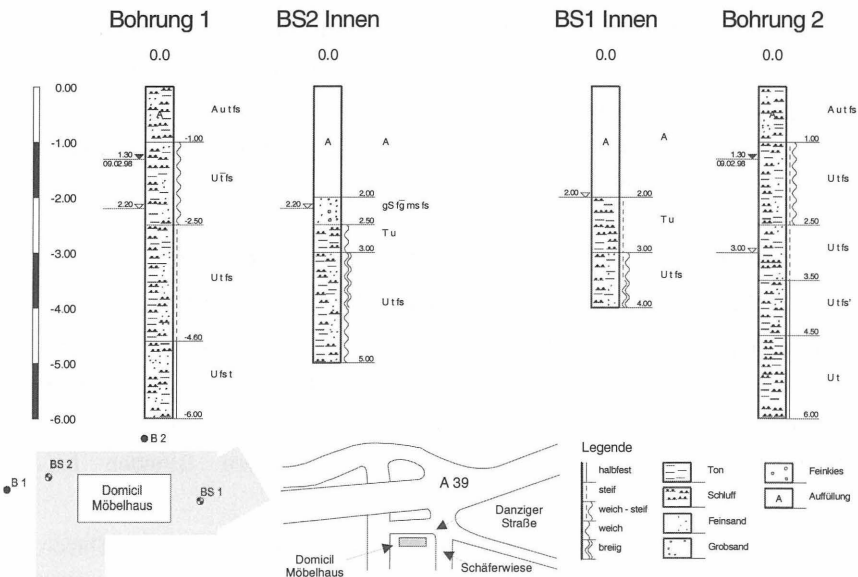


Abbildung 2: Bohrprofile Domicil Möbelhaus SZ - Thiede

Für die Ton – und Schluffschichten ergab die organoleptische Ansprache vor Ort Konsistenzen von breig bis halbfest, wobei die weichen Konsistenzen am stärksten vertreten und direkt unter der Auffüllung anzutreffen waren. Entsprechend ihrer petrographischen Zusammensetzung sind die Ton- und Schluffschichten als Lößderivate anzusprechen.

Hydrogeologisch stellen diese Lößderivate aufgrund ihres durchflusswirksamen Porenvolumens Grundwassergeringleiter dar, die zur Staunässebildung neigen.

Senkungsbewegungen, denen strukturgeologische, petrografische oder anthropogene Ursachen zu Grunde liegen, sind aufgrund der Vorerkundung als Schadensursache auszuschließen. Im Zuge der durchgeführten geologischen und hydrogeologischen Untersuchungen wurde deutlich, dass die Probleme nicht auf das Einrichtungshaus allein begrenzt sind, sondern auch andere Gebäude des Ortes betroffen sind, die auf derartigen Lößderivaten gegründet wurden und deren Gründungskonstruktion gegen ungleichmäßige Setzungen empfindlich ist.

3.2. Bodenmechanische Untersuchung der betrachteten Schluffböden

Neben der Analyse der aufgetretenen Gebäudeschäden im Spiegel des geologischen und hydrogeologischen Kontextes wurde der anstehende Baugrund nach bodenmechanischen Gesichtspunkten näher untersucht.

Im Zuge von Kernbohrungen und Bohrsondierungen sind im Bereich des betroffenen Gebäudes bis in Teufen von max. 6,00 m u. GOK Bodenproben entnommen und im bodenmechanischen Labor untersucht worden. Die Qualität der Proben lag je nach Entnahmeverfahren zwischen Güteklasse 1 und 5 gemäß DIN 4021.

Um die bodenmechanischen Eigenschaften der betroffenen Böden näher zu erfassen, wurden zunächst Untersuchungen zur Kornzusammensetzung, Plastizität, Wasseraufnahme und Tonmineralogie durchgeführt. Die Tabelle 1 und die Abbildung 3 zeigen einen Ausschnitt aus den Ergebnissen.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Ergebnisse der Korngrößenverteilung nach DIN 18123

Entnahme-Ort	Parameter	unterer Grenzwert [%]	oberer Grenzwert [%]	Mittelwert [%]
SZ - Thiede	Tonanteil	13	42	29
	Schluffanteil	44	77	56
	Sandanteil	1	4	3
	Kiesanteil	0	0	0

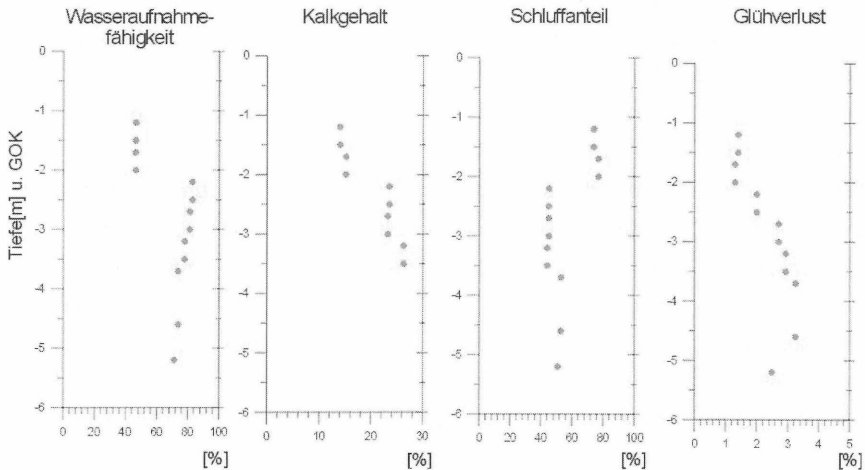


Abbildung 3: Größenordnung und Variation der Parameter Wasseraufnahmefähigkeit, Kalkgehalt, Schluffanteil und Glühverlust für die quartären Ablagerungen aus Salzgitter

Allgemein sind die anstehenden Ton- und Schluffböden durch einen sehr inhomogenen Aufbau gekennzeichnet. Lagenweise eingeschaltete Sandlinsen sowie Bänder aus Eisenhydroxiden, welche auf die Zirkulation von Porenwässern zurückzuführen sind, verdeutlichen diese Inhomogenität. Ein erhöhter Feinkornanteil im oberflächennahen Bereich und eine Zunahme des Kalkgehaltes zur Tiefe verdeutlichen die Wirkung von oberflächennahen Verwitterungsprozessen. Während in den oberflächennahen Bereichen eine weiche bis steife Konsistenz vorherrscht, nimmt die Festigkeit mit der Tiefe kontinuierlich zu, und die Tone und Schluffe wechseln dabei in eine halbfeste bis feste Zustandsform über.

Derartige Böden stellen aus der Sicht der Bodenmechanik ein besonderes Gefahrenpotential für bestehende oder zukünftige Gründungskonstruktionen dar, da sie in geringer Dichte und Festigkeit vorliegen. Durch den Lasteintrag über ein Gebäude sind große Setzungen zu erwarten, ebenso besitzen sie eine hohe Erosions- und Frostempfindlichkeit (vgl. WITTE 1998). Gemäß dieser Erkenntnisse wurden in einem nächsten Schritt Untersuchungen zum Spannungs – Verformungs – Verhalten (vgl. WITTE/VITTINGHOFF; 2000 a) sowie zu den Bruchparametern durch Bohrlochaufweitungsversuche und Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen gehen in versuchsspezifische

Setzungsberechnungen ein, deren Ergebnisse in einem nächsten Schritt gegenübergestellt und bewertet werden sollen.

4. Bohrlochaufweitungsversuche

Bohrlochaufweitungsversuche dienen der Modulbestimmung des Anstehenden in Bohrlöchern. Die Bohrlochaufweitungsversuche sind in zwei große Typen unterteilbar:

1. Seitendrucksonden mit hydraulischen Zylindern und halbschalenförmigen Lastplatten (Borhole – Jacks),
2. rotationssymmetrische Seitendrucksonden (Pressiometer, Dilatometer) in der Ausführung als dreizellige Sonden (Pressiometer) oder einzellige Sonden (Dilatometer).

Durch die Bohrlochwandbelastung während des Versuchs entsteht im Umgebungsmaterial ein Deformationsfeld. Dies entspricht der messbaren Volumenzunahme in der Sondenzelle (Pressiometer) oder den direkt gemessenen Verschiebungen der Bohrlochwand (Seitendrucksonden, Dilatometer). Aus den dadurch ermittelten Spannungs – Verformungsbeziehungen lässt sich ein Verformungsmodul ermitteln.

Zur Ausführung der in situ Versuche kam eine rotationssymmetrische Seitendrucksonde vom Typ Pressiometer zum Einsatz. Das Pressiometer besteht aus einer zylindrischen Sonde mit drei Zellen (tricell). Die wassergefüllte Messzelle wird von 2 gasgefüllten Schutzzellen an den Enden eingeschlossen. Damit sollen Randausdehnungen der Messzelle vermieden werden (Abbildung 4). Durch diese Konstruktion wird ein Verformungszustand der zentralen Messzelle erreicht, der rechnerisch erfassbar ist und den späteren Auswertungen zugrunde gelegt wird. Die Aufweitung des Bohrloches aufgrund der Belastung wird gemessen und für jede Druckstufe in Abhängigkeit der Zeit registriert. Der Druck- und Volumenanstieg in der Messzelle wird mit Messgebern aufgezeichnet. Als Druckquelle wird meist Stickstoff verwendet.

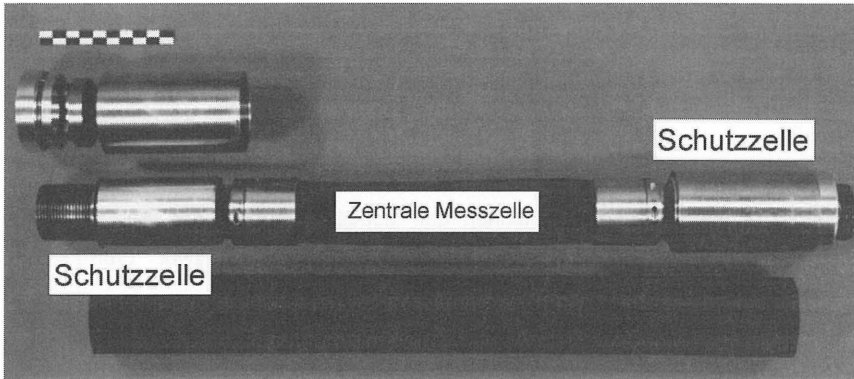


Abbildung 4: Darstellung einer am IGB-TUBS modifizierten Pressiometersonde (dreizellige Sonde)

Die Vorteile von Bohrlochaufweitungsversuchen sind:

1. gegenüber einer Entnahme von Bodenproben sind die Störungen des zu untersuchenden Materials geringer,
2. es können größere und damit repräsentativere Bodenvolumina geprüft werden,

Ein Vergleich von Felsvolumina, bei unterschiedlichen Versuchen erfasst, liefert folgendes Ergebnis:

In einem ca. 76mm im Durchmesser messenden Bohrloch wird mittels einer Bohrlochaufweitungssonde in etwa ein Volumen von 49.000cm³ geprüft. Ein aus der Bohrung entnommener Kern besitzt einen Durchmesser und ein Volumen von ca. 375 cm³, bei einem Längen zu Durchmesser Verhältnis von 2 : 1. Daraus resultiert, dass die betrachteten Volumina in einem Verhältnis von 1 : 130 stehen (vgl. WITTKE, 1984).

3. die Aussagekraft des ermittelten Verformungsmodul ist damit letztendlich größer.

Nachteil der Versuche ist, dass sie arbeits-, material- und damit kostenintensiv sein können und im weiteren die Auswertung problematisch ist und nicht alle Einflussfaktoren erfasst. Die herrschenden Spannungszustände, der Trennflächeneinfluss sowie Auflockerungszonen können meist nur unzureichend beschrieben werden.

Das Pressiometer (Abbildung 5) muss so in den zu testenden Bodenhorizont eingebracht werden, dass der umgebende Boden so wenig wie möglich gestört wird. Dazu ist sicherzustellen, dass die zur Herstellung des Bohrloches verwendeten

Geräte und Arbeitsweisen eine möglichst geringe Störung der Bohrlochwand hervorrufen.

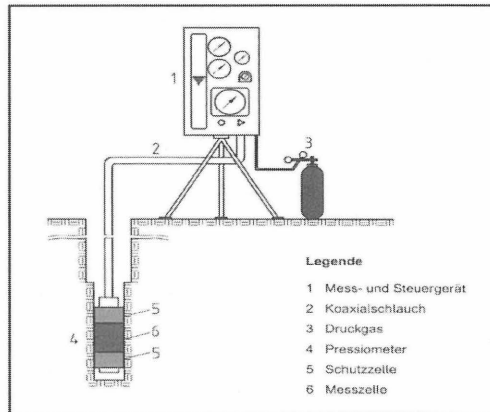


Abbildung 5: Aufbau einer Pressiometerversuchseinrichtung

Das Pressiometer wird unmittelbar nach Herstellung des Bohrloches gesetzt, keinesfalls jedoch später als 60 min nach Fertigstellung um eine Entspannung des durchteuften Bodens zu vermeiden. Als Versuchstiefe wird die Mitte der Längsachse der Messzelle angenommen. Der Versuch ist unter Anwendung von 8 bis 12 gleichen Druckstufen (vgl. DIN 4094-5, 2001) bis zum Erreichen der Bruchgrenze auszuführen. Die Ablesung der Bohrlochverformung über das eingepresste Messzellenvolumen wird für jede Druckstufe nach Erreichen des Prüfdruckes nach 15, 30 und 60 Sekunden vorgenommen. Das Versuchsergebnis ist ein für jede Tiefenstufe ermitteltes Last/Volumendiagramm (Abbildung 6).

Die mechanischen Eigenschaften des Bodens werden aus dem Last/Volumendiagramm (Material – Arbeitslinie) errechnet: der Deformationsmodul (Ménard – Modul E_M) und der Grenzdruck (Bruchgrenze p_{LM}). Der Ménard – Modul E_M ist ein Schermodul des Bodens, gemessen in einem deviatorischen Spannungsfeld. Er charakterisiert die pseudoelastische Phase der Material – Arbeitslinie. Die Kurve endet mit dem Erreichen der Grenzlast p_{LM} (Bruchgrenze) bei der eine weitere Aufweitung des Bohrloches mit einer geringen Drucksteigerung möglich ist.

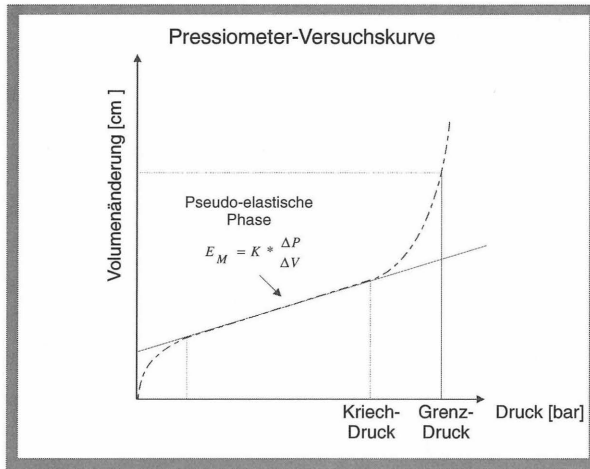


Abbildung 6: Material – Arbeitslinie eines Pressiometerversuchs

Zur in situ Bestimmung der Bruchparameter der am Domicil – Einrichtungshaus in Salzgitter – Thiede anstehenden Böden wurden in den geschädigten Bereichen Sondierbohrungen abgeteuft, und je Sondierbohrung fünf Pressiometertests bis zur Endteufe von 5 m durchgeführt. Aus parallelgeschalteten Bohrungen wurde das Probenmaterial zur Bestimmung der Scherparameter im Direkten Scherversuch gewonnen. Im Anschluss an die Untersuchungen gingen die Ergebnisse in versuchsspezifische Auswertungen ein.

5. Anwendung der Pressiometerergebnisse für Gründungsnachweise

Die Messwerte aus einem Pressiometerversuch dienen vor allem der Ermittlung des Pressiometermoduls und des Grenzdruckes. Aus dem Pressiometermodul kann der Steifemodul des Bodens abgeleitet werden, der z.B. bei der Berechnung von Bauwerkssetzungen benötigt wird (WITTE/VITTINGHOFF; 2000 a). Von besonderem Interesse ist an dieser Stelle der Grenzdruck aus dem Pressiometerversuch. Mit Hilfe des Grenzdruckes kann auf die Tragfähigkeit des Baugrundes geschlossen werden, die für die Beurteilung der Standfestigkeit von Gründungen (Grundbruchgefahr) von Interesse ist. Für diese Aufgabe stehen eine Reihe von Lösungsansätzen zur Verfügung. Die Grundbruchberechnung nach DIN 4017 basiert auf den Scherfestigkeitsparametern Kohäsion und Reibungswinkel. Diese Parameter werden i. d. R. aus Laborversuchen (z. B. Rahmenscherversuch) gewonnen. In den

Nachweis der Grundbruchsicherheit nach Ménard geht dagegen die Bruchgrenze ein, die aus den Messergebnissen des Pressiometerversuchs ermittelt wird.

Für einen Vergleich von in situ und Laborversuch ist es zunächst erforderlich, die Scherparameter aus den Messwerten des Pressiometerversuchs herzuleiten.

Mit der Gleichung für einen bindigen, nicht entwässerten Boden wird die undrainierte Scherfestigkeit c_u berechnet. Der Reibungswinkel φ_u wird gleich Null gesetzt. Die Annahme, dass ein bindiger Boden reibungsfrei ist ($\varphi_u = 0$), trifft jedoch nur auf wassergesättigte, nicht überkonsolidierte Böden bei schneller Belastung zu. Für die in SZ – Thiede anstehenden Böden wird diese Bedingung erfüllt. Im folgenden wird die undrainierte Scherfestigkeit c_u für den Fall eines bindigen, nicht entwässerten Bodens ermittelt [MÜLLER; 1970]:

$$p_l - p_0 = c_u * \left[1 + \ln \frac{E_M / \alpha}{2(1 + \nu) * c_u} \right] \quad \text{Gleichung 1}$$

mit $E_{M,S} = \frac{E_M}{\alpha}$

p_l : Bruchgrenze [MN/m²]

p_0 : Ruhedruck [MN/m²]

c_u : Undrainierte Scherfestigkeit [MN/m²]

$E_{M,S}$: Steifemodul des Pressiometerversuchs [MN/m²]

E_M : Ménard-Modul [MN/m²]

α : Strukturbeiwert [-]

ν : Poissonzahl [-]

Die Pressiometerergebnisse, die in die Formel eingehen, sowie die daraus berechneten undrainierten Scherfestigkeiten c_u werden in der Tabelle 2 zusammengestellt. Für die Querdehnzahl wird der Wert $\nu = 0,33$ angenommen.

Tabelle 2: Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit

Tiefe z_s [m]	Grenzdruck p_l [MN/m ²]	Ruhedruck p_0 [MN/m ²]	Ménard- Modul	Strukturbeiwert α [-]	Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]
0,5	0,126	0,043	2,34	2 / 3	15
1,5	0,349	0,118	3,64	1 / 2	45
2,5	0,379	0,139	2,26	1 / 2	54
3,5	0,805	0,273	12,03	2 / 3	102
4,5	1,646	0,266	38,23	2 / 3	254

Die undrainierte Scherfestigkeit c_u wächst mit der Tiefe stark an (Tabelle 2). Dies ist einerseits darauf zurückzuführen, dass die Scherfestigkeit mit zunehmender Dichte ansteigt. Andererseits ist die Scherfestigkeit eines bindigen Bodens stark vom Wassergehalt abhängig. Durch große Wasseranlagerungen an die Bodenpartikel werden die Oberflächenkräfte gebunden, so dass die Anziehungskräfte zwischen den einzelnen Partikeln nicht mehr wirksam sind [Simmer; 1987]. Aus den Bohrprofilen ist zu entnehmen, dass in den oberflächennahen Bereichen eine weiche bis steife Konsistenz vorherrscht. Mit zunehmender Tiefe geht der Boden in eine halbfeste bis feste Zustandsform über. Das heißt, dass die Dichte des Bodens mit wachsender Tiefe zunimmt und der Wassergehalt gleichzeitig abnimmt. In der Abbildung 7 wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit (Tabelle 2) von der Konsistenz des Bodens verdeutlicht.

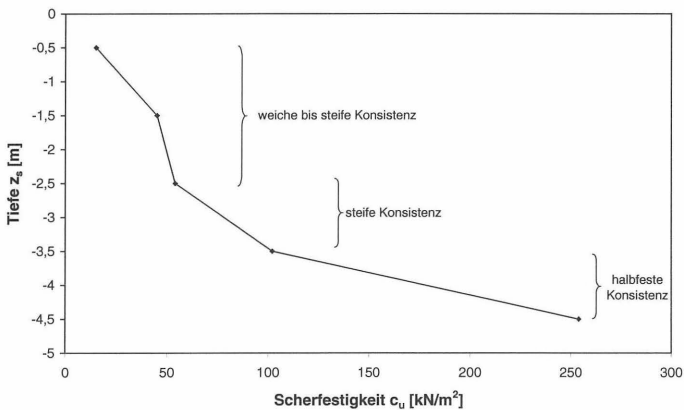


Abbildung 7: Undrainierte Scherfestigkeit c_u in Abhängigkeit von der Konsistenz

Ferner ist die Zunahme der Scherfestigkeit darauf zurückzuführen, dass der Grenzdruck, aus dem die Scherfestigkeit abgeleitet wird, stark vom Überlagerungsdruck des Bodens abhängt [Biedermann; 1984]. Durch den anwachsenden Überlagerungsdruck wird das seitliche Ausweichen des Bodens behindert, so dass der Grenzdruck bzw. das totale Bodenversagen später eintritt.

Ein direkter Vergleich zwischen der undrainierten Scherfestigkeit des Pressiometerversuchs und den drainierten Scherparametern des Rahmenscherversuchs ist nicht möglich. Um eine Vergleichsmöglichkeit zu schaffen, werden in Abbildung 8 die Schergeraden aus beiden Versuchen dargestellt. Aus den

Ergebnissen der Pressiometerversuche wird nur die Gerade für die Versuchstiefe $z_s = -1,5 \text{ m}$ ausgewählt. Zum einen ist diese Tiefe für den Nachweis der Grundbruchsicherheit maßgebend. Zum anderen wurde der Rahmenscherversuch an einer ungestörten Bodenprobe einer vergleichbaren Untersuchungstiefe von $z_s = -2,0 \text{ m}$ durchgeführt.

Ferner werden die Schergeraden, die sich aus den Rechenwerten nach DIN 1055-2 für einen Lössboden mit einer halbfesten Konsistenz ergeben, abgebildet. Diese Konsistenz stimmt nicht mit der aus der Aufschlussbohrung für eine Tiefe von $-1,5 \text{ m}$ bis $-2,0 \text{ m}$ überein. Diese Werte werden ausgewählt, da sie am besten mit den Scherparametern des Rahmenscherversuchs übereinstimmen (Tabelle 3).

Tabelle 3: Gemessene Scherparameter im Vergleich zu den Rechenwerten nach DIN 1055-2

	Reibungswinkel $\varphi' [^\circ]$	Kohäsion $c' [\text{kN/m}^2]$	Undrainierte Scherfestigkeit $c_u [\text{kN/m}^2]$
Gemessene Scherparameter	25,59	8,93	45
Rechenwerte nach DIN 1055-2	27,50	5,00	40

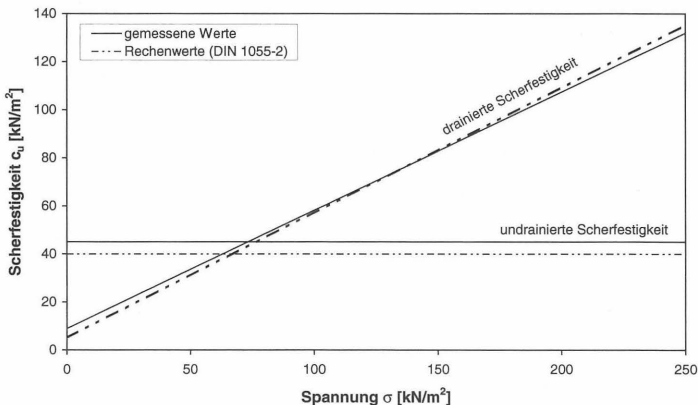


Abbildung 8: Schergeraden aus den Versuchsergebnissen im Vergleich zu den Schergeraden aus den Rechenwerten nach DIN 1055-2

Aus der Abbildung 8 ist zu entnehmen, dass die Schergerade des Rahmenscherversuchs mit hoher Genauigkeit durch die Gerade, die aus den Rechenwerten der DIN 1055-2 berechnet wird, beschrieben werden kann. Aus diesem Grund wird

angenommen, dass die undrainierte Scherfestigkeit dieser Bodenprobe in etwa dem Rechenwert für c_u entspricht. Ein Vergleich zwischen dem Rechenwert für c_u und der undrainierten Scherfestigkeit, die aus den Pressiometer - Ergebnissen ermittelt wird, zeigt eine gute Übereinstimmung der Werte.

Aus dieser Betrachtung wird deutlich, dass mit dem Pressiometerversuch eine vergleichbare Genauigkeit bei der Bestimmung der Scherfestigkeit erreicht wird wie mit dem Rahmenscherversuch. Es ist darauf zu achten, dass durch den Pressiometerversuch in einem bindigen Boden i. d. R. nur die undrainierte Scherfestigkeit c_u bestimmbar ist. Damit ist ein direkter Vergleich mit im Labor ermittelten undrainierten Scherparametern sinnvoller. Hierfür können z. B. Labor- bzw. Kompressionsflügelsondierungen angewandt werden.

5.1 Bestimmung der Tragfähigkeit

Die üblichen Berechnungsverfahren nach DIN gehen bei der Ermittlung der Setzung und der Tragfähigkeit von zwei verschiedenen Theorien aus. Die Setzungsberechnung basiert auf der Bestimmung des Spannungszustandes im Halbraum nach der Elastizitätstheorie [DIN 4019]. Dagegen wird bei der Ermittlung der Tragfähigkeit (Grundbruchberechnung) von der Grenzscherfestigkeit im Bruchzustand des Bodens ausgegangen [DIN 4017]. Im Gegensatz zu den Berechnungsverfahren nach DIN wird von Ménard ein geschlossener Lösungsansatz zur Ermittlung der Belastbarkeit einer Gründung angewandt.

Betrachtet wird die Grundbruchlast an einem durch ungleichmäßige Setzungen geschädigten Einzelfundament im Bereich der Bohrung B 2. Die Nachweise werden zunächst anhand der geschlossenen Lösung nach Ménard und danach nach DIN 4017 durchgeführt. Die Kennwerte (Bruchgrenze p_i) für die Berechnung nach Ménard werden aus Pressiometerversuchen gewonnen. Für die Nachweise nach DIN werden die Parameter c' und ϕ' aus Laborversuchen (Rahmenscherversuch) zugrunde gelegt. Ferner werden die Nachweise nach DIN mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u aus dem Pressiometerversuch durchgeführt.

Erfahrungswerte und theoretische Ansätze haben gezeigt, dass die Bruchlast einer Gründung proportional zum Grenzdruck p_i ist [Ménard; 1967]. Die Grundbruchlast q_i kann nach folgender Formel ermittelt werden [Baguelin et al; 1978]:

$$q_l = q_0 + k \cdot (p_l - p_0)$$

Gleichung 2

mit	q_l :	Grundbruchlast [MN/m ²]
	q_0 :	vertikaler Ruhedruck in Höhe der Gründungssohle auf den umgebenen Boden [MN/m ²]
	p_l :	Grenzdruck [MN/m ²]
	p_0 :	horizontaler Ruhedruck im Boden während des Versuchs in Versuchstiefe [MN/m ²]
	k :	Tragfähigkeitsbeiwert [-]

5.2 Vergleich und Beurteilung der berechneten Grundbruchlasten nach Ménard und nach DIN 4017

Im folgenden werden die nach DIN 4017 bzw. Ménard berechneten Lasten verglichen. Die Grundbruchlast, die zulässige Last sowie die wirkende Auflast q^* werden in der Tabelle 4 gegenübergestellt.

Tabelle 4: Vergleich der Grundbruchlasten und der zulässigen Lasten

Berechnungsverfahren	Grundbruchlast q_l bzw. V_b/a [kN/m ²]	Zulässige Last q_{zul} bzw. V_{zul}/a [kN/m ²]
Ménard	374,5	136,8
DIN 4017 (c_u aus Pressiometerversuch)	275,2	137,6
DIN 4017 (c' und ϕ' aus Rahmenscherversuch)	560,6	280,3
wirkende Auflast q^*	200,0	

Aus der Tabelle 4 ist zu entnehmen, dass die wirkende Auflast q^* bei allen Nachweisen unterhalb der Grundbruchlast liegt. Die geforderte Grundbruchsicherheit wird jedoch nur bei der Berechnung nach DIN 4017 unter Berücksichtigung der drainierten Scherfestigkeit (Rahmenscherversuch) eingehalten. Bei den Nachweisen nach Ménard bzw. nach DIN 4017, die mit der undrainierten Scherfestigkeit (Pressiometerversuch) geführt werden, wird die geforderte Sicherheit nicht erreicht.

Bei dem anstehenden Schluff handelt es sich um einen Boden mit fehlender geologischer Vorbelastung. Damit ist nach DIN 4017 für die Grundbruchberechnung die undrainierte Scherfestigkeit maßgebend. Die zulässige Last V_{zul} , die mit Hilfe der Scherparametern c' und ϕ' berechnet wird, ist somit anzuzweifeln. Für diesen Fall wird die vorhandene Scherfestigkeit zu hoch angesetzt.

Bei einem Vergleich zwischen den zulässigen Lasten nach Ménard bzw. nach DIN 4017 unter Berücksichtigung der Pressiometerergebnisse wird deutlich, dass diese nahezu identisch sind ($q_{zul} = 136,8 \text{ kN/m}$ und $V_{zul}/a = 137,6 \text{ kN/m}$). Dies zeigt, dass das Verfahren nach Ménard zu dem gleichen Ergebnis führt wie der Nachweis nach DIN 4017, wenn von derselben Scherfestigkeit ausgegangen wird.

Abschließend wird festgestellt, dass bei der Baumaßnahme des Einrichtungshauses die erforderliche Grundbruchsicherheit weder nach der geschlossenen Lösung von Ménard noch nach dem Nachweis der DIN 4017 eingehalten wurde.

6. Zusammenfassung

Im Rahmen zweier durch die Stiftung der Niedersächsischen Bauindustrie geförderten Forschungsarbeiten wurde untersucht, inwieweit das Pressiometerverfahren nach Ménard für die Berechnung der Tragfähigkeit und der Baugrundsetzung im niedersächsischen Schluff herangezogen werden kann. Für die Beurteilung ist die Kenntnis der Bodenkennwerte, wie z. B. des Ménard- bzw. Steifemoduls sowie der Bruchgrenze bzw. Scherfestigkeit, erforderlich. Diese Kennwerte wurden vom IGB-TUBS durch Pressiometer- und Laborversuche (Ödometer- und Rahmenscherversuch) im Zuge eines Schadenfalles ermittelt und der Ausarbeitung der Forschungsarbeiten zugrunde gelegt.

Zunächst zeigte sich, dass die durch Pressiometerversuche ermittelten Kennwerte repräsentativere Aussagen über den anstehenden Baugrund liefern als die im Labor bestimmten Steifemoduli [WITTE/VITTINGHOFF, 2000 a, b]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Baugrund durch den Pressiometerversuch nur eine geringe Störung seiner natürlichen Lagerung erfährt. Ferner wird bei der Durchführung des in situ Versuchs eine Selektion von scheinbar besserem Probenmaterial, wie sie im Rahmen von Laborversuchen zwangsläufig auftritt, vermieden.

Der Vergleich zwischen den Scherfestigkeiten, die nach dem Pressiometerverfahren bzw. durch einen Rahmenscherversuch bestimmt wurden, zeigte, dass diese nahezu identisch sind. Um diesen Vergleich durchführen zu können, war es zunächst erforderlich, die Scherparameter aus den Pressiometerergebnissen herzuleiten. Bei der Herleitung stellte sich heraus, dass für bindige Böden i. d. R. nur die undrainierte Scherfestigkeit ableitbar ist. Daher ist ein Vergleich mit im Labor ermittelten undrainierten Scherparametern, z. B. aus einer Kompressionsflügelsondierung, sinnvoller.

Das Ergebnis der Grundbruchberechnung nach DIN 4017 für ein Einzelfundament mit den Kennwerten der Laborversuche als Eingangswert ergab ein Einhalten der Grundbruchsicherheit für eine geplante Auflast von $q^* = 200 \text{ kN/m}$ im Fallbeispiel. Der anschließend durchgeführten Nachweis nach Ménard mit dem Bruchparameter des Pressiometerversuchs als Eingangswert ergab, dass die Grundbruchsicherheit für das betrachtete Einzelfundament nicht eingehalten wird. Zur Falsifizierung wurde der Bruchparameter aus dem Pressiometerversuch in die Grundbruchberechnung nach DIN 4017 eingesetzt. Auch hier wurde die erforderliche Grundbruchsicherheit nicht erreicht. Da an diesem Einzelfundament bereits Setzungen auftraten, ist im weiteren auch mit einer Verdrehung dieses Gründungskörpers während der Setzung zu rechnen.

In vorausgehenden Arbeiten [WITTE/MITTINGHOFF; 2000 a, b] wurden Setzungsberechnungen am Fallbeispiel des hier erneut ausgewählten Einzelfundaments durchgeführt. Für die Setzungsberechnung nach Ménard mit dem Verformungsmodul des Pressiometerversuchs als Eingangswert ergibt sich bei dem aufgeführten Fallbeispiel die Abweichung der errechneten Setzung von der real gemessenen Setzung von 9%. Nach den Ansätzen der DIN 4019 mit den Ergebnissen der Laborversuche als Eingangswerte ergab sich eine Abweichung der errechneten von der real gemessenen Setzung von 23%.

In Kombination aller ermittelten Kennwerte kann infolgedessen geschlossen werden, dass die ermittelten Kennwerte der in - situ Versuche als realitätsnäher bezeichnet werden können.

Durch die am IGB-TUBS durchgeführten Arbeiten konnte damit festgestellt werden, dass Bohrlochaufweitungsversuche durch das Pressiometerverfahren ein brauchbares Instrument zur in situ Bestimmung des Spannungs – Verformungs - Verhaltens und der Bruchparameter in setzungsempfindlichen quartären Tonen und Schluffen darstellen.

7 Ausblick

Die vorgestellten Untersuchungen zeigen die Möglichkeiten, wie Pressiometerversuche effektiv zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens eingesetzt werden können. Da die Versuche in Deutschland bislang wenig verbreitet sind, wird für einen Übergangszeitraum eine Parallelnutzung von herkömmlichen Versuchen und Pressiometertests vorgeschlagen.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Böden im Laborversuch u.U. erheblich von den in situ bestimmten Parametern abweicht. Dennoch bleibt die Problematik, mittels Ergebnissen aus Baugrunduntersuchungen Dimensionierungen von Grundbauwerken vornehmen zu müssen. Die gängigen Standsicherheitsnachweise berücksichtigen die Diskrepanz von Labor- und in situ Parametern u.U. durch die Festlegung geeigneter Sicherheitsbeiwerte. Für Verformungsprognosen, wie sie für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erforderlich sind, müssen jedoch charakteristische Werte von Bodensteifigkeit und Festigkeit ermittelt werden.

Erfahrungen beispielsweise aus dem Bereich numerischer Simulationen, die für Verformungsprognosen insbesondere komplexerer geotechnischer Strukturen unabdingbar sind, haben gezeigt, dass die ungeprüfte Übertragung von Kennwerten aus Laborversuchen auf Parameter des numerischen Modells zu unrealistischen Ergebnissen führen kann [Schweiger; 2000]. Hier kann die in situ Bestimmung beispielsweise des Steifemoduls möglicherweise neue Impulse geben.

Insbesondere in Norddeutschland weit verbreitet ist die Bestimmung bodenmechanischer Kennwerte aus Drucksondierergebnissen. Aus unserer Sicht muss eine gesicherte Anwendung des Pressiometerverfahrens über eine Korrelation aus Drucksondierung und Pressiometrie ermöglicht werden. Mit den am IGB-TUBS vorliegenden Erfahrungen mit diesen Untersuchungsmethoden kann ein Versuchsprogramm entworfen und durchgeführt werden, welches zu einer gesicherten Anwendung des effizienten Pressiometerverfahrens im norddeutschen Raum führen kann. Die direkte Bestimmung von Steifigkeitsparametern in situ und ihre Verwendung in zukünftig vermehrt anzuwendenden numerischen Simulationsberechnungen kann mit Hilfe von parallel durchgeführten Drucksondierungen abgesichert werden, bis ausreichende Erfahrungen mit den Ergebnissen aus Pressiometerversuchen vorliegen, die eine standardisierte Nutzung der Parameter erlauben.

Literatur:

- AMAR, S.;CLARKE, B.G.;GAMBIN, M.P.;ORR, T.L.L. : The application of pressuremeter test results to foundation design in EUROPE, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, European Regional Technical Committee No. 4 – Pressuremeters, Balkema, 1991
- BAKER, C. N. : Use of Pressuremeter in Mixed Highrise Foundation Design, American Society of Civil Engineers, Fall Convention, Dallas, 1993
- BIEDERMANN, B. : Vergleichende Untersuchungen mit Sonden im Schluff, Dissertation Technische Hochschule Aachen, 1984
- CLARKE, B. G.: Pressuremeter testing in ground investigation, Proc. Instrn. Civ.Engrs. Geotech.. Engng., 125, Jan., S. 42-52, 1997
- DIN 1055-2 : Lastannahmen für Bauten, Deutsches Institut für Normung e.V., Februar 1976
- DIN 4017 : Baugrund, Grundbruchberechnungen, Deutsches Institut für Normung e.V., Aug. 1979
- DIN 4019 : Baugrund, Setzungsberechnungen, Deutsches Institut für Normung e.V., April 1979
- DIN 4094-5 : Baugrund, Felduntersuchungen, Deutsches Institut für Normung e.V., Juni 2001
- GAMBIN, M. : Reasons for the success of Ménard Pressuremeter, Fourth International Symposium on Pressuremeters, May 17-19; Sherbrooke (Québec) Canada, 1995
- KÖGLER, F.: Baugrundprüfung im Bohrloch, DER BAUINGENIEUR 1933,Heft 19/20
- MÜLLER, HELMUT: Baugrunduntersuchungen mit dem Pressiometerverfahren nach Ménard, Die Bautechnik, Jg. 47, Heft 9, S. 239-295, September 1970
- NUYENS, BARNOUD & GAMBIN: Ménard Pressuremeter Test to Foundation Design – An Integrated Concept, Advances in SITE INVESTIGATION PRACTICE, London, 30 – 31 March 1995
- NORME FRANÇAISE : Essai pressiométrique Ménard, NF P 94-110, 1991
- SCHEFFER, F. & SCHACHTSCHABEL, P. : Lehrbuch der Bodenkunde, 13. neu bearbeitete Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1992
- WITTKKE, W. : Versuche zur Ermittlung der Verformbarkeit von Fels, Felsmechanik, Springer Verlag, 1984
- WITTE, M. : Gebäudesanierung Domicil Einrichtungshaus Salzgitter Thiede, Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU BS (unveröffentlicht), 1998
- WITTE, M; VITTINGHOFF, T.; a: Verwendung des Verformungsmoduls aus Bohrloch-aufweitungsversuchen für Setzungsberechnungen, Messen in der Geotechnik 2000, Technische Universität Braunschweig, Heft 62, S.167-185, 2000
- WITTE, M; VITTINGHOFF, T.; b: Vergleich der Steifemoduli aus Kompressions- und Pressiometerversuchen, 26. Baugrundtagung, Spezialsitzung "Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", Sept. 2000 in Hannover, Herausgeber: Dt. Ges. für Geotechnik (DGGT), Essen, 2000

Autoren:

Dipl.-Geol. M. Witte, Dipl.-Ing. F. Kirsch
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

BESTIMMUNG DES SPANNUNGSZUSTANDES IM BAUGRUND UND IN BAUWERKEN

Edwin Fecker

1 EINLEITUNG

Die Bestimmung des sogenannten Primären Spannungszustandes im Baugrund wird bei der Vorerkundung von großen Baumaßnahmen immer wieder vorgenommen. Häufig führten aber Fehler bei der Auswahl der Methode, Ausführungsfehler bei der Messung oder zu große Erwartungen des Auftraggebers zu unbefriedigenden Ergebnissen und haben damit nicht selten zu einer gewissen Diskreditierung solcher Messungen geführt.

Nachfolgend soll gezeigt werden, wo die Grenzen der einzelnen Methoden liegen, was die häufigsten Ausführungsmängel sind und welche Randbedingungen die Bestimmung des Spannungszustandes im Baugrund erheblich beeinflussen.

Im Erd- und Felsbau gehört ferner die Beobachtung der Entwicklung von Spannungen im und am neu erstellten Bauwerk zum Stand der Technik. Über solche Spannungsänderungsmessungen wurde in den vergangenen Jahren vielfach berichtet (SCHNELL, 1994). Dagegen wurden über Spannungsmessungen an und in alten Bauwerken nur selten Ergebnisse mitgeteilt, weil nachträgliche Messungen zur Bestimmung des Spannungszustandes nur mit großem Aufwand durchführbar sind. Eingesetzt werden bei solchen Spannungsmessungen dieselben Methoden wie bei der Ermittlung des Primären Spannungszustandes im Baugrund, weshalb es sich anbietet über beide Aspekte gemeinsam zu berichten.

2 SPANNUNGSMESSVERFAHREN

Der weitaus größte Teil der heute bekannten Verfahren zur Bestimmung des Primären Spannungszustandes fällt unter die Gruppe der „Mechanischen Methoden“, bei denen Gesteinsdeformationen hervorgerufen, registriert und in Spannungen umgerechnet werden. Sie lassen sich in vier Untergruppen einteilen:

- Die Entlastungsmethoden,
- die Kompensationsmethoden,
- die Methoden nach der Theorie des steifen Einschlusses und
- die Methoden der Risserzeugung

2.1 Entlastungsmethode

Bohrt man in einen unbelasteten Gebirgskörper oder in ein unbelastetes Bauteil ein Bohrloch und belastet den Gebirgskörper oder das Bauteil anschließend, so ändert das Bohrloch seine Form. Ursprünglich kreisrund wird es einen kleineren und darüber hinaus bei unterschiedlichen Seitendrücken einen elliptischen Querschnitt annehmen.

Die Durchmesseränderung ist dabei eine Funktion u. a. der Spannungen, des E-Moduls und der Poissonzahl.

Entsprechendes gilt für den umgekehrten Fall:

Wird ein Bohrloch in einen belasteten Gebirgsbereich oder in ein belastetes Bauwerksteil gebohrt und wird dieser Gebirgsbereich oder dieses Bauwerksteil anschließend entlastet, so wird der Bohrlochquerschnitt seine Form ebenfalls, allerdings nun in umgekehrter Richtung, ändern. Eine vollständige Entlastung der Bohrlochumgebung kann auf einfachste Weise durch koaxiales Überbohren des Messbohrloches mit einer Kernbohrkrone erreicht werden (Abb. 1). Es ist dabei darauf zu achten, dass der überbohrte Hohlkern keine messbaren Zerrüttungs- oder Auflockerungserscheinungen des Gesteinsgefüges und damit inelastische Volumenänderungen erfährt.

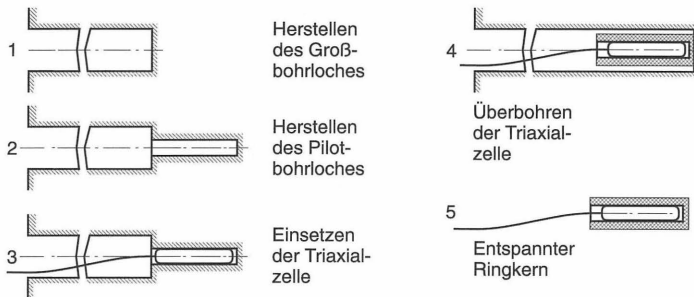


Abb. 1 Prinzip der Bohrlochmantel-Entlastungsmethode

Aus den mit einer Triaxialzelle gemessenen Dehnungen kann bei bekanntem E-Modul und bekannter Poissonzahl der Spannungstensor im Gebirge oder im Bauteil rückgerechnet werden.

2.2 Kompensationsmethode

Das Prinzip dieses Verfahrens (Abb. 2) besteht darin, dass die Verformungen infolge der Herstellung eines Schlitzes an der Fels- oder Bauwerksoberfläche registriert und durch einen sogenannten Kompensationsdruck, der mittels Druckkissen aufgebracht wird, wieder rückgängig gemacht werden. Vom Kompensationsdruck wird dann auf die ursprünglich vorhandenen Spannungen senkrecht zum Schlitz geschlossen.

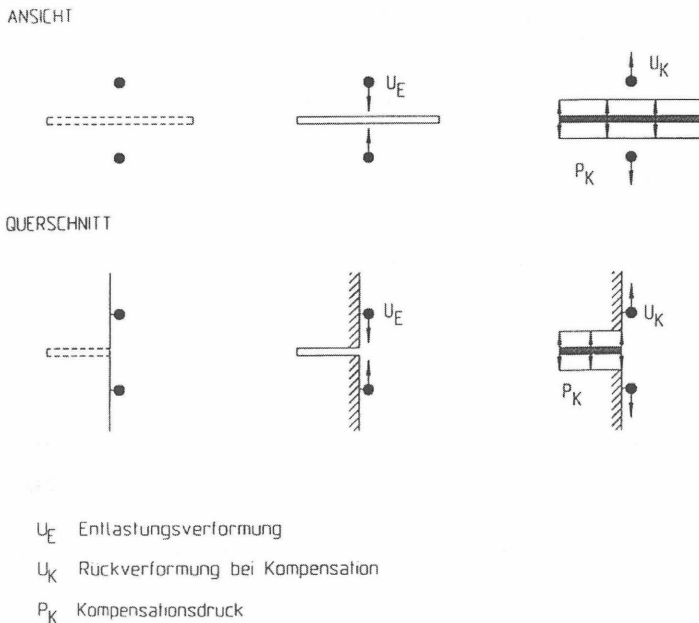


Abb. 2 Messprinzip des Kompensationsverfahrens

Das Kompensationsverfahren hat folgende Vorteile:

- Für die Bestimmung der Spannungen selbst sind keine zusätzlichen Versuche und rechnerischen Anpassungen wie bei anderen Verfahren erforderlich; die Ergebnisse sind deshalb zuverlässiger als solche anderer Spannungsmessverfahren.

- Die Steifigkeit des Gebirges oder Mauerwerks wird im Unterschied zu allen anderen Verfahren bei der Spannungsermittlung nicht benötigt, was zu entsprechend geringeren Streuungen führt.
- Die Messfläche ist im Vergleich zu den anderen Verfahren wesentlich größer; der Einfluss durch lokale Inhomogenitäten wird dadurch geringer.

Das Kompensationsverfahren unterliegt aber auch gewissen Einschränkungen:

- Es können keine Zugspannungen gemessen werden.
- Spannungen können immer nur in einer Richtung, nämlich senkrecht zum Schlitz, ermittelt werden.
- Das Verfahren kann bisher nur für Spannungsmessungen an der Oberfläche oder in Oberflächennähe eingesetzt werden.

2.3 Methode des steifen Einschlusses

Die Methode benutzt Messgeber, deren E-Modul im Vergleich zum E-Modul des Gesteins an der Messstelle wesentlich höher ist. Dabei geht man von folgenden grundlegenden theoretischen Zusammenhängen aus:

Bringt man in einen elastisch beanspruchten Gebirgskörper mit dem E-Modul E_G einen Messgeber mit dem E-Modul $E_M > E_G$ kraftschlüssig ein, so wird sich die Spannung im Messgeber von der im umgebenden Gebirgskörper unterscheiden; es treten Spannungskonzentrationen im Messgeber auf. Ist das Verhältnis der Moduli E_M/E_G bekannt, so lassen sich die im Geber gemessenen Spannungen korrigieren.

Da der kraftschlüssige Einbau, dicht am Gebirge anliegend, nur schwer zu erreichen ist, können mit diesen Gebern meist nur Spannungsänderungen gemessen werden. Ausichten, auch die Primärspannungen selbst zu messen, bestehen jedoch beim Einsatz eines solchen Messgebers im viskosen oder im plastisch beanspruchten Gebirgsbereich. Hier kann man damit rechnen, dass der Geber durch Fließen des Gebirges "einwächst", d. h., dass sich die im Gebirge herrschenden Spannungen allmählich auch im Messgeber aufbauen.

Als Spannungsaufnehmer haben sich flache Druckkissen hoher Normalsteifigkeit besonders bewährt. Die Druckmessgeber (Abb. 3) werden orientiert in Messbohrlöcher eingebaut. Gemessen wird die Spannungskomponente normal zu den Druckkissen.

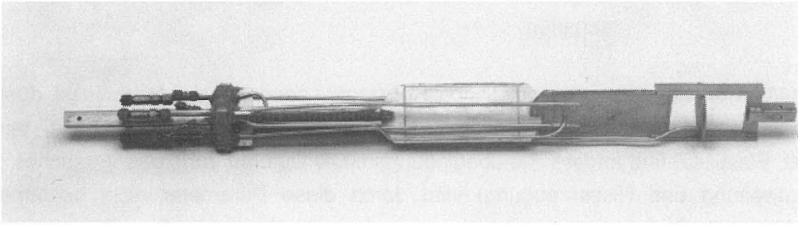


Abb. 3 Druckmessgeber mit vier hydraulischen Druckkissen

Zur Herstellung des Kraftschlusses zwischen Druckkissen und dem Gebirge werden die Bohrlöcher mit einem geeigneten, auf das Gebirgsverhalten abgestimmten Mörtel verfüllt. Nach Abbinden des Verfüllmörtels kann eine Vorspannung durch Hochdruckinjektion von Epoxidharzen vorgenommen werden.

2.4 Methode der Risserzeugung

Bei dem Verfahren der Risserzeugung wird ein Bohrloch bis zur gewünschten Stelle abgeteuft und entweder mit einer Seitendrucksonde mechanisch ein Einzelriss parallel zur Gerätesonde erzeugt, oder die Messstelle wird an ihrer oberen und unteren Grenze durch je einen aufblasbaren Gummipacker abgedichtet und dann durch Einpressen von Wasser in diesem abgeschlossenen Gebirgsbereich ein Zugriss in der Bohrlochwandung induziert.

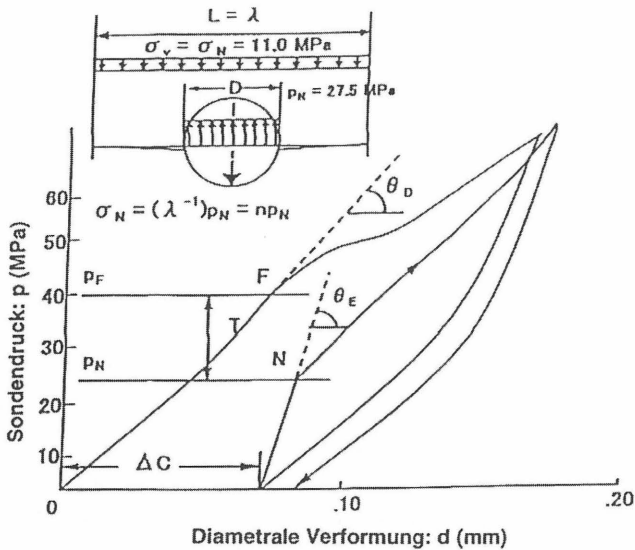
Eine genaue Spannungsbestimmung wird bei beiden Verfahren durch den direkten Lastausgleich ermöglicht. Beim Verfahren mit der Einzelrisssonde entspricht im Moment der Wiederöffnung des Risses der Öldruck (p_N) in der Sonde der Gebirgsspannung (σ_N), die normal zum Riss wirkt. Abb. 4 zeigt ein typisches Ergebnis einer Spannungsmessung, dargestellt im Druck-Verformungsdiagramm (p-d), das eine Rissbildung im ersten Lastzyklus beim Punkt F anzeigt und eine Risswiederöffnung beim Punkt N im zweiten Lastzyklus. Im Moment der Wiederöffnung gilt folgende Gleichung:

$$p_N \cdot D = \lambda \cdot D \cdot \sigma_N$$

$$\sigma_N = (1/\lambda) p_N = np_N \quad (1)$$

wobei $n = 1/\lambda$ = Proportionalitätskonstante abhängig von den Gebirgseigenschaften

Der n-Wert ist keine sondenspezifische Konstante, sondern wird beeinflusst durch die Gebirgseigenschaften wie bereits vorhandene Klüfte, Zusammendrückbarkeit, Verformbarkeit, Elastizität und andere Randbedingungen. Die Durchführung des Versuches (Bohrlochaufweitung und Risserzeugung) wird durch diese Parameter nicht beeinträchtigt. Abb. 4 zeigt die Steigung (θ_E) der Lastkurve nach der Verformung ΔC .



EE = Elastizitätsmodul
 $= D (1 + \nu) \tan \theta_E$
 ED = Verformungsmodul
 $= D (1 + \nu) \tan \theta_D$
 C = Kompressionsmodul
 $= \Delta C / D / P_{max}$
 T = Zugfestigkeit
 $= p^B - p^E$

mit
 D = Bohrllochdurchmesser
 ν = Poissonzahl
 $\tan \theta_E$ = Elastische Steifigkeit
 $\tan \theta_D$ = Verformungssteifigkeit
 p_F = Rissöffnungsdruck beim Punkt F
 p_N = Rissöffnungsdruck beim Punkt N
 ΔC = Bleibende Verformung bei P_{max}

Abb. 4 Typische p-d Kurve der Einzelrissonde mit Wiederöffnungsdruck p_N am Punkt N und Darstellung der Gebirgskennwerte (nach SERATA, 1998)

Aus direkter Beobachtung des Druckes p_N und der Steigung θ_E vor Ort und in Echtzeit auf dem Computerbildschirm wird die Normalspannung σ_N aus folgender Ableitung des Lastausgleichs in Gleichung 1 bestimmt:

$$\sigma_N = n p_N = a (\tan \theta_E)^b p_N \quad (2)$$

mit

- n = Proportionalitätskonstante ($0,2 \approx 0,5$) abhängig von den Gebirgseigenschaften,
- a = Sondenparameter,
- b = Reibungsparameter,
- θ_E = Steigung der Lastkurve,
- $\tan \theta_E$ = Steifemodul des Gebirges.

Die Bestimmung der Spannung nach Gleichung 2 ist völlig unabhängig von vereinfachenden Annahmen bezüglich der elastischen Eigenschaften des Gebirges. So werden Störungen bedingt durch die Gebirgskomplexität vollständig und erfolgreich ausgeschlossen.

Bei der Anwendung der "Hydraulic Fracturing"-Technik wird nach der klassischen Theorie vorausgesetzt, dass das Gebirge an der Messstelle elastisch, isotrop und unzerklüftet ist und dass eine der drei Hauptspannungen nahezu vertikal verläuft. Wird nach der Rissentstehung mit dem Pumpen aufgehört, so kommt die Rissausbreitung nach einer Weile zum Stillstand und es stellt sich ein Druckwert p_g ein, der gerade ausreicht, den Riss offen zu halten. Nach einer völligen Druckentlastung der Teststrecke wird in einem zweiten Versuch der Öffnungsdruck des in der Bohrlochwandung erzeugten Risses bestimmt. Aus den Drücken beim Erst- und Zweitversuch sowie aus der Orientierung des entstandenen Risses, der mit einem Abdruckpacker abgebildet wird, kann die Größe und Richtung der Hauptnormalspannungen abgeleitet werden.

Theoretische und experimentelle Untersuchungen haben gezeigt (RUMMEL & ALHEID, 1980), dass der Riss zunächst parallel zur Bohrlochachse verläuft, und zwar normal zur kleinsten horizontalen Hauptspannung σ_{Hmin} . Wenn die Spannung parallel zur Bohrlochachse von den drei Hauptspannungen den kleinsten Wert hat, wird sich die Rissebene bei ihrer Ausbreitung drehen und in einiger Entfernung vom Bohrloch normal zu dieser Spannung verlaufen. In allen anderen Fällen bleibt es bei der achsparallelen Rissausbreitung und es gilt $\sigma_{Hmin} = p_{ai}$. In jüngerer Zeit konnte nachgewiesen werden, dass das Verfahren auch in nicht-elastischem und geklüftetem Gebirge eingesetzt werden kann (BAUMGÄRTNER, 1989) und dass die Bohrung nicht parallel zu einer der Hauptspannungsrichtungen liegen muss.

3 WAHL DES VERFAHRENS

Die Wahl des Verfahrens, sei es, dass es zur Primärspannungsermittlung oder zur nachträglichen Spannungsmessung an bzw. in einem bestehenden Bauwerk herangezogen wird, hängt von verschiedenen Randbedingungen ab. In Tabelle 1 sind die Arten und Einsatzmöglichkeiten der verschiedenen Spannungsmessverfahren zusammengestellt.

Tabelle 1 Arten und Einsatzmöglichkeiten der verschiedenen Spannungsmessverfahren

Nr.	1 Messverfahren	2 Gerätetyp	3 Maximale Einsatztiefe [m]	4 Einsatz nur möglich in Gesteinen	5 Einsatz durch Klüftung eingeschränkt
1	Entlastungs- methode	Triaxialzelle	150	mit elastischen Eigenschaften	ja
		Bohrloch- schlitzgerät	30	mit elastischen Eigenschaften	ja
2	Kompensations- methode	Druckkissen	0	keine Einschränkung	nein
		Bohrloch- schlitzgerät	3	keine Einschränkung	nein
3	Methode des steifen Einschlusses	Druckkissen	1000	mit plastischen Eigenschaften	nein
		AWID	1000	mit plastischen Eigenschaften	nein
4	Methode der Risserzeugung	Einzelriss- sonde	1000	keine Einschränkung	nein
		Doppelpacker	5000	keine Einschränkung	teilweise

Aus den Angaben der Tabelle wird deutlich, dass die Einsatztiefe, die Art des Gesteins und insbesondere die Klüftung der Gesteine bestimmende Randbedingungen sind, die bei der Wahl des Verfahrens berücksichtigt werden müssen. Geschieht dies nicht, ist von vornherein mit einem Scheitern der Versuche zu rechnen.

4 MÄNGEL BEI DER VERSUCHSAUSFÜHRUNG

Während bei der Wahl des Spannungsmessverfahrens die in Tabelle 1 genannten Randbedingungen meist berücksichtigt werden, kommen bei einzelnen Methoden immer noch Ausführungsfehler vor, die dann zu schwer oder zu gar nicht interpretierbaren Ergebnissen führen. Auf einige solcher Unzulänglichkeiten soll hier näher eingegangen werden.

4.1 Entlastungsmethode mit Triaxialzelle

Bei der Bohrlochmantel-Entlastungsmethode mit der Triaxialzelle wird in einem Pilotbohrloch eine Triaxialzelle eingeklebt (s. Abb. 1). Dabei ist wichtig, dass die Pilotbohrung exakt maßhaltig und mit Kerngewinn hergestellt wird, dass sie zentrisch angeordnet ist und dass vor Beginn der Pilotbohrung das Bohrlochtiefste des Großbohrlochs geglättet wird. Ein im Bohrlochtiefsten des Großbohrlochs gegebenenfalls vorhandener Kernstummel muss beim Glätten vollständig beseitigt werden.

Der Kern der Pilotbohrung gibt Aufschluss über Klüfte in der geplanten Versuchsstrecke. Von dieser Strecke muss ein mindestens 40 cm langer Abschnitt frei von Klüften sein, um die Triaxialzelle dort positionieren zu können. Ist dies nicht der Fall, so ist die Versuchsstelle zu verwerfen, weil eine Kluft im Bereich der Zelle zu falschen Messergebnissen führt.

Bei Versuchstiefen > 30 m sollte die Messzelle nicht mehr nur mit einem Gestänge gesetzt werden, weil durch die Verdrillung des Gestänges eine saubere Orientierung der Zelle nach geographischen Koordinaten nicht mehr sichergestellt ist. Ab solchen Tiefen muss das Azimut der Zelle mit einem an ihr befestigten Kompass bestimmt werden, was z. B. dann sichergestellt ist, wenn die Messdaten einschließlich der Orientierung der Zelle sowie die Temperaturveränderungen mit einem Bohrlochcomputer mit integriertem Kompass erhoben werden, was den zusätzlichen Vorteil bietet, dass das Überbohren der Messzelle nicht durch ein Messkabel im Bohrrohr behindert wird.

Beim Überbohren der Messstelle darf der Bohrkern mit der eingeklebten Triaxialzelle nicht zerbrechen. Dies geschieht häufig dann, wenn das Gestein geschiefert ist oder wenn dünnbankige Tonsteine anstehen, bei denen durch den Bohrvorgang die Schieferungs- oder Schichtungsflächen leicht aufreißen.

Schlecht geeignet für das Spannungsmessverfahren nach der Entlastungsmethode sind auch Gesteine mit grober Körnung, z. B. Konglomerate. Bei diesen Gesteinen können

einzelne Körner größer sein als die einzelnen Dehnungsmessstreifen der Triaxialzelle. Beim Entlasten können sich diese Körner völlig anders entspannen als die umgebende Gesteinsmatrix. Befindet sich dann ein Dehnungsmessstreifen teilweise oder ganz im Bereich eines solchen großen Kornes, werden Dehnungen registriert, die das Gesamtergebnis der Messung erheblich beeinträchtigen bzw. verfälschen können.

4.2 Kompensationsverfahren mit hydraulischen Druckkissen

Ursprünglich wurde beim Kompensationsverfahren mit hydraulischen Druckkissen immer nur eine Messstrecke quer zum Kissen angeordnet, wobei die Regel galt, dass der Abstand der beiden Messbolzen zum Kissen $1/3$ der Kissenbreite betragen sollte. Durch zahlreiche Versuche konnte aber nachgewiesen werden, dass es dringend erforderlich ist, drei weitere Messstrecken anzuordnen, wie dies in Abb. 5 dargestellt ist.

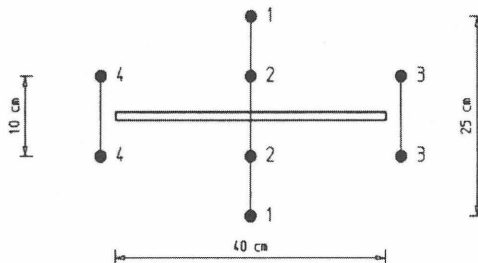


Abb. 5 Geeignete Anordnung der Messstrecken (aus SCHUCK und FECKER, 1998)

Nur so können Vergleiche der erreichten Kompensationsspannungen bei den Messstrecken 1 und 2 über der Schlitzmitte vorgenommen und Aussagen über die Homogenität und Zuverlässigkeit der Messergebnisse gemacht werden. Mit den Messstrecken 3 und 4 jeweils seitlich des Schlitzes können Hinweise auf auftretende irreversible Verformungen bei der Schlitzherstellung erhalten werden. Spannungsmesswerte aus solchen Versuchen sind möglicherweise zu hoch und auf jeden Fall als wenig zuverlässig anzusehen. Umgekehrt können irreversible Verformungen bei der Wiederbelastung durch den Kissendruck eine geringere Spannung als in Wirklichkeit vortäuschen. In Abb. 6 ist dieser Effekt vereinfacht dargestellt.

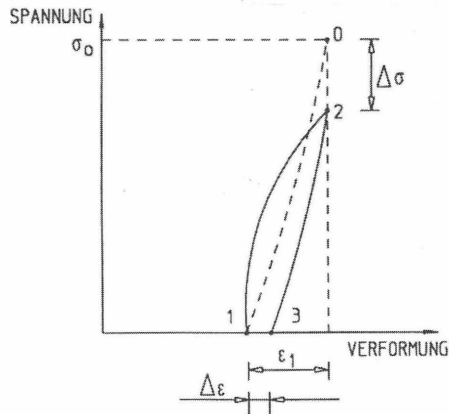


Abb. 6 Irreversible Verformungen bei Wiederbelastung durch Kissendruck
– Prinzipskizze (aus SCHUCK und FECKER, 1998)

Ausgehend von der unbekannten Ausgangsspannung σ_0 wird bei der Schlitzherstellung zunächst bis zum Punkt 1 entlastet und die Verformung ε_1 registriert. Der Verlauf der Entlastungskurve von 0 nach 1 ist nicht bekannt. Wenn nun die Wiederbelastungskurve deutlich flacher verläuft, wird die Entlastungsverformung bereits bei einer kleineren Spannung als der Ausgangsspannung σ_0 kompensiert und σ_0 um den Betrag $\Delta\sigma$ unterschätzt. Der Effekt kann anhand der Versuchskurve durch bleibende Verformungen $\Delta\varepsilon$ nach einer erneuten vollkommenen Entlastung von Punkt 2 nach Punkt 3 und einer im Vergleich zur Wiederbelastung steileren Entlastungskurve erkannt werden. In solchen Fällen kann eine sinnvolle Korrektur des Spannungsmesswerts vorgenommen werden, indem man die Steigung der Entlastungskurve von Punkt 2 nach Punkt 3 für die Wiederbelastungskurve annimmt, also in den Punkt 1 legt. Die Erfahrungen zeigen, dass irreversible Verformungen bei der Wiederbelastung durch den Kissendruck relativ häufig auftreten. Die notwendige Korrektur überschreitet jedoch selten 10 bar und lag in der Mehrzahl der Fälle unter 5 bar.

Zu hohe Spannungsmesswerte werden auch vorgetäuscht, wenn der Sägeschnitt, der das Druckkissen aufnehmen soll, mit einem zu starken oder zu großen Sägeblatt hergestellt wird, oder wenn statt mit einer Absenkvorrichtung mit einer Einschwenkmaschine gesägt

wird. Bei zu großer Schnitthöhe ist dann schon ein gewisser Öldruck erforderlich, um das Kissen vollständig an die Schlitzwand anzulegen, wie dies in Abb. 7 gezeigt ist.

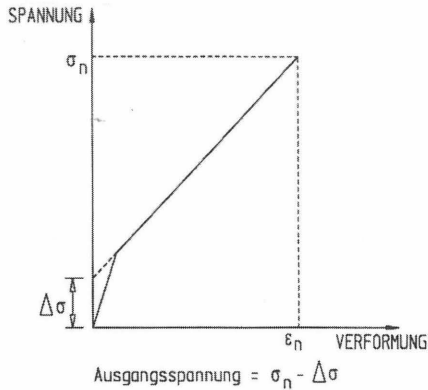


Abb. 7 Typische Messkurve bei mangelndem Anliegeverhalten
(aus SCHUCK und FECKER, 1998)

Durch die zunächst geringere Kraftübertragungsfläche zwischen Kissen und Mauerwerk werden in solchen Fällen die Ausgangsspannungen vor der Herstellung des Schlitzes überschätzt. Bei höheren Kompensationsspannungen zeigt die Versuchskurve dann einen Knick und einen steilen Anfangsverlauf; der Fehler kann hieraus abgeschätzt und der Spannungsmesswert korrigiert werden (Abb. 7). Bei niedrigen Kompensationsspannungen kann der Effekt allenfalls dadurch erkannt werden, dass im Vergleich zu anderen Messstellen eine außergewöhnlich hohe Steigung der Versuchskurve beobachtet wird. Dies ist mit ein Grund, dass niedrige Kompensationsspannungen eine höhere prozentuale Streuung aufweisen. Die Erfahrungen zeigen, dass dieser Effekt im Durchschnitt etwa bei 10 % aller Messstellen auftritt.

Noch größere Fehler können dann auftreten, wenn die Messbolzen unsachgemäß einzementiert werden oder wenn das Längenmessgerät nicht die erforderliche Messgenauigkeit von $\pm 0,001$ mm aufweist. Dann kann eine Überkompensation vorgenommen werden, was viel zu hohe Spannungsmesswerte vortäuscht.

4.3 Methode des steifen Einschlusses

Bei der Methode des steifen Einschlusses ist der häufigste Ausführungsfehler ein unsachgemäßes Verfüllen der Bohrung im Bereich der Druckmessgeber. Zum einen kommt es vor, dass die Steifigkeit des Verfüllmaterials der Steifigkeit des Gebirges wenig ähnlich ist, vor allem aber darf das Verfüllmaterial beim Abbinden nicht schrumpfen, so dass überhaupt kein Kontakt zwischen den Druckmessgebern und der umgebenden Bohrlochwandung entsteht. Dort wo das Gebirge stark kriechfähig ist, mag dieser Mangel nach kürzerer Zeit behoben sein, dort wo aber nur eine geringe Neigung des Gesteins zum Kriechen gegeben ist, muss an den Druckmessgebern eine Nachverpressung möglich sein, die jeglichen Schrumpfspalt nachzuverpressen erlaubt. Nur so kann in überschaubaren Zeiträumen mit einem Messergebnis gerechnet werden.

Da bei dieser Versuchsart das Ergebnis erst nach Jahren erzielt wird, muss dafür gesorgt werden, dass die Messeinrichtung am Bohransatzpunkt so gesichert ist, dass eine Beobachtung auch über viele Jahre möglich ist.

Die Druckmessgeber werden mit einem Setzgestänge in die Messposition gebracht. Ist die Messstelle in Tiefen > 30 m, so ist sicherzustellen, dass die vorgesehene Ausrichtung der Messachsen der Druckmessgeber auch tatsächlich eingehalten wird. In solchen Fällen – und dies gilt auch bei allen anderen Spannungsmessungen, bei denen mit Gestänge gearbeitet wird – muss mit einem Kompass, der mit in die Bohrung abgesenkt wird, die Ausrichtung der Messachsen kontrolliert und falls erforderlich die Richtung korrigiert werden.

4.4 Methode der Risserzeugung

Bei der Methode der Risserzeugung wird vorausgesetzt, dass eine der drei Hauptspannungen nahezu parallel zur Messbohrung, i.a. vertikal, verläuft. Dies wird man in flachgelagerten Sedimenten im allgemeinen voraussetzen können. Sobald aber die Messungen in gefaltetem, tektonisch stark beanspruchtem Gebirge vorgenommen werden, ist diese Voraussetzung nicht unbedingt gegeben, weshalb dort die Versuchsergebnisse mit Vorsicht zu bewerten sind.

Auch wenn nachgewiesen werden konnte, dass Klüftung und Schichtung bei der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt werden können, so ist doch klar, dass mehrere

Kluftscharen dazu führen, dass nach dem Versuch nicht mehr festgestellt werden kann, welche der Kluftscharen sich geöffnet hat und wo die eingepresste Flüssigkeit in das Gebirge eingedrungen ist.

5 LITERATUR

- Baumgärtner, J.: Anwendung des Hydraulic-Fracturing-Verfahrens für Spannungsmessungen im geklüfteten Gebirge, dargestellt anhand von Messergebnissen aus Tiefbohrungen in der Bundesrepublik Deutschland, Frankreich und Zypern.- Berichte des Instituts für Geophysik der Ruhr-Universität Bochum, Reihe A, Nr. 21, 1987.
- Rummel, F. & Alheid, H.-J.: Hydraulic Fracturing Stress Measurements in SE Germany and Tectonic Stress Pattern in Central Europe.- Proc. US-Yugoslav Research Conf. Intra-Continental Earthquakes, ed. Inst. Earthquake Eng. Seism., Skopje, 1980.
- Schnell, W.: Spannungsmessungen.- Messen in der Geotechnik. Mitt. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44, 1994, S. 83 – 103.
- Schuck, W. & Fecker, E.: Geotechnische Messungen in bestehenden Eisenbahntunneln.- Tunnelbautaschenbuch 1998, S. 44 – 84.
- Serata, S.: Single-fracture Method for Accurate and Simultaneous Measurement of Stress State and Material Properties in Complex Ground.- SGI Research Report, No. 202, 1998.

Anschrift des Verfassers:

Prof. Dr.-Ing. E. Fecker
Geotechnisches Ingenieurbüro
Prof. Fecker & Partner GmbH
Am Reutgraben 9
76275 Ettlingen

4.1 Verformungsmessungen

Geodätische Messungen

Auf der Oberkante der Sauberkeitsschicht werden unmittelbar nach deren Einbringen insgesamt 35 Messbolzen gemäß Bild 6 installiert und anschließend einer Nullmessung unterzogen. Vor dem Betonieren der Bodenplatte sind diese Messpunkte durch in die Plattenbewehrung eingestellte Bewehrungsstäbe zu verlängern und neu einzumessen. Dadurch soll ein messtechnischer Anschluss auf die Oberkante der Bodenplatte gewährleistet werden, so dass die Baugrundverformung infolge Eigengewicht der Bodenplatte und für den weiteren Bau bestimmt werden kann. Nach Betonieren der Stützen und Wände des untersten Untergeschosses werden diese provisorischen Messpunkte durch endgültige Messbolzen in diesen Tragelementen ersetzt. Die Lage der Messpunkte ist in Bild 6 dargestellt.

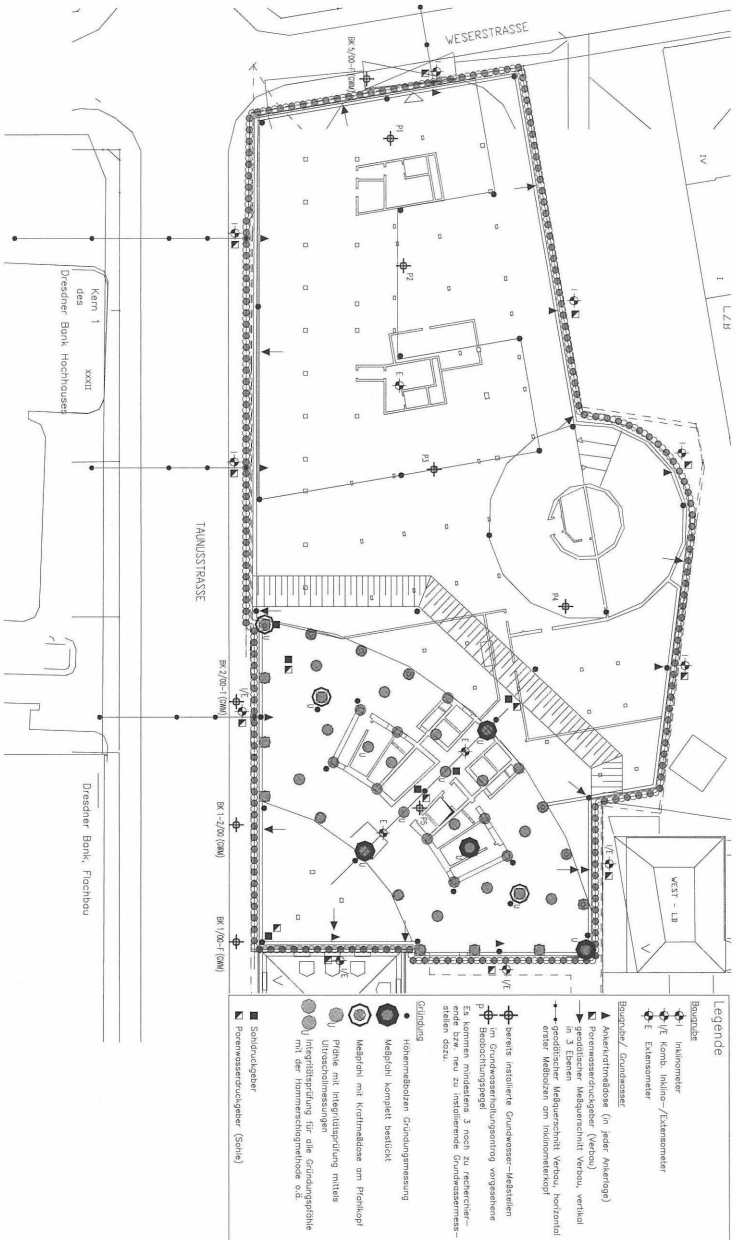
Extensometer

Die Vertikalverschiebungen des Baugrundes werden über die Tiefe durch Mehrfach-Stangenextensometer gemessen. Um das Messen von Absolutwerten der Hebungen und Senkungen zu ermöglichen, muss der tiefste Punkt außerhalb des wirksamen Formänderungsbereiches liegen. Hierfür sind die Cerithienschichten geeignet, die ab etwa 80 m unter GOK beginnen. Es sind insgesamt 7 Extensometer, sechs 4-fache und ein 5-faches vorgesehen.

Die Messpunkte sollen innerhalb der Hydrobienschichten die Verformungen etwa im Bereich der Pfahlmitte und des Pfahlfußes erfassen. Der dritte Messpunkt ist an der Schichtgrenze Hydrobien/ Inflaten zu installieren, der vierte an der Oberkante der Cerithienschichten. Um die angenommene Verformungsfreiheit der Cerithienschichten zu prüfen, soll der Fußpunkt des 5-fach-Extensometers unter dem hochbelasteten Teil des Hochhauses etwa 20 m in die Cerithien reichen. Die genaue Tiefenlage der Messpunkte ist abhängig von den Baugrundverhältnissen und wird im Rahmen der Ausführung der zugehörigen Bohrungen festgelegt. Die Bohrungen reichen aufgrund der o.g. Höhenangaben in Tiefen zwischen ca. 80 und 100 m unter Gelände.

Um Informationen auch über die Hebungen des Baugrundes zu erhalten, werden die Extensometer vor Beginn des Baugrubenaushubs eingebaut und einer Nullmessung unterzogen. Dies gilt auch für die Extensometer innerhalb der Gründungsfläche. Die im

- 29



2. Anwendungsfall

Im nordöstlichen Vorland des Harzes ist der Neubau der vierspurigen Bundesstraße B 6n geplant. Dabei werden mehrere Bereiche gequert, in denen Erdfall- und Tagesbruchrisiken bestehen. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurden diese von den zuständigen Fachbehörden (Geologisches Landesamt, Bergamt) als mittelgroß eingestuft. Ferner wurden kreisförmige Einbrüche mit einem Durchmesser von maximal 3,5 m prognostiziert. Die Straße verläuft hier in einer Dammlage mit Höhen zwischen 3 und 9 m.

Für die Sicherung des Straßenaufbaus war von einer Teilsicherung auszugehen, d.h. ein schlagartiger Einbruch der Straße war durch Einbau einer Geokunststoffbewehrung abzufangen. Nach Möglichkeit sollte diese einlagig eingebaut werden. Eine standsichere Mindestzeit von 14 Tagen nach Eintritt des Ereignisfalls sollte gewährleistet sein. An der Fahrbahnoberfläche war für diese Zeit eine Einsenkung von weniger als 5 cm nachzuweisen. Diese Vorgaben sind die Ausgangsdaten für die Untersuchungen von Geokunststoffbewehrungen im Fachgebiet Geotechnik der Hochschule Anhalt (FH).

3. Versuchsanordnung

3.1 Versuchsgrundlagen

Der Großversuch wird in der Versuchsanlage des Fachgebietes Geotechnik durchgeführt. Diese allseitig aus Stahlbetonwänden bestehende Grube weist folgende Innenabmessungen auf.

Länge: 4,70 m

Breite: 3,00 m

Tiefe: 4,00 m

Zur Erzeugung des Erdfalls wurde ein zylinderförmiges Hebekissen mit 1,60 m Durchmesser verwendet, das wassergefüllt in eine vorbereitete Erdfallgrube eingebaut wird. Nach dem Prinzip bewehrter Erdkörper wird darüber die Geokunststoffbewehrung in einem intensiv verdichteten Sand-Splitt-Schottergemisch 0/45 eingebettet.

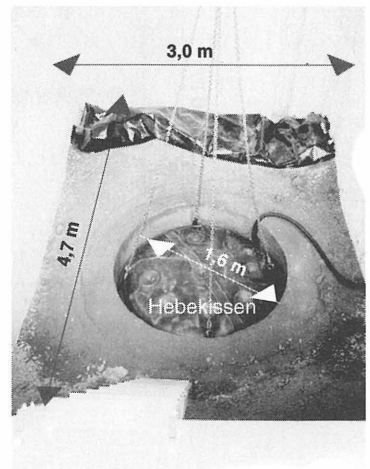


Abb. 2 Versuchgrube mit Hebekissen zur Erzeugung des Erdfalls

Nach Einbau der Geokunststoffbewehrung, der Erddammschichten und des Straßenoberbaus wurde das Wasser aus dem Hebekissen abgepumpt und so künstlich ein Hohlraum im Boden erzeugt.

Die eingebauten Erdstoffe wurden den Verhältnissen des Anwendungsfalls möglichst wirklichkeitsgetreu angepasst. So wurde die Erdfallgrube mit senkrechten Wänden und der Untergrundbereich neben der Hohlraumgrube aus bindigem Boden hergestellt. Übertragen auf die Verhältnisse in der Örtlichkeit stellt die Oberfläche des bindigen Bodens das Planum des anstehenden Untergrundes dar, das mit der Dammaufstandsfläche identisch ist.

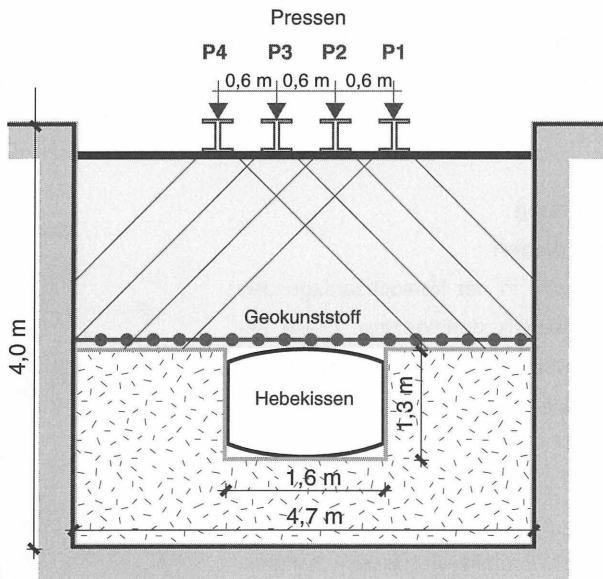


Abb. 3 Versuchsanordnung - Simulation eines Erdrückens, Einbauzustand
Längsschnitt durch die Versuchsanordnung

3.2 Geokunststoffe

Produkte aus synthetischen Rohstoffen, die in Kontakt mit Böden und anderen Baustoffen im Bauwesen verwendet werden. Man unterscheidet Geotextil und Geogitter. Es gibt Gewebe, Maschenware oder Vliesstoffe in durchlässiger oder undurchlässiger Ausführung. Die nebenstehenden Abbildungen 4a - 4d zeigen Produkte aus dem Großversuch. Der Versuch zum Geokunststoff Abb. 4a ist abgeschlossen. Abb. 4d wird zur Zeit vorbereitet.

• Geotextil

Geotextile bestehend aus in Längs- und Querrichtung verlaufenden Fäden (Ketten und Schuss). Die Gewebe sind nicht knotensteif hergestellt, sie besitzen richtungsabhängige Festigkeiten. Das Geotextil kann eine oder mehrere Funktionen erfüllen. (Filtern, Dränen, Trennen, **Bewehren**, Schützen, Verpacken, Erosionsschutz).

Gewebe und Maschenware werden dabei größtenteils zum Bewehren, Vliesstoffe zum Filtern, Dränen, Trennen, Verpacken und/oder Schützen eingesetzt.

• Geogitter

Offenes Netzwerk zum Bewehren aus zugkraftaufnehmenden Elementen. Unterschiedliche Herstellungsverfahren führen zu gestreckten, gewebten und gelegten Geogittern. Man unterscheidet in Bezug auf das Tragverhalten zwischen knotensteifen, knotenfesten und flexiblen Geogitter biaxial-anisotrop (Abb. 4c) oder biaxial-isotrop (Abb. 4d).

Die Kraftübertragung zum Boden wird durch Reibung und durch Verzahnung des Verfüllbodens in den Gitteröffnungen erbracht (Gewölbebildung). Gelegte und knoten feste Geogitter aus homogenen Stäben sind wegen der großen Stegquerschnitte robuster gegen Einbaubeanspruchungen als Gewebe, Gittergewebe oder gewebte Geogitter.

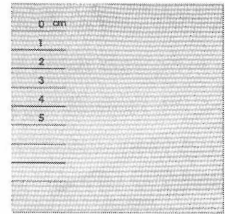


Abb. 4a Geotextil
Stabilenta 300/45 kN/m

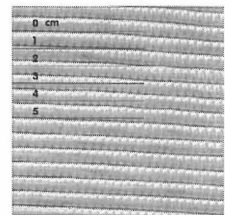


Abb. 4b Geotextil
Stabilenta

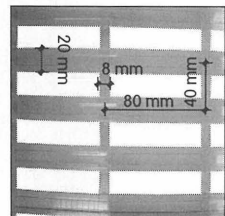


Abb. 4c Geogitter
Secugrid 400/40 kN/m

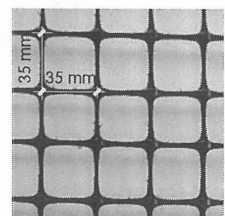


Abb. 4d Geogitter
Tensar SS40

3.3 Lastaufbringung

Die Simulation der Verkehrslast erfolgt durch vier hintereinander angeordnete Prüfpressen, die mittig über dem Hohlraum mit einer Radaufstandsfläche von $0,2 \times 0,6$ m angeordnet sind. Die Lastaufbringung jeder einzelnen Presse ist sinusförmig. Die Zeitverzögerung ist so ausgelegt, dass die Überfahrt eines Lastkraftwagens mit einer Geschwindigkeit von 60 km/h gut angenähert wird.

Diese Form der Verkehrslastsimulation entspricht der Lasthöhe und der Aufstandsfläche gemäß DIN 1072, Brückenklasse SLW 60.

Die dynamische Belastung wurde zwischen 0 und 100 kN sinusförmig an- und abklingend mit einer Frequenz von 5 Hz aufgebracht. Die Steuerung der Kraft und der Belastungsfolge laufen vollautomatisch und servohydraulisch ab.

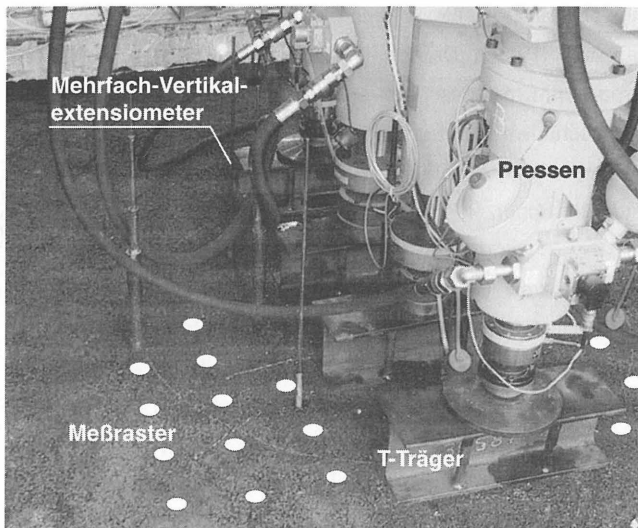


Abb. 5 Belastungseinrichtung und Mehrfach-Extensiometer

4. Messkonzept

Das Messkonzept sieht elektronische und geodätische Messverfahren zur Erfassung der Deformationen vor. Es wurden folgende Messeinrichtungen installiert:

- Wegaufnehmer zur Erfassung der Längenänderungen des Geokunststoffs in Quer- und Längsrichtung
- Druckkissen zur Ermittlung der Vertikal- und Horizontalspannungen im Erdkörper über dem Geokunststoff
- Drahtklinometer zur Ermittlung der Vertikalverformung
- Mehrfachextensiometer zur Erfassung der Setzungen des Geokunststoffs bzw. der darüber liegenden Mineralstoffschichten mittels geodätischer Messungen
- Geodätische Messungen in einem 20 x 20 cm Raster zur Erfassung der Deformationen auf der Oberfläche und dem Geokunststoff nach dem Ausbau der überlagernden Schichten.

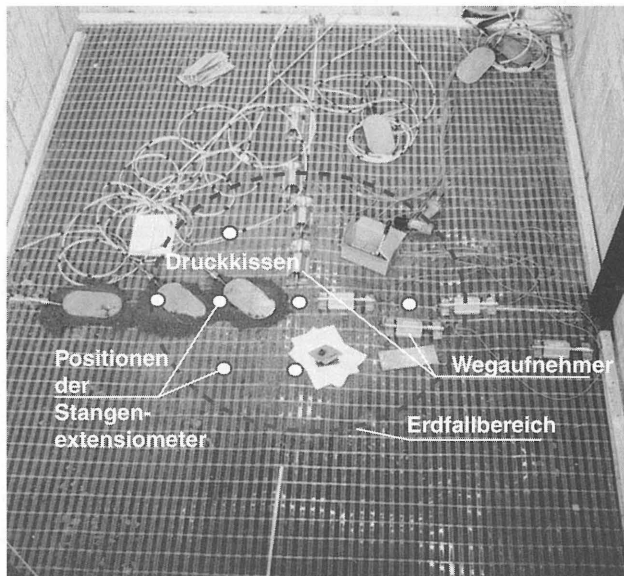


Abb. 6 Vorbereitung zum Versuch: Einbau der Wegaufnehmer, Druckkissen und Positionen der Mehrfachextensiometer

4.1 Geodätische Messungen

Von 3 Beobachtungspfeiler aus erfolgten die geodätischen Messungen in Form von Null- und Wiederholungsmessungen in einem einheitlichen Referenzsystem. Die Raster- und Extensiometerkopfpunkte wurden mittels eines elektronischen Tachymeters nach dem Prinzip der Polarpunktbestimmung in den Belastungspausen ausgemessen. Analog dazu erfolgten die elektronischen Abfragen der Wegaufnehmer.

Die geodätischen Messdaten wurden in einem eigens für dieses Projekt entwickelten Datenerfassungsprogramm registriert. Die Ergebnisse der Setzungen sind nach dem Differenzmodell hergeleitet.

Nachfolgende Grafik zeigt exemplarisch einen Bildschirmausschnitt mit den Setzungen eines Mehrfachextensiometers der Meßstelle 12, nach 310.000 simulierten Überfahrten (Versuchsabschluss). Die Mehrfachextensiometer geben Aufschluss über die Höhenänderungen in den unterschiedlichen Materiallagern.

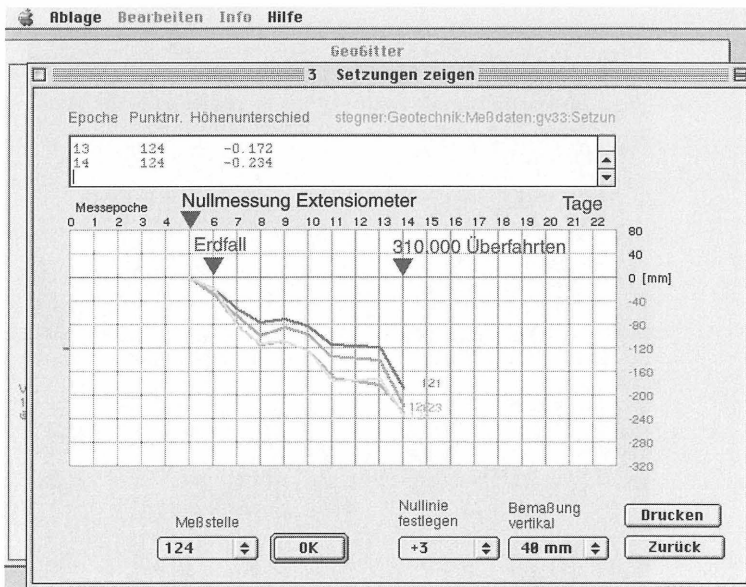


Abb. 7 Bildschirmauszug für die Meßstelle 12 - Mehrfachextensiometer

5. Ergebnisse

Nach den ersten statischen Belastungsphasen wurden an der Straßenoberfläche nur geringe Höhenänderungen festgestellt. Erst bei den dynamischen Belastungsphasen mit jeweils 10.000 Lastwechseln zeigten sich größere Einsenkungen, die bei 30.000 Lastwechseln bis zu 1,5 cm betrugen. Nach ca. 32.000 Lastwechsel erfolgte schlagartig ein Einbruch von mehreren Zentimetern in der Asphaltdeckschicht.

Bei den Extensiometermessungen wurde unmittelbar nach der Erzeugung des Erdfalls durch die überlagerten Materialschichten Einsenkungen von 3,5 cm gemessen. Die maximale Einsenkung des Geogewebes betrugen bei Versuchsende 23,4 cm.

Nach Abtrag des Material erfolgte eine Abschlussmessung über die Rasterpunkte auf der Oberfläche des Geokunststoffes.

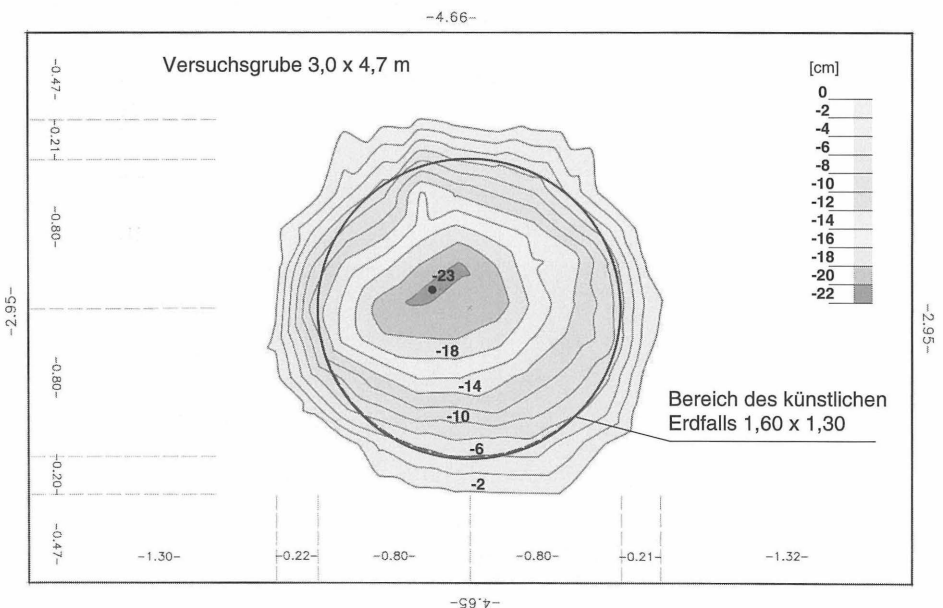


Abb. 8 Bleibende Einsenkungen des Geokunststoffes nach 310.000 Überfahrten - Messungen nach Freilegung des Geotextils

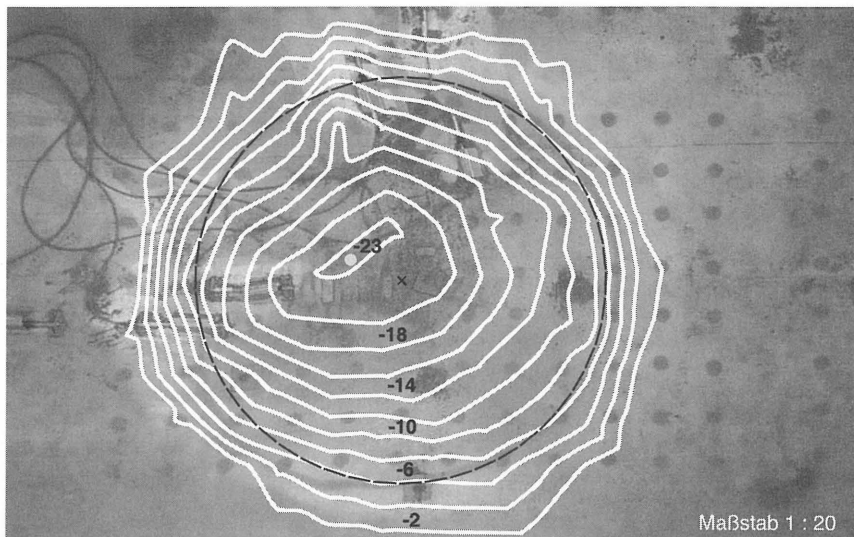


Abb. 9 Freigelegtes Geotextil - Ortho-Photo mit überlagerten Setzungslinien

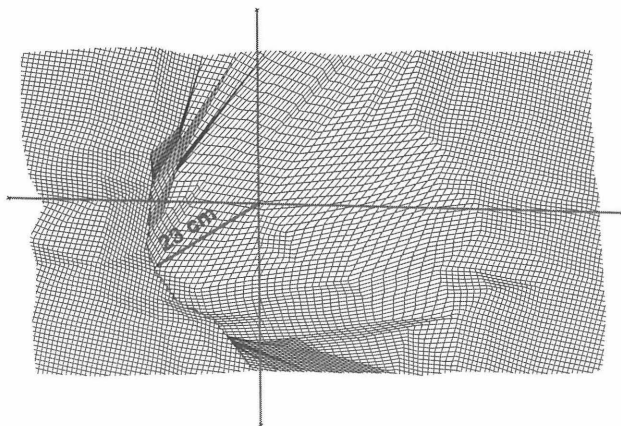
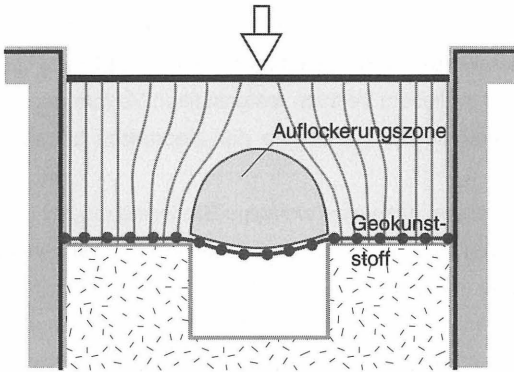


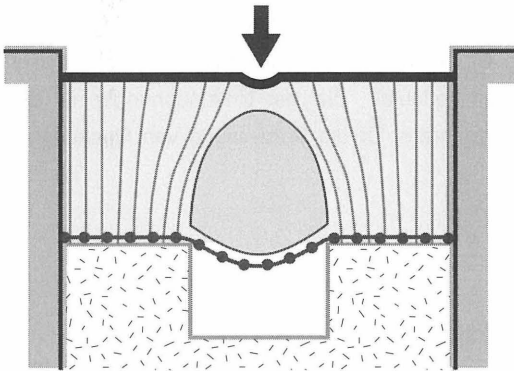
Abb. 10 Digitales Geländemodell des Erdfalls - 5 fach überhöht

Entwicklung der Verformungen

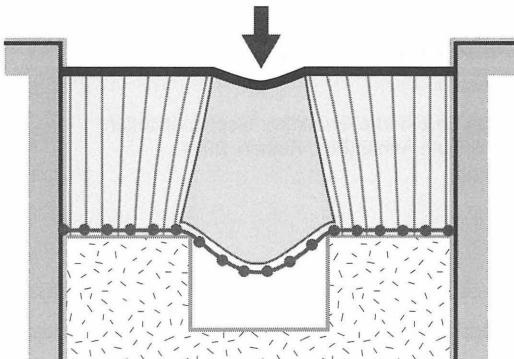


Phase 1
Erzeugung des Erdfalls

Durchhang 3,5 cm



Phase 2
Auflockerungszone
vergrößert sich nach oben



Phase 3
Auflockerungszone
erreicht die Straßen-
oberfläche

Durchhang 23 cm

7. Zusammenfassung

Begleitet werden die Versuche durch Modellrechnungen mit unterschiedlichen Eingangsparametern nach dem Verfahren der Finiten-Elemente. Hier besteht eine Zusammenarbeit mit der TU Dresden, Institut für Baustatik, deren Programmentwicklung "FALT-FEM" für die Modellrechnungen benutzt wurde. Die in diesem Versuch festgestellten Verformungen des Geokunststoffes (Abb. 4a) liegen innerhalb der Bandbreite der theoretisch betrachteten Modellgrenzfälle.

Die bisherigen Ergebnisse haben gezeigt, dass eine einlagige Bauweise möglich ist. Bei einlagiger Bauweise treten jedoch Zugkräfte in der dehnungssteifen Bahnlängsrichtung sowie orthogonal dazu auf. Die Größe der jeweiligen Zugkräfte hängt dabei entscheidend von den Spannungs-Dehnungseigenschaften des Geokunststoffes in Längs- und Querrichtung ab. Für den praktischen Einsatz ergibt sich, dass alle erforderlichen Nachweise sowohl in Längs- als auch in Querrichtung zu führen sind.

Über die Ergebnisse weiterer Versuche, insbesondere über die relevanten Parameter Zugfestigkeit, Zugspannungen und Spannungsdehnungsverhältnis in Abhängigkeit der Belastungen wird zur gegebenen Zeit berichtet. Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung eines einfachen Nachweisverfahrens für die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen in einlagiger Bauweise.

Literatur

DIN V 1054-100

Baugrund - Sicherungsnachweis im Erd- und Grundbau - Teil 100

Paul, A. ; Schwerdt, S.

Untersuchungen zur Überbrückung von Tagesbrüchen und Erdfällen durch Einbau einer einlagigen Geokunststoffbewehrung
7. Tagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München 2001,

Paul, A.

Untersuchungen zur Überbrückung von Erdeinbrüchen mittels Geokunststoffen
Vortrag zum Tag der Forschung, Hochschule Anhalt(FH), Köthen 2001

Anschrift des Verfassers

Prof. Dipl.-Ing. G. Stegner
Hochschule Anhalt (FH)
FB Architektur und Bauingenieurwesen
Lehrgebiet Ingenieurvermessung
Postfach 2215, 06818 Dessau
Tel. 0340 5197-1566 / 1589
Email stegner@ab.hs-anhalt.de

Flächendeckendes Überwachungssystem unter einer Erde-Verbund-Konstruktion zur Lokalisierung von Erdfällen

Franz Glötzl
Joachim Haberland

1 Kurzfassung

Um den Verkehr auf den Bahnanlagen im Bereich des Knoten Gröbers, der über ein Altbergbaugebiet führt, nicht zu gefährden, wurde auf einer Fläche mit 800 m Länge und 100 m Breite als brückenbildendes Tragwerk eine Erde-Verbund-Konstruktion, bestehend aus einem zementstabilisierten Erdkörper und einer Bewehrung mit hochzugfestem Aramid-Gewebe gewählt, damit eine ausreichende Tragfähigkeit der Konstruktion nach Eintritt eines Erdfalles sichergestellt ist.

Zur Erkennung von Erdfällen ist unter der Erde-Verbund-Konstruktion ein flächendeckendes Warnsystem eingebaut, mit dem es möglich ist, Tagbrüche in Lage und Größe zu erkennen, um gezielte Sanierungsmaßnahmen des Untergrundes umgehend einzuleiten. Die von der Firma Glötzl entwickelte Warnanlage wurde in Vorversuchen 1997 und durch eine großmaßstäbliche Felderprobung 1998 in Eignung und Funktion der Warnanlage sowie der Standsicherheit und der Gebrauchsfähigkeit des Tragsystems nachgewiesen.

2 Einleitung

Die neue Bahntrasse zwischen Halle und Leipzig überquert im Bereich des Knoten Gröbers ein Altbergbaugebiet, in dem oberflächennah, rund 30 m unter GOK, bis in die 30er Jahre des 20. Jahrhunderts 5 bis 8 m mächtige Braunkohlenflöze abgebaut wurden. Von den aufgelassenen Streckenbereichen geht eine akute Gefährdung für die Bahnanlagen aus.

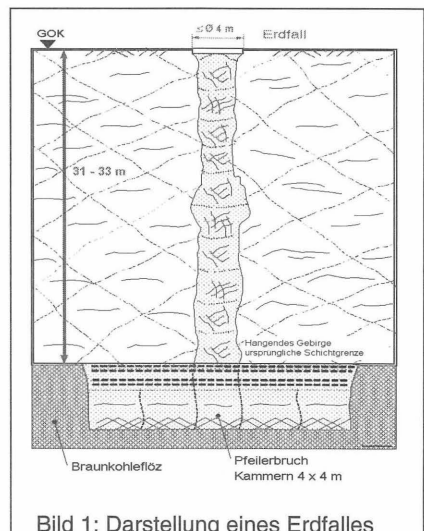


Bild 1: Darstellung eines Erdalles

Diese bewirken Erdfälle - auch Tagbrüche genannt - mit einem Durchmesser bis zu 4 m. Infolge von nichtverbrochenem Abbau oder bei Vorrichtstrecken über dem Streckenkreuz brechen diese in Abhängigkeit von der geologischen Schichtung mit wechselndem Durchmesser nach und nach hoch. Der hängende Hohlraum (Kamin) füllt sich mit nachbrechendem Material auf. An der Geländeoberfläche bildet sich meistens ein kreisförmiger Krater mit steiler Abbruchkante und einigen Dezimetern Tiefe.



Bild 2: Freigelegter Hochbruch

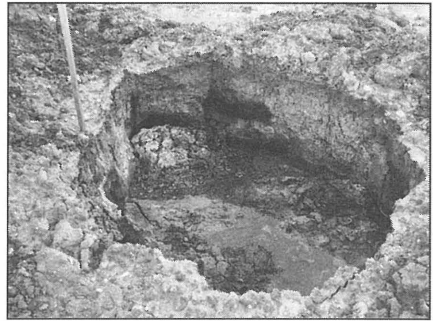


Bild 3: Hängender Hochbruch

Der Abbau des 5 bis 8 m mächtigen Braunkohleflözes erfolgte als Pfeilerbruchbau, bei dem die Braunkohle in Abbaukammern mit ca. 4 x 4 m Grundfläche und einer Höhe von ca. 4 m abgetragen wurde. Ein Versatz der Kammern erfolgte nicht; vielmehr wurde nach der Auskohlung der Kammern das Verbauholz rückgebaut, so dass das Gebirge nachbrechen konnte und das sogenannte Bruchfeld entstand. Bei dem erwähnten Bergbau existieren über die Abbaukammern im Einzugsbereich der Bahnstrecke keine Unterlagen, anhand derer die Lage etwaiger hängender Tagebrüche über den ehemaligen Kammern prognostiziert werden könnte. Ein kontrolliertes Verfüllen von hängenden Tagebrüchen ist daher nicht möglich.

Seitens der DB-Projekt-Verkehrsbau-Deutsche-Bahngruppe wurden deshalb als konstruktive Maßnahme zur Sicherung der Strecke im Bergbauggebiet unter der unteren Tragschicht (UT) eine Erde-Verbund-Konstruktion zur durchgängigen Gewährleistung der Betriebssicherheit und eine Warnanlage zur Erkennung von Tagbrüchen/Erdfällen vorgesehen.

Namhafte Hersteller und Instrumentatoren wurden durch die DB-Projekt-Verkehrsbau aufgefordert, Lösungsvorschläge zu unterbreiten, die auf folgenden betrieblichen Anforderungen beruhten.

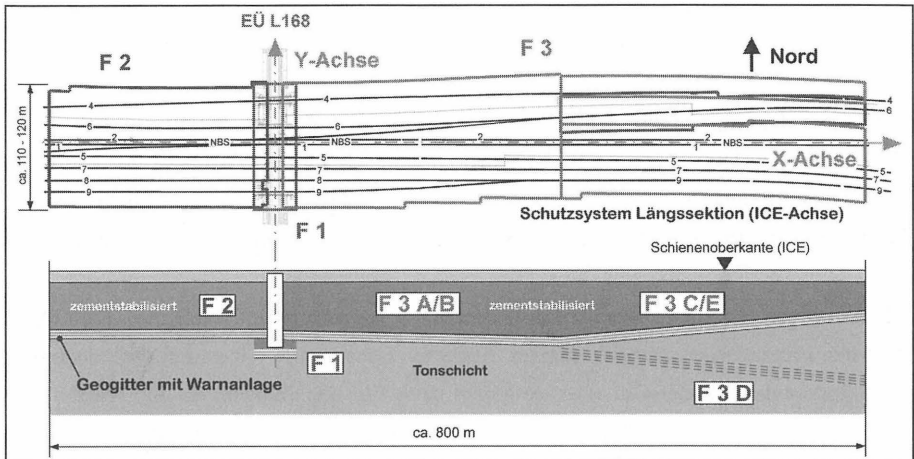


Bild 4: Instrumentierungsfläche Knoten Gröbers

2.1 Anforderungen an die Erde-Verbund-Konstruktion für den Oberbau

(Auszug aus dem Lastenheft)

Die Erde-Verbund-Konstruktion muss einen störungsfreien Eisenbahnbetrieb mit den maximalen Streckengeschwindigkeiten sichern.

Die Konstruktion muss bei einer kritischen Verformung eine uneingeschränkte Restbetriebszeit von 4 Wochen gewährleisten. Innerhalb dieser Zeit ist der Erdfall zu erkunden und zu sanieren.

2.2 Anforderungen an die Warnanlage (wesentliche Auszüge aus dem Lastenheft)

- redundante Messeinrichtungen unter der UK-Konstruktion für die Sicherungsmaßnahmen
- Auflösung der Lokalisation des Tagebruches mit mindestens 1 x 1 m
- Einsenkungen von > 0,20 m müssen erkannt werden
- Umsetzung der Erdverformung in analoges oder digitales Signal an den Leitstand
- redundante Aufzeichnung des Statuszustandes im Leitstand
- bei Ausfall der Energieversorgung 48 Stunden Netzausfallsicherung

- Ausfall eines Controllers darf nicht zur Störung des Gesamtsystems führen
- Meldung des Zustandes der Warnanlage an die zuständige Dispositionsstelle
- Anlage muss rückwirkungsfrei auf andere technische Systeme der Bahn arbeiten
- Selbstanzeige von Systemfehlern
- Systemfehler dürfen nicht dazu führen, dass eine Alarmmeldung generiert wird

2.3 Realisierung der Warnanlage

Folgend beschriebene Lösung für eine Warnanlage erhielt den Zuschlag durch die DB-Projekt-Verkehrsbau und wurde in mehreren Vorversuchen und letztlich in einem großen Feldversuch erprobt und getestet, um den gestellten Anforderungen gerecht zu werden.

Die Warnanlage besteht aus einem redundanten System aus Vlies-Signal-Draht-Matrix und Horizontal-Extensometern, die als primäres Sensor- und Überwachungssystem im Erdkörper unterhalb der Geogitter eingelegt sind. Für die Funktion ist von wesentlicher Bedeutung eine über der Warnanlage aufgebrachte Schutz- und Belastungsschicht aus Kiessand 0/32 mm mit einer Einbauhöhe von 0,30 m.

In den Vor- und Feldversuchen wurde nachgewiesen, dass im Falle eines Erdfalles die Belastungsschicht eine Verformung der Vlies-Matte und der darunter liegenden Extensometer bewirkt. Aus den gewonnenen Messwerten ergibt sich die Größenordnung und Lage des eingetretenen Erdfalles.

2.4 Versuchs- und Projektabläufe

- Vorstellung der Lösung für eine Warnanlage im August 1996
- Vorversuche bis Februar 1997 auf dem Betriebsgelände, Fa. Glöttl
- Balkenversuch auf dem Betriebsgelände der Fa. Glöttl, April 1997
- Feldversuch im Maßstab 1:1 in Gröbers, Mai 1998
- Auftragserteilung zur Instrumentierung im März 1999
- Beginn des Einbaus ab Mai 2001 (voraussichtliche Inbetriebnahme, März 2003)

3 Aufbau der Warnanlage

3.1 Flächensensor als Vlies-Signal-Draht-Matrix (VSDM-Matte), System Glöttl

Das Trägermaterial besteht aus einem Doppel-Vlies aus PP-Faser mit einem Flächengewicht von 360 g/m². Auf der Innenseite der Vliese sind in einer Matte die

Widerstandsdrähte mit PTFE-Isolierung längs eingewebt und in der zweiten Matte sind die Widerstandsdrähte quer eingewebt. Der Einzelabstand beträgt zwischen den Drähten in beiden Richtungen 0,25 m. Auf Grund der bei der Firma Huesker bestehenden Technik, dem Einsatz, der Unterstützung und der Mitarbeit war es möglich, die VSDM-Matte in gewünschter Ausführung baustellentauglich zu entwickeln und zu produzieren. Insgesamt wurden für das Projekt ca. 80.000 m Doppel-Vlies gefertigt.

Das Messprinzip beruht auf der Erfassung von Widerstandsänderungen hervorgerufen durch Bruch oder Dehnung. Durch Schleifenbildung benachbarter Drähte und kreuzweiser Anordnung, somit Bildung einer Drahtmatrix mit einem Raster von 0,50 x 0,50 m, ist die Erfassung der Lage und Größe der gestörten Fläche möglich. Am Rande der Matte sind die Widerstandsdrähte in Kabelbäumen gefasst und werden aus dem Bauwerk an die einzelnen Controller in den Kabelkanälen geführt und angeschlossen.

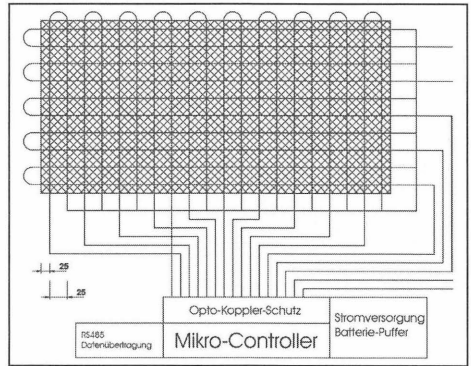


Bild 5: Prinzip der VSDM-Matte

Die Verlegung der VSDM-Matte erfolgt in 5 m Bahnbreite mit 0,25 m Überlappung und in Bahnlängen von 5 bis 40 m je nach den örtlichen Anforderungen. Der Einbau der Matten erfolgt auf einem ca. 0,40 m durch Zement verbesserten Untergrund mittels Einfräsen. Auf diesem Untergrund ist als Unterlage der Warnanlage eine 0,10 m dicke Kies-Sand-Schicht aufgebracht. Nach dem Einbau der Warnanlage wird diese mit einer Auflastschicht von 0,30 m Vorkopf überschüttet, planiert und verdichtet. Daraufhin erfolgt eine elektrische Kontrollmessung der eingelagerten Widerstandsdrähte, deren Messwerte vom Zeitpunkt der Produktion, nach Transporten, vor dem Einbau und nach der Verlegung sowie späteren Überschüttphasen ständig auf Funktion überwacht wird.

3.2 Horizontal-Extensometer, Syst. Glötzl als redundantes Überwachungssystem

Verwendung findet eine modifizierte Ausführung des Glasfaserstangenextensometers bestehend aus einer Glasfaserseele mit PP-Schutzmantel und einem PE-Hüllrohr,

Ø 10 mm. Die Verlegung erfolgt in Trassenquerrichtung unter der VSDM-Matte in Abständen von 1 bis 1,20 m. Die Extensometer werden an den Enden durch Anker außerhalb des Sicherungsbereiches fixiert und in Verlegeradien von > 0,50 m an den Feldenden durch die Überschüttung nach oben zu den Controllern in einem Kabelkanal zwischen den Gleiskörpern geführt. Die Erfassung der Messwerte erfolgt mittels Wegaufnehmer in einfacher Konstruktion mit 50 KOhm Plastik-Widerstandselementen und einem Messweg von 250 mm.

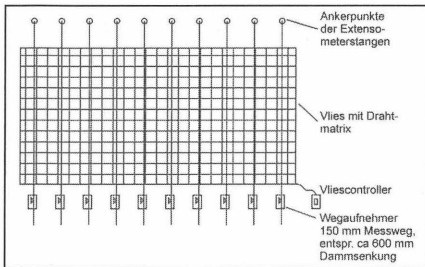


Bild 6: Extensometeranordnung

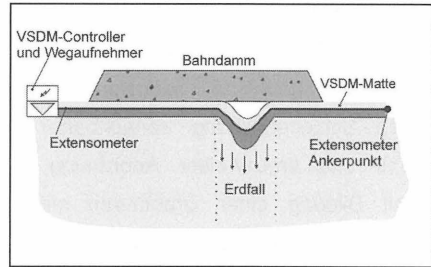


Bild 7: Funktionsprinzip der Warnanlage

3.3 Datenerfassung

Innerhalb der gesamten Warnanlagenfläche sind insgesamt 720 Controller in 8 Kommunikationssträngen zusammengefasst und mit dem zentralen PC-Leitstand im ESTW Gröbers verbunden. Die Kabel der Stromversorgung, die LWL-Kommunikationsstränge für die Controller und die Controller selbst werden in speziellen Kabelkanälen geführt. Jede VSDM-Matte mit den darunter befindlichen Extensometern bildet ein Modul, das eigenständig von einem Controller/Slave erfasst wird. Die Verkabelung der VSDM-Matte und die Extensometergestänge jedes Moduls werden in die zwischen den Gleisen befindlichen Kabelkanäle hochgeführt und

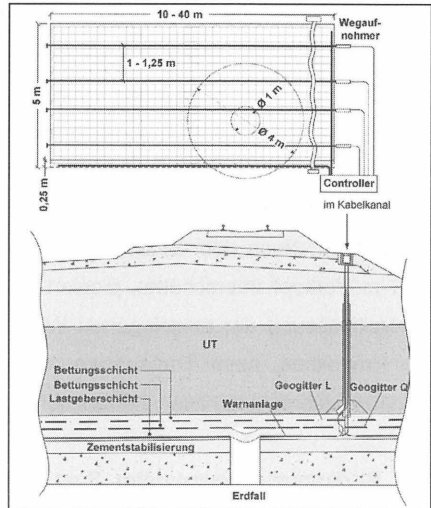


Bild 8: Warnanlage im Querschnitt

mit dem jeweiligen Controller verbunden, der dezentral die Überwachungsfunktion übernimmt. Als wesentlich ist noch anzuführen:

- Selbständiger Messbetrieb nach programmierbaren Zeitzyklen
- Weitergabe von Daten und Statusmeldungen auf Anforderung des PC-Leitstandes
- Messung der Einzelmessstellen (Weg, Widerstand und Batterieleistung/Ladezustand)
- Synchronisierung der Urzeit aller Controller über den Leitstand

3.4 PC-Leitstand (Master)

Eine zentrale Schaltstelle bildet der Leitstand in Gröbers. Ein separater Raum, computergerecht ausgebaut, beinhaltet folgende Komponenten:

- Zentrale Stromversorgung der Controller mit Niederspannung
- ISDN-Telefonanschluss
- 2 Hewlett Packard Netserver der LH3-Familie
- Microsoft Windows NT Server Betriebssystem 4.0
- USV-Anlage für kurzzeitige Netzausfälle
- 2 ISDN-Modems zur Betreuung des Leitstandes und zur Weiterleitung der Störmeldungen
- Farbmonitore und Drucker
- RS232 LWL-Verteiler für die 8 Controller-Gruppen
- Streamer zur Datensicherung

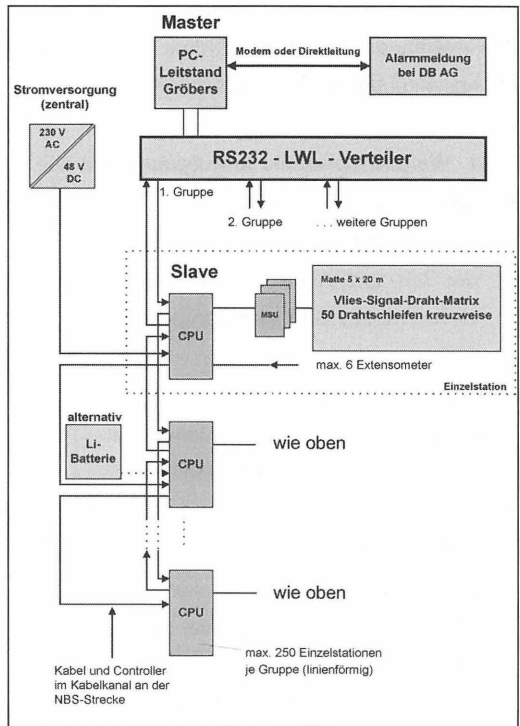


Bild 9: Aufbau der Datenerfassung und des PC-Leitstandes

3.5 Leitstandsoftware

Für die Erkennung eines Erdfalles und die Weiterleitung der Meldesignale ist die Software des Leitstandes mit einer Reihe von Funktionen ausgestattet.

3.5.2 Grundlegende Ereignismeldungen

- Normaler Betriebszustand für das gesamte Überwachungsfeld
- Störung der Warnanlage, es liegt eine meldepflichtige Störung vor
- Warnmeldung bei kritischen Veränderungen im Untergrund
- Alarmmeldung bei Überschreitung der zulässigen Messbereiche (große Verformung)

4 Werkseitige Untersuchungen, Vorversuche, Balkenversuch und Feldversuch

Zur Realisierung des Projektes war eine Reihe von Untersuchungen erforderlich. Diese beinhalteten die Auswahl geeigneter Materialien, Untersuchungsmethoden, Tests, Produktionsfreigaben und Materialbeschaffung. Eine wesentliche Stellung haben die Qualitätssicherung und Überwachung, die fertigungs- und einbaubegleitend durchgeführt werden.

4.1 Werkseitige Untersuchungen

Nach der Festlegung geeigneter Materialien, die auf Grund von Erfahrungen als Hersteller geotechnischer Messgeräte gegeben waren, stellte sich die Frage nach einer realistischen Versuchsanordnung.

Zur Simulation eines Erdfalles hatten sich nach den ersten werkseitigen Tests sogenannte Lastkissen - wie sie zu Bergungszwecken und im Katastrophendienst bei hohen Lasten - eingesetzt werden, bewährt. Diese aus widerstandsfähigem verstärktem Kunststoff hergestellten Kissen, in der Größe von ca. 0,5 m, wurden wassergefüllt im Erdreich eingebaut und verdichtet.

Durch gezieltes Ablassen des eingelagerten Wassers ist die Hohlraumbildung im Untergrund in Größe und Geschwindigkeit steuerbar.

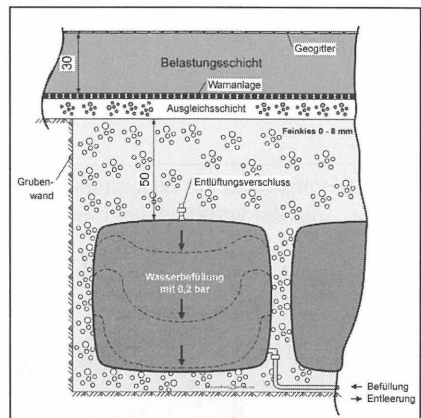


Bild 11: Erdfall-Simulationseinrichtung

Bei allen Versuchsdurchführungen war dies ein wesentlicher Bestandteil der Versuchsausführung und hat sich in allen Anwendungen bewährt. Andere Lösungen wie

künstliche Gewölbe oder siloartige Behältnisse mit Materialförderanlagen wurden als zu aufwendig, kostenintensiv und in der Wirkungsweise als zu unsicher verworfen. Ein wesentlicher Vorteil bestand auch in der Wiederverwendbarkeit der Lastkissen bei den weiteren Versuchen und Ergänzung des Versuchsfeldes durch Zukauf weiterer Elemente.

4.2 Vorversuch (Absenkversuch)

Im Absenkversuch wurde ein Lastkissen eingebaut und mit einer Wasserbefüll- und -entleerungsleitung versehen. Ca. 0,50 m über dem Lastkissen wurde ein Vlies mit Widerstandsdrachtschleifen, handgefertigt, aufgelegt und mit einer 0,30 m, dicken verdichteten Lastschicht überdeckt. Durch gezieltes Ablassen des Wassers aus dem Lastkissen konnte der Erdfall im Detail simuliert und die Wirkungsweise an der Oberfläche beobachtet und mit der mit Widerstandsdraht bestückten Vliesmatte erfasst werden.

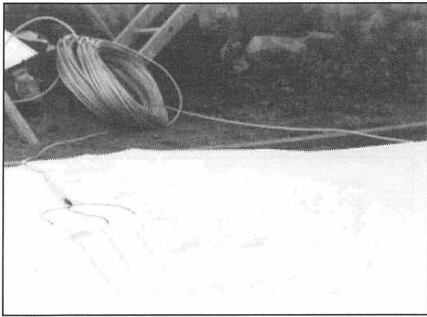


Bild 12: Vliesmatte mit Widerstandsdraht auf der vorbereiteten Fläche



Bild 13: Freigelegte Vliesmatte nach dem Absenkversuch

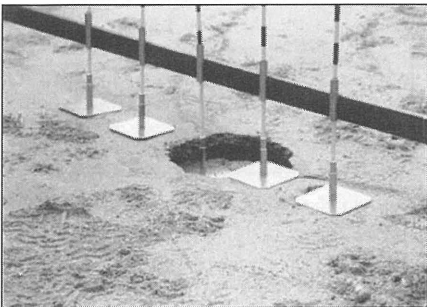


Bild 14: Erstes Ansenken der Oberfläche nach einer Wasserentnahme von ca. 10% aus dem Lastkissen

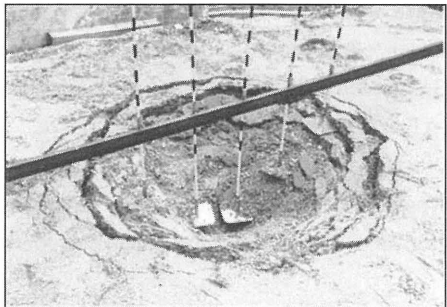


Bild 15: Wasserentnahme aus dem Lastkissen mit ca. 50 % der eingelagerten Menge

4.3 Balkenversuch

Nach erfolgreicher Ausführung des Absenkversuches wurde als weiterführende Maßnahme ein sogenannter Balkenversuch ausgeführt. Dieser beinhaltete 3 Hebekissen, eine Warnanlage aus modifiziertem Vlies mit Widerstandsdrähten, Extensometer, 4 Lagen Geogitter und Kiesauflast, Bauwerkslänge 10,50 m, Breite und Höhe 1,20 m. Im Weiteren wurde ein geotechnisches Messprogramm bestehend aus Sensoren zur Dehnungsmessung am Geogitter und der Erddrücke in der Auflast installiert.

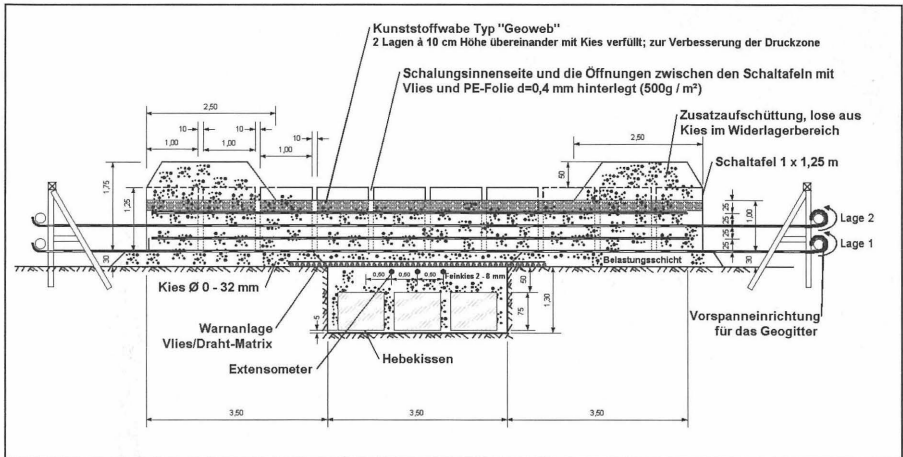
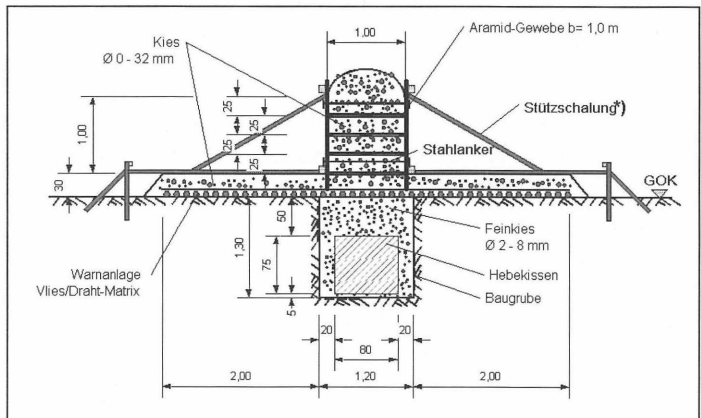


Bild 16: Längsschnitt des Balkenversuches mit 3 Hebekissen und 4 Bahnen Geogitter sowie umfangreicher geotechnischer Instrumentierung

Bild 17: Querschnitt des Balkenversuches



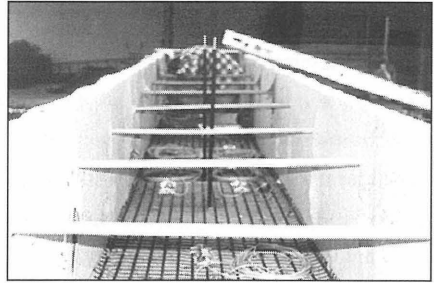
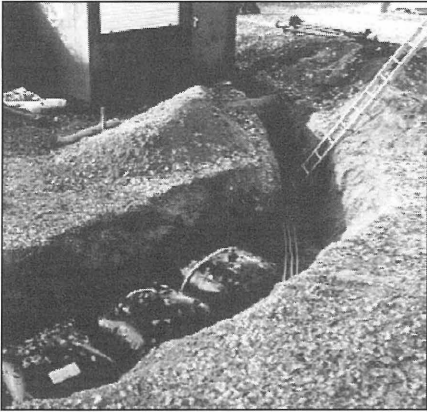


Bild 19: oben, Balken vor der Verfüllung

Bild 18: links, Einbau der Hebekissen

Aufgabe und Zielstellung des Balkenversuches war es, die Tragfähigkeit der Erde-Verbund-Konstruktion in verkleinertem Maßstab zu testen, das Verhalten zu überprüfen und weitere Versuchsparameter für den vorgesehenen großmaßstäblichen Feldversuch festzulegen.

Im Untergrund wurden 3 Hebekissen mit einer Überdeckung von 0,50 m installiert. Diese Kissen konnten einzeln entleert werden, womit es möglich war, einen entstehenden Erdfall mit einer Breite von ca. 1 m und einer Länge von 3 m schrittweise zu simulieren.

Auf der Geländeoberfläche wurden Extensometer und darüber eine Vliesmatte mit Widerstandsdrähten aufgelegt. Wie später im Bauwerk vorgesehen wurde darüber eine Belastungsschicht von 0,30 m Höhe aufgeschüttet und verdichtet.

Die Balkenkonstruktion wurde mit Schalungsmaterial abgestellt und mittels Stahlanker und seitlichen Stützen stabilisiert. In Längsrichtung wurden die eingesetzten Schaltafeln so miteinander verbunden, dass die einzelnen Elemente sich vertikal entsprechend dem Verhalten der Balkenkonstruktion bewegen konnten.

Um den Balken in seiner Funktion zu erstellen, wurde in Abständen von 0,25 m, getrennt durch hochzugfestes Geogitter, die Schüttung aufgebracht. Der Versuchsaufbau bedingt durch seine Größe erlaubte es nicht, wie in Bauwerken das Geogitter durch Auflasten und

Umschlag im Außenbereich zu verankern, weshalb an den Balkenenden Spanneinrichtungen für die Geogitterbahnen installiert wurden. Die Funktion dieser Einrichtung sowie das Lastverhalten des Geogitters selbst wurde durch eine Vielzahl von Dehnungsaufnehmern automatisch erfasst. Im Weiteren wurde, wie bereits erwähnt, ein umfangreiches Messprogramm zur Erfassung der Erddrücke in der Balkenkonstruktion installiert.

Ein detaillierteres Eingehen auf die geotechnischen Messwerte würde den Rahmen dieser Darstellung einer Warnanlage sprengen und gibt uns Anlass, gezielt in weiteren Berichten die Ergebnisse der umfangreichen Untersuchungen darzustellen.

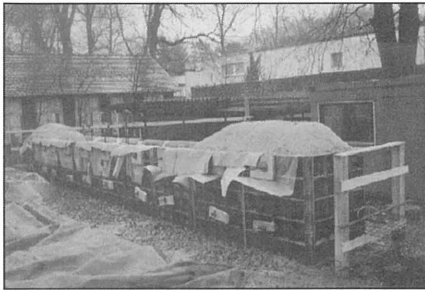


Bild 20: Balkenversuch vorbereitet



Bild 21: Eingetretener Erdfall

Die Versuchsausführung erfolgte kontinuierlich durch gleichmäßiges kontrolliertes Entnehmen von Wasser, um die Entwicklung der geotechnischen Messwerte zu erfassen. Die Ergebnisse des Balkenversuches bestätigten die getroffenen Annahmen in der Wirkungsweise und Tragfähigkeit der Erde-Verbund-Konstruktion über einem mit der Versuchseinrichtung künstlich hergestellten Hohlraum.

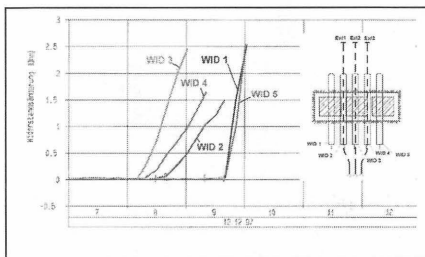


Bild 22: Messergebnisse der Widerstandsdrähte

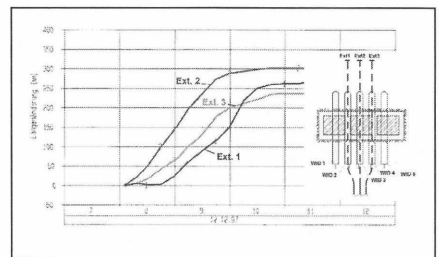


Bild 23: Messergebnisse der Extensometer

Mit dynamischen Belastungen durch eine Kreisplatte von 2,50 m Durchmesser – statische Vorlast 55 kN/m² - wurde ein vierwöchiger Hochgeschwindigkeitsverkehr simuliert. Frequenz 27,5 Hz, Schwinggeschwindigkeit bis 30 mm/s.

Die Messergebnisse zeigten, dass sich das prognostizierte Tragwerk (Kuppelgewölbe mit Zugband) bei Bildung des Erdfalles in vollem Umfang entwickelte. Die unterschiedlichen Setzungen zwischen beiden Schienen eines Gleises betrugen weniger als 0,5 mm selbst nach Erweiterung des Hohlraumes unter der Erde-Verbund-Konstruktion auf 4 x 8 m und nach dynamischer Belastung.

Das Tragwerk und der innere Zustand der Erde-Verbund-Konstruktion wurden nach Versuchsende durch eine Aufschlitzung über dem Erdfall in Augenschein genommen. Die Abmessungen des Kuppelgewölbes sind in Bild 27 dargestellt.

Bild 27: Gewölbeformung nach einem Erdfall

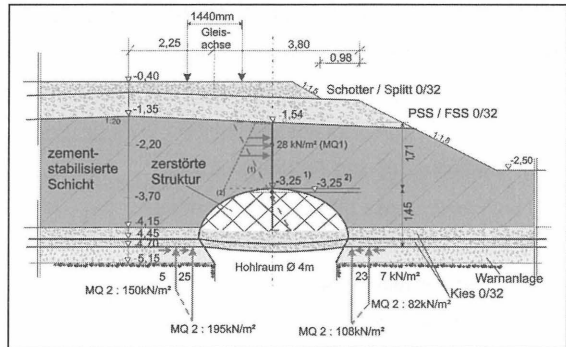


Bild 27: Gewölbebildung nach einem Erdfall

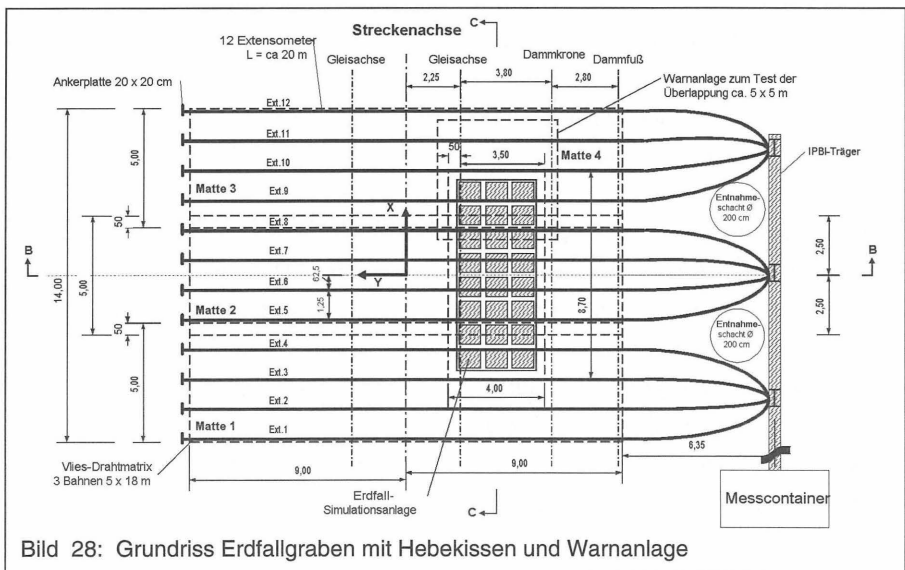


Bild 28: Grundriss Erdfallgraben mit Hebekissen und Warnanlage

5 Zusammenfassung

Um ein Erdfallereignis lokalisieren und damit gezielt innerhalb einer vorgegebenen Zeit sanieren zu können, ist die Erde-Verbund-Konstruktion mit einer Erdfall-Warnanlage auszustatten.

Die Kombination von hochzugfesten Geogittern mit einem mit Bindemittel stabilisierten Erdkörper, eine Erde-Verbund-Konstruktion, ist geeignet, auch unter Eisenbahnlasten des Hochgeschwindigkeitsverkehrs für eine vorgeschriebene Zeitspanne Erdfälle sicher zu überbrücken. Das statische System beruht darauf, dass bei einer Erdfallbildung zerschertes Material im Kern eines Gewölbes auf dem über dem Erdfall freihängenden Geogitter aufgelagert wird und dadurch Zugkräfte in den Auflagerbereichen des Gewölbes verursacht.

Die ausgeführten Versuche zeigen, dass unter simulierten Verkehrsbedingungen Erdfälle bis zu der angenommenen Größe mit ca. 4 m im Durchmesser genau erkannt werden und für eine Sanierung ausreichend Zeit im gewünschten Rahmen bis zu 4 Wochen zur Verfügung steht.

6 Nachtrag - Projektausführung

Seit Mai 2001 werden bei der Baumaßnahme des Knoten Gröbers die Warnanlagenelemente laufend zu den Erdarbeiten eingebaut. Um die Jahreswende 2001/2002 waren etwa 50 % der 80.000 m eingebaut und überschüttet. Über die Einbauarbeiten wird nach Abschluss bzw. eines entsprechenden Zwischenstandes ausführlich über die gemachten Erfahrungen berichtet werden.

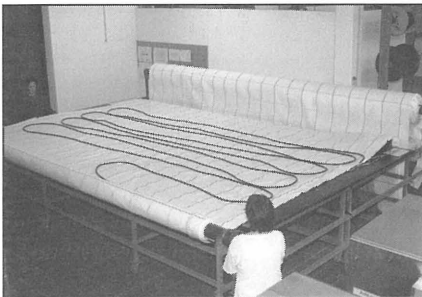


Bild 29: Vlies-Mattenproduktion



Bild 30: Baustellenübersicht

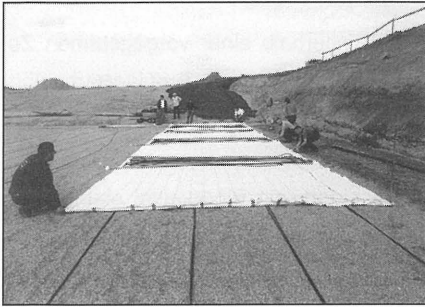


Bild 31: Ausgelegte Vliesbahnen



Bild 31: Warnanlage überschüttet

7 Literaturverzeichnis

- Ast, W. & Watzlaw, W. 1999. Eisenbahnbau in Altbergbaugebieten, Planungszwänge – neue Bautechnik. 25. Lindauer Bauseminar 1999: Hrsg. Fachhochschule Biberach – Bauakademie Biberach, Wissenschaft und Praxis, Biberach / Riß.
- Ast, W. & Hubal, H. & Schollmeier, P. 2001. Bewehrter Erdkörper mit Erdfall-Warnanlage für den Eisenbahnknoten Gröbers. In Edition ETR INGENIEURBAUWERKE. Darmstadt. Hestra
- Ast, W. & Hubal, H. 2001. Geogitterbewehrter und zementstabilisierter Eisenbahnunterbau in einem Erdfallgebiet. *KGEO 2001. München. Sonderheft Geotechnik. 227-231.* Essen. DDGT
- Ast, W. , Sobolewski, J. & Haberland, J. 2001. Final design of an overbridging for railways endangered by cavities in Gröbers. *Proc. IS Kyushu 2001. Landmarks in Earth Reinforcement.* Balkema 191-196.
- EBGEO. 1997. *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen.* Hrsg. Dt. Ges. f. Geotechnik e.V. (DGGT) . Berlin. Ernst & Sohn
- Ast, W. & Haberland, J. 2002. Reinforced embankment combined with a new developed warning system for high-speed trains over areas of previous mining, *7th International Conference on Geosynthetics, September 2002, Nice (to be published)*

Autoren

Glötzl, Franz, Rheinstetten

Haberland, Joachim, Dipl.-Ing., Rheinstetten

Glötzl, Gesellschaft für Baumesstechnik mbH
76287 Rheinstetten

Feuchtemessung in einer Tondichtung mittels Thetasonden

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

1 Einleitung

Bei der Stilllegung von untertägigen Deponien mit besonders überwachungsbedürftigen Abfällen kommt dem Verschluss der Schächte eine besondere Bedeutung zu, da sie meist die einzige unmittelbare Verbindung des Deponiebereiches zur Biosphäre sind. In einem vom BMBF geförderten F+E-Vorhaben sollte durch eine in situ Untersuchung im Schacht Salzdetfurth der Nachweis eines sicheren Abschlusses im Salzgebirge erbracht werden. Unter der Leitung der Kali + Salz AG, Kassel, arbeiteten hieran die TU Bergakademie Freiberg, die Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) in Braunschweig, das Institut für Gebirgsmechanik (IfG) in Leipzig und die Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE) in Peine zusammen. Dabei hatte DBE die Aufgabe, ein Messkonzept zur Überwachung der Vorgänge beim Bohrschachtversuch zu erstellen sowie die dafür erforderliche Messtechnik auszuwählen. Weiterhin war DBE für die Beschaffung und Installation der Messgeräte sowie die Durchführung und Auswertung der Messungen verantwortlich.

Inhalt des Vorhabens war es, ein langzeitstabiles, flüssigkeitsdichtes und standsicheres Schachtverschlussbauwerk zu entwickeln und zu erproben, das sich durch Wartungsfreiheit und Robustheit auszeichnet und mit vertretbarem technischem Aufwand bei höchsten Qualitätsansprüchen eingebaut werden kann.

Die Funktion des Schachtverschlusses sollte für ein Konzept nachgewiesen werden, das aus einem gleitfähigen Dichtelement aus trockenem Bentonit bestand, welches auf einer setzungsarmen Schottersäule verlagert war. Bei planmäßigem Flüssigkeitszutritt wurde erwartet, dass der Bentonit quillt und den entsprechenden Querschnitt abdichtet.

Zentrale Bedeutung hatte dabei die Auswahl eines geeigneten Messsystems zur Indikation von Veränderungen der Bentonitaustragsfeuchte an ausgewählten Messpunkten, wenn möglich mit einer quantitativen Angabe des jeweils vorliegenden Feuchtegehaltes am Messort.

In diesem Beitrag werden die Untersuchungen und die daraus abgeleiteten technischen Lösungen beschrieben, welche erforderlich waren, das Feuchtemesssystem an die spezifischen Versuchsbedingungen anzupassen. Weiterhin erfolgt die Vorstellung und Bewertung von im Verlauf des Versuches ermittelten Messwerten.

2 Randbedingungen

Im Vorfeld der Konzepterstellung für die zu planenden Feuchtemessungen wurde eine umfangreiche Recherche zur Auswahl eines geeigneten Messsystems unter Berücksichtigung der folgenden Kriterien durchgeführt:

- Das Messsystem musste eine sichere Indikation von Feuchteänderungen (Ja/Nein-Aussage), hervorgerufen durch den Zutritt einer gesättigten Steinsalzlösung in einem binären Bentonitgemisch, bestehend aus hochverdichteten Presslingen und Granulat mit einer Körnung von 0 bis 3 mm bzw. 1 bis 3 mm, ermöglichen.
- Eine quantitative Bestimmung des Feuchtegehaltes sollte, falls für die genannten Stoffe Bentonit und gesättigte Steinsalzlösung nicht schon nachgewiesen, zu mindestens möglich sein.
- Die Messungen mussten mit einem wirtschaftlichen Aufwand und einer möglichst geringen Störung des Dichtsystems durchführbar sein.
- Eine automatische Durchführung der Messungen, Idealerweise unter Nutzung der für die übrigen Messsysteme konzipierten und bereits vorhandenen Messanlage, sollte realisierbar sein.
- Das Messsystem musste korrosionsbeständig gegen gesättigte Steinsalzlösung sowie druckfest bis 8 MPa ausgelegt bzw. entsprechend modifizierbar sein.

Im Rahmen der Recherche konnte kein Messsystem gefunden werden, das allen genannten Forderungen gerecht wurde. Unter Abwägung der Vor- und Nachteile der einzelnen Systeme wurde als Messsystem die Thetasonde ausgewählt. Ausschlaggebend für die Wahl der Thetasonde waren neben der Eignungshöflichkeit bzgl. einer quantitativen Aussage, vor allem auch die relativ einfache Messwernerfassung mit der bereits vorhandenen Messanlage.

3 Thetasonde

Die Thetasonde wurde speziell für Feuchtemessungen in Böden entwickelt, wobei ein Boden als Gemisch einer festen, einer flüssigen und einer gasförmigen Komponente definiert ist. Weil auch der Schachtverschluss aus diesen 3 Komponenten besteht, wird in den folgenden Erläuterungen der Begriff Boden beibehalten.

3.1 Messprinzip und Aufbau

Da die Dielektrizitätskonstante (DK) von Fluiden signifikant größer ist als die DK von anderen an einer Bodenbildung beteiligten Feststoffen sowie die DK von Luft, hängt die DK eines Bodens primär vom volumetrischen Feuchtegehalt des Bodens ab. Dieser physikalische Effekt wird von der Thetasonde zur Bestimmung der volumetrischen Feuchte durch eine Messung der DK des entsprechenden Bodens ausgenutzt. Dabei ist die volumetrische Feuchte als Verhältnis von Fluidvolumen zum jeweiligen betrachteten Gesamtvolumen des Bodens definiert.

Die Thetasonde (Bild 1) besteht aus einem Versorgungs- und Messkabel, dem gegen 8 MPa druckfest ausgelegten Sensorgehäuse und dem Sensorkopf mit 4 angespitzten Metallstäben. Zur Durchführung einer Feuchtemessung muss das zu untersuchende Material zwischen den Metallstäben (Messvolumen) positioniert werden, was im Regelfall durch Einstecken der Sonde in den Boden realisiert wird. Das Sensorgehäuse beinhaltet einen Oszillator, eine entsprechend gestaltete innere Übertragungslinie sowie die Messschaltung. Der Sensorkopf besteht aus 4 Stäben, wobei die 3 äußeren mit der Sensormasse verbunden sind und so eine elektrische Abschirmung um den mittleren Signalstab bilden. Der Sensorkopf bildet die äußere Signalübertragungslinie, dessen Widerstand abhängig von der DK des Materials ist, welches er einschließt. Ist dieser Widerstand unterschiedlich zum Widerstand der inneren Übertragungslinie, wird ein Teil des vom Oszillator zur Messung erzeugten 100 MHz-Signals an der Grenze zwischen innerer und äußerer Übertragungslinie reflektiert. Diese reflektierte Komponente interferiert mit dem Ausgangssignal und bildet eine stehende Welle, dessen Amplitude ein Maß für die DK ist. Über die Kenntnis des bodenspezifischen Zusammenhanges zwischen der volumetrischen Feuchte und der Amplitude (Spannung) des Ausgangssignal kann zu jedem Ausgangssignal der Sonde die zugehörige volumetrische Feuchte des Bodens ermittelt werden.

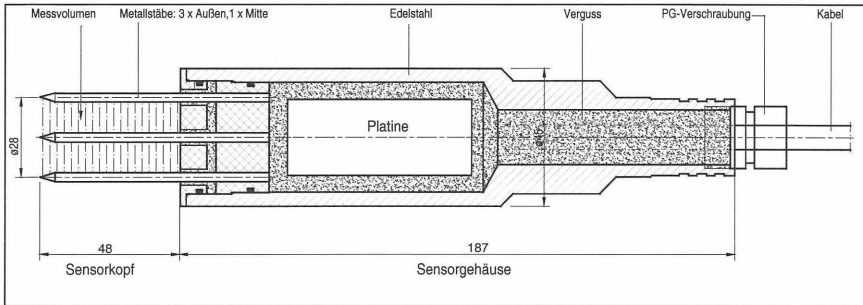


Bild 1: Aufbau der Thetasonde

3.2 Werkseitige Untersuchungen

Um eine quantitative Bestimmung des Feuchtegehaltes in der Dichtung vornehmen zu können, war eine Kalibrierung der Thetasonde im Einsatzmaterial Bentonit mit einer Stein-salzlösung erforderlich. Da ein Einfluss des Feststoffanteiles (Bentonittrockendichte) im Messvolumen der Thetasonde sowie von Temperatur und Druck nicht auszuschließen waren, erfolgte die Kalibrierung unter Konstanthaltung der genannten Einflussgrößen. Zur Bestimmung des Einflusses der 3 Parameter wurden anschließend weitere Untersuchungen durchgeführt. Die Kalibrierversuche gestalteten sich sehr aufwendig, da aufgrund der geringen hydraulischen Leitfähigkeit des Bentonit im feuchten Zustand die volumetrische Feuchte in einer Probe nicht kontinuierlich gesteigert werden konnte. Deshalb musste zur Bestimmung jedes Wertepaares -Volumetrische Feuchte und Ausgangsspannung der Thetasonde- jeweils ein separater Probekörper hergestellt werden. Im Bild 2 ist der für 2 Trockendichten ermittelte funktionale Zusammenhang für Bentonit und Salzlösung sowie eine vom Hersteller mitgelieferte Funktion für mineralische Böden und Wasser dargestellt. Ausgangspunkt der beiden für Bentonit ermittelten Kurven ist die Einbaufeuchte des Bentonit. Der Endpunkt wird durch die bei der entsprechenden Dichte maximal erreichbare volumetrische Feuchte vorgegeben. Dabei entsprach die Trockendichte von $1,68 \text{ g/cm}^3$ der für die Dichtung vorgesehenen Einbaudichte des Bentonits. Mit der Dichte von $1,28 \text{ g/cm}^3$ sollte die Wirkung einer Reduzierung der Einbaudichte durch Quellvorgänge auf das Ausgangssignal der Thetasonde geprüft werden.

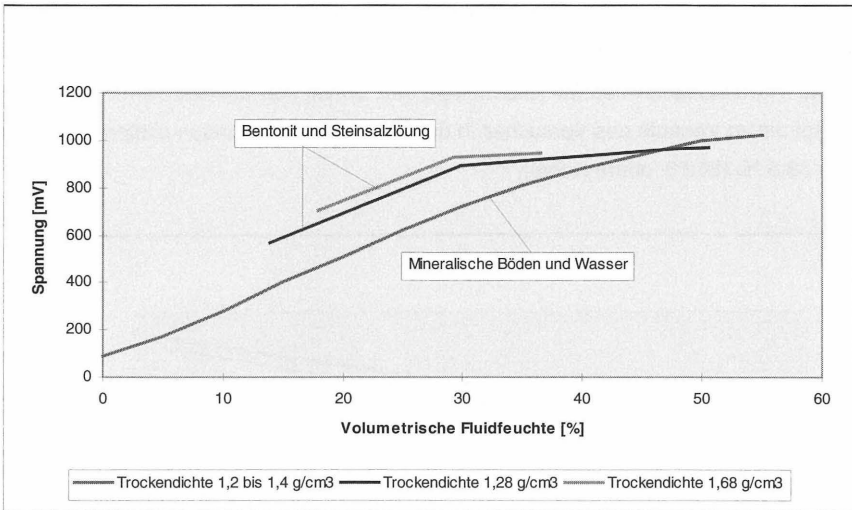


Bild 2: Zusammenhang zwischen Volumetrischer Feuchte und Ausgangssignal der Thetasonde in Abhängigkeit von der Trockendichte und dem Fluid

In Bild 2 ist deutlich der Einfluss des Fluids sowie der Trockendichte auf das Ausgangssignal der Thetasonde erkennbar. Demnach führt beim Einsatz einer Salzlösung eine Feuchteänderung über 30 % nur noch zu einer geringfügigen Signaländerung der Thetasonde. Dies ist auf die steigende Leitfähigkeit im Messvolumen der Sonde, hervorgerufen durch die Salzlösung, zurückzuführen. Im Vergleich dazu wirkt sich bei der Verwendung von Wasser die erhöhte Leitfähigkeit erst bei Feuchtegehalten von über 50 % aus.

Änderungen der Trockendichte führen zu einem konstanten Signalloffset, das bei höheren Feuchtegehalten aber durch die erhöhte Leitfähigkeit stetig reduziert wird.

Zur mathematischen Beschreibung dieser Zusammenhänge wäre eine deutliche Verdichtung der Wertepaare für Bentonit und Salzlösung bei Feuchtegehalten größer 30 % erforderlich gewesen. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde auf weiterführende Untersuchungen für diese Feuchtegehalte verzichtet und die Kalibrierfunktion nur für den Bereich Bentonit-ausgangsfeuchte bis 30 % volumetrische Feuchte bei der vorgesehenen Einbautrockendichte von ca. $1,7 \text{ g/cm}^3$ und vorerst Raumtemperatur bestimmt (Bild 3, untere Kurve).

Danach erfolgte eine Prüfung des Temperatureinflusses auf die ermittelte Kalibrierfunktion. Dabei wurde eine Abhängigkeit des Betrages des Temperaturkoeffizienten vom

Feuchtegehalt festgestellt, welche einen deutlich anderen Verlauf der Kalibrierfunktion bei Temperaturänderungen bewirkt. Zur Berücksichtigung dieses Temperatureinflusses erfolgte eine Transformation des für Raumtemperatur ermittelten funktionalen Zusammenhanges auf die im Verlaufe des Versuches in der Dichtung herrschenden mittleren Temperatur von 33,5 °C (Bild 3, obere Kurve).

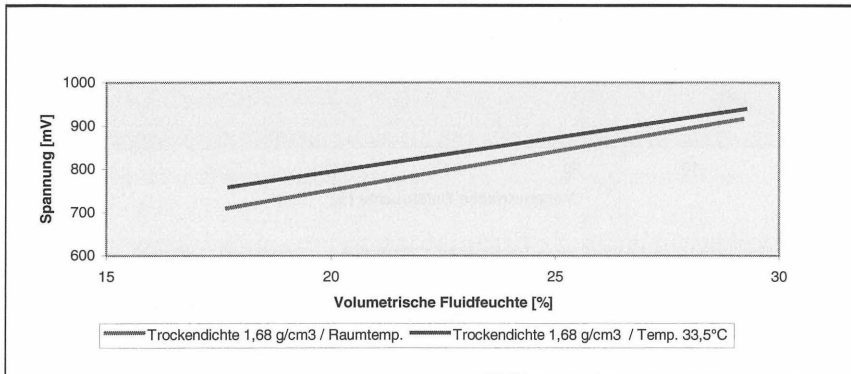


Bild 3: Beziehung zwischen Volumetrischer Feuchte und Ausgangssignal der Theta-sonde bei konstanter Trockendichte in Abhängigkeit von der Temperatur

Im Rahmen weiterer Untersuchungen wurde auch eine Beeinflussung des Ausgangssignals der Thetasonde durch den Druck in Abhängigkeit von der jeweiligen volumetrischen Feuchte festgestellt. Bezogen auf die vorgesehene Druckänderung von 7 MPa lag der dadurch entstehende Messfehler im Maximum bei ca. 1 % volumetrischer Feuchte.

Im Ergebnis der durchgeführten werkseitigen Untersuchungen sowie auf Basis von Herstellerangaben kann im Geltungsbereich der Kalibrierfunktion eine Messgenauigkeit von 2,5 % volumetrischer Feuchte erzielt werden.

3.3 Technische Adaptionen

Aufgrund der Ergebnisse der werkseitigen Untersuchungen war es erforderlich, eine Lösung zu finden, die einen definierten Einbau der Thetasonden in die Bentonitdichtung ermöglichte. Insbesondere war es notwendig, wie aus Bild 2 ersichtlich, die Bentonittrockendichte im Messvolumen zu kennen. Weiterhin wurde im Rahmen der werkseitigen Unter-

suchungen festgestellt, dass ein Einstecken der Sonden, trotz identischer Ausgangsbedingungen, zu signifikant unterschiedlichen Messsignalen führte. Als Ursachen dafür kamen die unterschiedliche Ankopplung des Bentonit an den mittleren Signalstab sowie eine Veränderung der Ausgangstrockendichte in der Bodenmatrix in Frage. Um diese Probleme zu beherrschen, wurde bereits vor dem Einbau der Sonden ein Bentonitkern mit einer definierten Trockendichte von ca. $1,7 \text{ g/cm}^3$ um die Sondenstäbe hergestellt (Bild 4).



Bild 4: Thetasonde mit vorgefertigtem Bentonitkern und Handmessgerät

Aufgrund des angewandten Verfahrens wurde nicht nur sichergestellt, dass im Messvolumen der einzelnen Thetasonden eine einheitliche Trockendichte vorlag, welche der für die Gesamtdichtung vorgesehenen Trockendichte entsprach und für die eine entsprechende Kalibrierfunktion vorlag, sondern es erfolgte auch eine optimale Ankopplung des Bentonitmaterials an die Mess- und Abschirmungsstäbe.

Um die handelsüblich erhältliche Thetasonde druckfest gegen 8 MPa auszulegen, wurde sie mit einem Metallgehäuse mit druckdichter Kabeleinführung versehen. Zusätzlich erfolgte ein Verguss des Sensorgehäuses mit einem Kunstharz. In jede Sonde wurde weiterhin ein Thermistor zur Temperaturmessung integriert.

Über entsprechende Einbautests erfolgte der Nachweis, dass die modifizierten Thetasonden den Beanspruchungen durch den Einbau sowie des anschließenden Versuches standhalten.

4 In situ Messungen

4.1 Versuchsaufbau – und ablauf

Im Rahmen des Bohrschachtversuches wurden in einem Großbohrloch mit einem Durchmesser von 2,50 m zwei ca. 5 m lange Dichtungen aus Bentonit errichtet. Zwischen den beiden Dichtelementen erfolgte die Anordnung einer Druckkammer zur Aufbringung des Fluiddruckes. Eine auf einer Stahlstütze aufgebaute Schottersäule sowie ein Betonwiderlager sollten Verschiebungen der Dichtelemente verhindern (Bild 5).

In der oberen und unteren Dichtung erfolgte die Installation von jeweils 5 Messhorizonten, in denen 2 bzw. 3 Thetasonden zusammen mit einem Druckkissen positioniert wurden.

Zur Erfassung von Verschiebungen des Salzstoßes sowie von ausgewählten Niveaus im Bohrschacht wurden zusätzlich 4 Setzungsmesseinrichtungen und 2 Vierfachextensometer installiert. Anhand dieser Messergebnisse sollten Rückschlüsse auf mögliche Veränderungen der Einbautrockendichte in den überwachten Bereichen getroffen werden. Es war geplant, bei Veränderungen der Ausgangstrockendichte die mit den Thetasonden gewonnenen Messwerte entsprechend zu kompensieren. Druckkissen in der Kontaktzone Dichtung – Stoß sowie in mehreren Niveaus auch außerhalb der Dichtelemente, 2 Flüssigkeitsdrucksensoren und eine Thetasonde in der Druckkammer sowie eine Setzungsmesseinrichtung an der Stahlstütze komplettierten die Messtechnik des Bohrschachtversuches.

Der Versuch startete am 22.08.00 mit der Befüllung der Druckkammer bis zum MH180. Dabei wurden die ersten 20 cm der unteren Dichtung geflutet. Nachdem davon ausgegangen werden konnte, dass sich dieser Bereich als hydraulische Sperrschicht ausgebildet hatte, erfolgte am 05.09.00 die Flutung oberen Dichtung bis zum MH205 mit Salzlösung. Nach Abschluss der darauffolgenden Beobachtungsphase, wurde am 26.09.00 begonnen, den Druck auf 4 MPa zu steigern. Beginnend am 15.10.00 zeigten einige Messsensoren Veränderungen, die auf ein mögliches Versagen der Dichtungen hindeuteten. Daraufhin erfolgte am 16.10.00 eine Druckreduzierung von 2,7 MPa auf 0,3 MPa. Am 18.10.00 wurde erneut damit begonnen, den Druck auf 4 MPa zu steigern und am 03.11.00 das angestrebte Niveau erreicht. Anschließend folgte eine 4,5 Monate dauernde Druckhaltephase. Am 19.03.01 begann die Drucksteigerungsphase von 4 auf 7 MPa, die am 24.03.01 bei 6,6 MPa auf Grund eines Versagens der oberen Dichtung abgebrochen werden musste. Daraufhin fiel der Druck in der Druckkammer auf etwa 0,2 MPa ab. Nach einer Ruhephase von ca. 5 Wochen, in der ein selbsttätiger Verheilungseffekt der Wegsamkeit in der oberen Dichtung durch Quellprozesse erzielt werden sollte, begann am 02.05.01 erneut die Drucksteigerung auf 7 MPa. Am 18.05.01 wurde der avisierte Druck von 7 MPa erreicht

und anschließend planmäßig 100 Tage gehalten. Im Anschluss wurde der Druck über einen Zeitraum von ca. einem Monat stufenweise abgesenkt und nach Erreichen des Ausgangsniveaus mit der Aufwältigung des Bohrschachtversuches begonnen.

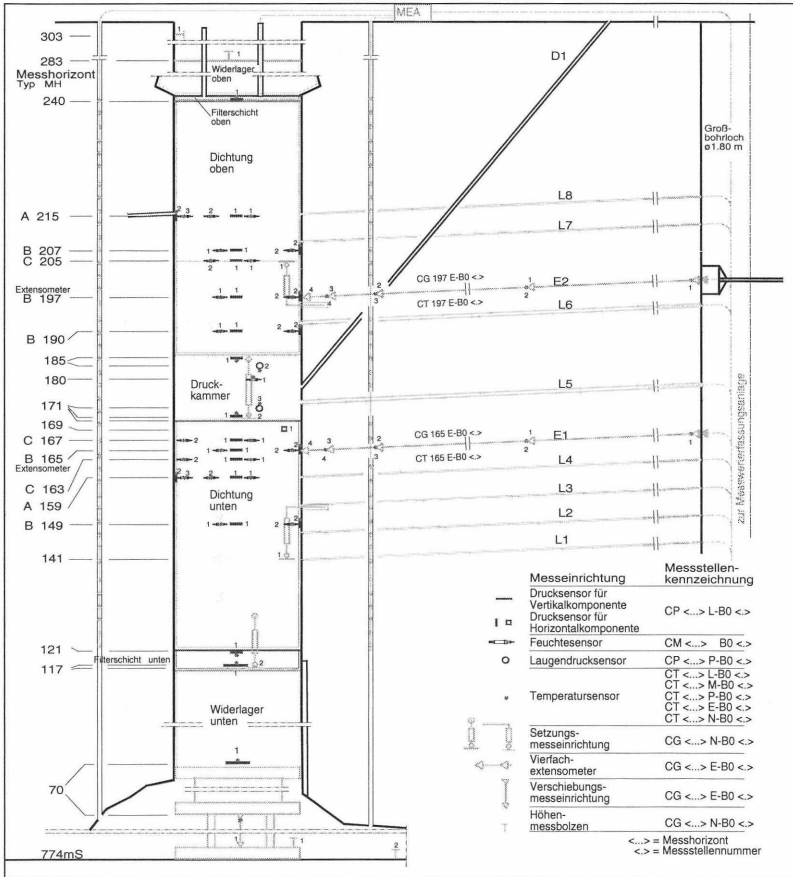


Bild 5: Aufbau des Bohrschachtversuches

4.2 Messergebnisse

Im folgenden Abschnitt erfolgt die Darstellung typischer Verläufe der volumetrischen Feuchte über den Versuchszeitraum. Dabei werden 3 Fallbeispiele betrachtet, wobei bei den Fällen 1 und 2 die im Messvolumen der Sonden eingestellte Trockendichte im Wesentlichen konstant geblieben ist. Im Beispiel 3 war eine deutliche Reduzierung der Ausgangstrockendichte zu verzeichnen. Im Einzelnen werden die folgenden Feuchtigkeitsverläufe beschrieben:

1. Geringfügiger Anstieg der Feuchte über das Ausgangsniveau.
2. Anstieg der Feuchtigkeit auf den Endpunkt des Gültigkeitsbereiches der Kalibrierfunktion.
3. Anstieg der Feuchtigkeit auf ein Niveau außerhalb des Gültigkeitsbereiches der Kalibrierfunktion bei reduzierter Trockendichte.

Im Bild 6 wird der Fall 1 anhand des Feuchtigkeitsverlaufes an einem Messpunkt in der unteren Dichtung (MH167, Mitte) gezeigt. Die Fälle 2 und 3 werden durch die Messkurven von 2 Messpunkten in der oberen Dichtung (MH190, Mitte und Rand) dargestellt. Der betrachtete Zeitraum erstreckt sich von Versuchsbeginn bis zur Beendigung der Druckhaltephase bei 7 MPa.

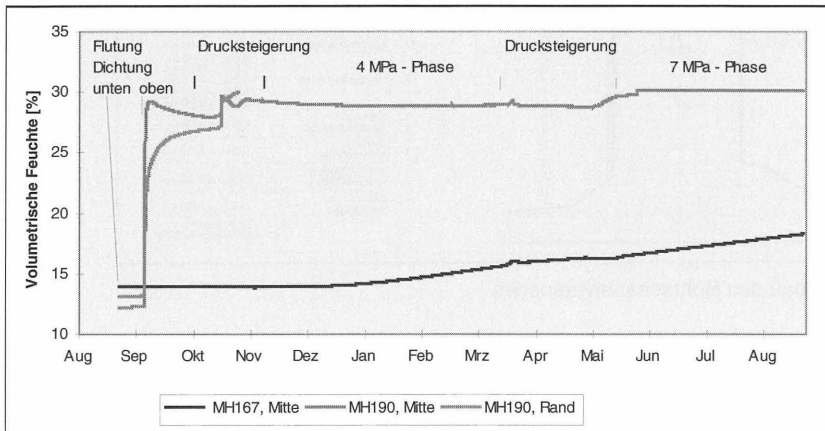


Bild 6: Verlauf der volumetrischen Feuchte ausgewählter Sensoren

Bei dem in der Mitte des MH167 positionierten Feuchtesensor führten weder die Flutung der unteren Dichtung und oberen Dichtung noch die Drucksteigerung auf 4 MPa zu einer signifikanten Veränderung der zu Versuchsbeginn am Messort anstehenden volumetrischen Feuchte von ca. 14 %. Erst nach ca. 35 Tagen der Druckhaltephase bei 4 MPa war eine Zunahme der Feuchte zu erkennen. Bis zum Ende der 7 MPa-Haltephase stieg die Feuchtigkeit am Messort, mit Ausnahme in der Ruhephase nach dem Versagen der oberen Dichtung, relativ gleichmäßig um ca. 4 % an. Der Einfluss der Drucksteigerung bis 7 MPa auf den Gradienten der Messkurve ist dabei nur minimal. Dies korreliert vom Verlauf her mit den durchgeführten Modellrechnungen. Die nach Ausbau der Thetasonde im Labor durchgeführte Feuchtebestimmung an einer Probe aus dem Messvolumen der Thetasonde ergab einen Wert von 18 % volumetrischer Feuchte. Der entsprechende Messwert der Thetasonde betrug 18,5 %. Die Trockendichte im Messvolumen entsprach dabei der Einbautrockendichte.

Die Auswertung der Messungen zeigte, dass die Druckerhöhung auf 7 MPa einen Messfehler größer als 1 % volumetrischer Feuchte verursacht. Deshalb erfolgte eine Kompensation der Druckabhängigkeit der Messwerte.

Als Reaktion auf die Flutung der oberen Dichtung am 05.09.00 stieg an beiden betrachteten Messpunkten des MH190 die Feuchtigkeit deutlich an. Nach einem Maximum von ca. 29 % vol. Feuchte reduzierte sich die Feuchtigkeit an dem in der Mitte des Horizontes positionierten Sensor wieder um ca. 1 %. Die beginnende Drucksteigerung auf 4 MPa führte anfangs zu keiner signifikanten Feuchteänderung an beiden Messpunkten. Beide Sensoren zeigten erst am 16.10.00 einen schnellen Anstieg der Feuchtigkeit um ca. 2 %, was auf eine erhöhte hydraulische Leitfähigkeit in der oberen Dichtung hindeutete. Da auch weitere Sensoren diesen Trend bestätigten, erfolgte eine Druckverringerung auf 0,3 MPa. Im Verlauf der zweiten Drucksteigerungsphase auf 4 MPa überschritt dann die Feuchtigkeit am randlich positionierten Sensor die 30 %-Marke und damit den Gültigkeitsbereich der Kalibrierfunktion. An dieser Stelle wurde die Darstellung des Messkurvenverlaufes für diesen Sensor beendet. Die nach Ausbau des Sensors durchgeführten Laboranalysen ergaben einen Feuchtegehalt von ca. 45 %.

Der Feuchtemesswert der Thetasonde in Messhorizontmitte bewegte sich dagegen ab dem 16.10.00 bis zur Beendigung des Versuches in einem Bereich zwischen 29 % und

30 % volumetrischer Feuchte. Zum Zeitpunkt der Rückgewinnung der Sonde betrug er 29,3 % volumetrische Feuchte.

Die nach dem Ausbau der Thetasonde durchgeführten Untersuchungen ergaben eine volumetrische Feuchte von 29,2 % bei einer leicht reduzierten Einbautrockendichte von $0,08 \text{ g/cm}^3$ und damit eine sehr gute Übereinstimmung mit dem vergleichbaren Messwert von 29,3 %.

5 Bewertung der Messungen

Nach Beendigung des Versuches wurden 20 der 22 im Bentonit eingebauten Thetasonden zurückgewonnen. Anhand der Ergebnisse von im Labor an Bentonitproben aus dem Messvolumen durchgeführten Feuchte- sowie Dichtebestimmungen, konnte überwiegend eine gute Übereinstimmung mit den entsprechenden Messwerten der Thetasonden nachgewiesen werden. Damit erfolgte eine Bestätigung der Richtigkeit der in den werkseitigen Untersuchungen ermittelten und angewendeten Kalibrierfunktion. Gleichzeitig wurde nachgewiesen, dass eine Extrapolation des für einen Feuchtebereich zwischen 17 % und 30 % bestimmten funktionalen Zusammenhanges in Richtung geringerer volumetrischer Feuchten korrekt ist. Dies war erforderlich, weil im Zeitraum Einbau der Thetasonden bis Versuchsbeginn eine Austrocknung des Bentonits und damit eine Reduzierung der Einbaufeuchte um ca. 3 % zu verzeichnen war.

Aufgrund der Ergebnisse der durchgeführten Nachuntersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass die eingestellte Trockendichte im Messvolumen der Thetasonden an den meisten Messpunkten im Wesentlichen konstant geblieben ist und damit keine Kompensation der Dichteabhängigkeit der Messwerte erforderlich war.

Bei Messpunkten, an denen eine deutliche Veränderung der Einbautrockendichte im Messvolumen zu verzeichnen war, wurde generell auch der Geltungsbereich der ermittelten Kalibrierfunktion durch Feuchten größer 30 % überschritten. Eine Erfassung des Dichteverlaufes über die Versuchszeit und damit eine Kompensation der Dichteabhängigkeit war, wie ursprünglich vorgesehen, an diesen Punkten mit der eingesetzten Messtechnik nicht möglich. Dieser Umstand wird durch einer Verringerung der Genauigkeitsangaben für die betreffenden Sensoren berücksichtigt. Dabei führt eine Dichteänderung von $0,1 \text{ g/cm}^3$ zu einem Fehler von ca. 1 % volumetrischer Feuchte.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass eine Feuchtebestimmung mit der Thetasonde in Tonen prinzipiell möglich, aufgrund der Vielzahl von Einflussgrößen jedoch nicht trivial ist. Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Messung ist die Kenntnis bzw. die Ermittlung einer materialspezifischen Kalibrierfunktion. Dabei ist zu beachten, dass eine Abhängigkeit des Ausgangssignals der Thetasonde nicht nur von der volumetrischen Feuchte an sich, sondern auch von der Temperatur, dem Druck sowie dem Feststoffanteil (Trockendichte) im Messvolumen und der Leitfähigkeit des Fluides besteht. Die Größenordnung des Einflusses der genannten Parameter auf das Messsignal sollte ebenfalls bekannt sein bzw. bestimmt werden, damit er bei den Messungen berücksichtigt werden kann. Mögliche Lösungen dazu wurden im Vortrag beschrieben. In Abhängigkeit von der jeweiligen Messaufgabe und den Variationsmöglichkeiten der genannten Parameter ist im Einzelfall zu prüfen, ob ein Einsatz der Thetasonde sinnvoll möglich ist.

Autorenanschrift

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

Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE),
Eschenstraße 55, 31224 Peine

Geodätische Erfassung vertikaler Verformungen an einem geotechnischen Versuchsstand

T. Heinrich, C. Lauer, M. Möser, G. Neumann, S. Schablack

1 Einleitung

Unter dem historischen Teil einiger Gemeinden befinden sich unterirdische Gangsysteme nichtbergmännischen Ursprungs. Sie wurden im Mittelalter angelegt und für unterschiedliche Aufgaben (Lagerung, als Wehr- und Fluchtgänge, religiöse Zwecke) genutzt [1]. Meist sind die historischen Hohlräume von der Kellersohle aus oberflächennah angelegt worden. Sie besitzen keinen bzw. keinen statisch wirksamen Ausbau. Mit veränderten Produktions- und Lebensverhältnissen verloren die unterirdischen Gangsysteme an Bedeutung. Folglich wurde die Pflege und Wartung vernachlässigt. In Zusammenwirkung mit einer erhöhten statischen Belastung, resultierend aus der Umnutzung von Gebäuden bzw. der Verwendung von neuen Baustoffen, erhöhten Verkehrslasten sowie schadhaften Hausentwässerungen führte dies im Laufe der Jahre zu einer Verminderung der Standsicherheit der historischen Hohlräume [2].

Die Beurteilung der Standsicherheit von oberflächennahen, unverbauten Hohlräumen ist ein Forschungsschwerpunkt am Institut für Geotechnik der TU Dresden. Im Zuge der Forschungsarbeiten wurden in Lommatzsch (Sachsen) Versuchshohlräume im teilgesättigten Löß hergestellt. Die 1,5 m hohen Gänge haben eine Länge von ca. 4,5 m und sind 1,1 m breit. Der Firstradius beträgt 0,5 m. Die Sohle liegt 2,7 m unter der Geländeoberfläche (s. Abbildung 1.1).

Zunächst erfolgte über mehrere Jahre die Messung der Kapillarspannungen im Boden bei einer gleichzeitigen Aufzeichnung der Klimaverhältnisse im Hohlraum. An aufbereiteten und ungestörten Bodenproben wurden die bodenmechanischen Kennwerte und die Stoffgesetzparameter des Bodens bestimmt [2, 5].

Da die verbreiteten Verfahren zur statischen Berechnung oberflächennaher Tunnel den Bauverfahren, Ausbaumethoden und Sicherheitsanforderungen angepasst sind, erfassen sie das Problem der räumlich begrenzten, oberflächennahen, unverbauten Hohlräume nicht zuverlässig [2]. Zur Gewinnung gesicherter Kenntnisse zum Last-Verformungs-

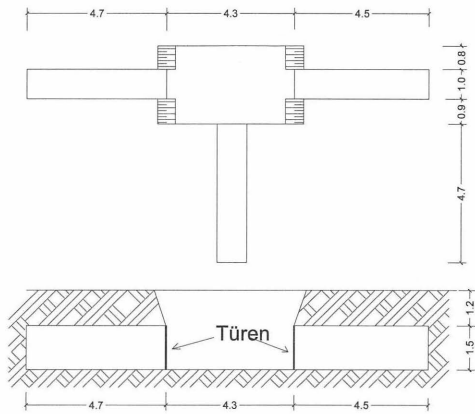
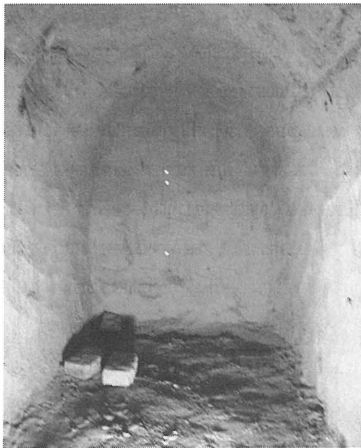


Abbildung 1.1: Blick in den Versuchshohlraum, Draufsicht und Schnitt

Verhalten der unterirdischen Gänge und zur Bewertung der Ergebnisse aus Berechnungsverfahren, wurden Belastungsversuche vorgesehen. Die kontrollierte Eintragung von Kräften erfolgte über ein Belastungswiderlager aus Stahlträgern, das sich gegen vier tiefliegende Verpressanker abstützt (s. Abbildung 2.1). Die Krafteinleitungslänge beginnt 4,0 m unter der Hohlraumsohle. Eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse war somit auszuschließen [3].

Die Belastung des Hohlraums erfolgte durch die Erzeugung definierter Kraft-Verformungsfelder an der Geländeoberfläche. Das Verformungsfeld und die sich einstellenden vertikalen Verformungen (Setzungsmulde) sollten flächenhaft durch eine große Anzahl von Messpunkten (20-30) erfasst werden. Für die einzusetzenden Messsysteme war ein berührungsloses Erfassen der Messwerte gefordert, um äußere Einflüsse auf das Versuchsfeld zu vermeiden. Weiterhin war zur sicheren Messung der Setzungen an der Oberfläche eine Genauigkeit von 0,1 mm bis 0,3 mm erforderlich.

Die Verformungen im Hohlraum sind mit potentiometrischen und optoelektronischen Wegaufnehmern gemessen worden, die mittels Stativen und Messbrücken Kontakt zu den Messpunkten an First, Ortsbrust und Ulme hielten. Zur Sicherstellung der Messung von Absolutverformungen war somit eine Überwachung der Bewegungen der Sohle mit einer hohen Genauigkeit (0,1 – 0,3 mm) unabdingbar.

Zielstellung der Belastungsversuche war die Bereitstellung zuverlässiger Ergebnisse, die eine numerische Simulation erlauben. Weiterhin ist eine Eignungsprüfung von

Stoffgesetzen für teilgesättigte Böden und die Untersuchung des Aspekts der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen möglich.

2 Geodätische Realisierung

Das zu erfassende Versuchsfeld hatte mit einer Ausdehnung von 3×3 m eine Größe, welche die Anwendung geodätischer Messverfahren im Nahbereich ermöglichte. Somit sind Genauigkeiten im Submillimeterbereich realisierbar. Die Signalisierung der zu erfassenden Bodenpunkte erfolgte mit eigens dafür hergestellten Messstativen. Diese Stative bieten die Möglichkeit, Zielpunktmarkierungen für verschiedene Messsysteme in variablen Höhen zu befestigen (s. Abbildung 2.1).

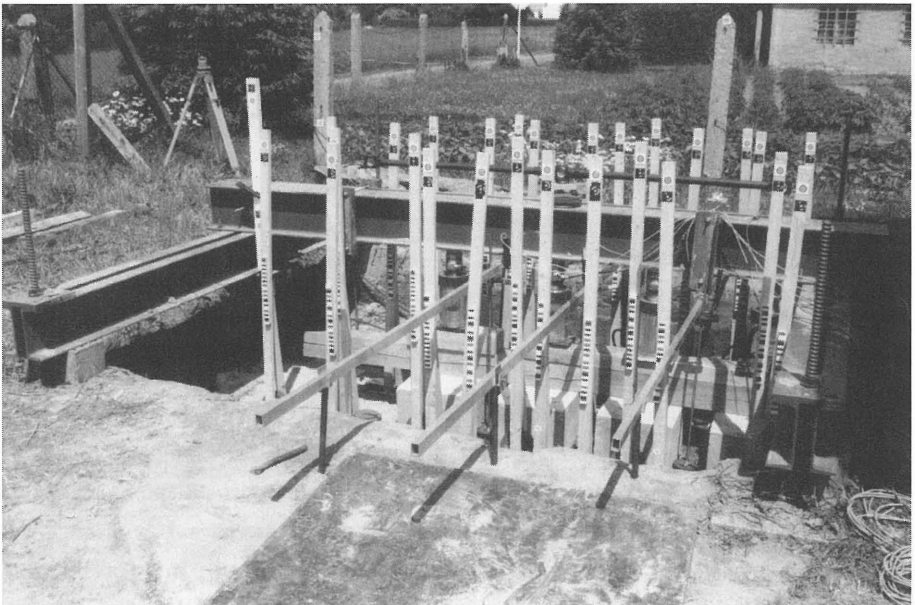


Abbildung 2.1: Versuchsfeld mit Belastungswiderlager und Messstativen

Im vermessungstechnischen Sinne handelt es sich bei der Ermittlung der Setzungsbeträge um die Problematik der Höhenbestimmung in Form des Flächennivellements. In erster Linie kommen hier Digitalnivelliere höchster Genauigkeitsklasse zum Einsatz. Im

Nahbereich bietet sich auch das Verfahren der trigonometrischen Höhenbestimmung mittels Präzisionstachymeter an. Eine weitere Möglichkeit zur 3D-Koordinatenbestimmung im Submillimeterbereich bietet die Photogrammetrie. Bei Bestimmung entsprechender Passpunkte können so ebenfalls Setzungsbeträge ermittelt werden.

Neben der eigentlichen Genauigkeitsforderung spielt das Zeitintervall, das zum Erfassen aller Messpunkte benötigt wird, eine wesentliche Rolle und muss bei der Betrachtung der einzelnen Messverfahren berücksichtigt werden.

2.1 Geometrische Höhenbestimmung mittels Digitalnivellier

Für die Messung mittels Digitalnivellier (DiNi11) wurden als Zielpunktmarkierung codierte 33 cm-Maßstäbe an den Messstativen befestigt. Die Messung erfolgte von einer in 6 m Entfernung zum Mittelpunkt des Versuchsfeldes angelegten Betonfläche. Eine Beeinflussung der Messungen ist daher auszuschließen. Zur Kontrolle der Höhenstabilität des Standpunktes wurden vor und nach jeder Messepoche Messungen zu einer Nivellierlatte auf einem dafür eingebrachten Höhenfestpunkt durchgeführt. Die Messanordnung ist in Abbildung 2.2 dargestellt.

Das Erfassen aller 26 Punkte einer Messepoche (manuelles Anzielen und Registrieren) dauerte sieben Minuten und damit etwa 16 Sekunden pro Messpunkt.

2.2 Trigonometrische Höhenbestimmung mittels Präzisionstachymeter

Die Messung mittels automatisiertem Präzisionstachymeter (TCA2003) erfolgte auf Reflexfolien. Somit war über Winkel- und Streckenmessung die Berechnung von Höhenunterschieden zur Gerätekipphachse möglich. Weiterhin kann man die 3D-Koordinaten der Zielmarken berechnen und damit die Lagestabilität der Messstative kontrollieren. Die Beobachtung erfolgte wie beim Nivellement aus einer Entfernung von 6 m (Abbildung 2.2).

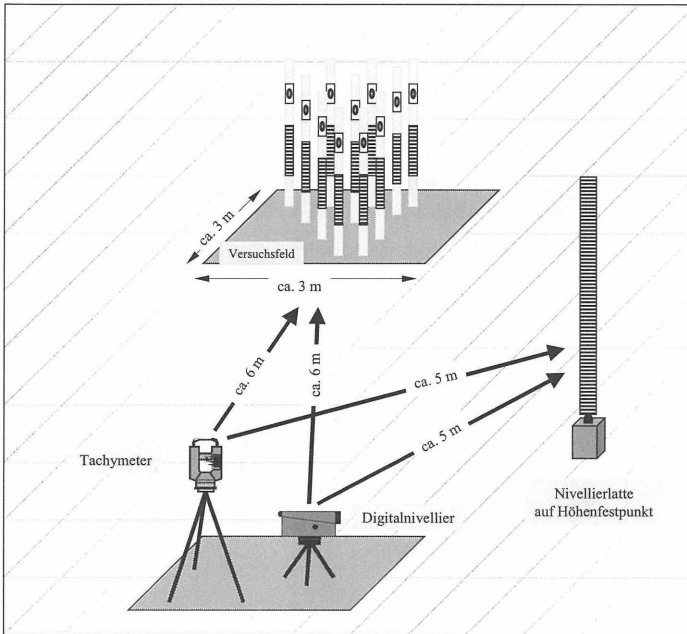


Abbildung 2.2: Versuchsaufbau zur Messung mittels Nivellier/Tachymeter

Zur Kontrolle der Höhenstabilität des Gerätes wurden vor und nach jeder Messepoche Teilstriche der aufgestellten Nivellierlatte angezielt.

Durch die Möglichkeit des automatischen Anfahrens der Grobposition der Zielmarken und anschließender manueller Feinanzielung und Registrierung war auch hier die Erfassung aller 26 Punkte einer Messepoche in 7 Minuten möglich.

2.3 Photogrammetrische Höhenbestimmung mittels Digitalkamera

Als photogrammetrisches Messsystem kam eine Digitalkamera Kodak DSC660 zum Einsatz. Im Ansatz sollte diese Methode mit den beiden klassischen geodätischen Verfahren zur Höhenbestimmung verglichen werden.

Wie aus Abbildung 2.3 ersichtlich ist, wurden auf drei Standpunkten aus einer Entfernung

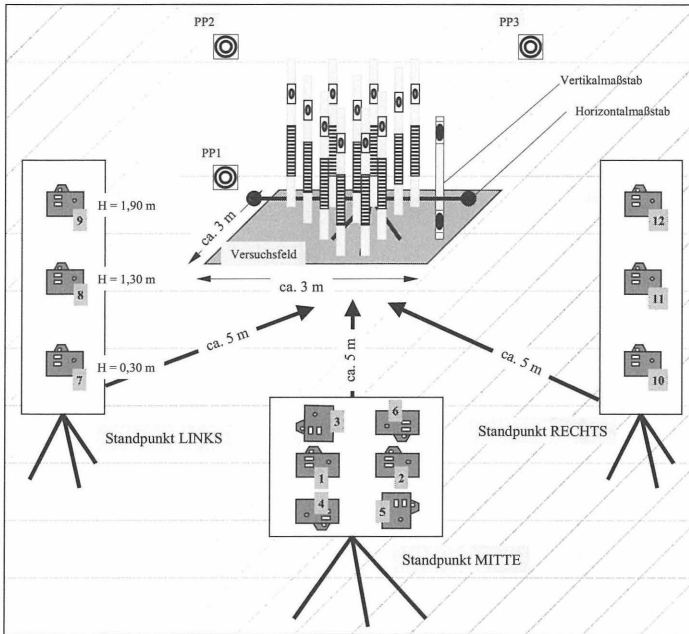


Abbildung 2.3: Messanordnung für die photogrammetrischen Aufnahmen

von 5 m insgesamt 12 Aufnahmen in verschiedenen Kamerapositionen durchgeführt. Dafür wurde ein Zeitraum von etwa 2 Minuten benötigt. Mit dieser Aufnahmeanordnung ist eine stabile Bündelblockausgleichung sowie die Kalibrierung der Kamera möglich. Für die photogrammetrischen Aufnahmen wurden die Messstative mit speziellen codierten retroreflektierenden Zielpunktmarken bestückt. Die Festlegung des Maßstabs erfolgte über zwei im Objektraum aufgestellte Basislatten. Feste Standpunkte sind während der Aufnahmen nicht zwingend notwendig. Wichtig ist, dass auf möglichst allen Bildern sämtliche Punkte sowie die Maßstäbe und die Passpunkte zu erkennen sind. Die Passpunkte, welche zur Transformation der aufgenommenen 3D-Koordinaten in das örtliche System (Festlegung der Z-Richtung) notwendig sind, wurden mittels Präzisions-tachymeter bestimmt.

Für eine effiziente Auswertung sind die Belichtungsverhältnisse vor Ort von entscheidender Bedeutung. So müssen sich in den Aufnahmen die Zielpunkte durch einen starken Kontrast vom Hintergrund abheben.

2.4 Überwachung der Höhenstabilität der Hohlraumsohle

Zur Kontrolle der Verformung der Hohlraumsohle während der Versuche, ist ein Messstativ mit einem Nivelliermaßstab aus einer Entfernung von ca. 6 m mittels Digitalnivellier (DiNi10) beobachtet worden. Dieses wurde durch einen Rechner gesteuert und lieferte kontinuierlich Höhenwerte in einem Zeitintervall von 7 Sekunden. Über eine weitere Nivellierlatte erfolgte zwischen den Laststufen der Anschluss der Messungen an den oberirdischen Höhenfestpunkt.

3 Versuchsdurchführung

Über hydraulische Pressen wurden in definierten Schritten Kräfte auf eine Vorrichtung zur Lastverteilung eingetragen. Mittels Wegaufnehmer erfolgte an verschiedenen Stellen mittig auf der Platte eine kontinuierliche Registrierung der vertikalen Verformungen (s. Abbildung 3.2). Entsprechende Werte sind beispielhaft in Tabelle 3.1 aufgeführt und als Last-Verformungs-Diagramm in Abbildung 3.1 aufgetragen.

Laststufe	Spannung [kN/m ²]	Wegaufnehmer Kanal 73 [mm]	Wegaufnehmer Kanal 75 [mm]	Zeit [h:min]
1	10,0	0,35	0,41	12:34
2	19,7	0,73	0,99	12:46
3	29,6	1,06	1,50	12:57
4	38,2	1,49	1,93	13:08
5	50,1	1,96	2,59	13:19
6	57,9	2,40	3,10	13:34
7	70,1	2,80	3,82	13:46
8	78,3	3,29	4,55	13:57
9	38,6	2,67	3,90	14:10
10	0,0	1,24	2,09	14:23

Tabelle 3.1: Laststufen am Beispiel von Versuch 4

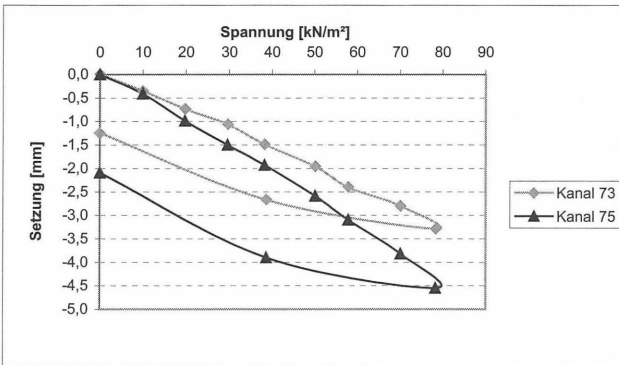


Abbildung 3.1: Last- Verformungsdiagramm für Wegaufnehmer (Kanal 73 und 75)

Unter Berücksichtigung der Sichtbarkeit wurden die Messstative in einem ausgewählten Raster im Versuchsfeld aufgestellt. In Abbildung 3.2 ist die Verteilung bei einem Versuch mit einer 1×2 m großen Stahlplatte und Krafteinbringung über vier Pressen dargestellt. Nach dem Erreichen der jeweiligen Laststufe kamen die drei vorgestellten geodätischen Messprinzipien parallel zum Einsatz.

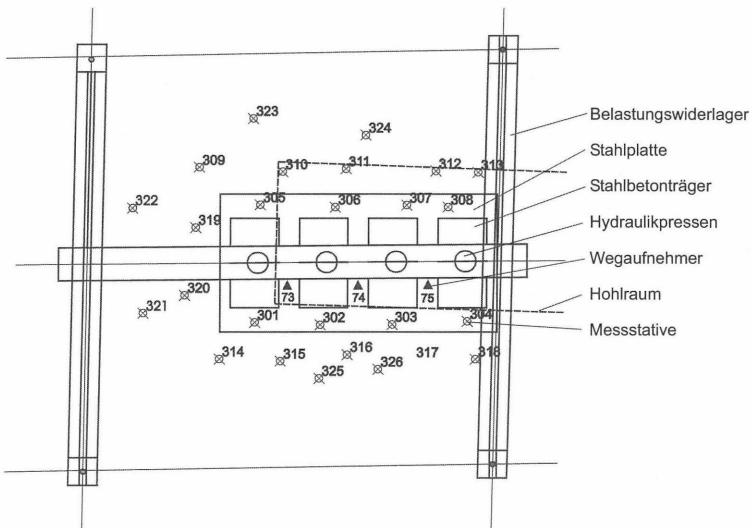


Abbildung 3.2: Anordnung der Messstative im Versuch 4

4 Auswertung

4.1 Vergleich der eingesetzten Messsysteme

Die Sichtbarkeit der Messstative auf den vorgegebenen Rasterpunkten stellte eines der Hauptprobleme dar. So wurden beim Nivellement, bedingt durch die horizontale Visur, die hinteren Zielpunkte teilweise durch andere Messstative bzw. den Versuchsaufbau verdeckt, so dass von den vorgegebenen Rasterpunkten abgewichen werden musste. Trotz vorheriger Testmessung waren einzelne Maßstäbe aufgrund ungünstiger Beleuchtung (Halbschatten durch einsetzende Sonnenbestrahlung) während des Versuchablaufs nicht lesbar und konnten so nicht erfasst werden.

Hier erwies sich die Messung mittels Tachymeter als flexibler. Durch den höheren Gerätestandpunkt trat kaum eine Verdeckung durch den Versuchsaufbau auf und auch die wechselnden Lichtverhältnisse hatten keinen Einfluss auf die Messwerterfassung.

Da die photogrammetrischen Aufnahmen von drei Standpunkten aus in verschiedenen Kamerapositionen durchgeführt wurden, trat auch hier das Problem der Sichtbarkeit auf. Hauptsächlich mussten neben den eigentlichen Messpunkten auch die Maßstäbe und Passpunkte auf jedem Bild erfasst werden. Als ungünstig erwiesen sich die Lichtverhältnisse für die Aufnahme der codierten Marken. Trotz im Hintergrund gespannter Plane konnte kein ausreichender Kontrast für eine automatische Mustererkennung realisiert werden. Da für den Vergleich der Messverfahren ausreichende Ergebnisse zur Verfügung standen, wurde auf eine Auswertung durch manuelles Bestimmen der Zielmarken, was einen hohen Zeitaufwand und darüber hinaus auch Genauigkeitsverlust bedeutet, verzichtet.

Die Abweichungen zwischen den Messergebnissen (Nivellier/Tachymeter) betragen im Mittel 0,1 mm und bestätigen damit, dass die geodätischen Messverfahren zur Erfassung der vertikalen Verformungen die geforderte Messgenauigkeit einhalten. In Abbildung 4.1 sind beide Verfahren für verschiedene Punkte im Last-Verformungs-Diagramm dargestellt.

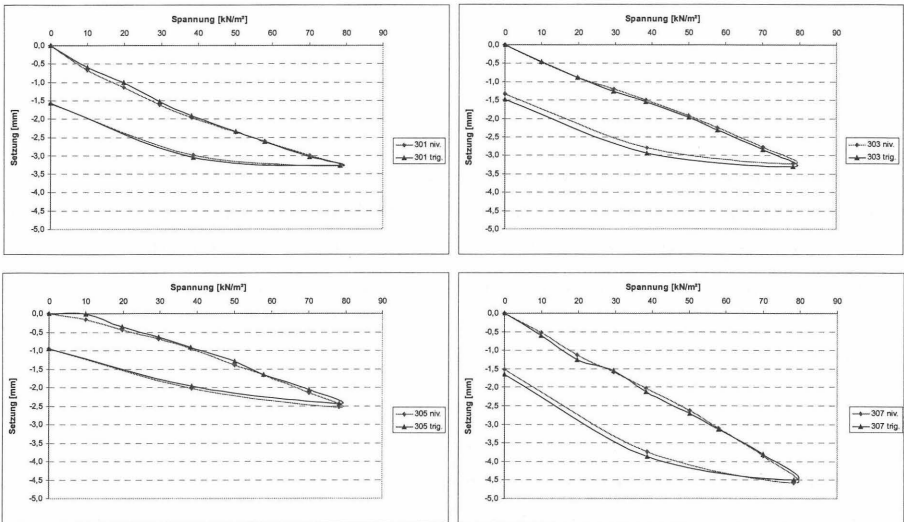


Abbildung 4.1: Last-Verformungs-Diagramm mittels Nivellier/Tachymeter bestimmter Punkte

4.2 Messdauer

Für die Nivellier- und Tachymetermessungen wurden durchschnittlich 7 Minuten zum Erfassen aller 26 Messpunkte benötigt, die Aufnahmen mittels Digitalkamera dauerten insgesamt ca. 2 Minuten. Finden in diesem Zeitraum weitere Setzungen statt, wird das Gesamtergebnis verfälscht.

Bei den Nivellier- und Tachymetermessungen hängt diese Verfälschung mit der Messreihenfolge zusammen und tritt trendartig auf. Hier gilt, je weniger Messpunkte, desto geringer die Messzeit und damit die Gefahr einer Ergebnisbeeinflussung. Im Gegensatz dazu verschlechtert sich bei den Messungen mit der Digitalkamera die innere Genauigkeit des Systems. Die Messzeit ist hier aber unabhängig von der Anzahl der Punkte.

Um solche Verfälschungen zu minimieren, wurde erst mit den Messungen begonnen, wenn sich der Setzungsprozess beruhigt hatte und die Wegaufnehmer keine Verformungen mehr anzeigten.

4.3 Stabilität der Messstative

Aufgrund der sich einstellenden vertikalen Verformungen (Setzungsmulde) kam es zu einer geringen Verkipfung einiger Stative und damit zu einer Lageveränderung der Zielpunkte. Durch die dreidimensionale Punkterfassung mittels Tachymeter waren diese Beträge bestimmbar und konnten so bei der Auswertung berücksichtigt werden. Die aufgetretenen Lageabweichungen von maximal 9 mm wirken sich bei einer Stativhöhe von 1,5 m jedoch noch nicht signifikant auf die Höhenkomponente aus.

4.4 Darstellung der Messergebnisse

Mit den gewonnenen Höhe- und Lagekomponenten der gemessenen Rasterpunkte lassen sich die Setzungen anschaulich in Form von Isolinien darstellen. Abbildung 4.2 zeigt das Versuchsfeld mit angedeuteter Stahlplatte zur Krafteinbringung. Über die Differenzen zur Nullepoche wurden Höhenunterschiede berechnet und als Isolinien mit einer Äquidistanz von 0,2 mm dargestellt. Die sich mit steigender Krafteinbringung einstellende Setzungsmulde lässt sich dabei gut erkennen. Nach vollständiger Entlastung wurden in der letzten Messepoche bleibende Verformungen registriert.

Am rechten Plattenrand fällt eine starke Konzentration der Isolinien auf. Es standen in diesem Bereich nur vier Messpunkte für die Auswertung zur Verfügung. Die Verformungen können deshalb nicht zuverlässig durch die interpolierten Isolinien beschrieben werden. Auf Grund der festgestellten Setzungen der Stahlplatte tritt im Bereich des Plattenrandes ein Setzungssprung auf. Dies ist bei der Interpretation der Isolinien zu berücksichtigen. Ersichtlich ist eine Verkipfung der Stahlplatte, die aus der unsymmetrischen Lage des Kraft-Verformungsfeldes zum Hohlraum resultiert (siehe Abbildung 4.2). Im Zuge der Idealisierung des Verformungsfeldes für die numerische Simulation sind die angesprochenen Fehler bei der Darstellung der Setzungen mittels Isolinien zu beachten.

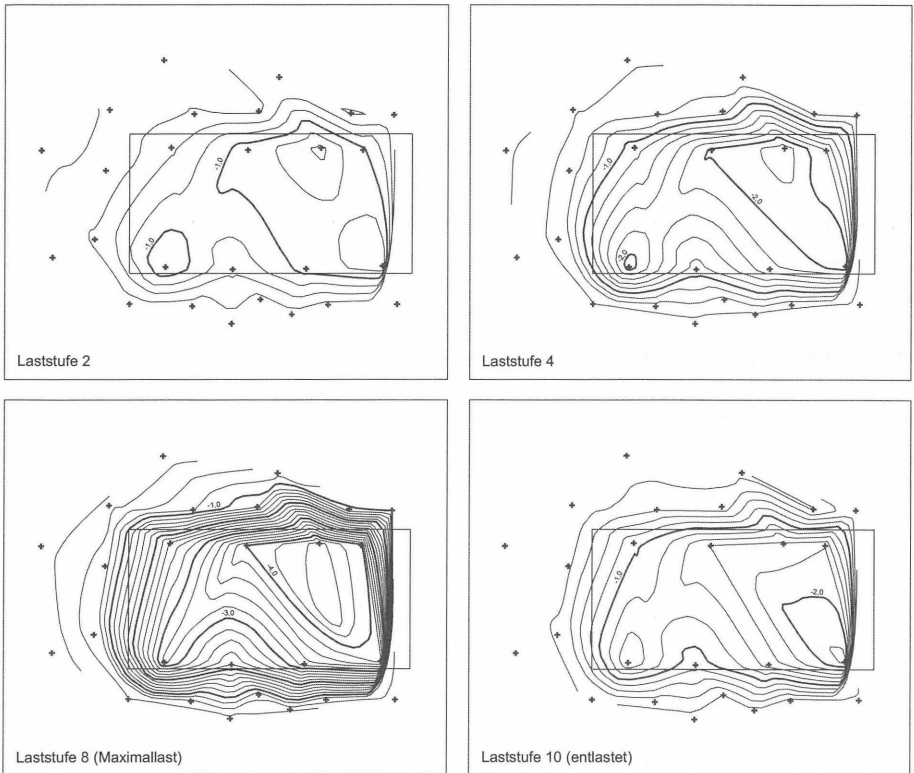


Abbildung 4.2: Isoliniendarstellung der Setzungen bei verschiedenen Laststufen
(Äquidistanz: 0,2mm)

4.5 Überwachung der Hohlräumsohle

Bei der kontinuierlichen Überwachung der Höhenstabilität der Sohle während der Versuche sind keine Höhenveränderungen aufgetreten. Die Wiederholgenauigkeit als Standardabweichung aus allen Messungen betrug 0,04 mm. Daraus folgt, dass mit den im Hohlraum installierten Wegaufnehmern echte Absolutverformungen gemessen wurden.

5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Belastungsversuche liefern Aufschluss über das Last-Verformungs-Verhalten von oberflächennahen, unverbauten Hohlräumen im Lockergestein. Durch die Anwendung und den Vergleich von unterschiedlichen geodätischen Messverfahren sind die Ergebnisse als sehr zuverlässig zu bewerten. Sie sollen als Grundlage für die numerische Simulation mittels FEM dienen. Dabei sind die Besonderheiten im Materialverhalten teilgesättigter Böden bei der dreidimensionalen Modellierung des Problems zu beachten. Die weiteren Untersuchungen sollen zur Verbesserung der Berechnungsansätze für oberflächennahe, unverbaute Hohlräume mit kleinen Abmessungen beitragen.

Literatur

- [1] J. Engel, D. Franke, H. Ulrich. Erhaltung und Sanierung unterirdischer Hohlräume in Lommatzsch. SFB 315, Jahrbuch 1994, 1994, 371-378.
- [2] J. Engel, D. Franke, H. Ulrich. Empfehlungen für die Praxis, Unterirdische Hohlräume, Erkundung, Untersuchung und Überwachung der Standsicherheit, Maßnahmen zur Erhaltung und Sanierung, Zur Veröffentlichung eingereicht.
- [3] J. Brugger, D. Franke, J. Engel. Probelastungen an großmaßstäblichen Modellhohlräumen. SFB 315, Jahrbuch 1997/1998, 1998, 259-271.
- [4] J. Engel und D. Franke. Erhaltung und Sanierung historischer unterirdischer Hohlräume im Lockergestein. Der Bauingenieur Bd. 73 (2), S. 65-70, 1998.
- [5] J. Brugger, D. Franke, J. Engel. Bewertung und Überwachung der Standsicherheit unterirdischer Hohlräume unter Einbeziehung von Feldmessungen. SFB 315, Jahrbuch 1996, 1996, 247-257.

Anschrift der Autoren

Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Möser, Dipl.-Ing. Thomas Heinrich,

Dipl.-Ing. Gunnar Neumann, Dipl.-Ing. Sylvia Schablack

TU Dresden, Geodätisches Institut

Lehrstuhl für Ingenieurgeodäsie

01062 Dresden

email: Michael.Moeser@mailbox.tu-dresden.de, T.Heinrich@mailbox.tu-dresden.de

Dipl.-Ing. Carsten Lauer

TU Dresden, Institut für Geotechnik

Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau

01062 Dresden

email: Carsten.Lauer@mailbox.tu-dresden.de

Potenzial und Leistungsfähigkeit von inertialen Meßsystemen in der Geotechnik

Dipl.-Ing. W. Katrycz, Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier

Institut für Geodäsie und Photogrammetrie,

Gaußstraße 22, Braunschweig

w.katrycz@tu-bs.de, w.niemeier@tu-bs.de

1. ZUSAMMENFASSUNG

Die Hauptaufgabe von geometrischen Überwachungsmessungen in der Geotechnik ist nicht die Bestimmung von Massenverteilungen fester Körper sondern ihrer Änderungen. Dazu müssen Sensoren an repräsentativen Messstellen in den Körper eingebracht werden. In der Regel sind das Bohrlöcher oder, etwa im Falle des Deponiebaus, Messrohre oder vorhandene Rohrsysteme. Von der eigentlichen Vermessung, die nur an diesen Orten erfolgt, ist dann entweder auf den gesamten Körper rückzuschließen, oder, falls ein vorhandenes Modell überprüft werden soll, sind die Messungen zur Modellvalidierung heranzuziehen.

Diese Arbeit zeigt das Leistungspotenzial von inertialen Messsystemen in Hinblick auf diese Aufgabe. Ihre Anwendung ergibt sich zunächst aus dem Vorteil, überhaupt autark im Inneren eines Körpers Geometriebestimmung betreiben zu können. Daneben wird aber insbesondere darauf eingegangen, dass es sich bei den Messstellen „Bohrloch“ bzw. „Rohr“ um lineare und nicht, wie in der klassischen Vermessung die Regel, um punktförmige Objekte handelt. Es wird gezeigt, dass zur Bestimmung ihrer Verformungen an den Unsicherheitshaushalt (Fehlerhaushalt) andere Anforderungen gestellt werden als traditionell üblich. Das ideale Meßsystem sollte danach eine Raumkurve (Trajektorie) bestehend aus einer Vielzahl dicht benachbarter Punkte liefern, wobei die geometrische Lage benachbarter Punkte zueinander hochpräzise bestimmt sein soll. Inertiale Messsysteme erfüllen diese Anforderung in vielen Belangen besser als konventionelle Messmethoden.

2. MOTIVATION

Das Institut für Geodäsie und Photogrammetrie nimmt am Sonderforschungsbereich „SFB 477 – Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung“ als Projekt C4, „Geodätische Sensoren und Methoden zur Bauwerksüberwachung“ teil. Die Autoren verfolgen das Ziel, geodätische Messmethoden für die Bestimmung geometrischer Änderungen an Bauwerken zu adaptieren und zu optimieren. Primäres Ziel ist die geometrische Aufnahme und Überwachung von Deponien, siehe Abb. 1. Mit dem Ziel, die gesamte Geometrie des Bauwerks zu bestimmen, teilt sich unser Arbeitsfeld in zwei Teile:

- Über Tage: Adaption und Optimierung von Systemen zur Aufnahme und Überwachung der Deponieoberfläche.

- Unter Tage: Entwicklung und Adaption von autarken Systemen zur Vermessung von vorhandenen Rohren oder Messrohren.

Die Bestimmung der Oberfläche wird mit konventionellen Methoden (Tachymetrie und DGPS) auf der einen Seite und einem operablem Echtzeit-Navigationssystem für Kompaktoren auf der anderen Seite durchgeführt, das am eigenen Institut entwickelt worden ist. Das Deponieinnere wird durch periodische Vermessung vorhandener Rohrsysteme, wie den Sickerwasserrohren, überwacht. Um die innerhalb des Sonderforschungsbereiches gestellten Unsicherheitsanforderungen von ± 2 bis 5 cm über eine Rohrlänge von 100 m erfüllen zu können, wurde ein inertiales Messsystem adaptiert, Feldkalibrierungs- sowie Auswertemethoden entwickelt. Diese befinden sich zur Zeit in der Verfeinerungs- und Optimierungsphase.

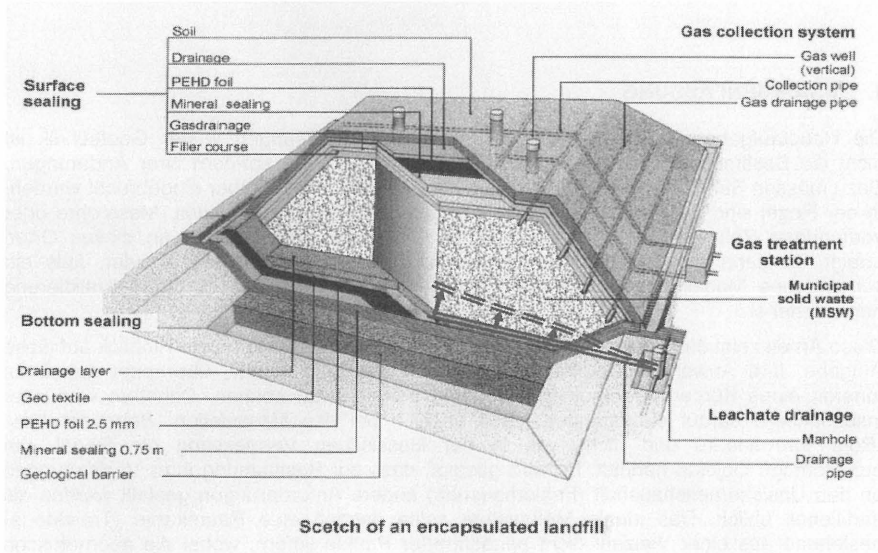


Abb. 1: Grundprinzip der Überwachung durch wiederholte Rohrvermessung (demonstriert an einem einzelnen Rohr)

Die Sensor-Hardware basiert auf einer IMU (Inertial Measurement Unit), die von der *Deutschen Montantechnologie* bereitgestellt wird. Diese setzt sich aus drei Laserkreiseln GG1320 von Honeywell und drei Beschleunigungsmessern QFlex QA 2000-30 von AlliedSignal zusammen. Die Hardware-Konfiguration und erste Resultate wurden in [NiK01] und [KaN01] vorgestellt.

3. HARDWARE

Wie in [NiK01] und [KaN01] dargestellt, wurde die erste Einsatzfähigkeit mit der obenbeschriebenen Hardware erreicht. Ihre Kenndaten sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Der Aufbau des Sensorblockes wurde für unsere Zwecke adaptiert und ein explosionsgeschütztes Fahrzeug hergestellt.

	Reichweite	Linearität	Auflösung	Drift	Random walk	Datenrate
Ringlaser- kreisel	400 °/s	< 10 ppm	1,1"	ca. 0,003 ° h ⁻¹	ca. 0,003 ° h ^{-1/2}	Bis 400 Hz
Beschleuni- gungsmesser	+/- 7,5 g	< 100 ppm	< 1g			Bis 400 Hz

Tab. 1: Kenndaten der inertialen Messeinheit "IMU5"

4. AUSWERTUNG

Das Grundprinzip inertialen Messens ist in Abb. 2 dargestellt. Es sei ein Koordinatensystem s_1, s_2, s_3 fest mit dem Sensorkörper verbunden. Falls sich dieses System im Inertialraum kräftefrei bewegt, so wird es eine gleichförmige Bewegung einstellen, die durch einen konstanten Geschwindigkeitsvektor v dargestellt werden kann. Der Ortsvektor x wird sich dabei entsprechend mit der Zeit ändern. Wirkt auf den Körper, repräsentiert durch das System s_1, s_2, s_3 , ferner keinen Drehimpuls, so ist dieses Bezugssystem ein Inertialsystem. Nur in einem solchen gelten die bekannten Axiomensätze der Physik, Abweichungen von einem solchen Bezugssystem (lineare Beschleunigungen und Rotationen) sind daher als Abweichungen von den physikalischen Grundsätzen messbar. Dabei ist jedoch zu beachten, dass sich das Gravitationsfeld der Erde zusätzlich in eben diesem Sinne bemerkbar macht. Die Erdschwerebeschleunigung muss daher stets als bekannt vorausgesetzt und in der Auswertung eliminiert werden.

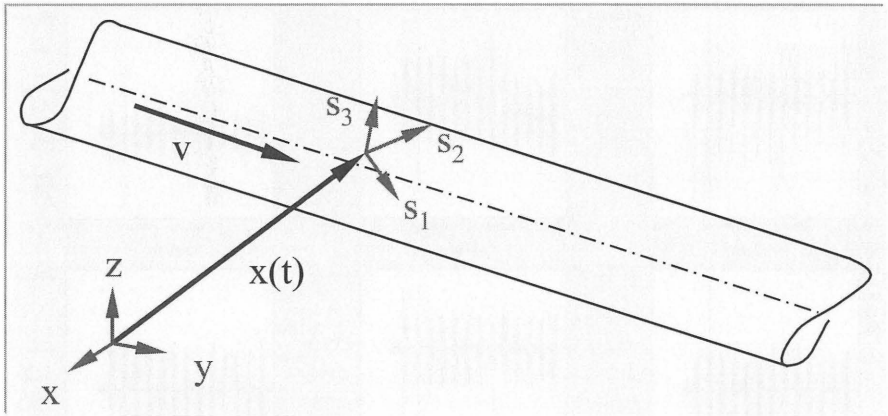


Abb. 2: Grundprinzip inertialen Messens: Die Abweichungen des Sensorsystems s_1, s_2, s_3 vom (nicht-rotierenden, gleichförmig bewegten) Inertialsystem werden gemessen.

Sind nun Anfangsposition, -geschwindigkeit und -orientierung gegeben, so geht man wie folgt vor. Positionen werden (beim idealen Sensor) dadurch erhalten, dass die von den Kreiseln stammenden Rotationsdaten herangezogen werden, um die gemessenen Beschleunigungen vom Fahrzeugkoordinatensystem rechnerisch parallel zu einem erdfesten Koordinatensystems zu drehen. Einmalige Integration dieser Beschleunigungen liefert dann Fahrzeug-Geschwindigkeiten, nochmalige Integration liefert schließlich die

Positionen des Fahrzeuges zu jedem Abtastzeitpunkt. Beim realen Sensor beinhaltet die Auswertung, die als Post-Processing durchgeführt wird, die Teile:

- Datenkonvertierung,
- Initialisierung und Kalibrierung vor der Messfahrt im Rohr,
- Deterministische Prozessierung für den idealen Sensor,
- Bestimmung von Sensordriften während der Fahrt durch Verwertung von Zusatzinformationen (Stillstandsphasen, eventuell Positionen).

4.1 Datenkonvertierung

Die digitalisierten Daten der Beschleunigungsmesser und Laserkreisel, die in den Einheiten m/s^2 und rad/s vorliegen, sind in einer Binärdatei nach IEEE-Standard gespeichert. Diese Datei enthält auch diverse Zusatzinformationen: Aufzeichnungsrate, Eingabedaten etc. Ein selbstverfasstes Programm konvertiert diese Daten in ein weiter verarbeitbares ASCII-Format, wobei relevante Zusatzinformationen entsprechend verwertet werden, s. Tab. 2.

Abb. 3 zeigt einen Satz der Daten aus einer Messfahrt entlang einer ca. 400 m langen Gleisstrecke bei Klein Mahner. Es wurde zwischen 14 Stillstandsphasen und 13 Fahrphasen alterniert. Resultate daraus wurden in [NIK01] und [KaN01] präsentiert.

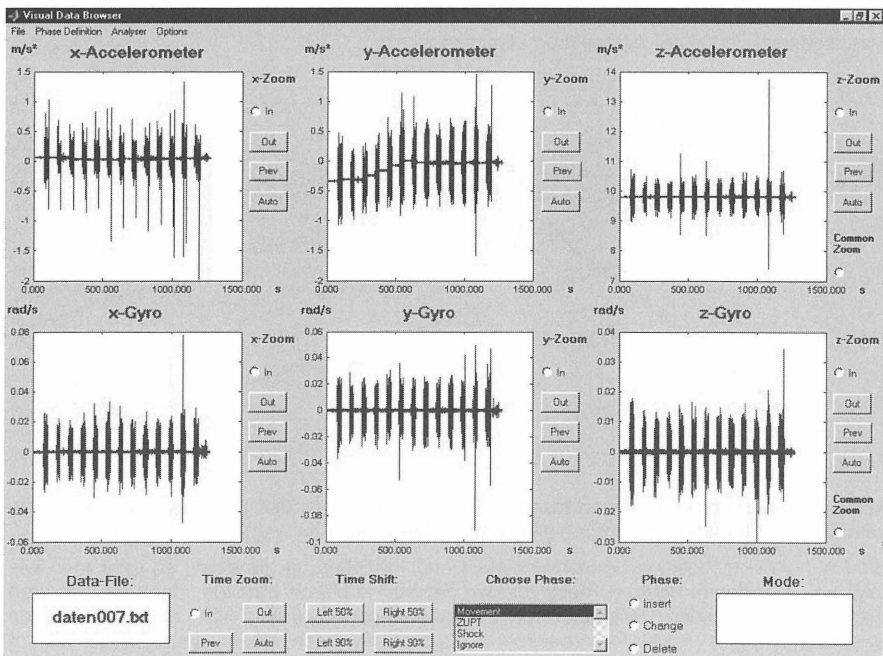


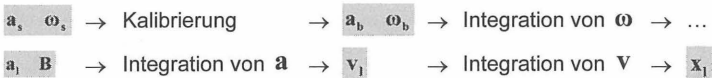
Abb. 2: Eine Testfahrt auf einem ca. 400m langen Gleisstück bei Klein Mahner. Es enthält 14 Stillstandsphasen und 13 Fahrphasen.

Zeit [10 ⁻³ s]	x-acc. [m/s ²]	y-acc. [m/s ²]	z-acc. [m/s ²]	x-gyro [rad ⁻¹]	y-gyro [rad ⁻¹]	z-gyro [rad ⁻¹]
0	0.067194...	-0.347876...	9.797718...	0	0	0
20	0.066324...	-0.333313...	9.813169...	0.000269...	-7.86...e-7	-5.31...e-7
40	0.062892...	-0.330325...	9.812409...	-1.51...e-6	-0.000539...	-1.26...e-7

Tab. 2: Daten einer inertialen Vermessung (50 Hz Datenrate) mit:
acc..... Beschleunigungsmesser
gyro Kreisel

4.2 Integration

Der Kern-Algorithmus zur Integration (für den idealen Sensor) ist in Tab.3 und in Glgn. 1 und 2 skizziert.



Tab. 3: Übersicht über den Kern-Algorithmus.

Mit: **a** ... Beschleunigungen, **ω** ... Winkelgeschwindigkeiten, **v** ... Geschwindigkeiten, **x** ... Positionen und **B** ... Basis des Sensorsystems, wobei die Indizes folgende Bedeutung haben: s ... Sensorsystem, b ... Fahrzeugsystem, und l ... das lokale erdfeste Koordinatensystem. Zur Integration selbst benutzen wir die Formeln:

$$\dot{\mathbf{v}} = \mathbf{a} + \mathbf{g} - (2 \cdot \boldsymbol{\Omega}_e + \boldsymbol{\Omega}_l) \times \mathbf{v} \quad \text{Glg. 1}$$

$$\mathbf{R} = \mathbf{I} + \frac{\sin \varphi}{\varphi} \cdot \boldsymbol{\Phi} + \frac{1 - \cos \varphi}{\varphi^2} \cdot \boldsymbol{\Phi}^2 \quad \text{Glg. 2}$$

Mit: **R** ... der Transformationsmatrix des Sensorsystems **B** über ein Abtastintervall, **g** ... Erdschwerevektor, **Ω_e** ... schiefsymmetrische Matrix, die die Erdrate darstellt, **Ω_l** ... schiefsymmetrische Matrix, die die Drehrate des lokalen Koordinatensystems bei Bewegung entlang der Erdoberfläche darstellt (fällt bei unseren, kleinräumigen Anwendungen heraus, ist bei allgemeinen Navigationsaufgaben jedoch unentbehrlich), **φ** ... Drehwinkel des Sensorsystems innerhalb des Abtastintervalls und **Φ** ... derselbe in Vektorform, allerdings als schiefsymmetrische Matrix dargestellt.

Um sich eine rasche Vorstellung von der Notwendigkeit der Behandlung von Sensordriften zu verschaffen, die sich während der Messfahrt ergeben, sind Geschwindigkeiten in Abb. 4 kartiert, die sich für den Beschleunigungsmesser in Fahrtrichtung ergeben haben. Dabei wurde keinerlei Driftfilterung durchgeführt sondern nur der Algorithmus für den idealen Sensor zum Einsatz gebracht. Bei dieser Messfahrt wurde zwischen Stillstandsphasen von 1 min und Fahrphasen von 30 s alterniert. Man erkennt, wie die Geschwindigkeitskurve (ca. ab der Stelle bei t = 200 s) deutlich polynomial abdriftet.

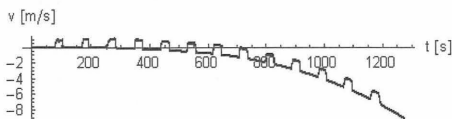


Abb. 4: Ungefiltert aufintegrierte Geschwindigkeiten einer Testfahrt.

4.3 Auswertung der Kalibrierverfahren

In der Hardwareentwicklung ist es möglich, die Sensoren rechtwinklig aufeinander anzuordnen, sodass sich Daten der drei Beschleunigungsmesser bzw. Kreisel ergeben, die nahe an das Ideal herankommen, einem kartesischen Koordinatensystem zu entstammen. Die tatsächliche Montage weicht von diesem Ideal selbstverständlich ab, sodass das Hauptaugenmerk der Kalibrierung neben den Offsets der einzelnen Sensoren auch noch auf der Transformation der, streng genommen, affinen Sensorsysteme (bezeichnet mit dem Index s) in theoretische, kartesische Koordinatensysteme (bezeichnet mit dem Index b) liegt. Für das zweite Koordinatensystem bietet sich ein fahrzeug-festes System an, dass über äußere Bezugspunkte am Fahrzeug definiert wird. Die *lineare Transformation* der Beschleunigungen $\mathbf{a}$ und Winkelgeschwindigkeiten $\boldsymbol{\omega}$ wird durch Transformationsmatrizen $\mathbf{S}_a$, $\mathbf{S}_\omega$ und Offset-Vektoren $\mathbf{s}_a$ und $\mathbf{s}_\omega$ ausgedrückt:

$$\mathbf{a}_b = \mathbf{S}_a \cdot \mathbf{a}_s + \mathbf{s}_a \quad \boldsymbol{\omega}_b = \mathbf{S}_\omega \cdot \boldsymbol{\omega}_s + \mathbf{s}_\omega \quad \text{Glg. 3}$$

Allgemeinere Ansätze ergeben sich durch beliebige Transformationsvorschriften:

$$\mathbf{a}_b = \mathbf{f}_a(\mathbf{a}_s) \quad \boldsymbol{\omega}_b = \mathbf{f}_\omega(\boldsymbol{\omega}_s) \quad \text{Glg. 4}$$

mit $\mathbf{f}_a$ und $\mathbf{f}_\omega$ Vektorfunktionen. Schließlich ergibt sich der allgemeinste Typ einer Transformation, wenn zusätzliche Parameter wie die Zeit t oder die Temperatur T miteinbezogen werden:

$$\mathbf{a}_b = \mathbf{f}_a(\mathbf{a}_s, t, T, \dots) \quad \boldsymbol{\omega}_b = \mathbf{f}_\omega(\boldsymbol{\omega}_s, t, T, \dots) \quad \text{Glg. 5}$$

4.4 Zusatzinformationen

Die Kalmanfilterung bzw. -glättung führt zusätzliche, redundante Information ein. Diese kann deterministischen Charakter haben (man spricht dann von *Bedingungen*) oder als probabilistische Information vorliegen (hierbei ist den Informationen ein realistsches *Unsicherheitsmodell*, ausgedrückt durch ein Varianz-Kovarianzmatrix, beizufügen).

In der Rohrvermessung spielt zusätzliche Geschwindigkeitsinformation eine dominante Rolle. Am weitesten verbreitet, neben der obligatorischen Initialisierungsphase, ist die Anwendung von Nullgeschwindigkeitsabgleichen, die weiter oben bereits angedeutet wurden. Diese können als folgende Bedingungen eingeführt werden:

$$v_x(t) = 0, \quad v_y(t) = 0, \quad v_z(t) = 0 \quad \text{Glg. 6}$$

wobei v_x , v_y und v_z Geschwindigkeitskomponenten bezeichnen und die Zeit t innerhalb einer Stillstandsphase liegt. Diese Gleichungen gestatten es, nach den Koeffizienten einer beliebige gewählten Fehler-Funktion für die Beschleunigungsmesser aufzulösen, siehe [NiK01]. Besonders typisch für die Rohrvermessung werden Einschränkungen in der Bewegungsfreiheit des Sensorfahrzeuges („geführter Vortrieb“):

$$v_x(t) \neq 0, \quad v_y(t) \approx 0, \quad v_z(t) \approx 0 \quad \text{Glg. 7}$$

womit gesagt wird, dass die x-Achse parallel zur Vortriebsrichtung ist. Damit können (teilweise) Kalibrierinformationen über die Sensordriften während der Fahrt gewonnen und die Korrekturfunktionen weiter verbessert werden. Die praktisch anzuwendenden Werte für v_y und v_z sind aus eigenen Kalibrierfahrten zu bestimmen, da sie von der Lage des Messfahrzeuges zur Rohrachse abhängen. Da diese Parameter nur mit endlich großer Unsicherheit gewonnen werden können, sind für sie Varianzmodelle in die Filterung bzw. Glättung einzuführen.

5. KALIBRIERUNG

Die Kalibriertechniken korrespondieren zu den im Auswertungsteil vorgestellten möglichen Transformationen. Ein hübscher Ausschnitt aus einer Labor-Kalibrierfahrt, aus der Kreiselkorrekturen ermittelt werden können, ist in Abb. 5 zu sehen. (Tatsächlich dienen die dargestellten Daten zum Test des Drehtisches.)

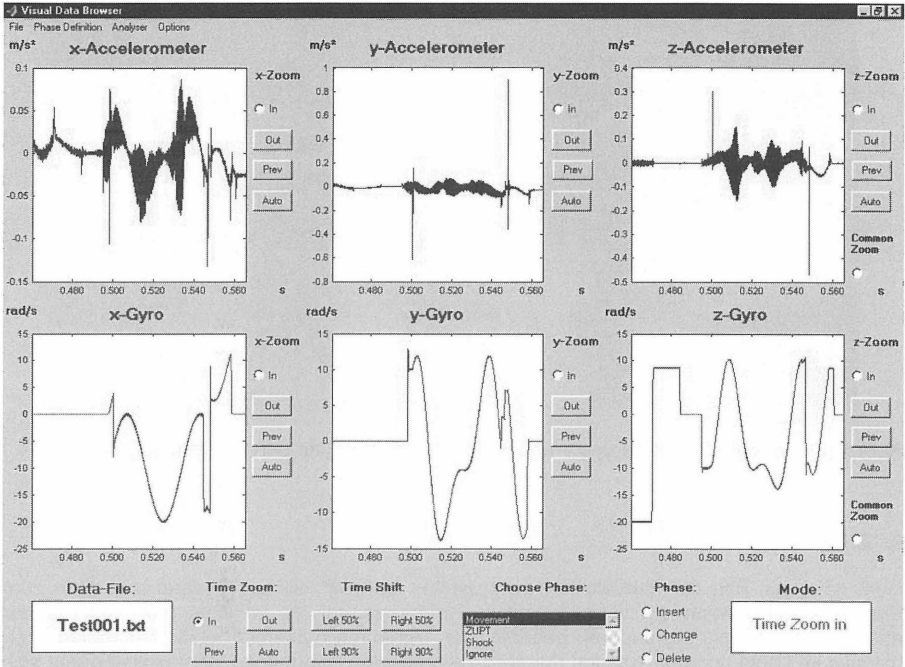


Abb. 5: Labor-Testfahrt eines dreiaxigen Drehtisches, die auch zur Kreiselkalibrierung genutzt werden kann

Neben der Laborkalibrierung kommt der Feldkalibrierung bei der Rohrvermessung große Bedeutung zu. Sie dient einerseits der Wegstellung von Day-to-day-Driften, also Offset-Beiträgen, die von Einschalten zu Einschalten variieren. Andererseits ist neben der Anfangsposition die Anfangsorientierung der Sonde hochpräzise zu bestimmen, um die geforderten absoluten Unsicherheit gewährleisten zu können.

Für die erste Aufgabe ist ein Ersatz für einen Dreh- bzw. Kipptisch für den Feldeinsatz zu finden. Sein Funktionsprinzip ist in Abb. 6 dargestellt. Das Messfahrzeug (bei dem die Räder und ihre Aufhängungen abmontiert worden sind) wird in 30° Neigung auf eine Vorrichtung gebracht, die aus zwei Tischen besteht. Die exakte Neigung der Sonde kann rasch mit zwei Inklinometern bestimmt werden. Wird die Sonde dann um die eingezeichneten Beträge von -90°, +90° und 180° um die Längs- und 90° um die Querachse gedreht, so erhält man genügend redundante Informationen, um nach den Kalibriergrößen der Beschleunigungsmesser auflösen zu können. Wird zusätzlich mit einem Theodolit oder Tachymeter das Azimut der Sonde bestimmt, so ist auch Kreiselkalibrierung möglich. Bei den

hier angewandten, hochpräzisen Kreiseln, s. Tab.1, spielt diese jedoch nur eine untergeordnete Rolle.

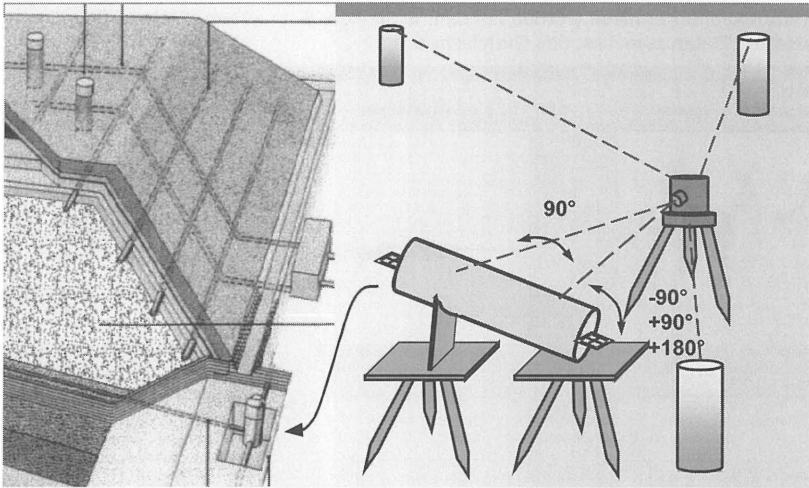


Abb. 6: Skizze einer Initialisierungs- und Kalibriereinrichtung für den Feldeinsatz.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Dem gängigen Bild der Inertialtechnik als „letzter Ausweg“, als ein System das dann zum Einsatz kommt, wenn ein völlig autarkes System gefragt ist, welches aber betreffs der absoluten Positionierung anderen geodätischen Verfahren Systemen letztlich unterlegen ist, hat sich im Laufe unserer Arbeiten nur zum Teil bestätigt. Die geringe Genauigkeit ergibt sich aus den Unsicherheitseigenschaften, die sich bei zweimaliger Integration ergeben. Dabei sind relative Geometrieinformationen zwischen benachbarten Punkten zwar hochpräzise, die absolute Positionierung wird aber mit zunehmender Distanz vom Anfangspunkt rasch sehr ungenau. (Die Unsicherheiten hängen dabei jedoch von der gesamten *Integrationszeit* ab.) Die gestellten Genauigkeitsanforderungen können allerdings mit (kostspieligen) Geräten der oberen Leistungsklasse erfüllt werden. Bedenkt man jedoch, das die geometrischen Verformungen eines festen Körpers ebenso über kürzere Strecken klein, und erst über längere Strecken groß genug sind, um mit Geräten mittlerer Genauigkeit aufgelöst werden zu können, s. Tab. 4, so sieht die Inertialtechnik gerade in der Überwachung kontinuierlicher Bereiche einer interessanten Zukunft entgegen.

Distanz	100 m	10 m	1 m
Standardabweichung	$\pm 5.00 \text{ mm}$	$\pm 0.50 \text{ mm}$	$\pm 0.05 \text{ mm}$

Tab. 4: Beispiel für die Unsicherheitsanforderungen bei der Verformung eines linearen Objektes

7. LITERATUR

- [Dam99] Dambeck, J.-H., 1999, Diagnose und Therapie geodätischer Trägheitsnavigationssysteme, Modellierung – Systemtheorie – Simulation – Realdatenverarbeitung, Dissertation, Schriftenreihe des Studiengangs Geodäsie und Geoinformation, Universität Stuttgart, Report Nr. 1999.3
- [Jek01] Jekeli, C., 2001, Inertial Navigation Systems with Geodetic Applications, Walter de Gruyter, Germany
- [Kat00] Katrycz, W., 2000, A Study on the Design of an Integrated Pipe Surveying System for the Deformation Analysis of Landfill Sites, Acta Geod. et Geophys. Hungarica, Vol. 35
- [KaN01] Katrycz, W., Niemeier, W., 2001, On Methodological Aspects of System Development in High Precision Inertial Pipe Surveying, Kinematic Systems in Geodesy, Geomatics and Navigation, June 5-8, 2001, Banff, Canada
- [Law98] Lawrence, A., 1998, Modern Inertial Technology, Navigation, Guidance, and Control, 2.ed., Springer-Verlag, New York Berlin Heidelberg
- [NiK01] Niemeier, W., Katrycz, W., 2001, The Potential of Inertial Measurement Units for 3D-Surveying Tasks in Connection with Drainage Pipes, In: „The 3rd International Symposium on Mobile Mapping Technology“, Cairo, 3-5 January 2001
- [Pet95] Petzold, R., 1995, Calibration of a Strapdown INS by Measurements in 24 Faces, in: High Precision Navigation 95, Proc. of the 3rd Intern. Workshop on High Prec. Nav., Stuttgart und Freudenstadt
- [Sav97] Savage, P. G., 1984, Strapdown Systems Algorithms, AGARD Lecture Series No. 133, May, 1984
- [Sch79] Schwarz, K.-P., 1979, Grundgleichungen und Fehlermodelle für inertielle Meßsysteme, Zeitschrift für Vermessungswesen, Nr. 10/1979
- [Sch84] Schwarz, K.-P., A unified approach to post-mission processing of inertial data, Bulletin Géodésique, 59, 33-54
- [Sch94] Schwarz, K.-P., 1994, Inertial Surveying and INS/GPS Integration, partial lecture notes for ENGO 623, Dep. of Geomatics Engineering, The University of Calgary, Updates Version January 1994
- [SFB97] Sonderforschungsbereich 228, Hochgenaue Navigation, Integration navigatorischer und geodätischer Methoden, Abschlussbericht (1993-1995), Universität Stuttgart

Eine Organisation für die Geomesstechnik in Deutschland ?

Helmut Bock

1. Einleitung

Angetrieben von einer rasanten technologischen Entwicklung der allgemeinen Meßtechnik sowie erhöhter Anforderungen an Qualität, Wirtschaftlichkeit und Sicherheit geotechnischer Objekte hat sich in den letzten Jahren das Messen in geologischen Körpern und in geotechnischen Bauwerken zu einer Spezialdisziplin von erheblicher wirtschaftlicher und technischer Bedeutung entwickelt. Obwohl interdisziplinär eingebettet, ist das geotechnische Messen durch einen hohen Grad an Eigenständigkeit ausgezeichnet. Es bietet sich an, diese Eigenständigkeit durch den Begriff „Geomesstechnik“ zu verdeutlichen. Im Gegensatz zu dem stagnierenden wirtschaftlichen Umfeld in der Bauindustrie ist die Geomesstechnik durch eine nachhaltige Entwicklungsdynamik gekennzeichnet.

Im vorliegenden Beitrag werden zunächst die Besonderheiten der Geomesstechnik herausgearbeitet (Kap. 2). Dazu werden die verschiedenen Zielrichtungen identifiziert, die mit geotechnischen Messungen verfolgt werden. Sodann wird eine Abgrenzung zu benachbarten Tätigkeitsfeldern und Disziplinen wie der Bauwerkmesstechnik, der industriellen Messtechnik sowie der Vermessungskunde vorgenommen. Aus ihr ergeben sich zwanglos die Spezifika der Geomesstechnik.

Im nationalen und internationalen Rahmen gibt es vielfältige Aktivitäten in Sachen Geomesstechnik (Kap. 3. und 4). Bislang sind diese Aktivitäten nicht oder nur untergeordnet koordiniert. Die mit der Geomesstechnik verbundenen Aktivitäten sind mittlerweile jedoch so umfangreich und vielfältig, daß es angezeigt ist, der

Geomesstechnik ein organisatorisches Dach zu geben. Dazu wird vorgeschlagen, in Deutschland eine „Interessengruppe Geomesstechnik“ zu bilden. Es ist naheliegend, eine derartige Interessengruppe in einer oder mehreren wissenschaftlich-technischen Gesellschaften zu verankern und langfristig zu sichern (Kap. 5).

2. Was ist Geomesstechnik?

Unter dem Begriff "Geomesstechnik" werden diejenigen wissenschaftlich-technischen Methoden und ihre Umsetzung in gelände- und baustellengerechte Verfahren zusammengefaßt, mit deren Hilfe meßtechnische Daten in geologischen Körpern und an geotechnischen Bauwerken gewonnen, verarbeitet und bewertet werden.

2.1 Zielrichtung

Die Zielrichtung der Geomesstechnik ergibt sich aus ihren Anwendungsfeldern. Diese sind im wesentlichen:

- In-situ Versuchstechnik
Felduntersuchungen zur Ermittlung von
 - Struktureigenschaften geologischer und technischer Körper (z. B. Schichtenaufbau; Fehlstellen)
 - mechanischen Kennwerten (z. B. Verformungskennwerte in einem Bohrlochaufweitungsversuch)
- Überwachungsmesstechnik
Felduntersuchungen zur Erfassung von *Änderungen* kennzeichnender physikalischer Größen
 - am entstehenden Bauwerk im Rahmen einer Überprüfung des geotechnischen Entwurfes (Beobachtungsmethode)
 - am fertiggestellten Bauwerk im Zuge einer Langzeitüberwachung (z. B. Böschungen; Talsperren).
 - von Bauverfahren im Zuge der Qualitätssicherung nach ISO 9000 ff.

Die Geomesstechnik ist im wesentlichen eine Teildisziplin der Geotechnik. Sie ist interdisziplinär in die industrielle Meß- und Prüftechnik, Bauwerkmeßtechnik und Vermessungskunde eingebettet. Innerhalb eines geotechnischen Entwurfes ist sie an zwei Stellen maßgeblich vertreten (Abb. 1): Einmal mit der in-situ Versuchstechnik (Sondierungen und Feldversuche) im Zuge der Baugrunderkundung und der Entwicklung des Baugrundmodells für die Entwurfsplanung, zum anderen mit der Überwachungsmesstechnik im Zuge der Qualitätssicherung und Dokumentation.

Alle Teilbereiche der Geomesstechnik erfreuen sich zur Zeit eines stetig wachsenden Zuspruchs - trotz eines eher stagnierenden wirtschaftlichen Umfeldes in der Bau- und Bergbauindustrie. Die in-situ Versuchstechnik gewinnt gegenüber den besonders in der Bodenmechanik traditionellen Laborversuchen aus mehreren Gründen an Bedeutung: Einmal aus der generellen Notwendigkeit heraus, verbesserte Eingangsparameter für den geotechnischen Entwurf bereitzustellen. Die Qualität der Eingangsparameter hat mit der enormen Entwicklung der numerischen Modellierung nicht Schritt gehalten. Verbesserte geotechnische Eingangsparameter sind am ehesten über Feldversuche erzielbar, da die Verfahren der Laborversuche - im Gegensatz zu denen der Feldversuche - weitgehend ausgereizt sind. Zum anderen werden bei Feldversuchen die Probleme, die mit der Entnahme und dem Transport ungestörter Proben verbunden sind, bereits im Ansatz vermieden. Die zur Zeit laufende zielgerichtete Überarbeitung bzw. Neufassung der entsprechenden Regelwerke (z. B. DIN 4094, Teile 1 – 5 in Verbindung mit der DIN EN 1997-3; s. auch Herrmann, 2002) unterstreicht die zunehmende Bedeutung geotechnischer Feldversuche.

Auch die Überwachungsmesstechnik erfreut sich eines wachsenden Zuspruchs - dies sogar im noch größeren Maße als bei der in-situ Versuchstechnik. Der traditionelle Aspekt der Überwachungsmesstechnik ist die Bereitstellung von Meßdaten vom entstehenden Bauwerk zur Überprüfung und ggf. Anpassung des geotechnischen Entwurfes, beispielsweise im Rahmen der „Beobachtungsmethode“ (Peck, 1969). Dieser Ansatz wurde seit Peck besonders im Tunnelbau fortgeschrieben und perfektioniert. Im heutigen Tunnelbau (z. B. bei der sogenannten NÖT oder der Spritzbetonbauweise) sind Überwachungsmessungen ein integraler Bestandteil sowohl des Entwurfes als auch des

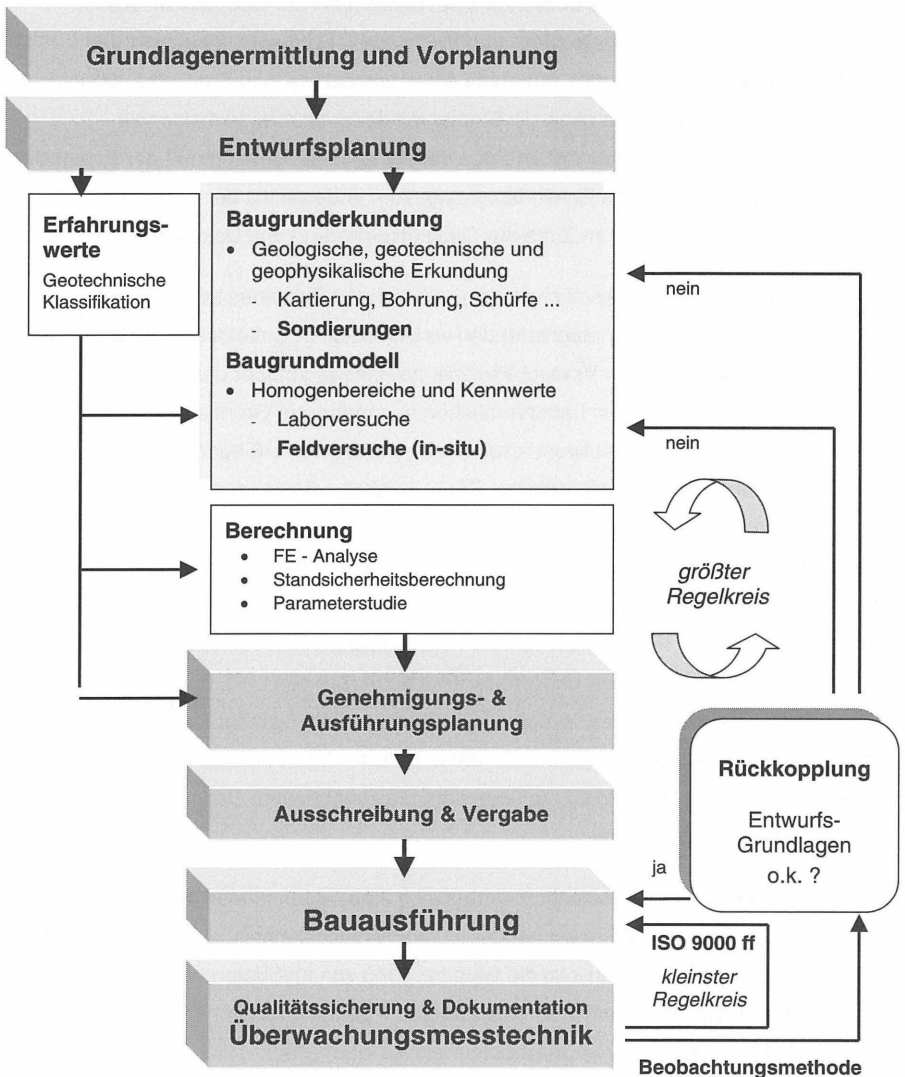


Abb. 1. Die Stellung geotechnischer Messungen innerhalb des Ablaufschemas für einen geotechnischen Entwurf (in Anlehnung an die HOAI)

Bauverfahrens. Über den Tunnelbau hinaus gewinnt die „Beobachtungsmethode“ auch in anderen Geotechnikfeldern an Bedeutung. Dies wird im Rahmen der europäischen Normung verdeutlicht (ENV 1997-1). Überwachungsmessungen haben heutzutage auch Funktionen, die über die ursprüngliche Zielsetzung hinausgehen. Das diesbezügliche Stichwort ist „Qualitätssicherung“ im Rahmen der ISO 9000ff. Das Spektrum reicht von der Qualitätssicherung einzelner Baumaßnahmen (z. B. der Verlaufskontrolle von Bohrungen; Abb. 2) bis hin zur Bereitstellung von Rückkopplungsgrößen zur hochgenauen Steuerung technisch komplexer Bauverfahren (Abb. 3). Gerade dieser Bereich der Überwachungsmessungen ist durch eine besondere Dynamik gekennzeichnet. Die ganze Bandbreite geotechnischer Überwachungsmessungen ist in Tab. 1 beispielhaft dargestellt.

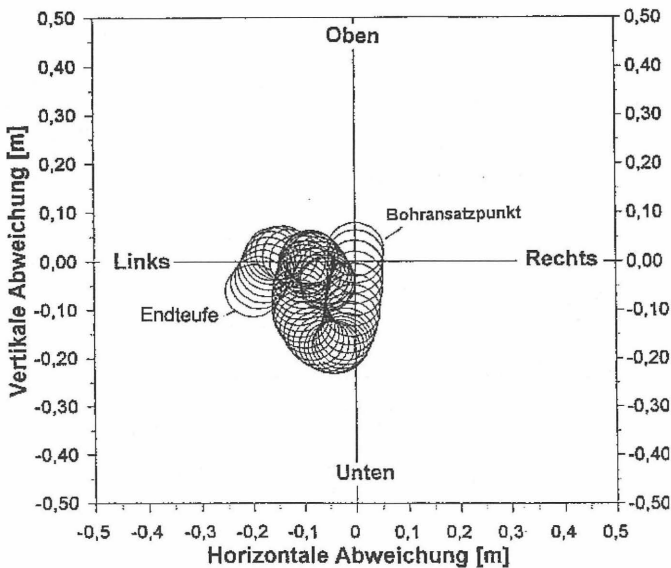


Abb. 2 Überprüfung der Zielgenauigkeit einer 56 m tiefen, um 20° nach unten geneigten Ankerbohrung mit Hilfe einer Deflektometersonde. Aufsicht auf Bohrlochmund mit Verlauf der Bohrung in 1.0m-Schritten (aus Bock und Paul, 2002).

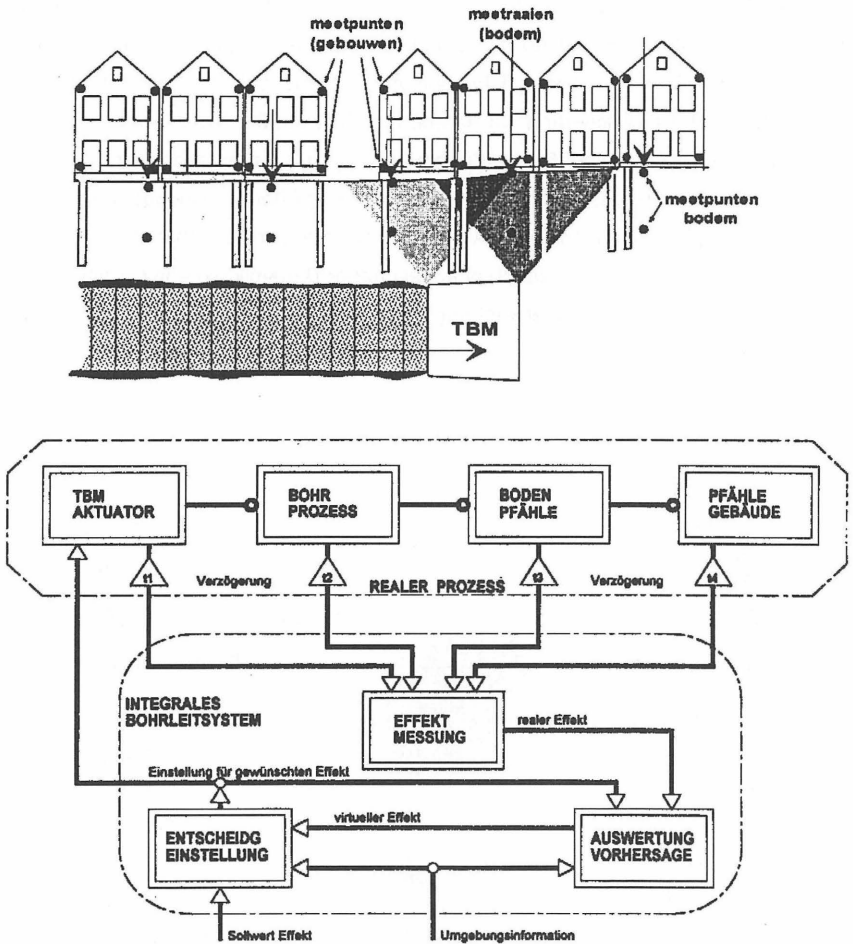


Abb. 3 Flußdiagramm des IBS (Integralen Bohrleitsystems) (unten) für die TBM-Auffahrung der N-S U-Bahnstrecke in Amsterdam (oben).
Zu beachten: TBM-Maschinendaten und geotechnische Meßdaten (vom Baugrund, von Pfählen und Gebäuden) gehen in die Effekt-Messung und damit auch die Steuerung der TBM ein (aus v. Doorn et al., 1999).

Tab. 1 Zweck geotechnischer Überwachungsmessungen mit Beispielen von Bauobjekten

Nr.	Zweck	Gründungen / Baugruben	Böschungen	Tunnelbauten
1	QS von Baumaßnahmen	Temperaturmessung zur Leckage-Ortung einer UW.-Betonsohle	Vermessung des Verlaufs einer Ankerbohrung (Abb. 2)	Profil- und Dickenmessung einer Spritzbetonschale
2	Steuerung von Baumaßnahmen	Steuerung eines Schlitzwandgreifers mittels Inklinometer	Automatische Sperrung gefährdeter Bereiche (Verkehrswege)	Echtzeitmessungen von Setzungen im innerstädtischen Tunnelbau (Soilfrac®)
3	Nachweis von Bewegungs- oder Ruhezuständen	Kontrolle zyklischer Dammbewegungen mittels Pendel- und Schwimmloten	Überwachung von Kriechhängen mittels Inklinometermessungen	Beobachtung der Konvergenzen einer Tunnelwandung (neues Gleichgewicht)
4	Vergleich mit Berechnung und Entwurf	Messung von Erd- und Porenwasserdrücken	Identifizierung von Scherflächen im Gebirge	2-D oder 3-D Verschiebungsmessung im Baugrund

2.2 Abgrenzung zu benachbarten Disziplinen und Tätigkeitsfeldern

Wie bereits erwähnt, ist die Geomesstechnik sehr stark interdisziplinär eingebunden. Dies schafft zahlreiche Berührungspunkte mit benachbarten Disziplinen, insbesondere zur Vermessungskunde, Baumeßtechnik und der Industriellen Meßtechnik. Tabelle 2 gibt eine Zusammenfassung derjenigen Punkte, die für die Geomesstechnik kennzeichnend sind.

Tab. 2 Abgrenzung der Geomesstechnik zu benachbarten Disziplinen

Disziplin	Charakteristika	Geomesstechnik
Geotechnische Versuchstechnik	Traditionell: Laborversuche Erfordernis: Probenahme + Transport	Feldversuche vor Ort (in-situ) Keine Probenahme erforderlich
Vermessungskunde	Bestimmung der absoluten Raumkoordinaten eines Meßpunktes: - 1mm Genauigkeit (Lage) - 0,1 mm Genauigkeit (Höhe) Über Wiederholungsmessungen: - (nur) Deformationen erfaßbar Nur Oberflächenpunkte erfaßbar; freie Visurlinien erforderlich.	Alle einschlägigen mechanischen Größen erfaßbar. Deformationsmessungen (Lage und Höhe): - bis zu 0,001 mm Genauigkeit Jegliche Art von Meßpunkten: (auch in Bohrlöchern, Schüttungen) Freie Visurlinien nicht erforderlich
Baumeßtechnik	Oberflächen- und oberflächennahe Meßpunkte. Weitgehend kontrollierte Umgebungsbedingungen	Meßpunkte und Zuleitungen oft weitläufig eingebettet + unzugänglich. Ungünstige Umgebungsbedingungen (z. B. aggressive Grundwässer; große Deformationen)
Industrielle Meßtechnik	Kurzfristige , oft <i>dynamische</i> Messungen	Quasi-statische, Langzeitmessungen mit besonderen Anforderungen an die Stabilität des Meßsignals

2.3 Besonderheiten der Geomesstechnik

Aus Tab. 2 ergeben sich die besonderen Merkmale der Geomesstechnik, die im folgenden noch einmal herausgearbeitet und zusammengefaßt werden sollen.

Die Geomesstechnik ist gekennzeichnet durch:

1. Die Erfassung **aller einschlägigen mechanischen Kenngrößen**:
Kraft, Spannung, Druck, Deformation, Dehnung, Temperatur etc.
2. **Systemgenauigkeiten in der Größenordnung von 10^{-5} bis 10^{-6}** .
Bei Deformationsmessungen sind Systemgenauigkeiten von bis zu 10^{-3} mm erzielbar

3. Beliebige Lokation des Meßpunktes.

An Oberflächen (auch an nicht direkt einsehbaren Oberflächen; keine freie Visurlinien), in Bohrungen, in Schüttungen.

4. Ungünstige Umgebungsbedingungen.

Der Meßpunkt und damit auch der Meßaufnehmer und die Zuleitungen liegen oft in ungünstigen Umgebungsbedingungen (z. B. Baustellenbedingungen; aggressive Grundwässer; explosive Grubengase; radioaktive Strahlung). Hieraus ergeben sich spezifische Anforderungen an Material und Einbaumethoden und an die Kompatibilität des gesamten Meßsystems mit den Erfordernissen vor Ort auf der Baustelle oder im Gelände.

5. Unzugänglichkeit des Meßpunktes.

Meßpunkt und Meßaufnehmer sind oft tiefgründig eingebettet und nicht mehr zugänglich (im Talsperrenbau z. B. Einbettung über eine Entfernung von der Oberfläche in der Größenordnung von 1000 m). Diese Tatsache begründet besondere Konstruktionsmerkmale des Meßsystems (z. B. spezifische Vorrichtungen zur ferngesteuerten Rekalibrierung; hochgradig redundantes Meßsystem).

6. Lange Zuleitungen.

Dies ist im Zusammenhang mit dem zuvor genannten Punkt zu sehen. Lange Zuleitungen erfordern nicht nur besondere Schutzmaßnahmen gegenüber dem Baustellenbetrieb, großen Deformationen bei erdverlegten Zuleitungen, Vandalismus, Blitzschlag etc., sondern definieren auch spezifische Anforderungen an das gesamte Meßsystem (z. B. Art des Meßaufnehmers; Datenerfassung).

7. Langzeitmessungen

Geotechnische Messungen sind oft Langzeitmessungen. Bei der Überwachung von Talsperren bewegt sich der Meßzeitraum in der Größenordnung von mehreren 10er Jahren. Im Verein mit den obigen Punkten (Unzugänglichkeit des Meßpunktes; lange Zuleitungen) ergibt sich hieraus die Notwendigkeit einer besonderen Langzeitstabilität des Meßsignals geotechnischer Aufnehmer. Tab. 3 gibt eine Klassifikation von Typen elektrischer Aufnehmer nach ihrer Langzeitstabilität, wie sie von DiBiagio (1984) auf Grund seiner Erfahrungen an großen Ölplattformen in der Nordsee und an zahlreichen Erddammbauwerken vorgeschlagen wurde.

Tab. 3 *Klassifikation der Typen elektrischer Aufnehmer nach ihrer Langzeitstabilität (DiBiaggio, 1984)*

Klasse	Typ des Aufnehmers
Hoch  Niedrig	Digital Schwingsaite Potentiometer 4 – 20 mA Analog (starkes Signal; z.B. Servo-Accelerometer) Analog (schwaches Signal; z. B. DMS)

3. **Geomesstechnik in Deutschland und im deutschsprachigen Ausland**

In Deutschland und im deutschsprachigen Ausland wird die Geomesstechnik in vielfältiger Weise betrieben. Ohne den Anspruch auf Vollständigkeit erheben zu wollen, sind die wesentlichen Aktivitäten in Tab. 4 und 5 zusammengestellt.

4. **Geomesstechnik im internationalen Rahmen - FMGM**

Die in Tab. 4 und 5 für den mitteleuropäischen Raum zusammengetragenen Aktivitäten lassen sich in vielfacher Hinsicht auch auf den internationalen Bereich übertragen. Hierauf soll jedoch im Rahmen dieses Beitrages nicht näher eingegangen werden.

Für die Geomesstechnik in Deutschland relevant sind die internationalen Symposien für:

- FMGM – „Field Measurements in Geomechanics“
6. Internationale FMGM Symposium am 23. – 26. September 2003 in Karlsruhe
(www.fmgm2003.uni-karlsruhe.de)
- Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering
2. Int. Symposium am 21. - 24. Mai 2002 in Berlin (www.sc4-berlin2002.de.vu)

Tab. 4 *Deutschsprachige geomesstechnische Regelwerke (Auswahl)*

Art des Regelwerkes	Organisation	Veröffentlichungen (Auswahl)
Norm	DIN (Berlin)	DIN 4094 Felduntersuchungen, Teile 1 - 5. Teil 1 Drucksondierungen Teil 2 Bohrlochrammsondierungen Teil 3 Rammsondierungen Teil 4 Flügelscherversuche Teil 5 Bohrlochaufweitungsversuche DIN 4107 Baugrund: Setzungsbeobachtung an entstehenden und fertiggestellten Bauwerken (Januar 1978 - veraltet)
Empfehlung	DGGT (Essen) (zuvor DGEG)	DGEG - AK (Arbeitskreis) „Berechnungsverfahren“: Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“ – EVB (DGEG, 1993). DGGT - AK (Arbeitskreis) 3.3 „Versuchstechnik Fels“: u.a. Nr. 4 Scherversuch in-situ Nr. 6 Doppel-Lastplattenversuch Nr. 7 Schlitzentlastungs- und Druckkissenbelastungsversuche Nr. 14 Überbohr-Entlastungsversuche zur Bestimmung von Gebirgsspannungen AK 3.3 - Empfehlungen zur Überwachungsmesstechnik: Nr. 15 Verschiebungsmessungen längs der Bohrlochachse – Extensometermessungen Nr. 18 Konvergenz- und Lagemessungen Nr. 19 Spannungsänderungsmessung mit Druckkissen (in Bearbeitung) Nr. 21 Verschiebungsmessungen quer zur Bohrlochachse – Inklinometer- und Deflektometermessungen

Tab. 5 Wesentliche Aktivitäten in der Geomesstechnik im deutschen Sprachraum (Auswahl)

Nr.	Art der Aktivität	Firma/Institut	Ort	Kontaktperson
1	Herstellung bzw. Vertrieb geomesstechnischer Geräte	Geodata Glötzl Huggenberger Interfels Scanrock Solexperts	A – Leoben Rheinstetten CH – Horgen Bad Bentheim Celle CH-Schwerzenbach	Rabensteiner F. & R. Glötzl Richle Evers Fischer Thut
2	Ingenieurbüros – Beratung und / bzw. Durchführung geotechnischer Messungen	AICON Amberg Messt. Arcadis DMT Geotechnik GfG IfG Intermetric Q+S Consult Büro Rodatz Tauernplan	Wildeck-Hönebach CH – Regensburg Darmstadt Essen Herrieden / Kreuztal Ettlingen Leipzig Stuttgart Bad Bentheim Braunschweig A - Salzburg	Wollenhaupt Müller Hotz Bassier Lauber Fecker Menzel Hartkorn Bock Maybaum Dölzlmüller
3	Spezialgrundbauunternehmen mit F & E in der Geomesstechnik	Bauer Bilfinger + B. Fugro Keller Grundb.	Schrobenhausen Mannheim Berlin Offenbach	Schwarz Jönger Erler Knitsch
4	F & E ... an Hochschulen ... in Behörden	TU BS TU TU+ Vers.Anst.. FH Anhalt TU Uni (TH) TU + Prüfamf Uni BGR DBE LGA NAGRA diverse Geologische Dienste bzw. Landesämter	Braunschweig Clausthal Darmstadt Dessau A - Graz Karlsruhe München Siegen Hannover Peine Nürnberg CH - Wettingen	N.N.; Gattermann Meyer Katzenbach Paul Semprich Mutschler Floss Herrmann Heusermann Fischle Sieler Blümling
5	Fachseminare Symposien Kolloquien	TU BS - „Messen in der Geotechnik“ (seit 1994; zweijährig) Uni - „Messtechnik im Erd- und Grundbau“ (Sept. 2001) - „Felduntersuchungen nach DIN 4094-neu“ (Apr. 2002) VSH - Versuchsstollen Hagerbach - Fachseminare über Versuche im Untertagebau	Braunschweig Siegen	Gattermann Herrmann

International wird die Geomesstechnik zweifellos am treffendsten von den FMGM-Symposien (Field Measurements in GeoMechanics) abgedeckt. Unter dem Kürzel „FMGM“ existiert seit mehr als 25 Jahren eine lose Vereinigung von Ingenieuren und Ingenieurgeologen, Wissenschaftlern, Praktikern und Herstellern mit besonderem beruflichen Interesse in der Geomesstechnik.

Bis heute wird die FMGM von einzelnen Personen geprägt und ohne festes Sekretariat oder Anbindung an nationale oder internationale Gesellschaften getragen. Initiiert wurde die FMGM-Bewegung von Kalman Kovári (ETH Zürich). Weitere herausragende Persönlichkeiten, die sich seit ihrem Beginn aktiv in der „FMGM“ engagiert haben sind Elmo DiBiagio (NGI, Oslo) und Shune Sakurai (Kobe, Japan). In neuerer Zeit haben sich besonders John Dunnicliff (Devon, England) sowie Domenico Bruzzi (Mailand) für die FMGM-Belange eingesetzt.

Formal dokumentiert sich die FMGM in internationalen Symposien, die im Turnus von 4 Jahren durchgeführt werden (Tab. 6).

Tab. 6. Die Internationalen Symposien on Field Measurements in GeoMechanics (FMGM)

Jahr	Symposium	Ort	Organisator(en)	Proceedings
1977	Vorläufer	Zürich	K. Kovári	Balkema
1983	1.	Zürich	K. Kovári	Balkema
1987	2.	Kobe (Japan)	S. Sakurai	Balkema
1991	3.	Oslo	E. DiBiagio	Balkema
1995	4.	Bergamo	R. Riccioni	SGE, Padova
1999	5.	Singapore	C. Leung	Balkema
2003	6.	Karlsruhe	Bock - Fecker - Natau	?
2007	7.	? / USA	Geo-Institute ASCE	?

Inwieweit der informelle Status der „FMGM-Bewegung“ auf Dauer aufrechterhalten werden kann, bleibt abzuwarten. Die Tatsache, daß das übernächste (das 7.) FMGM-Symposium im Jahre 2007 von der größten geotechnischen Vereinigung der Welt, dem Geo-Institute der ASCE veranstaltet werden wird, deutet auf eine „Professionalisierung“ der FMGM-Bewegung hin.

5. Vorschlag zur Gründung einer Interessengruppe Geomesstechnik

Aus den Ausführungen der Kapitel 2 bis 4 lassen sich folgende Zwischenfazits ziehen:

1. Die Geomesstechnik ist eine durch spezifische Methoden und Verfahren gekennzeichnete Teildisziplin der Geotechnik.
2. Die Geomesstechnik ist von stetig wachsender Bedeutung in den Ingenieur- und Geowissenschaften und ihren Anwendungen (Bau- und Bergbauindustrie).
3. Die Geomesstechnik wird in Deutschland und im deutschsprachigen Ausland in vielfältiger Weise betrieben (Hersteller; Beratende Ingenieure und Ingenieurgeologen; Baufirmen; Universitäten; Forschungsanstalten; Behörden; Wissenschaftlich-Technische Gesellschaften; DIN).
4. Geomesstechnische Aktivitäten geschehen in Deutschland und anderswo im wesentlichen aus Einzelinteresse (geschäftlich; projektbezogen; etc). Soweit generelle Aspekte verfolgt werden, sind die Aktivitäten weitgehend informell und im allgemeinen nicht oder nur untergeordnet koordiniert.

Diese Situation und die mögliche Strategie zu ihrer Verbesserung wird nach Art eines Flußdiagramms in Abb. 4 zusammengefaßt.

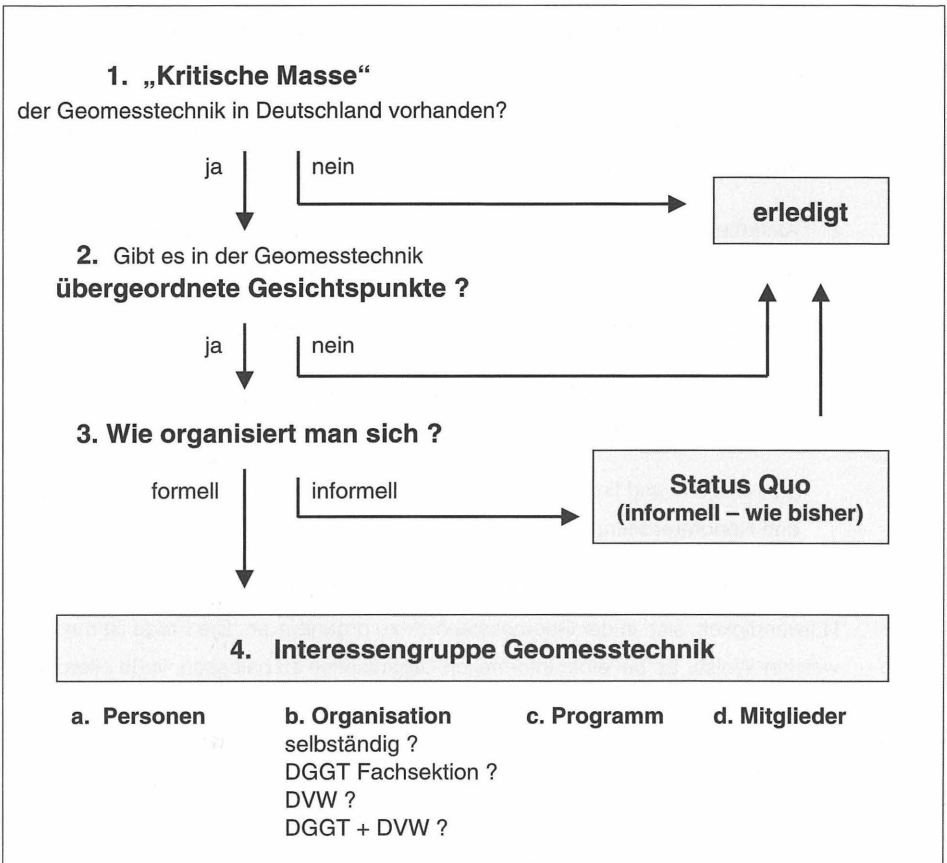


Abb. 4 Maßgebende Gesichtspunkte zur Gründung einer Interessengruppe Geomesstechnik

Die Sicht des Verfassers zu den in Abb. 4 aufgeführten Fragen ist wie folgt:

1. Eine „kritische Masse“ zur Gründung einer Interessengruppe Geomesstechnik ist in Deutschland zweifellos vorhanden (vgl. dazu Tabellen 4 und 5).

2. Es gibt zahlreiche übergeordnete Gesichtspunkte in der Geomesstechnik, die dringend einer Bearbeitung bzw. einer Koordinierung bedürfen. In diesem Zusammenhang sind zu erwähnen:
 - Koordinierung bzw. Initiierung von Fachveranstaltungen (Seminare; Symposien; Weiterbildungsveranstaltungen etc.)
 - Ausarbeitung allgemeiner, marken- und herstellerunabhängiger Kriterien zur Spezifizierung geotechnischer Versuchs- und Meßgeräte.
 - Harmonisierung der Arbeiten in Arbeitskreisen, Ausschüssen etc.
 - Präzisierung geomesstechnischer Arbeiten, Auswertungen und Beurteilungen im Zusammenhang mit geotechnischen Planungs- und Ausführungsleistungen.
 - Methodische und finanzielle Anerkennung der Geomesstechnik in Regelwerken und Honorarordnungen.
3. Aus den Punkten 1 und 2 ergibt sich nach Meinung des Verfassers zwingend die Notwendigkeit, sich in der Geomesstechnik zu organisieren. Die Frage ist nur in welcher Weise. Es bei einer informellen Organisation zu belassen, ließe allerdings vieles beim Status Quo.
4. Die Gründung einer formellen „Interessengruppe Geomesstechnik“ ist also nach Meinung des Verfassers angezeigt. Vordringlich müßten die folgenden Fragen und Probleme der Reihe nach angegangen und gelöst werden:
 - a) Wer macht mit ? (de-facto Leitungsgremium)
 - b) Wie organisiert man sich ?
 - c) Welches Programm gibt man sich ?
 - d) Wie stellt man eine auskömmliche Mitgliederbasis her?

Hinsichtlich des Punktes 4 a) wird - nach Abstimmung mit den namentlich Genannten - folgende Zusammensetzung des Leitungsgremium der Interessengruppe Geomesstechnik vorgeschlagen:

Dr. J. Gattermann, Braunschweig (Kommissarischer Leiter)

Prof. E. Fecker, Ettlingen

P. Hartkorn, Stuttgart

Prof. R. A. Herrmann, Siegen

Prof. N. Meyer, Clausthal

Prof. Paul, Dessau

N.N.

ein Vertreter der BGR, Hannover

ein Vertreter der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT)

ein Vertreter der des Deutschen Vereins für Vermessungswesen e.V. (DVW)

Nach dem, was in Kap. 2.1 ausgeführt wurde, bietet es sich hinsichtlich des Punktes 4 b) („Wie organisiert man sich ?“) an, sich an die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) anzulehnen. Bei positiver Entwicklung der Interessengruppe Geomesstechnik müsste dann die Zielrichtung sein, diese in eine eigenständige Fachsektion zu überführen. Dazu müsste die DGGT ggf. zu entsprechenden Satzungsänderungen bereit sein.

Angesichts des interdisziplinären Charakters der Geomesstechnik könnte aber auch eine Anlehnung an wissenschaftlich-technische Gesellschaften des Vermessungswesens, z.B. dem DVW, gerechtfertigt sein. Möglicherweise käme auch eine von der DGGT und der DVW gemeinsam getragene „Fachsektion Geomesstechnik“ in Frage. Ein Präzedenzfall in diese Richtung gibt es bereits bei der DGGT in Form der „Fachsektion Ingenieurgeologie“, die gemeinsam von der DGGT und der Deutsche Geologische Gesellschaft e.V. (DGG) getragen wird.

All diese Vorstellungen können natürlich nur fruchten, wenn diese und das Engagement der Personen im zu gründenden Leitungsgremium seitens der „Basis“ die entsprechende Anerkennung, Unterstützung und Ermutigung finden. Der Verfasser fordert die Teilnehmer des Fachseminars auf, dazu ein klares Zeichen zu setzen.

Literatur

- Bock, H. und Paul, A. (2002). Verschiebungsmessungen quer zur Bohrlochachse – Inklinometer- und Deflektometermessungen – Empfehlung Nr. 21 des Arbeitskreises 3.3 – Versuchstechnik Feld – der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. - Bautechnik, Berlin (Ernst & Sohn) (im Druck)
- DGEG (1993). Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“ - EVB – 141 S., Arbeitskreis „Berechnungsverfahren“ der DGEG, Berlin (Ernst & Sohn).
- DiBiagio, E. (1984). Instruments and instrumentation techniques used to monitor the performance of offshore structures. – Proceed. 1st Int. FMGM Sympos., Zurich, 1: 405 - 433, Rotterdam (Balkema).
- DIN V ENV 1997-1. Bauen in Europa, Geotechnik: Eurocode 7-1; Normen. – Berlin (Beuth)
- DIN 4094. Baugrund - Felduntersuchungen. Teile 1 - 5.
DIN 4094 - 1. Drucksondierungen (in Bearbeitung).
DIN 4094 - 2. Bohrlochrammsondierungen (in Bearbeitung)
DIN 4094 - 3: 2002-01. Rammsondierungen. – Berlin (Beuth)
DIN 4094 - 4: 2002-01. Flügelscherversuche. – Berlin (Beuth)
DIN 4094 - 5: 2001-06. Bohrlochaufweitungsversuche. – Berlin (Beuth)
- Doorn, Chor. Th. v.; Vlijm, H. M.; Kaalberg, F. J. und Hentschel, V. (1999). Besondere Anforderungen an die Schildmaschine bei der U-Bahn Noord / Zuid – Lijn in Amsterdam – Die Minimierung von Setzungen durch einen setzungsorientierten Schildvortrieb. – In: Tunneltechnologie für die Zukunftsaufgaben in Europa, S. 47 - 58, Rotterdam (Balkema).
- Herrmann, R. A. (2002) (Veranstalter). Felduntersuchungen nach DIN 4094-neu. – 1. Siegener Kolloquium, 17. April 2002, Uni Siegen.
- 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.S. für Gebirgsmechanik und Geomesstechnik
Q+S Consult
Stoltenkampstrasse 1 - 48455 Bad Bentheim
Tel. 05922 – 2700
Fax: 05922 – 2799
QS-Consult@t-online.de
www.home.t-online.de/home/QS-Consult

AUSFÜHRUNG VON HOCHBELASTETEN RAMMPFÄHLEN IN VULKANISCHEN SEDIMENTEN NEBEN EINER BESTEHENDEN GASTURBINE

F. Kirsch, B. Plaßmann, G. Stolarski, G. Zapf

1 EINLEITUNG

Bei einem Kraftwerksprojekt der Siemens AG Power Generation auf den Philippinen war aufgrund der anstehenden, schwierigen Baugrundverhältnisse eine baubegleitende Überwachung der Gründungsarbeiten erforderlich. Die Arbeiten umfaßten die ingenieurtechnische Überwachung der Herstellung der Tiefgründung mit Rammpfählen sowie die Durchführung statischer und dynamischer Pfahlprüfungen (Tragfähigkeit, rambbegleitende Messungen, Integrität). Für die Vorhersage der Erschütterungen in der Umgebung von bereits installierten Gasturbinen waren Erschütterungsmessungen durchzuführen, um die empfindlichen Komponenten ohne Störungen betreiben zu können.



Abb. 1: Das Kraftwerk Santa Rita

2 PROJEKT UND STANDORT - BAUGRUND

Westlich von Batangas City im Südwesten der philippinischen Hauptinsel Luzon wurden im Küstenbereich zwei Kraftwerke hergestellt. Bei den „Combine Cycle Power Plants“ (CCPP) handelt es sich um Gasturbosätze mit nachgeschaltetem Dampfprozess. Eine Übersicht des Gesamtprojekts ist Abb. 2 zu entnehmen.

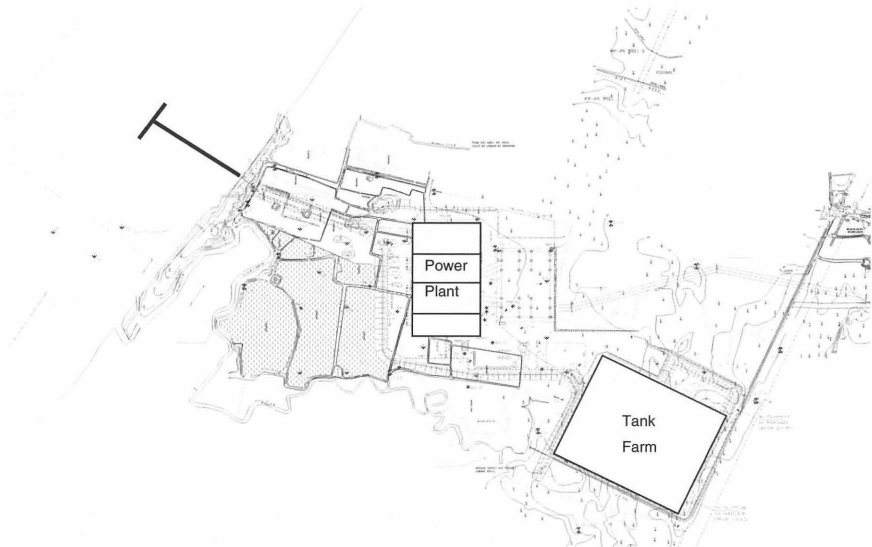


Abb. 2: Übersicht des Gesamtprojekts

Das an der Küste gelegene Kraftwerk wurde in einer sumpfähnlichen Landschaft mit verfallenen und zugewachsenen Garnelenzuchtbecken hergestellt. Die Vorbereitung des Baugeländes erforderte umfangreiche Erdarbeiten, um stabile und befahrbare Arbeitsebenen zu schaffen.

Der Untergrund ist oberflächennah durch weiche feinkörnige Ablagerungen gekennzeichnet. Weiche, nicht begehbare Schichten mit tonigen Sanden und sandigen Tonen reichen örtlich bis in Tiefen von vier Meter.

Die Baugrunduntersuchung gestaltete sich daher schwierig. Eine Reihe von schweren Rammsondierungen ergänzte die Erkundungsbohrungen. Der prinzipielle geologische Aufbau des Untergrundes in baulich relevanten Tiefen ist gekennzeichnet

durch Ablagerungen von großen Mengen an Sanden vulkanischer Herkunft auf marinen festen Ton. Grundwasser steht im Höhenniveau der Urgeländeoberkante an.

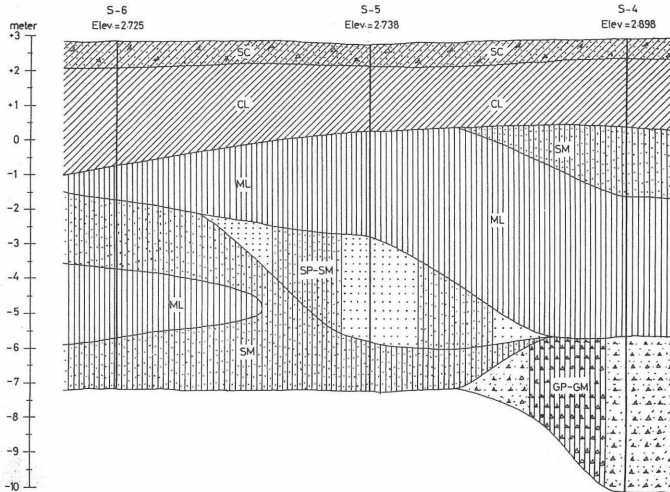


Abb. 3: Typisches Bodenprofil

Den rolligen Sedimenten sind örtlich bindige Schichten zwischengeschaltet. Das Relief des festen Tonuntergrundes ist uneben.

Die geologischen Sequenzen von Sedimentation und Erosion bei variierendem Antransport der Sandfraktionen aus verschiedenen Richtungen führten zur Entstehung von Schuttkegeln mit örtlich spezifischen bodenmechanischen Eigenschaften. Bei längeren Ruhephasen wurden Zwischenschichten aus Korallsand abgelagert. Insbesondere die Lagerungsdichte und die Korngrößenverteilung variieren räumlich zwischen solchen klar abgegrenzten Ablagerungszonen der vulkanischen Sedimente. Die Kornform (Rundung) und die Partikelgröße sind abhängig von der Länge des geologischen Transportweges.

Generell wurde eine mit der Tiefe zunehmende Lagerungsdichte mit gleichzeitiger Zunahme des Größtkorns festgestellt. Zusätzlich wurden häufig dichte oder „verbakene“ Sand-Kieslagen auf höheren Niveaus angetroffen, wobei in größeren Tiefen deutlich geringere Rammwiderstände mit geotechnischen Untersuchungsgeräten festgestellt wurden.

3 GRÜNDUNG

Um Differenzverformungen der Baukörper und Anlagen auszuschließen, wurde eine Tiefgründung durch die weichen bindigen Deckschichten und die lockeren Sandlagen bis in den ausreichend tragfähigen Baugrund gewählt. Bei den vorliegenden geotechnischen Verhältnissen fiel die Wahl auf vorgefertigte Stahlbeton-Rammpfähle.

Eine Tiefgründung auf Fertigpfählen erlaubt bei einheitlichen Baugrundverhältnissen einen raschen Baufortschritt und stellt dadurch eine wirtschaftliche Gründungsart dar.

Am Standort des Projekts waren jedoch durch vulkanische Schuttböden und Sedimente, in Küstennähe stark wechselnde Tragfähigkeiten des Baugrundes und Rammhorizonte in unterschiedlichen Tiefen vorhanden. Um die wirtschaftlichen Vorteile einer Rammpfahlgründung trotzdem nutzen zu können, wurden die Gründungsarbeiten durch ingenieur- und messtechnische Überwachung begleitet.

Die Herausforderung lag dabei in der Notwendigkeit, die in der Anfangsphase ausgearbeiteten Rammkriterien und Pfahlkenndaten der Tragfähigkeit laufend – den örtlichen Gegebenheiten folgend – messtechnisch zu prüfen und anzupassen. Die Gründung umfaßte mehrere Tausend Pfähle, welche mit einer Vielzahl unterschiedlicher Rammgeräte eingebracht wurden.

Der Anteil der Lastabtragung über Mantelreibung und Spitzendruck der Pfähle variiert aufgrund der lokal schwankenden Baugrundverhältnisse sehr stark. Dies erschwert eine einheitlich Prognose der Tragfähigkeit und macht die Durchführung von Tragfähigkeitstest und rambbegleitender Messungen an Pfählen bei unterschiedlichen Gerätetypen erforderlich.



Abb. 4: Meßtechnische Überwachung bei den Rammarbeiten

4 MESS- UND ÜBERWACHUNGSPROGRAMM FÜR DIE GRÜNDUNGsherSTELLUNG

Die Konzeptionierung des Mess- und Überwachungsprogramms für die Gründungsherstellung gliedert sich in zwei Teile. Um das geforderte Lastabtragungsverhalten der Rammpfähle zu gewährleisten und eine Qualitätskontrolle der Pfähle zu ermöglichen, waren neben statischen und dynamischen Pfahlprüfungen [1] auch rammbegleitende Pfahlmessungen und „Gerätekalibrierungen“ der Rammen erforderlich.

Zur Qualitätssicherung und bei speziellen Fragestellungen wurde während der Gründungsherstellung routinemäßig auch die Integrität der gerammten Pfähle geprüft.

Um zu gewährleisten, dass durch den Neubau weiterer Kraftwerkseinheiten die bestehende Turbine nicht beeinträchtigt wird, war im Vorfeld die Ermittlung der bei der Pfahlrammung entstehenden Erschütterungsereignisse erforderlich. Diese Messungen werden im folgenden näher beschrieben.

4.1 Statische und dynamische Pfahlprüfungen sowie rambbegleitende Messungen an Pfählen

Die Gründungsarbeiten wurden erfolgreich bewältigt, indem die Rammkriterien für die eingesetzten Diesel- und Freifallhämmer den unterschiedlichen Pfahllasten angepasst und die Tragfähigkeit der Pfähle durch gezielte dynamische Pfahltests bei ausgewählten Baugrundverhältnissen nachgewiesen wurden [3] [4].

Die variierenden Rammtiefen ergaben sich sowohl baugrundbedingt als auch bedingt durch den Einsatz verschiedener Rammgeräte und Pfahlabmessungen in Abhängigkeit von den tatsächlichen Bauwerkslasten.

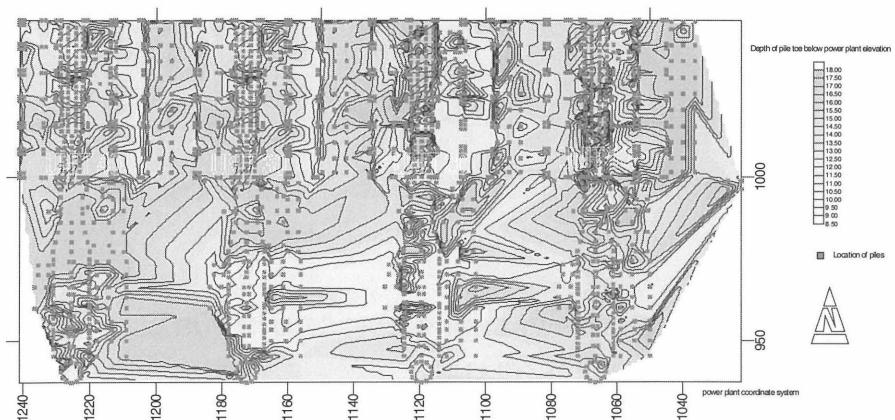


Abb. 5: Lage der Pfähle über das Baufeld und Rammtiefen

4.2 Erschütterungsmessungen

Zur Erweiterung des kurz vor Inbetriebnahme stehenden Kraftwerks war es erforderlich, in unmittelbarer Nähe zu einem bestehenden Turbinenhaus weitere Fertigpfähle zu rammen. Die Turbine mit einer Gesamtlänge von ca. 40 m und einer Achshöhe von 6 m durfte zum Zeitpunkt der Herstellung der benachbarten Pfahlgründung keine Erschütterungen oberhalb vorher definierter Grenzwerte erfahren.

Für die Auflager der einzelnen Turbinenbauteile gelten sehr hohe Anforderungen in bezug auf die maximal zulässigen Erschütterungsereignisse. Zur Beurteilung, ob während der Bauarbeiten für die Erweiterung mit den Betrieb gefährdenden Schwingungsereignissen durch die Rammarbeiten zu rechnen ist, hat die LGA Bayern und das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB TUBS) Erschütterungsmessungen bei Proberammungen durchgeführt und beurteilt.

Die Aufnehmer zur Erfassung von Erschütterungen wurden an insgesamt neun Meßpunkten am Turbinenfundament bzw. an der Geländeoberfläche außerhalb des Turbinengebäudes positioniert. Die Meßanordnung ist in Abb. 6 dargestellt.

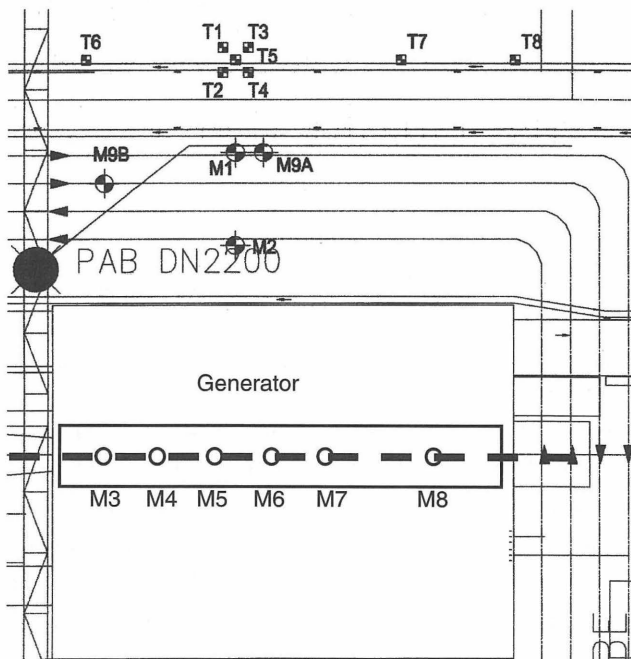


Abb. 6: Lage der Erschütterungsmeßaufnehmer bei der Proberammung der Testpfähle T1 bis T8; Meßstellen M1 und M2 auf GOK, M3 bis M8 auf bzw. unmittelbar neben den Turbinenfundamenten, M9 auf Rohrleitung bzw. Schacht

Während der überwachten Proberammung wurde kontinuierlich der Verlauf der Schwinggeschwindigkeiten in drei Koordinatenrichtungen an allen Meßstellen gleichzeitig aufgezeichnet. Im Falle von Überschreitungen vorgegebener Grenzwerte konnte bei der Online-Verfolgung sofort reagiert werden, um die Rammparameter des Gerätes anzupassen. Zur Auswertung der aufgezeichneten Signale wurden die Maximalereignisse in Form von Schwingweg, -geschwindigkeit und -beschleunigung mit dem zugehörigen Frequenzgehalt dargestellt [2].

Eine Beispielsignal der gemessenen Erschütterungen während der Proberammung zeigt Abb. 7.

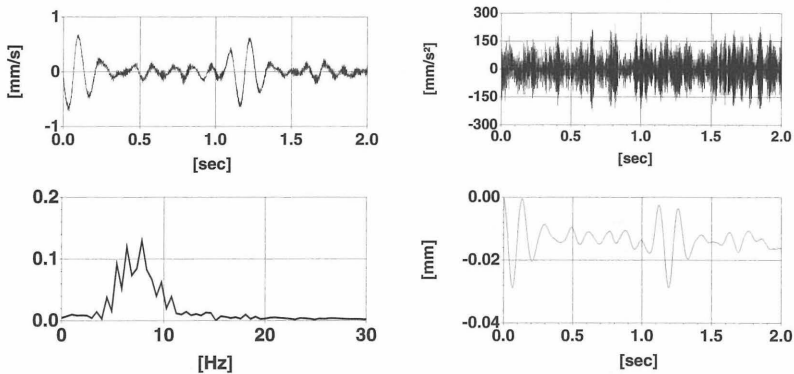


Abb. 7: Typisches Erschütterungssignal während der Proberammung

Im Ergebnis der Messungen in Verbindung mit der Betrachtung der eingestellten Rammkriterien der Pfähle und Arbeitskriterien der Ramme, sowie der strukturellen Situation des Gebäudes konnte eine Prognose für den Rambetrieb ohne Störung des Laufs der benachbarten Turbine erstellt werden. In Abbildung 8 sind die maximal aufgetretenen Erschütterungsereignisse an den einzelnen Meßstellen in Abhängigkeit von der Rammtiefe der Testpfähle T7 und T8 gezeigt. Zusätzlich ist eine Rammsondierung in der Nähe von T7 abgebildet, die einen Anhalt für die durchhörten Bodenschichten liefert.

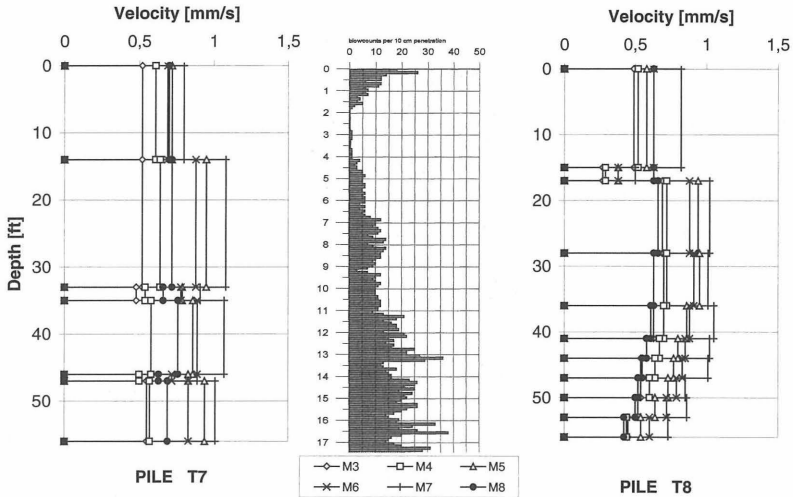


Abb. 8: Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Rammtiefe

Mit den Messungen konnten schädliche Einflüsse des Rammvorgangs auf die Turbine sowie auf benachbarte erdverlegte Wasserleitungen (DN 2200) ausgeschlossen werden.

4 ZUSAMMENFASSUNG

Eine fundierte Baugrunduntersuchung bildete die Basis für alle durchgeführten Arbeiten.

Ein planmäßig durchgeführtes on-site pile-engineering unterstützt durch eine Vielzahl verschiedener Messungen, wie Messungen zur Pfahltragfähigkeit (statisch und dynamisch), zur Kapazität bzw. Leistung der Rammgeräte unterschiedlicher Typen, zur Pfahlintegrität sowie Messungen von Pfählen während des Rammvorgangs, führten zu einer erfolgreichen und wirtschaftlichen Herstellung der Pfahlgründung aus Stahlbeton-Fertigpfählen bei schwierigen Untergrundverhältnissen.

Mittels einer umfangreichen Erschütterungsmeßtechnik aus neun Mess-Stellen mit je drei gleichzeitig erfaßten Koordinatenrichtungen und war eine wichtige Erschütterungsvorhersage für empfindliche Bauteile möglich.

Der Kraftwerksbau wurde von der Siemens AG Power Generation schlüsselfertig ausgeführt. Geotechnik sowie die Pfahlüberwachung wurden von der LGA Bayern, Bereich Bautechnik, internationale Projekte und die Erschütterungsmessungen wurden von dem IGB TUBS durchgeführt.

5 LITERATUR

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik: Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der DGGT für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998.
- [2] Ernst, U.: Anforderungen an ein Konzept zur Erfassung und Auswertung von Schwingungen; Messen in der Geotechnik 1994; Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- [3] Finno, J.: Predicted and observed axial behaviour of piles; ASCE Special Publication No. 23; 1989
- [4] Burland, J.B. & Mitchell, J.M. (Hrsg.): Proc. of the Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, London 1989, Balkema

Kontaktadressen:

Dipl.-Ing. F. Kirsch
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. B. Plaßmann
LGA Bayern, Bereich Bautechnik, Grundbauinstitut
Tillystraße 2, 90431 Nürnberg

Dipl.-Ing. G. Stolarski
LGA Bayern, Bereich Bautechnik, internationale Projekte
Tillystraße 2, 90431 Nürnberg

Dipl.-Ing. G. Zapf
Siemens AG, Power Generation Group
Berliner Straße 295, 63067 Offenbach

Innovative Messungen an einer Hochhauspfahlgründung in Wien

Dipl.-Ing.Dr.techn Robert Hofmann

Dipl.-Ing. Carlos Miguel Fischer

1. EINLEITUNG

Beim Millennium Tower in Wien wurde eine neue Baumethode eingesetzt, bei der es gelang die Setzungen des Turmes zu minimieren. Bereits in der Anfangsphase der Bauarbeiten wurden sämtliche 151 Gründungspfähle mittels einer neu entwickelten Technologie, mit der 1,2-fachen rechnerischen Gebrauchslast, schrittweise, in mehreren Be- und Entlastungszyklen vorbelastet. Dadurch traten nach der Fertigstellung des Towers im Februar 1999 bis heute nur Setzungen von 2,68 cm ein. Die Nachsetzungen seit dem Rohbauende betragen etwa 3 mm. Die Gesamtsetzung des Bauwerks entspricht ungefähr den Hebungen des Baugrundes infolge des Aushubes der 14m tiefen Baugrube. Auch die Baumaßnahmen für die Errichtung des unmittelbar an den Tower angrenzenden Millennium Entertainment Centers hatten keinen wesentlichen Einfluss auf das Trag-Setzungsverhaltens des Towers.

Bei der Fundierung des Tower bildete die Minimierung der Setzungsdifferenzen das maßgebende Kriterium. Das zu erwartende Last-Verformungsverhalten der einzelnen Pfähle sollte daher möglichst vereinheitlicht werden, um auf diese Weise auch die Zwängspannungen in der kombinierten Platten-Pfahlfundierung zu minimieren. Außerdem sollte die Tragkraft der Pfähle verbessert und jeder einzelne Pfahl einer bodenmechanischen Abnahmeprüfung unterzogen werden. Hierfür wurde eine innovative Methode entwickelt, über deren Ausführung und messtechnische Langzeitüberwachung im folgenden berichtet wird.

2.PROJEKT

Die Millennium City (Bild 1) nahe dem Donauufer am Wiener Handelskai Tower ist als Büro-, Geschäfts- und Wohnzentrum konzipiert. Sie besteht aus dem Millennium Tower (Bild 2), der mit einer Gesamthöhe von 202 m das höchste Gebäude Österreichs ist, einem angrenzenden 8-geschoßigen, kammförmigen Bauwerk (Bild 3) und dem Millennium Entertainment Center. Der Tower besitzt vier Untergeschosse (Rohbauzeit 3 Monate) und 50 Obergeschosse (Rohbauende Februar 1999).

Der Turm mit der Querschnittsform zweier ineinandergreifender Kreiszylinder besteht aus einem tragenden Kern und den Regelgeschossdecken. Um die geforderte, äußerst kurze Bauzeit einhalten zu können, mussten nach Fertigstellung der Untergeschosse mindestens zwei Obergeschosse je Woche errichtet werden.

An den Millennium Tower und das Zentrum Handelskai grenzt an der westlichen Bauwerkshälfte der Millennium Entertainment Center (MEC) mit 350.000 m² umbauten Raum (Dachgleiche im Dezember 2000).

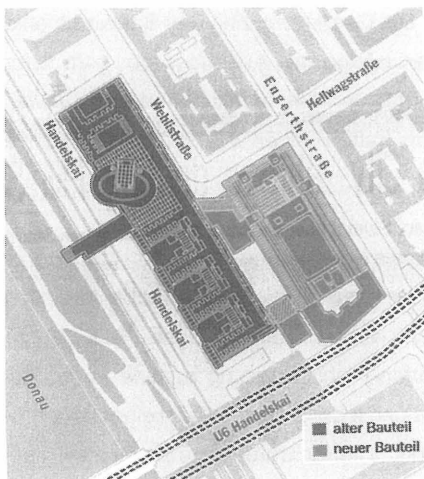


Bild 1: Millennium City

Da drei Geschosse des Millennium Towers in das Grundwasser reichen, musste eine Baugrubenumschließung gewählt werden, bei der die Verträglichkeitsbedingungen

zwischen den einzelnen Bauteilen sowohl im Bauzustand als auch im Endzustand gewährleistet waren.

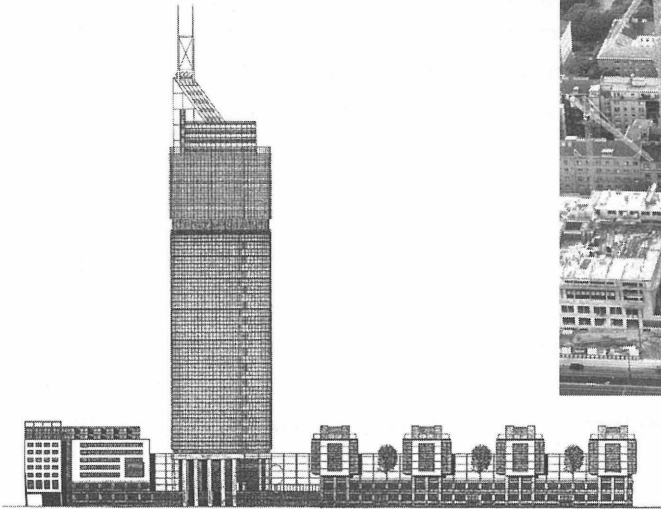


Bild 2: Ansicht Millennium Tower



Bild 3: Bauwerk im Rohbau

3. DIE FUNDIERUNG DES MILLENNIUM TOWER

3.1 Untergrundverhältnisse

Die Untergrundverhältnisse wurden mittels Bohrungen und Sondierungen erkundet. Demnach liegen unter einer Anschüttung von 0,5 - 1,5 m Mächtigkeit lockere Auböden. Ab einer Tiefe von 3,7 m bis etwa 5,8 m folgen die quartären sandigen Kiese („Donauschotter“) in vorwiegend mitteldichter bis dichter Lagerung. Dieses Schichtpaket variiert von 9,2 m bis 15,6 m Mächtigkeit und wird ab einer Tiefe von 13,3 m bis 21,4 m

unter Gelände von tertiären Sedimenten (sog. „Wiener Tegel“) unterlagert. Die Oberfläche der überkonsolidierten Sedimente verläuft demnach sehr unregelmäßig, und auch die Bodenkennwerte weisen relativ große Streuungen auf. Es überwiegen sandige bis tonige Schluffe mittlerer Bildsamkeit.

Der freie Grundwasserspiegel korrespondierte vor Errichtung des Kraftwerkes Freudenau mit dem Wasserstand der nahegelegenen Donau. Er konnte somit bis auf Geländeoberfläche ansteigen. Nunmehr hängt er von der Grundwasserbewirtschaftung hinter dem mit einer Dichtwand versehenen Hochwasserschutzdamm ab und liegt im Regelfall ca. 6 m unter Gelände. Im Tertiär treten örtlich gespannte Grundwasserhorizonte auf.

3.2 Fundierungskonzept

Es wurde eine Gründung gewählt, die aus einer „kombinierten Pfahl-Plattengründung“ des Tower und einer Flachfundierung der angrenzenden Bauteile besteht. Kernpunkt der Variante bildete die Vorbelastung aller Bauwerkspfähle, wodurch die aufwendige Justiervorrichtung zum Ausgleich von Setzungsdifferenzen entfallen konnte. Weiters ermöglichte diese Maßnahme eine fugenlose und dünnere Ausbildung der Sohlplatte ($d = 2,20 \text{ cm}$). Vor der Herstellung der Pfähle war eine Verbesserung des quartären sandig-kiesigen Schichtpaketes mittels Rütteldruckverdichtung geplant (Bild 4).

Bei der Bemessung wurde davon ausgegangen, dass die Bauwerkslasten sowohl über die Pfähle als auch über die Sohlplatte in den Untergrund abgetragen werden und keineswegs die Pfähle die alleinige Last zu übernehmen haben.

3.3 Lasten

Die gesamte Normalkraft auf die Sohlplatte des Tower beträgt im Lastfall Dauerlast + Nutzlast ca. $N = 690 \text{ MN}$. Daraus errechnet sich in Plattenunterkante eine mittlere Vergleichsspannung von ca. $0,6 \text{ MN/m}^2$. Das maximale Moment wird mit $M = 1870 \text{ MNm}$ in Rechnung gestellt und es wird näherungsweise angenommen, dass sämtliche

Querlasten über Reibung zwischen Sohlplatte und Untergrund in diesen übertragen werden, sodass die Pfähle praktisch keine Biegung erhalten.

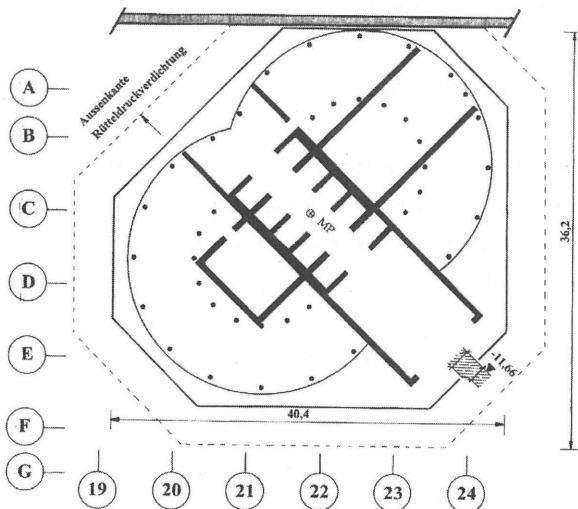


Bild 4: Grundrissplan
der Fundamentplatte

Mittels Analogieschlüssen zu den Messergebnissen bei vergleichbaren Fundierungen wurde angenommen, dass je nach Bauzustand etc. ca. 20 bis 25 % der Bauwerkslasten von der Fundierungsplatte direkt in den Untergrund fließen und der Rest den 151 Pfählen zuzuteilen sei. Unter dieser Voraussetzung ergab die FE-Berechnung Pfahllasten von ca. $Q = 1700 \text{ kN}$ bis 5500 kN und Pfahllängen von $l = 13 - 16 \text{ m}$ für einen Pfahldurchmesser von $d = 88 \text{ cm}$. Die fugenlose Bodenplatte im Towerbereich wurde mit einer Stärke von $2,20 \text{ m}$, einem Bewehrungsgehalt von 185 kg/m^3 und einer Betongüte von B30 bis B40 bemessen und ausgeführt.

3.4 Sondermaßnahmen für die Fundierung

- Rütteldruckverdichtung

Ziel der Rütteldruckverdichtung war es, die Lagerungsdichte des anstehenden Kiespaktes bis in große Tiefen zu erhöhen und vor allem zu vergleichmäßigen. Dadurch waren eine

Erhöhung der Mantelreibung der Pfähle und eine gleichmäßigere Bettung der Sohlplatte zu erwarten. Auch der Anteil der direkten Lastabtragung über die Sohlplatte in den Untergrund sollte durch diese Maßnahme erhöht werden.

- Herstellung der Pfähle auf der Sauberkeitsschichte

Im Bereich des hoch belasteten Tower Kernes wurden 151 Endlosschneckenbohrpfähle niedergebracht. Die Erfahrung bei anderen Baustellen zeigte, dass das Tragfähigkeits-Verformungsverhalten einer Pfahlgruppe messbar verbessert werden kann, wenn die Sauberkeitsschichte bereits vor dem Abteufen der Pfähle hergestellt wird. Dementsprechend diente beim Millennium Tower als Arbeitsplanum für die Pfahlherstellung eine etwa 20 cm starke, zweilagig bewehrte Sauberkeitsschichte (Bild 5).

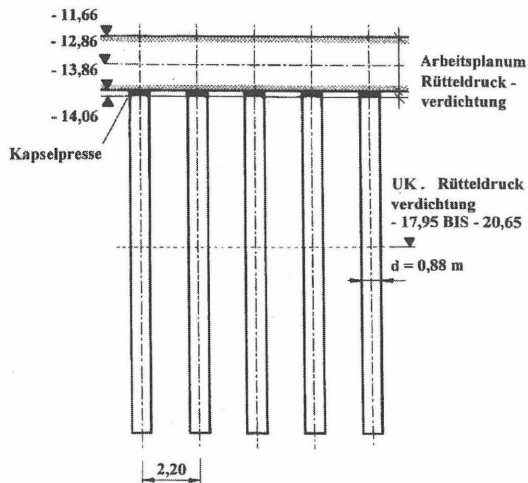


Bild 5: Schnitt durch die Fundierung

Durch die Schonung der obersten Bodenbereiche unmittelbar unterhalb der Bodenplatte lässt sich die Mantelreibung bereits ab Pfahloberkante aktivieren. Weiters wird bei einer kombinierten Pfahl-Plattenfundierung auf einen oberflächennah verbesserten Untergrund die Verbundwirkung erhöht: Platte, Pfähle und Boden können dann in dieser Zone

näherungsweise als „Quasi-Monolith“ idealisiert werden. Dies bestätigen auch die bisherigen Messungen beim Millennium Tower.

- Vorbelastung der Pfähle

Etwa 3 Monate nach Fertigstellung der Pfähle und deren Integritätsprüfung erfolgte eine Vorbelastung mit der 1,2-fachen rechnerischen Gebrauchslast, und zwar sinngemäß wie bei einer Pfahl-Probepbelastung. Es handelte sich somit nicht um eine „konventionelle“ Fußverpressung, sondern um eine Innovation, die sich bei der Fundierungsverstärkung der Wiener Praterbrücke über die Donau bereits bewährt hatte.

Die Vorbelastung der Pfähle führte zu einer signifikanten Vereinheitlichung des Last-Setzungsverhaltens innerhalb der Pfahlgruppe. Weiters wurden die herstellungsbedingten Tragfähigkeitsunterschiede der einzelnen Pfähle vereinheitlicht, und die damit verbundene Vorwegnahme von (differentiellen) Pfahlsetzungen bewirkte eine wesentliche Reduktion von Spannungsumlagerungen und Zwängungsspannungen in der Bodenplatte.

Die Pfahlvorbelastung erfolgte mittels hydraulischer Kapselpressen mit einer Hubhöhe von max. 50 mm und Pressenkräften bis 500 t. Diese Pressen wurden zwischen dem Pfahlkopf und der Sohlplatte eingebaut, wobei das Gewicht der Platte als Widerlager diente (Bild 6). Es wurden maximal 10 Pfähle gleichzeitig vorbelastet.

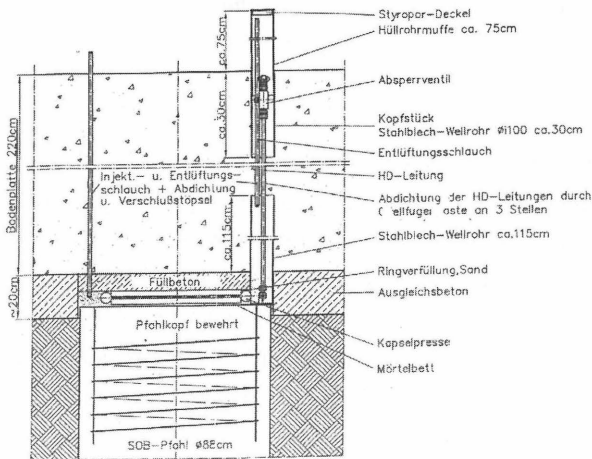


Bild 6: Kapselpresse

Die Vorbelastung aller 151 Bauwerkspfähle erfolgte, nachdem das Kellergeschoss im Rohbau bereits fertiggestellt war. Sie wurde so vorgenommen, dass sie den Baubetrieb weder behinderte noch verzögerte. Etwa drei Wochen nach dem Vorbelasten wurde beim Großteil der Pfähle das Hydrauliköl der Kapselpressen unter Druck gegen eine Zement-suspension ausgetauscht und somit der biegesteife Kraftschluss hergestellt. Bei 11 Messpfählen wurde diese Maßnahme erst nach dem Erreichen der vollen Bauwerkslast getroffen, um die Messungen möglichst lange fortsetzen zu können.

3. GEOTECHNISCHE MESSUNGEN

3.1 Einführung

Beim Millennium Tower bestand eine wesentliche Forderung darin, den zu erwartenden räumlichen Setzungsverlauf unterhalb der Gründungsplatte bereits rechtzeitig vor Fertigstellung des Rohbaues zu kennen, da zwischen der Arbeitsgemeinschaft und dem Bauherrn eine maximale Setzung vertraglich vereinbart worden war. Somit waren Kontrollmessungen von Baubeginn an unerlässlich.

In Tabelle 1 sind die angestrebten Messgrößen und die hierfür eingesetzten Messinstrumente angeführt. Druckaufnehmer und Dehnungsaufnehmer beruhen auf dem Prinzip der schwingenden Saite. Hienzu kamen geodätische Kontrollen und Beobachtungen des Grundwasserstandes mittels Pegeln.

Mit Hilfe eines Messpfahles konnten die Verteilung der Mantelreibung und der Anteil des Sohldruckes während der Vorbelastung und der Bauwerkerrichtung ermittelt werden. Weiters wurde das Tragverhalten des Einzelpfahles mit jenem eines Gruppenpfahles in der kombinierten Pfahl - Plattengründung verglichen. Außerdem war der Einfluss der Pfahlvorbelastungen auf das Tragverhalten der kombinierten Pfahl-Plattengründung von Interesse. Auf diese Weise konnte ein Nachweis für die Eignung dieses innovativen Verfahrens erbracht werden. An 11 Messpfählen wurden die Pfahlkräfte kontinuierlich registriert, somit der Ausnutzungsgrad gegenüber der jeweiligen rechnerischen Gebrauchslast in allen Bauphasen kontrolliert.

	Meßwert	Meßinstrumente
1	Setzungen	5 - fach Extensometer und geodätische Messungen an der Bodenplatten Oberfläche
2	Messung der Pfahlkräfte	Druckaufnehmer in der HD - Leitung der Kapselpresse bei 11 von 151 Pfählen
3	Mantelreibung und Spitzendruck	Bewehrungsdehnungsaufnehmer in 4 Messquerschnitten
4	Last- und Setzungsmessungen	A 151 Bauwerkspfähle mit Kapselpressen und Hydrauliksystem

Tabelle 1: Messinstrumente und deren Messwert

3.2 Geodätische Messungen

Die Bauwerkssetzungen wurden an 22 geodätischen Messpunkten registriert. Wegen der Schwankungen der Höhenfixpunkte, bedingt durch die Wasserführung der angrenzenden Donau, erfolgte die Einbindung der Extensometermessungen in die Auswertungen. Bild 7 zeigt die räumlichen Verformungen des Baugrundes unterhalb des Towers bis zwei Jahre nach Rohbauende.

3.3 Extensometermessungen

Um die Verformungen des Baugrundes (Hebungen. und Setzungen) möglichst früh zu erfassen, wurde bereits im Oktober 1997 ein 60 m tiefes Extensometer im Kernbereich (ca. im Schwerpunkt) des Tower versetzt. Zu diesem Zeitpunkt waren von der geplanten 15 m tiefen Baugrube erst 6 m ausgehoben. Von diesem Planum aus wurde ein Stahlrohr ($d = 0,5 \text{ m}$) abgeteuft, das bis 2,0 m unter die Sohlplatten-Unterkante reichte. Durch dieses Rohr erfolgte dann die eigentliche Bohrung für das Extensometer, welche im Kiespaket verrohrt ausgeführt wurde. Nach der Verlegung der Bewehrung für die

Bodenpatte im Februar 1998 musste das nun frei stehende Stahlrohr abgeschnitten werden, um das Messgestänge bis auf die Oberkante der Sohlplatte zu kürzen und um eine wasserdichte Durchführung zu gewährleisten.

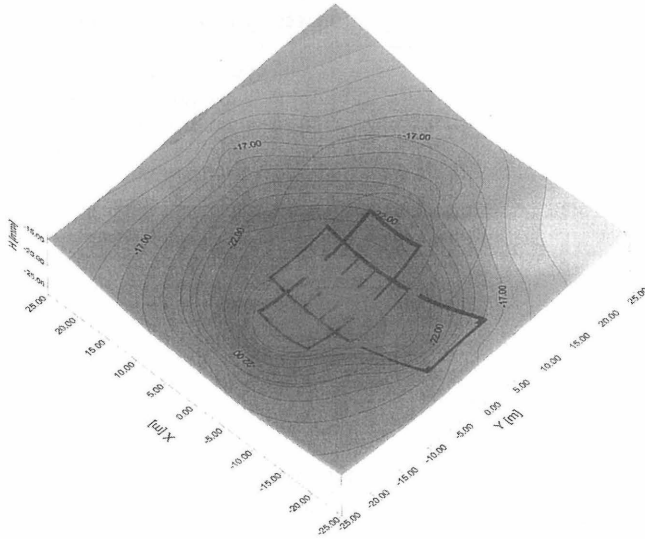


Bild 7: Verformungen des Baugrundes zwei Jahre nach Rohbauende

Bild 8 zeigt den Verlauf der Hebung der Baugrube im Zuge des Aushubes von Oktober bis November 1997, ferner die Untergrundverformungen während der Herstellung der Bohrpfähle im November - Dezember 1997 bis zum Betonieren der Bodenplatte im Februar 1998.

In Bild 9 sind die Ergebnisse der Extensometerdaten in Vergleich mit den Wasserhaltungsmaßnahmen dargestellt. Vom Mai 1998 bis Februar 1999 erfolgte die Herstellung der Kern- und Deckengeschosse des Towers. Die Wasserhaltung im Bereich des Millennium Towers ist für diesen Zeitraum unterhalb dargestellt. Die Wasserhaltung in der angrenzenden Baugrube für den Millennium Entertainment Center begann etwa mit November 1999 und endete im Mai 2000. Der Einfluss von Grundwasserschwankungen ist klar erkennbar. Die Spiegellage innerhalb der Baugrubenumschließung für den

Millennium Tower variierte zwischen 10 und 14 m unter Gelände, wodurch die Sohlplatte zyklisch unter Auftrieb kam. Deren Unterkante liegt auf 13,85 m unter Gelände. Im Anschluss daran zeigen die Wasserhaltungsmaßnahmen für die Baugrube des MEC ebenfalls einen Einfluss auf Setzungsverhaltens des Towers.

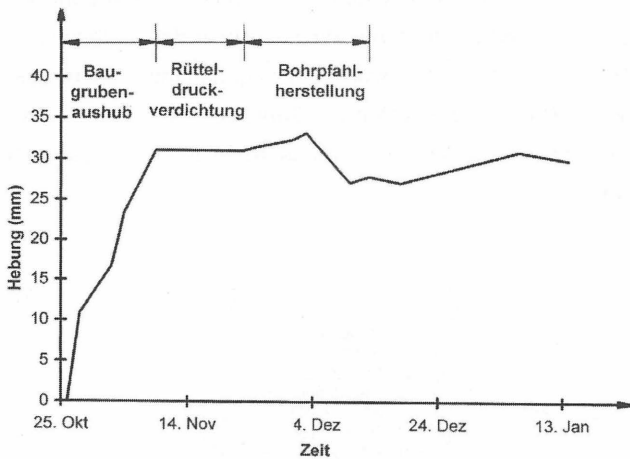


Bild 8: Untergrundverformungen bis zum Herstellen der Bodenplatte

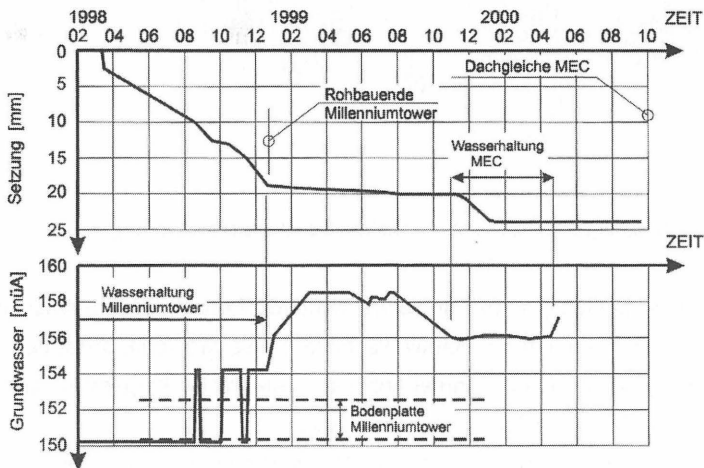


Bild 9: Bauwerkssetzungen - Wasserhaltung

3.4 Last- Setzungsmessungen an den Pfählen

Die Bilder 10 und 11 zeigen für die 151 Gründungspfähle die Pfahlkopfverschiebungen jeweils bei der Erstbelastung und nach dem Ende der Belastungszyklen für die rechnerische Gebrauchslast . Deutlich erkennbar ist die Abnahme der Streuung der Verformungen nach dem Ende der Vorbelastung der Pfähle. Nach der Erstbelastung wurden eine Entlastung und neuerliche Wiederbelastung(en) vorgenommen, bis die Last-Setzungskurven der Pfähle im Bereich des späteren Gebrauchszustandes (unter Bauwerkslast) eine weitgehend einheitliche Neigung aufwiesen. In der Regel genügten zwei bis drei Hysteresisschleifen.

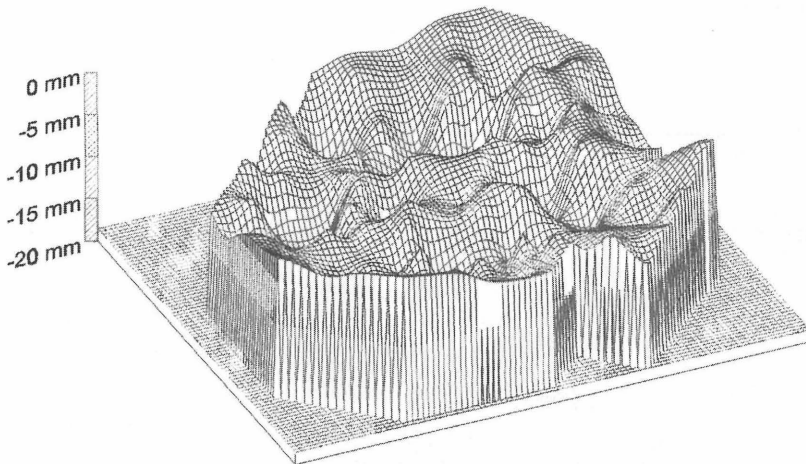


Bild 10: Pfahlkopfverschiebungen unter Gebrauchslast bei der Erstbelastung

Die Vorbelastung jedes einzelnen Pfahles auf die 1,2-fache rechnerische Gebrauchslast diente zugleich als Abnahmeprüfung der Bauwerkspfähle. Diese Methodik bildet demnach eine Analogie zur Abnahme vorgespannter Anker im Fest- und Lockergestein, allerdings erweitert um die Hysteresisschleifen bei allen Pfählen.

In Bild 12 ist analog zum Bild 9 der Einfluss der Wasserhaltung auf die Pfahllast dargestellt. Der betrachtete Messpfahl ist etwa im Zentrum der Towerfundierung situiert.

Die Laständerungen entsprechen dem Einfluss des Auftriebs in diesem Gründungsbereich. Die errechneten Auftriebskräfte auf einen Pfahl stimmten exakt mit den Messdifferenzen aus den Druckaufnehmern überein.

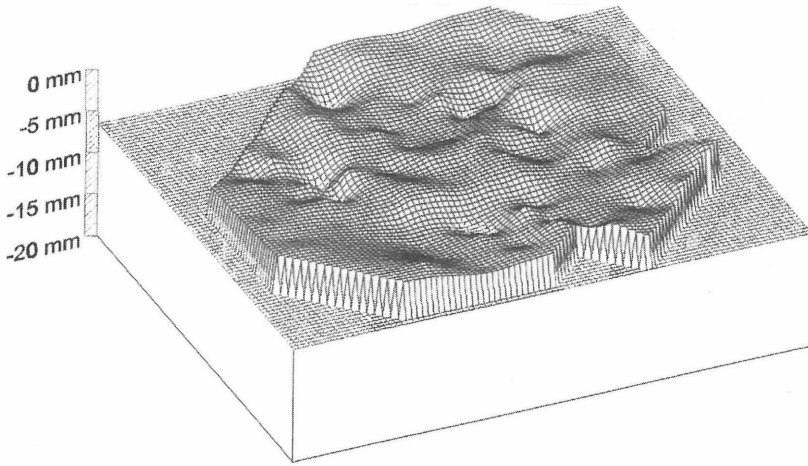


Bild 11: Pfahlkopfverschiebungen nach der Vorbelastung unter Gebrauchslast

Aus Bild 13 geht hervor, dass die im Zuge der Planung für den Einzelpfahl prognostizierte Last-Setzungslinie und jene während des Vorbelastens praktisch ident sind. Die Pfahlkopfverschiebung für denselben Pfahl, jedoch unter Gruppenwirkung (mit der Bodenplatte), war allerdings wesentlich größer. Dieses Ergebnis ist grundsätzlich nicht neu, konnte jedoch im vorliegenden Fall auch quantitativ an ein und demselben Gründungselement in allen Bauphasen genau erfasst werden.

3.5 Instrumentierung der Pfähle

Die apparative Auslegung des geotechnischen Messsystems unter Berücksichtigung der zu messenden physikalischen Größen und des projektspezifischen Bauablaufs, die Beschaffung der Messausrüstung, die Unterstützung bei der Installation und die Inbetriebnahme der automatischen Datenerfassungsanlage erfolgte durch die Fa.

Scanrock aus Celle. Die Messdaten wurden während der zyklischen Vorbelastungsphasen der Einzelpfähle in Minutenintervallen und während der Bauwerkserrichtung in Stundentakten registriert. Besonders hervorzuheben ist, dass trotz des rauen Baustellenbetriebes alle 28 eingebauten Messinstrumente nach wie vor einwandfrei funktionieren.

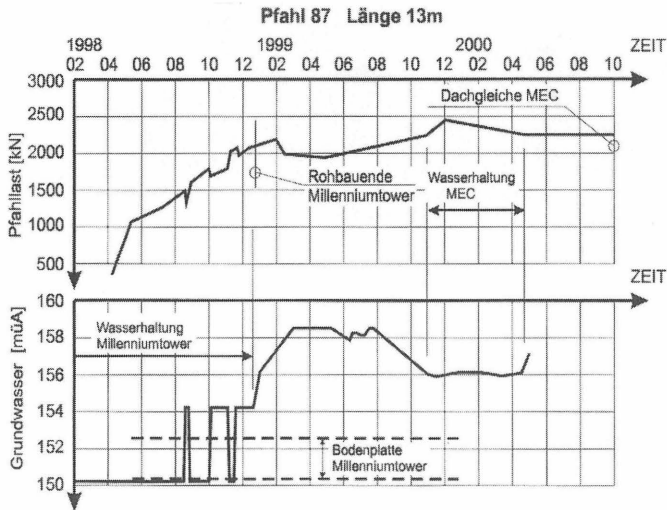


Bild 12: Einfluss der Wasserhaltung auf die Pfahllast (Messpfahl Millennium Tower)

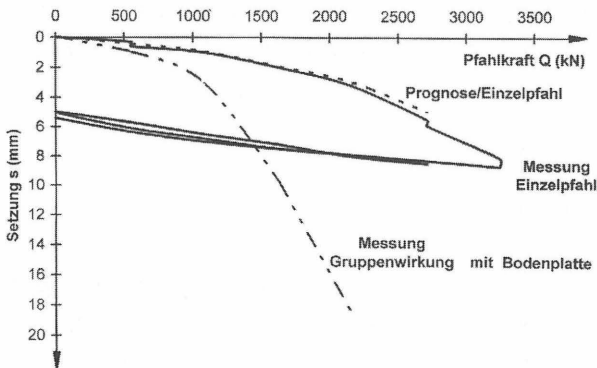


Bild 13: Pfahlsetzungslinien für die Vorbelastung und während der Bauwerkserrichtung

Ziel der Messtechnik war es, mittels einer zentralen Datenerfassungsanlage die einzelnen Messdaten der verschiedenen Instrumente über einen geplanten Zeitraum von mindestens 36 Monaten automatisch zu erfassen.

Die Pfähle wurden als Schneckenendlosbohrpfähle (SOB-Pfähle) hergestellt. Im Regelfall besitzen sie nur eine Querkzugbewehrung am Pfahlkopf und sind ansonsten unbewehrt. Eine Ausnahme bildete der Messpfahl, der in unmittelbarer Nähe zum Extensometer situiert ist. Bei diesem musste auf voller Länge ein Bewehrungskorb vorgesehen werden, in welchen 12 Stück 1,12 m lange Bewehrungsstähe einzuschweißen waren, um die Bewehrungsdehnungsaufnehmer applizieren zu können. Der adoptierte Korb wurde anschließend in den frischen Pfahlbeton eingedrückt.

Die Messquerschnitte befinden sich unmittelbar unterhalb der Querkzugbewehrung am Pfahlkopf, an der Pfahlsole sowie jeweils in den beiden Drittelpunkten. Ähnlich wie beim Extensometer mußte auch für diese 12 Messkabel eine druckwasserdichte Kabelführung durch die Bodenplatte hergestellt werden.

Vor dem Vorbelasten der Pfähle im April 1998 wurde an den Hochdruckleitungen der Kapselpressen von 11 Pfählen mittels eines T-Stückes jeweils ein Druckaufnehmer angebracht.

Durch spezielle Auswahl dieser sekundären Messpfähle ergaben sich im Grundriss des Tower zwei orthogonale Messquerschnitte, deren Schnittpunkt ungefähr auf dem Schwerpunkt der Towergründung und somit über dem primären Messpfahl lag. Die Instrumentierung am Kopf der übrigen Pfähle erfolgte für die Vorbelastung derart, dass die Geräte nach Gebrauch wieder abmontiert und für andere Messungen weiter verwendet werden konnten.

Die Datenerfassung wurde so konzipiert, dass eine Automatisierung der Messungen (gleichzeitiges Registrieren von 5 Wegaufnehmern am Extensometer 12 Bewehrungsdehnungsaufnehmern im Pfahl und 11 Druckaufnehmern an den Kapselpressen), eine einfache Erfassung sowie Auslese der Daten und eine graphische sowie numerische On-line Anzeige (u.a. während des Vorbelastens der Pfähle) Diese Anforderungen erfüllte eine Datenerfassungsanlage, bestehend aus einem Multiplexer, in

dem alle Messstellen angeschlossen sind, einem Datenlogger, welcher das Meßsystem steuert und die Daten abspeichert und einem tragbaren Rechner (Notebook).

In Bild 14 ist der tiefenabhängige Verlauf der Pfahlkraft bei 0,5- bzw. 0,8-facher rechnerischer Gebrauchslast sowohl für den Einzelpfahl als auch für den Pfahl innerhalb der kombinierten Pfahl - Plattengründung aufgetragen.

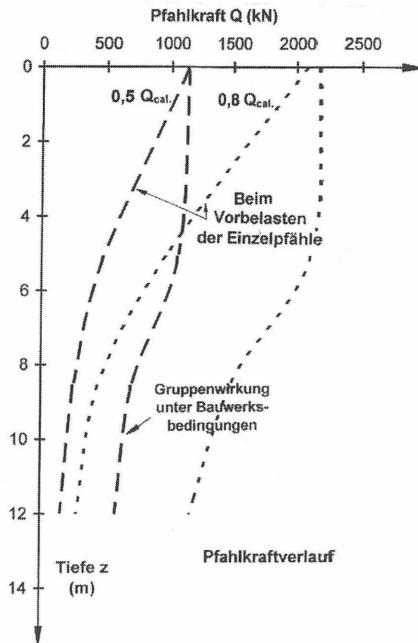


Bild 14: Pfahlkraftverlauf beim Vorbelasten und bei der Towererrichtung

Obwohl es sich stets um denselben Pfahl handelt, zeigen sich zwischen den Beanspruchungsformen einerseits als Einzelelement und andererseits als Gruppenelement deutliche Unterschiede. Unter Bauwerksbedingungen erfolgt die Lastabtragung weiter in die Tiefe. Die Abtragung der Bauwerkslasten über die Sohlplatte direkt in den Untergrund wirkt sich in den oberen 5 - 6 m der Pfähle besonders stark aus: negative Mantelreibung (aus der Sohlplatte) und positive (Scherwiderstand des Untergrundes) halten dort einander die Waage. Während bei der Vorbelastung der Pfahl als Einzelpfahl wirkte, wurde im Laufe der Towererrichtung der Einfluss der kombinierten

Pfahl - Plattenwirkung immer stärker. Die Rütteldruckverdichtung der sandigen Kiese begünstigte die Lastabtragung über die Platte, sodass der oberste Fundierungsbereich schließlich als „Quasi-Monolith“ wirkt. Das verbundartige Gründungssystem verhält sich so, als läge seine Sohle ca. 5,5 m unter der Plattenunterkante. Darauf weisen auch die Neigungen der Kraftverlauf-Kurven im Bild 14 hin, die für den Einzelpfahl ab Sohlplatten UK und den Gruppenpfahl ab 5,5 m darunter völlig identisch sind.

Die Stauchungen in den einzelnen Messquerschnitten während der Vorbelastungen sind im Bild 15 dargestellt. Dabei sind die unterschiedlichen Zeitpunkte des Beginns der Lastabtragung in den Messquerschnitten erkennbar.

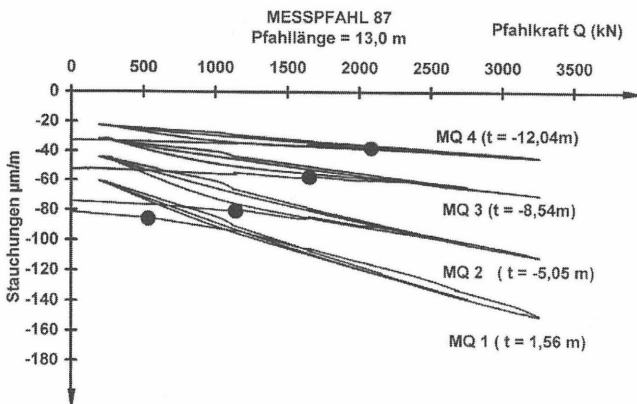


Bild 15: Last - Stauchungsdiagramm beim Vorbelasten

In Bild 16 sind die Ausnutzungsgrade der Innen- und Randpfähle aufgetragen. Auch hier sind die Einflüsse aus den Spiegelschwankungen des Grundwassers innerhalb der Baugrubenumschließung klar erkennbar. Außerdem weisen die Randpfähle einen niedrigeren Ausnutzungsgrad als die Innenpfähle auf. Dies hat statisch-konstruktive sowie bauorganisatorische Ursachen.

Mit Rohbauende war die kombinierte Pfahl - Plattengründung im Kernbereich mit 80 % der rechnerischen Gesamtlast aus Eigengewicht + Nutzlast beansprucht, im Außenbereich

mit 60 %. Die Pfähle wiesen zu diesem Zeitpunkt einen Ausnutzungsgrad gegenüber ihrer rechnerischen Gebrauchslast von ca. 95 % im Kernbereich und ca. 70 % im Randbereich auf.

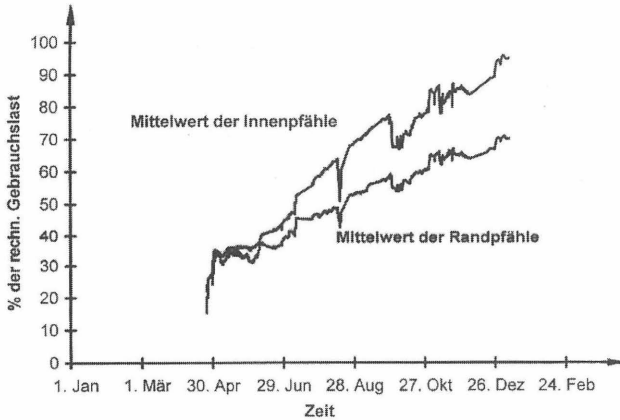


Bild 16: Ausnutzungsgrade der Innen - und Randpfähle

4. ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Fundierung des 202 m hohen Millennium Tower wurden neue Wege beschritten, um die Setzungsdifferenzen innerhalb und zwischen den unterschiedlich belasteten Bauteilen zu minimieren. Hierzu erfolgte eine zyklische Vorbelastung aller Pfähle auf die 1,2-fache rechnerische Gebrauchslast. Die Hysteresisschleifen dienten zur Vergleichmäßigung der Last-Setzungskurven unter der Gebrauchslast. Auf diese Weise konnte das Last-Setzungsverhalten der kombinierten Pfahl-Plattengründung deutlich verbessert werden. Gleichzeitig diente die Vorbelastung als Abnahmeprüfung für jeden einzelnen Pfahl, somit auch zur Qualitätssicherung des Gesamtbauwerkes.

Die Messdaten wurden während der schrittweisen Vorbelastung der Pfähle in Minutenintervallen registriert, während der Bauwerkserrichtung im Stundentakt. Sie lieferten wertvolle Hinweise auf das unterschiedliche Last-Setzungsverhalten von

Einzelpfählen, Kleingruppen und der gesamten Gruppe der 151 Bohrpfähle. Außerdem konnte der Einfluss von Grundwasserschwankungen sowohl auf die Pfahlkräfte als auch auf das Setzungsverhalten der Gründung erfasst werden.

Die detaillierten Messungen ergaben, dass bei der Erstbelastung praktisch jeder der 151 Bauwerkspfähle eine andere Last-Setzungslinie aufwies, obwohl die Untergrundverhältnisse relativ einheitlich und das Bohrpfahlgerät sowie die Bohrmannschaft in der gesamten Bauzeit dieselben waren. Daraus folgt für zukünftige Qualitätssicherungen die Empfehlung, bei heterogenem Untergrund, hohen Bauwerkslasten und setzungsempfindlichen Konstruktionen eine zyklische Vorbelastung von Pfählen auf die etwa 1,2-fache rechnerische Gebrauchslast vorzunehmen. Der hierfür erforderliche Aufwand ist klein im Vergleich zum Qualitäts- und Sicherheitsgewinn.

LITERATUR

- Brandl, H. (1998): Pile foundations in heterogeneous ground. Proceed. Seventh Intern. Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, DFI., Wien.
- Brandl, H. & Hofmann, R. (2001): Tragfähigkeits- und Setzungsverhalten von Kastenfundierungen. Forschungsbericht. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.
- Brandl, H. & Hofmann, R. (1999): Die Fundierung des 202 m hohen Millennium Tower in Wien. 2. Österreichische Geotechnik Tagung in Wien.
- Hanisch, Katzenbach, König (2002): Kombinierte Pfahl- Plattengründung. Verlag Ernst & Sohn.
- Hofmann, R. (2001): Trag- und Setzungsverhalten von Pfahlkästen. Dissertation, Technische Universität Wien.
- Hofmann, R. & Geutebrück, E. (2001): Geotechnische Erkundungen und Qualitätskontrollen im Grundbau. 1. Siegener Symposium, Messtechnik im Erd- und Grundbau.
- Hofmann, R. & Geutebrück, E. (2001): Ausgewählte Beispiele geophysikalischer Untersuchungen im Spezialtiefbau. 3. Österreichische Geotechnik Tagung in Wien.

- Katzenbach, R.(1998): Design and safety concept for piled raft foundations, Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Van Impe & Haegeman., Balkema, Rotterdam.
- Katzenbach, R. & Holzhäuser, J. & Moormann, C. & Reul, O. (1997): Neue Erfahrungen mit schweren Hochhausgründungen auf unterschiedlich steifen Böden. 2. österreichische Geotechnik Tagung in Wien.
- Katzenbach, R. & Moormann, C. & Reul, O. (1999): Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP). Pfahl-Symposium 1999 in Braunschweig.

Dipl.- Ing. Dr. techn. Robert Hofmann
Ingenieurbüro Hofmann
R. Hochmayergasse 28/40
A-2380 Perchtoldsdorf

Dipl.- Ing. Carlos M. Fischer
Scanrock GmbH
Schlossplatz 8
D-29221 Celle

Geotechnische Langzeitmessungen zum Einfluss von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf benachbarte schwere Hochhausgründungen

Dipl.-Ing. Christian Moormann · Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

1 Einleitung

Die den Aushub tiefer Baugruben begleitenden Grundwasserhaltungsmaßnahmen führen häufig zu einer großräumigen Reduktion der Grundwasserdruckhöhen im Umfeld der Baugruben und beeinflussen dadurch die hier stehenden baulichen Einrichtungen (Ginzburg 1997, Moormann & Katzenbach 2000). Die Prognose und die sich in der Ausführungsphase anschließende Überwachung der Auswirkungen von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf das umgebende, oft innerstädtische Umfeld konzentrieren sich meist auf die Gebrauchstauglichkeit, i.e. auf die durch die Grundwasserabsenkung verursachten zusätzlichen Setzungen und Setzungsdifferenzen der Gebäude (Wong 1981, Hsi & Small 1992, Preene 2000). Nachfolgend wird auf der Basis von geotechnischen Langzeitmessungen



Bild 1 *Hochhaus-Silhouette von Frankfurt am Main*

an schweren Hochhausgründungen im Bankenviertel von Frankfurt am Main (Bild 1) der Einfluss von Grundwasserhaltungen auf das Verformungsverhalten, aber auch auf den Kraftfluss in den Gründungskörpern untersucht. In die Untersuchungen werden Flächen Gründungen, Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) und Pfahlgründungen einbezogen. Mit den mit Hilfe von automatisierten Messsystemen über mehrere Jahre nach Fertigstellung der Hochhäuser durchgeführten Langzeitmessungen soll gezeigt werden, dass Grundwasserhaltungen nicht nur die Gebrauchstauglichkeit der im Umfeld stehenden baulichen Einrichtungen beeinflussen, sondern - bedingt durch den Auftriebsverlust - auch zu einer deutlichen Änderung der Lastaufteilung, d.h. des Tragverhaltens und des inneren Beanspruchungszustandes der im Einflussbereich liegenden Gründungskörper führen können.

2 Einfluss von Grundwasserhaltungen auf Flächengründungen

Der Einfluss von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf benachbarte flach gegründete Gebäude soll am Beispiel der für die 21 m tiefe Baugrube MAIN TOWER betriebenen Grundwassertiefenentspannung untersucht werden. Die in einer modifizierten Deckelbauweise ausgehobene Baugrube (Katzenbach & Moormann 1999) wurde mit einer wasserdichten überschnittenen Bohrpfehlwand gesichert, wodurch die Wasserhaltung auf eine Entspannung der druckwasserführenden Kluft- und Porenwassergrundleiter unterhalb der Baugru-

a) Verringerung [m] Druckhöhe im tieferen Tertiär b) Vertikalverschiebungen [cm]

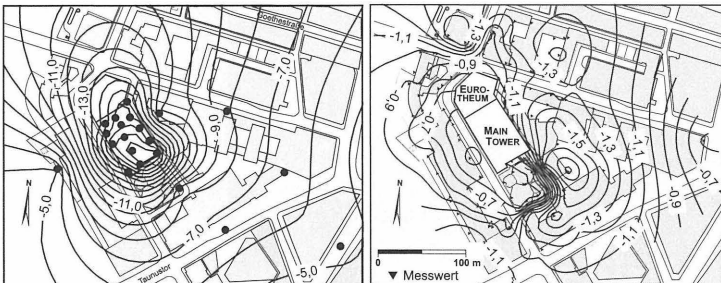


Bild 2 Auswirkungen der Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube MAIN TOWER zum Zeitpunkt der größten Absenkung auf: a. Absenkung der Druckhöhe im tieferen Tertiär. b. Vertikalverschiebungen im umgebenden Bankenviertel

bensohle mit Hilfe von in der Baugrube angeordneten Entspannungsbrunnen reduziert werden konnte. Aufgrund der ausgeprägten Wechsellagerung des im Innenstadtbereich von Frankfurt am Main vorherrschenden tertiären Frankfurter Tons, der aus steifen, gering durchlässigen Tonschichten mit unregelmäßig eingelagerten Sandschichten und zum Teil großräumig aushaltenden Kalksteinbänken (Bild 6, Moormann 2001) besteht, und der hieraus resultierenden ausgeprägten Durchlässigkeits-Anisotropie wird durch eine Grundwassertiefenentspannung die Druckhöhe in den durch die Entspannungsbrunnen erfassten Kalksteinbänken, die in Abhängigkeit von ihrer wechselnden Klüftigkeit stark durchlässig sein können, weiträumig entspannt. Bild 2a verdeutlicht diesen Effekt am Beispiel der

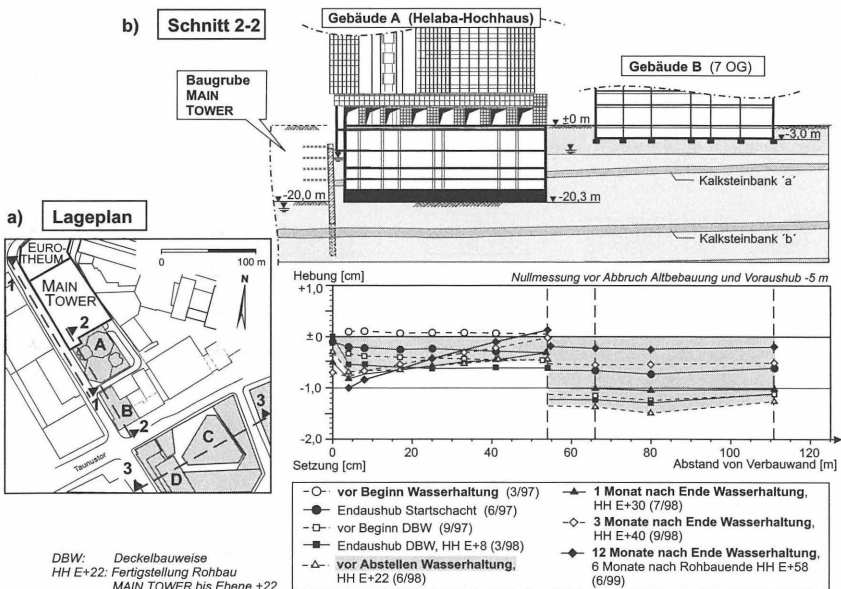


Bild 3 Einfluss der Grundwassertiefenentspannung für die 21 m tiefe Baugrube MAIN TOWER auf benachbarte Flächengründungen

Baugrube MAIN TOWER (Absenkziel $\Delta H = 15$ m) und zeigt zugleich die hieraus resultierenden, weitreichenden Setzungen der Geländeoberfläche bzw. der innerstädtischen Umgebung (Bild 2b). Die Grundwassertiefenentspannung hat sich bis in eine Entfernung von mehr als 650 m von der Baugrube ausgewirkt, jedoch nur minimale und weitgehend

gleichmäßige Setzungen verursacht, die keine Schäden zur Folge hatten und die mit Beendigung der Grundwassertiefenentspannung reversibel waren. Dabei hat sich das der Baugrube MAIN TOWER unmittelbar benachbarte 130 m hohe Helaba-Hochhaus (Gebäude A · Bild 3a), das in 20 m Tiefe flach gegründet ist (Bild 6), wegen seiner größeren Gründungstiefe 1 cm weniger gesetzt als das sich südlich anschließende, eingeschossig unterkellerte Gebäude B, das 70 m weiter vom Baugrubenrand entfernt ist (Bild 3b).

3 Einfluss von Grundwasserhaltungen auf Pfahlgründungen

190 m südlich der Baugrube MAIN TOWER steht das 1994-97 errichtete Commerzbank-Hochhaus (CB II) (Gebäude C · Lageplan Bild 3a). Das bis zu 299 m hohe Gebäude ist auf 111 Großbohrpfählen gegründet, die den Frankfurter Ton durchstoßen und nach Messungen von Holzhäuser (1998) 96 % der effektiven Gebäudelast von 1.300 MN in die felsigen Frankfurter Kalke transferieren, die den Frankfurter Ton unterlagern (Bild 4). Die Grund-

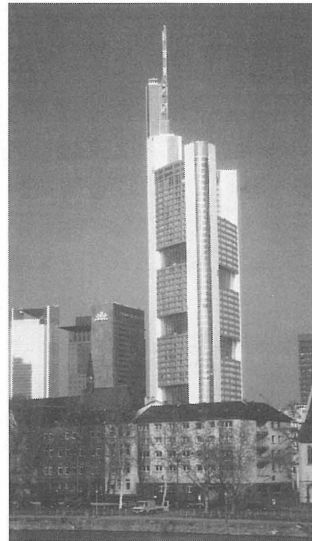
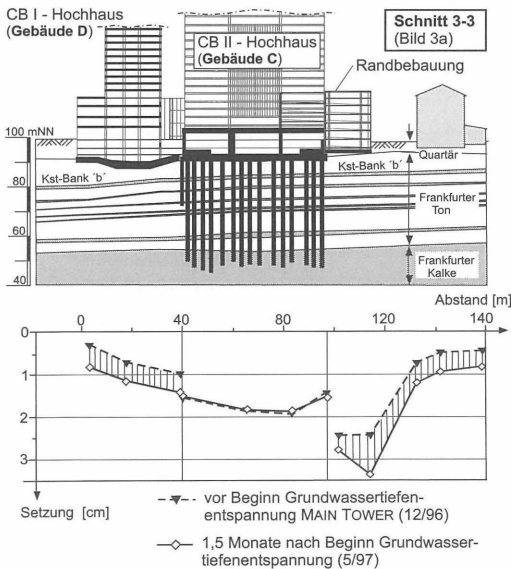


Bild 4 Einfluss der Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube MAIN TOWER auf die benachbarte Fels-Pfahlgründung des Commerzbank-Hochhauses

wassertiefenentspannung für die Baugrube MAIN TOWER führte innerhalb von 1,5 Monaten nach Beginn der Tiefenentspannung zu einer Reduktion der unter der Fundamentplatte des CB II-Hochhauses gemessenen Porenwasserdrücke von i.M. 32 kN/m^2 auf nur noch 7 kN/m^2 . Der Auftriebsverlust führte im gleichen Zeitraum zu einer geringen Erhöhung der effektiven Sohlnormalspannungen um 10 %, zugleich wurde ein deutlicher Anstieg der Pfahlkopfkraft um - in Abhängigkeit von der Pfahlposition - $0,8 \text{ MN}$ (Zentralpfähle) bis $3,0 \text{ MN}$ (Einzelpfähle) gemessen (Holzhäuser 1998), die in der Summe zu einer Erhöhung der Pfahlwiderstände $\sum R_{\text{pile}}$ um 12,3 % führten. Anders als benachbarte flach gegründete Gebäude wie das Commerzbank-Hochhaus I (Gebäude D), das sich infolge der Grundwassertiefenentspannung bis Mai 1997 um rd. $0,5 \text{ cm}$ setzte, veränderten sich die Setzungen des im Fels pfahlgegründeten CB II-Hochhauses in diesem Zeitraum nahezu nicht (Bild 4).

4 Einfluss von Grundwasserhaltungen auf Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Zur Klärung des Einflusses von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP), bei denen die Bauwerkslasten sowohl über Gründungspfähle als auch über die unter der Fundamentplatte aktivierten Sohlnormalspannungen in den Baugrund transferiert werden, soll nachfolgend das durch geotechnische Langzeitmessungen überwachte Tragverhalten der beiden Hochhaus-Neubauten EUROTHEUM und des bereits bezüglich der Auswirkungen der Baugrubenerstellung betrachteten MAIN TOWER untersucht werden. Beide Hochhäuser, die unmittelbar nebeneinander im Zentrum des Bankenviertels von Frankfurt am

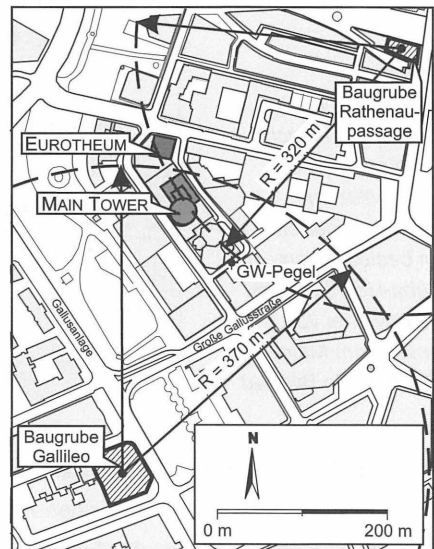


Bild 5

Lage der Hochhäuser EUROTHEUM und MAIN TOWER im Einflussbereich der Baugruben Rathenau-Passage und Galileo

Main stehen, sind jeweils auf einer KPP ge-

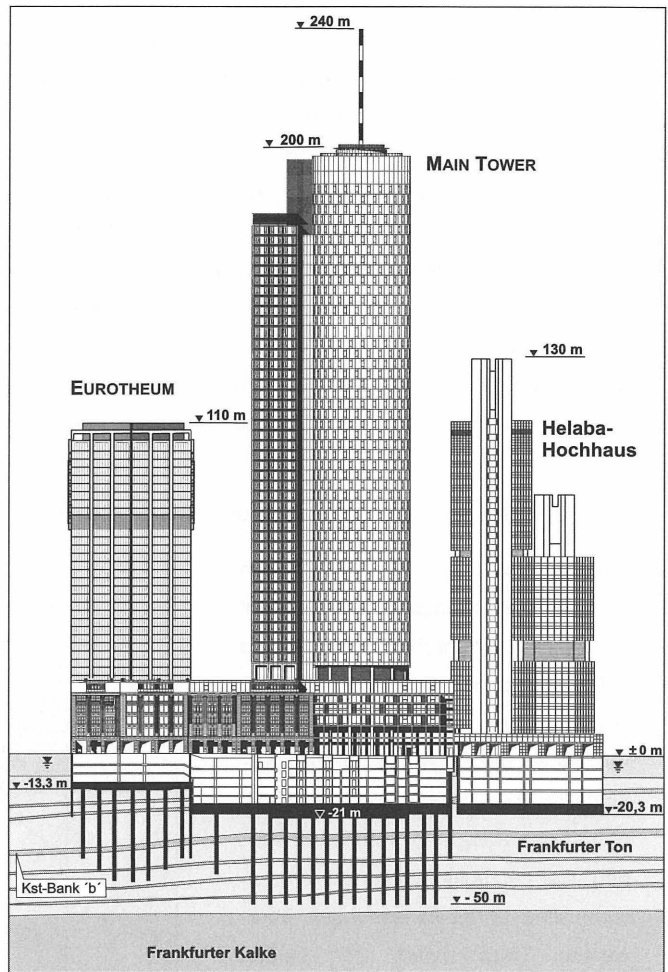


Bild 6

Ansicht bzw. vertikaler Schnitt der Hochhaus-Neubauten MAIN TOWER und EUROTHEUM neben dem bestehenden Helaba-Hochhaus im Bankenviertel von Frankfurt am Main (Schnitt 1-1 in Bild 3a)

gründet (Bilder 5, 6). In dem nachfolgend analysierten Beobachtungszeitraum von mehr als vier Jahren, während dem an beiden Hochhausgründungen kontinuierlich umfangreiche geotechnische Messungen durchgeführt wurden (Moormann 2001), wurden im Umfeld der Hochhäuser mit dem Büro- und Geschäftshaus 'Rathenau-Passage' und dem Hochhaus-Neubau 'Gallileo' zwei größere Neubauprojekte realisiert, für die tiefe Baugruben mit einem wasserdichten Verbau und einer begleitenden Grundwassertiefenentspannung ausgehoben wurden. Die Baugrube Rathenau-Passage liegt 320 m nordöstlich der Hoch-

häuser EUROTHEUM und MAIN TOWER, die Baugrube Gallileo liegt rund 370 m südwestlich der beiden Hochhäuser (Bild 5). Die Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube Rathenau-Passage wurde mit einer durchschnittlichen Förderrate von $34 \text{ m}^3/\text{h}$ vom 1.7.99 bis 10.12.99 betrieben. Die bis zum Ende des hier dokumentierten Beobachtungszeitraumes andauernde Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube Gallileo begann am 5.5.2000 mit einer Förderrate von $10 \text{ m}^3/\text{h}$, ab dem 1.7.2000 wurde die Förderrate auf durchschnittlich $112 \text{ m}^3/\text{h}$ erhöht (Bild 7). Einzelheiten zu dem Verbau- und Grundwasserhaltungskonzept sowie dem messtechnisch aufgezeichneten Trag- und Verformungsverhalten beider Baugruben finden sich bei Moormann (2001). Die an einem Grundwasserbeobachtungspegel im Bereich der Hochhäuser EUROTHEUM und MAIN TOWER (Bild 5) auf-

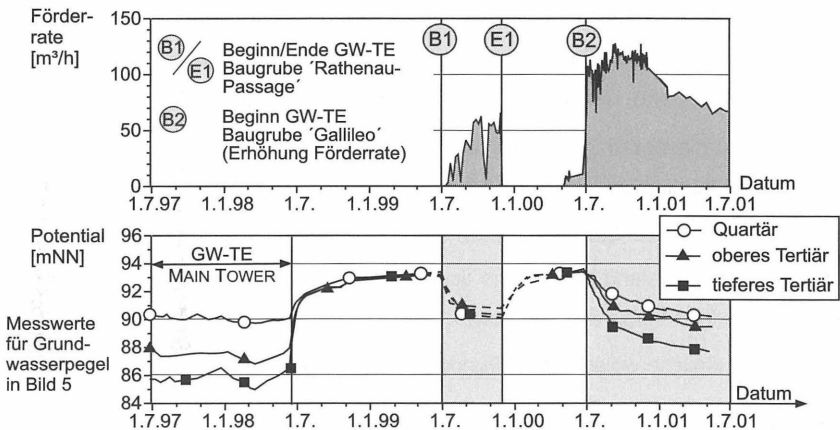


Bild 7 Zeitlicher Verlauf der Grundwassertiefenentspannungen (GW-TE) für Baugruben Rathenau-Passage und Gallileo und der Grundwasserdruckhöhen im Bereich der Hochhäuser EUROTHEUM und MAIN TOWER

gezeichneten Pegelganglinien zeigen insbesondere im tieferen Tertiär eine deutliche Beeinflussung durch die Grundwasserhaltungsmaßnahmen (Bild 7). Die in den Baufeldern der Baugruben Rathenau-Passage und Gallileo als zusammenhängende Kalksteinbänke angetroffenen tertiären Kluftgrundleiter stehen über mehrere hundert Meter mit den ebenfalls als horizontbeständig erkundeten, tertiären Grundwasserleitern im Bereich der Hochhäuser EUROTHEUM und MAIN TOWER (u.a. Kalksteinbank 'b' - Bild 6) in hydraulischer Verbindung.

Zur Beschreibung der Lastaufteilung im Gebrauchszustand wird in Übereinstimmung mit der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ (Katzenbach et al. 2000b) der Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} verwendet, der angibt, welcher Anteil der um den Auftrieb reduzierten Einwirkung $S'_{tot,k}$ über die Pfähle abgetragen wird bzw. welchen Anteil die Pfähle an dem effektiven Gesamtwiderstand $R'_{tot,k}(s)$ der KPP haben:

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R'_{tot,k}(s)} \quad (1)$$

und der im folgenden als „effektiver Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}(s)$ “ bezeichnet wird, da er die Summe der Pfahlwiderstände auf den effektiven, d.h. um den Auftrieb reduzierten Gesamtwiderstand der KPP $R'_{tot,k}(s)$ bezieht. Für einen Pfahlplattenkoeffizienten $\alpha_{KPP} = 1,0$ wird die gesamte effektive Gebäudelast von den Gründungspfählen getragen; es liegt dann eine konventionelle Pfahlgründung im Sinne von DIN 1054 · Abs. 5 vor. Ergänzend wird an dieser Stelle der „totale Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}^{tot}(s)$ “ definiert, der für den Gebrauchszustand die Summe der Pfahlwiderstände einer KPP auf die totale Einwirkung der aufgehenden Struktur bzw. auf den Gesamtwiderstand der KPP $R_{tot,k}(s)$ inklusive einer möglicherweise auf die Fundamentplatte wirkenden Auftriebskraft bezieht:

$$\alpha_{KPP}^{tot}(s) = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)} \quad (2)$$

4.1 Hochhaus EUROTUEUM

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) des 110 m hohen, Büros und Wohnungen beherbergenden Hochhaus-Neubaus EUROTUEUM (Bild 6) besteht aus einer über die gesamte Gründungsfläche von rund 1.960 m² fugenlos ausgeführten, 1,0 m bis 2,5 m dicken Fundamentplatte, unter der 25 Gründungspfähle angeordnet sind, die unter dem exzen-

trisch positionierten, im Grundriss quadratischen (Kantenlänge 24 m), 31-geschossigen

Hochhausturm konzentriert wurden (Bild 8). Die als unbewehrte Großbohrpfähle ausgeführten Gründungspfähle besitzen bei einem Durchmesser von 1,5 m zwischen 25 m und 30 m gestaffelte Pfahllängen. Das in Moormann (2001) vorgestellte Messprogramm zur Überwachung des Tragverhaltens der KPP beinhaltet den Einbau von 8 Sohldruckgebern zur Messung der totalen Sohlnormalspannungen und 3 Porenwasserdruckgeber zur Messung der neutralen Spannungen in der Gründungssohle. Ferner wurden 4 Pfähle mit einer Kraftmessdose am

a)

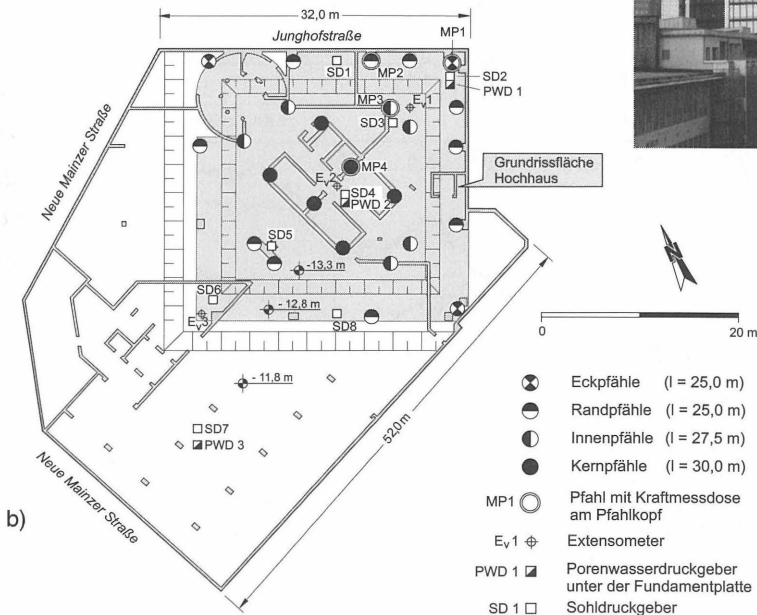
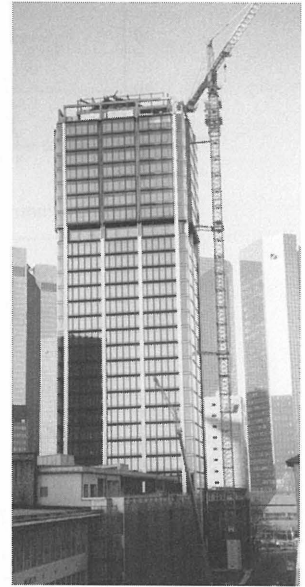


Bild 8 a. Hochhauses EUROTHEUM kurz vor der Fertigstellung b. Grundriss und messtechnische Instrumentierung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

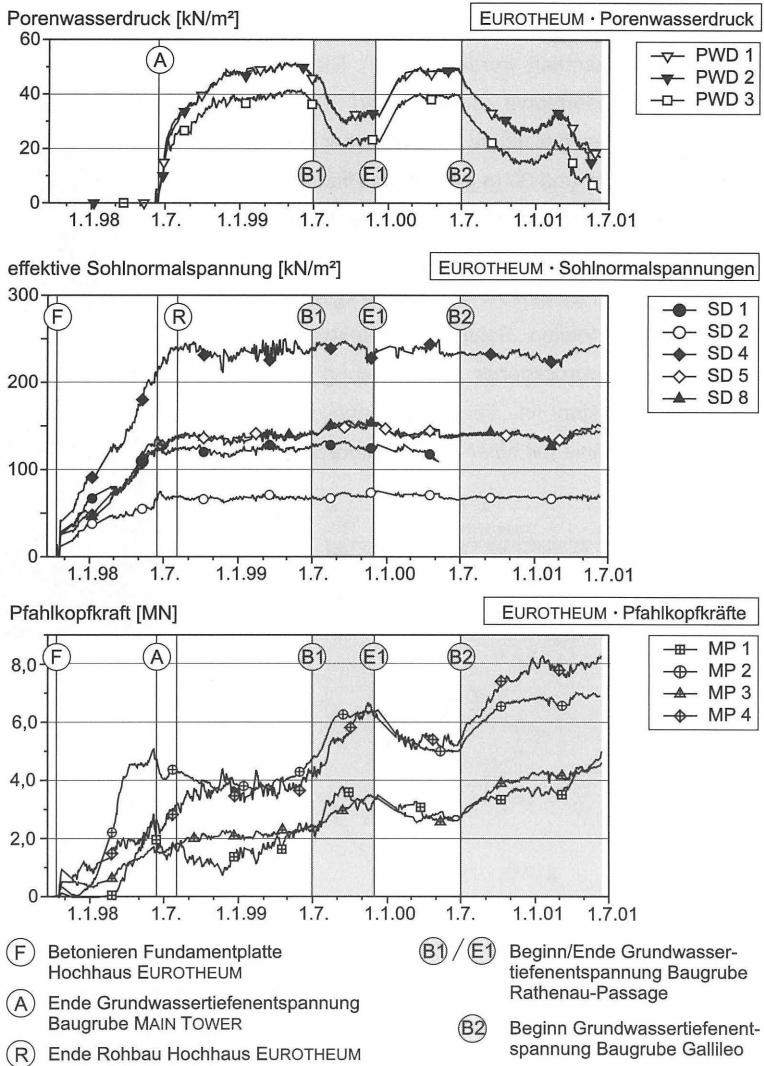


Bild 9 EUROTHEUM · Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage und Gallileo auf die KPP des Hochhauses: Zeitlicher Verlauf von Porenwasserdrücken, effektiven Sohlnormalspannungen und Pfahlkopfkraften

Pfahlkopf ausgestattet. Die Messdaten der Sensoren wurden über den gesamten Beobachtungszeitraum von 3½ Jahren in einem Messintervall von 30 min erfasst (in der Summe rund 900.000 Messwerte). Hierzu wurde im Kellerkasten des EUROTHEUM eine automatische Messwerterfassungsanlage installiert, die mit einem akkugepufferten Mehrkanal-Datalogger ausgestattet wurde ('stand-alone-Konzept'). Bild 9 fasst als Messergebnisse der einzelnen Sensoren die zeitliche Entwicklung der Porenwasserdrücke, der effektiven Sohlnormalspannungen und der Pfahlkopfkkräfte für den gesamten, den Bau und die Betriebsphase des Hochhauses umfassenden Beobachtungszeitraum zusammen. Nach Abschluss der Rohbauarbeiten am Hochhaus EUROTHEUM und der Beendigung der Grundwassertiefenentspannung für die benachbarte Baugrube MAIN TOWER wirkt auf die Fundamentplatte des EUROTHEUM ein Porenwasserdruck von 40 kN/m² bis 50 kN/m². Während der Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube Rathenau-Passage reduziert sich der unter der Fundamentplatte gemessene Auftrieb um rund 20 kN/m², im Verlaufe der Tiefenentspannung für die Baugrube Gallileo sogar um über 30 kN/m² (-85 %). Die effektiven Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte werden durch den Auftriebsverlust kaum beeinflusst; hingegen nehmen die gemessenen Pfahlkopfkkräfte während der Grundwassertiefenentspannung Rathenau-Passage um bis zu 2,3 MN zu, während der Grundwassertiefenentspannung Gallileo sogar um bis zu 3,0 MN; dies ist ein signifikanter Anstieg um bis zu 58 % gegenüber den zuvor gemessenen mittleren Pfahlkopfkkräften. Der Auftriebsverlust und der Anstieg der Pfahlkräfte folgen zeitverzögert den Fördermaßnahmen.

Das Gesamttragverhalten der KPP des EUROTHEUM wird graphisch in Bild 10 sowie mit Tabelle 1 ausgewertet. Da die Fundamentplatte als durchgehende Konstruktion ohne Setzungsfugen ausgebildet ist, wird der in Bild 8 dargestellte Gründungskörper bei der Formulierung der Kräftebilanz als Gesamtsystem betrachtet (Bild 10). Zur Beschreibung des Tragverhaltens wird auf die eingangs definierten Verhältnisswerte des effektiven Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}(s)$ (Gl. 1) und des totalen Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}^{tot}(s)$ (Gl. 2) zurückgegriffen. Im Ausgangszustand (1.5.1999) werden 20 % der totalen Gebäudelast R_{tot} von den Gründungspfählen, 58 % von effektiven Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte und 22 % vom Auftrieb aufgenommen. Daraus ergibt sich im Ausgangszustand mit $\alpha_{KPP} = 0,25$ ein verhältnismäßig kleiner α_{KPP} -Wert (Katzenbach et al. 2000a), der aus dem Umstand folgt, dass nur in einem Teilbereich der Gründungsfläche Gründungspfähle angeordnet sind (Bild 8).

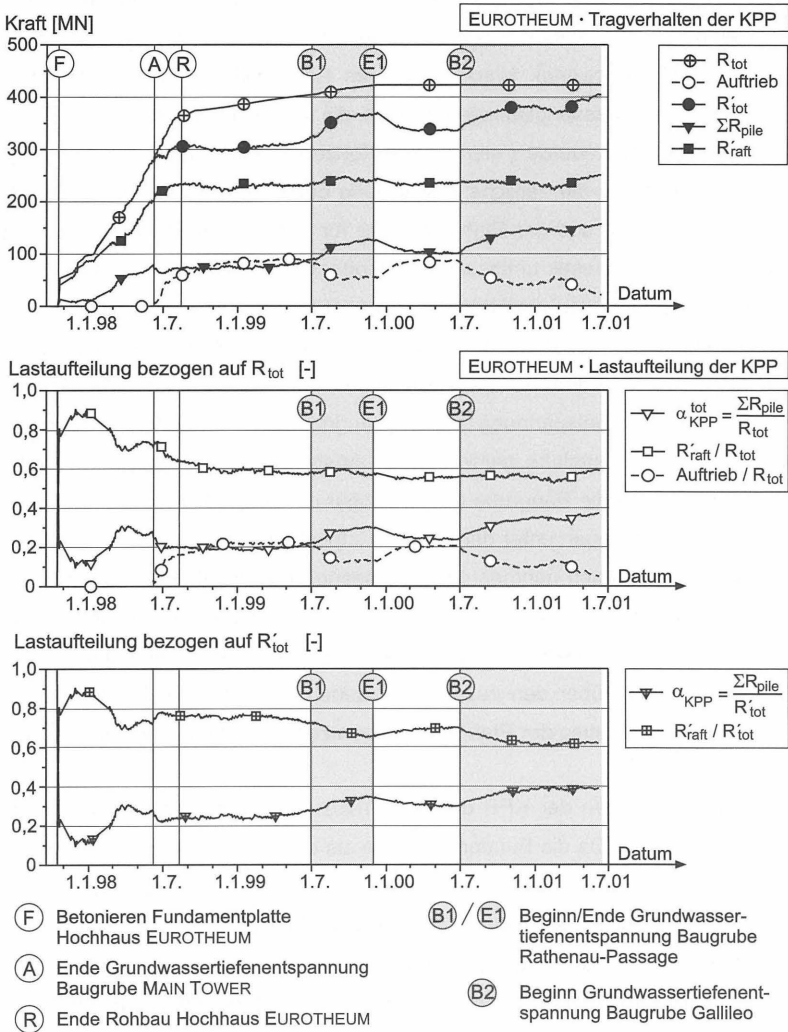


Bild 10 EUROTHEUM · Kräftebilanz · Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage und Galileo auf das Tragverhalten der KPP

a) absolute Werte (Kräfte)

Datum	$R_{tot}^{1)}$		Auftrieb		R'_{tot}		ΣR_{pile}		R'_{raft}	
	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾
01.05.1999	399,3	-	90,3	-	308,9	-	78,0	-	230,9	-
01.11.1999	419,6	+5%	55,0	-39%	364,6	+25%	123,8	+59%	240,8	+4%
01.05.2000	423,2	+1%	86,8	+58%	336,4	-13%	101,8	-18%	234,6	-3%
10.04.2001	423,2	$\pm 0\%$	31,9	-63%	391,2	+ 16%	149,7	+ 47%	241,5	+3%
Messwerte während der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage (1.11.1999) und Galileo (10.4.2001)										
1) Alle Kräfte sind auf den Zustand unmittelbar vor Betonieren der Fundamentplatte bezogen.										
2) Prozentuale Veränderung des Lastanteils gegenüber seinem jeweiligen Vorwert.										

b) Verhältniswerte

	$\alpha_{KPP}^{1)}$ [-]	R'_{raft} / R_{tot} [-]	Auftrieb / R_{tot} [-]	α_{KPP} [-]	R'_{raft} / R'_{tot} [-]
01.05.1999	0,20	0,58	0,22	0,25	0,75
01.11.1999	0,30	0,57	0,13	0,34	0,66
01.05.2000	0,24	0,55	0,21	0,30	0,70
10.04.2001	0,35	0,57	0,08	0,38	0,62

Tab. 1 EUROTHEUM · Kräftebilanz: Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen Rathenau-Passage (1.11.1999) und Galileo (10.4.2001) auf die Lastaufteilung der KPP

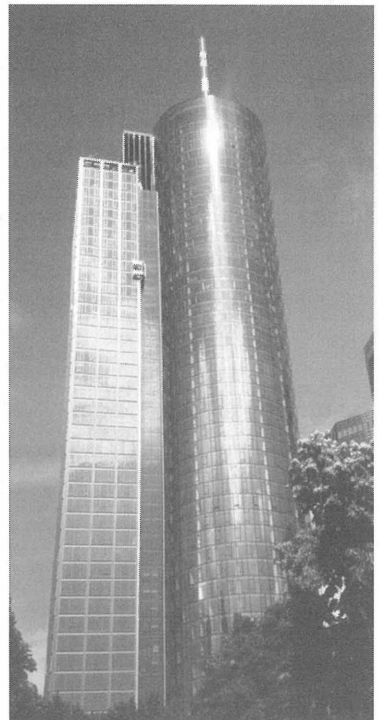
Durch die 'Grundwassertiefenentspannung Rathenau-Passage' (1.11.1999) reduziert sich der Auftrieb in der Summe um 39 %. Hierdurch und durch die aus dem fortschreitenden Innenausbau des Hochhauses resultierende Erhöhung des Gewichtes des Gebäudekomplexes um 5 % ergibt sich eine Erhöhung der effektiven Gebäudelast um 25 %. Diese von der KPP zusätzlich aufzunehmende Last führt zu einer deutlichen Erhöhung der Summe der Pfahlwiderstände ΣR_{pile} um 59 %, während der aus dem Integral der effektiven Sohlnormalspannungen sich ergebende Anteil R'_{raft} nur um 4 % steigt. Der Auftriebsverlust wird demnach zu 82 % durch eine Erhöhung der Pfahlkräfte und nur zu 18 % über höhere effektive Sohlnormalspannungen kompensiert. Mit Beendigung der 'Grundwasserhaltung Rathenau-Passage' nehmen die Pfahlkopfkkräfte wieder ab, dabei werden die Ausgangswerte wegen des zwischenzeitlichen Anstieges des Gebäudegewichtes nicht mehr erreicht. Infolge der Grundwassertiefenentspannung für die 370 m entfernte Baugrube Galileo reduziert sich bei unverändertem Gebäudegewicht der Auftrieb bis April 2001 um 63 %. Der hieraus resultierende Zuwachs der effektive Gebäudelast R'_{tot} um 16 % wird zu

87 % über einen Anstieg der Pfahlkräfte (+47 %) und nur zu 13 % durch höhere Sohlnormalspannungen (+3 %) abgetragen. Der effektive Pfahlplatten-Koeffizient steigt hierbei von $\alpha_{KPP} = 0,30$ auf 0,38. Ab April 2001 führt eine weitere Grundwasserhaltung für eine andere benachbarte Baugrube zu einer weiteren Reduktion der Porenwasserdrücke, die gegen Null streben (Bild 9), d.h. der Auftrieb unter der Fundamentplatte des Hochhauses EUROTHEUM ist Mitte 2001 annähernd verloren gegangen.

Eindeutige Aussagen zu den durch die Grundwassertiefenentspannungen verursachten Setzungen des Hochhauses EUROTHEUM sind wie bei der nachfolgend untersuchten KPP des MAIN TOWER trotz begleitender geodätischer Messungen nicht möglich, da der Festpunkt des geodätischen Überwachungsnetzes ebenfalls durch die Grundwasserhaltung verursachten Vertikalverschiebungen unterworfen war.

4.2 Hochhaus MAIN TOWER

Das Hochhaus MAIN TOWER besteht aus einem bis zu 240 m hohen, asymmetrisch zur Baugrube und zum Kellerkasten angeordneten, 58-geschossigen Büroturm, der oberirdisch von einer sechsgeschossigen Flachbebauung umgeben ist (Bilder 6, 12) (Pabst 2000). Das rund 52 m x 86 m messende Grundstück ist vollflächig mit fünf Untergeschossen unterkellert, so dass die Gründungssohle der 3,0 m bis 3,8 m dicken Fundamentplatte 20 m bis 21 m unter Geländeoberkante und damit rund 14 m unter dem Grundwasserspiegel liegt. Der Abtrag der totalen Bauwerkslast von rund 1.850 MN erfolgt über eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP), deren Bestandteil neben der Fundamentplatte und 112 Gründungspfählen ($\varnothing 1,5$ m) auch die 257 Großbohrpfähle der überschnittenen Bohrpfahlwand sind, die kraftschlüssig mit der Fundamentplatte verbunden sind (Bild 12).



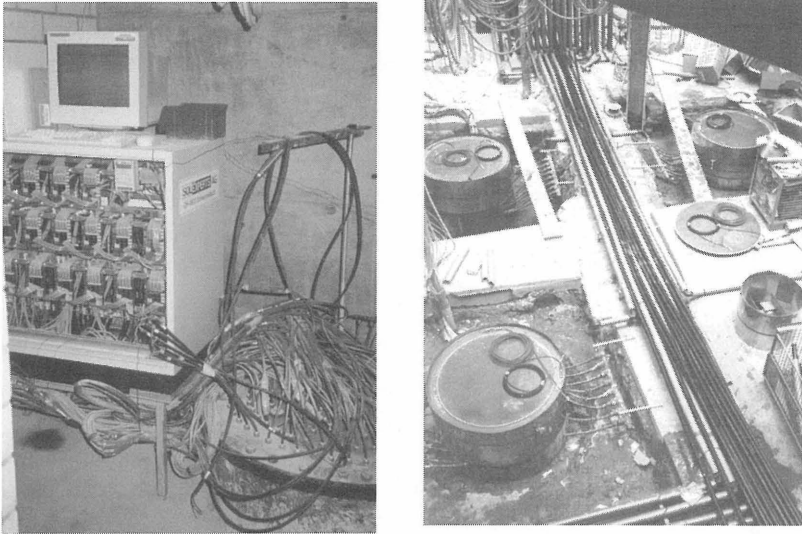


Bild 13 Hochhaus MAIN TOWER: a. Instrumentierung von drei Pfahlköpfen ($\varnothing$ 1,5 m) mit Kraftmessdosen. b. Eine der dezentralen automatischen Datenerfassungseinheiten

zentralen Datenerfassungsrechner verbunden sind, der die Steuerung der Messanlage und die Kommunikation, d.h. die Datenfernübertragung realisiert (Moormann 2001).

Aus den im Beobachtungszeitraum insgesamt rund 45 Millionen Messwerten wurden die auch in den nachfolgenden Auswertungen aufgetragenen Tagesmittelwerte gebildet. In Bild 14 werden die Messergebnisse der Porenwasserdruckgeber sowie ausgewählter, im Kernbereich unter dem Hochhaus liegender Sohldruckgeber und am Pfahlkopf installierter Kraftmessdosen ausgewertet. Nach Beendigung der Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube MAIN TOWER (15.6.98) steigen die unter der Fundamentplatte gemessenen Porenwasserdrücke bis zum Abschluss der Rohbauarbeiten Ende 1998 stetig auf im Mittel 125 kN/m^2 . Die Auswirkungen der Grundwassertiefenentspannung 'Rathenau-Passage' führen zwischen Juli und Dezember 1999 zu einer Reduktion der Porenwasserdrücke um im Mittel 30 kN/m^2 . Nach einem Wiederanstieg der neutralen Spannungen auf die Ausgangswerte führt ab Juli 2000 die Grundwassertiefenentspannung 'Gallileo' wieder zu

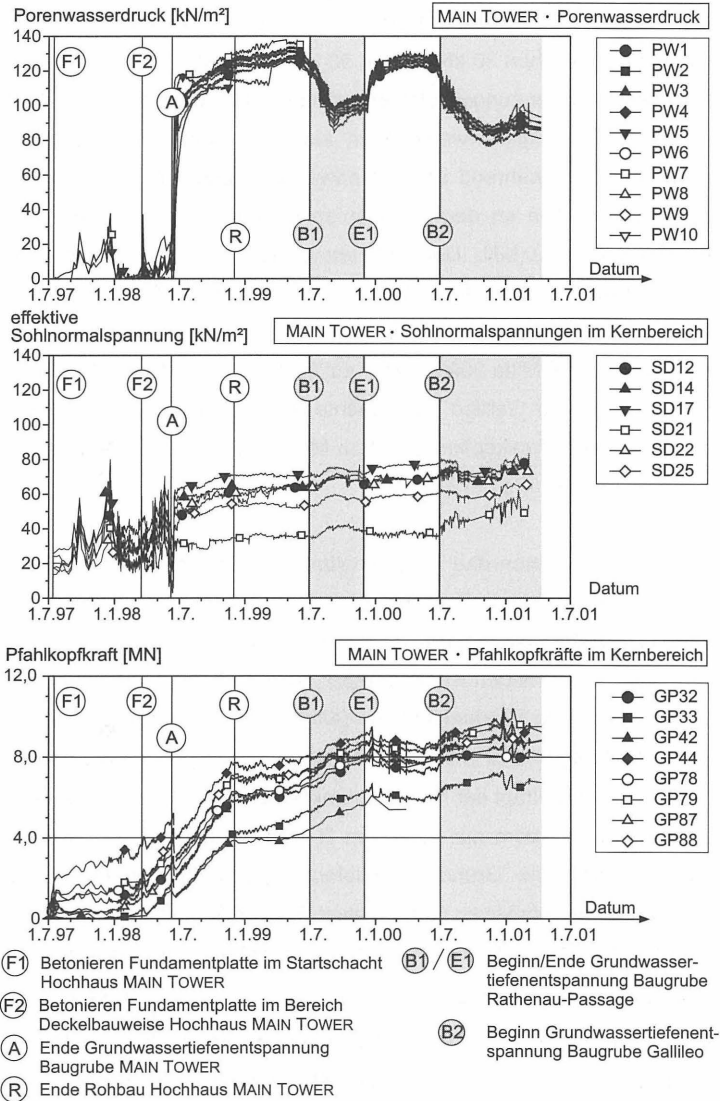


Bild 14 MAIN TOWER · Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage und Gallileo auf die KPP des Hochhauses: Zeitlicher Verlauf von Porenwasserdrücken, effektiven Sohlnormalspannungen und Pfahlkopfkraften

einer Verringerung der Porenwasserdrücke um 40 kN/m^2 auf im Mittel 85 kN/m^2 . Die unter der Fundamentplatte gemessenen effektiven Sohlnormalspannungen liegen Anfang 1999 nach Rohbauende zwischen 30 kN/m^2 und 90 kN/m^2 , im Mittel bei 55 kN/m^2 (Bild 14). Die effektiven Sohlnormalspannungen steigen während der 'Grundwassertiefenentspannung Rathenau-Passage' - möglicherweise auch als Folge von Konsolidierungsvorgängen - leicht an, bleiben dann während der 'Grundwassertiefenentspannung Gallileo' aber annähernd unverändert. Die an den Pfahlköpfen gemessenen Pfahlwiderstände betragen Mitte 1999 im Mittel $6,0 \text{ MN}$. Der Auftriebsverlust durch die 'Grundwassertiefenentspannung Rathenau-Passage' führt zu einem Anstieg der Pfahlkräfte um 20% auf im Mittel $7,2 \text{ MN}$. Nach Beendigung der 'Grundwasserhaltung Rathenau-Passage' nehmen die Pfahlwiderstände bis Mitte 2000 wieder auf im Mittel $6,7 \text{ MN}$ ab. Der durch die 'Grundwassertiefenentspannung Gallileo' verursachte Auftriebsverlust führt zu einem weiteren, deutlichen Anstieg der Pfahlkopfkkräfte auf im Mittel $8,8 \text{ MN}$ (Bild 14), das entspricht einer Zunahme der Pfahlkopfkkräfte um 33% .

Bild 15 und Tabelle 2 fassen das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Hochhauses MAIN TOWER für den gesamten Beobachtungszeitraum bis Mitte 2001 zusammen. Nach Rohbauende wird die totale Bauwerkslast $R_{\text{tot}} = 1.823 \text{ MN}$ im Frühjahr 1999 zu 37% über die Gründungspfähle (R_{pile}), zu 26% über die umlaufende Verbauwand (R_{Wand}), zu 11% über die Fundamentplatte (effektiven Sohlnormalspannung, R'_{raft}) und zu 26% über Porenwasserdrücke (Auftrieb) abgetragen. Bezogen auf die effektive Gebäudelast R'_{tot} von 1.353 MN beträgt der Pfahl-Plattenkoeffizient $\alpha_{\text{KPP}} = 0,50$, auf den Plattenanteil R'_{raft} entfallen aber trotzdem nur 15% von R'_{tot} , da weitere 35% von der Verbauwand aufgenommen werden. Die 'Grundwassertiefenentspannung Rathenau-Passage' führt zu einer Vergrößerung der effektiven Gebäudelast R'_{tot} um 9% , davon werden 75% von den Gründungspfählen ($\Sigma R_{\text{pile}}: +20 \%$) und 25% durch höhere Sohlnormalspannungen ($R'_{\text{raft}}: +20\%$) abgetragen; der Pfahl-Plattenkoeffizient steigt auf $\alpha_{\text{KPP}} = 0,54$ (Tab. 2). Auffallend ist der über den gesamten Beobachtungszeitraum zu verzeichnende Abfall des von der Verbauwand aufgenommen Lastanteils $R_{\text{Wand}}/R'_{\text{tot}}$, der sich von 35% (1.5.1999) auf 16% (5.3.2001) reduziert. Offensichtlich findet hier nach Beendigung der Deckelbauweise, während der ein wesentlicher Teil der Bauwerkslast über die Deckenscheiben in die Verbauwand eingeleitet wurde, eine zeitvariante Lastumverteilung statt. Hierdurch werden die im Bereich der Deckelbauweise betonierte Fundamentplatte und vor allem die Gründungs-

pfähle, die, sofern sie nicht durch Primärstützen direkt beansprucht wurden, erst mit dem Betonieren der Fundamentplatte kraftschlüssigen Kontakt mit dem Bauwerk bekommen haben, aktiviert und am Lastabtrag beteiligt.

a) absolute Werte (Kräfte)

Datum	$R_{tot}^{1)}$		Auftrieb		R'_{tot}		ΣR_{pile}		R_{Wand}		R'_{raft}	
	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾	[MN]	[%] ²⁾
01.05.1999	1.832	-	483	-	1.353	-	671	-	469		210	-
01.11.1999	1.849	+1,4%	371	-23%	1.478	+9%	804	+20%	423	-10%	252	+20%
01.05.2000	1.853	+0,2%	473	+27%	1.380	-7%	749	-7%	357	-17%	275	+2%
05.03.2001	1.853	$\pm 0\%$	338	-29%	1.515	+10%	996	+33%	250	-30%	269	-2%

Messwerte während der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage (1.11.1999) und Galileo (10.4.2001)

¹⁾ Alle Kräfte sind auf den Zustand unmittelbar vor Betonieren der Fundamentplatte im Startschacht bezogen.

²⁾ Prozentuale Veränderung des Lastanteils gegenüber seinem jeweiligen Vorwert.

b) Verhältnisswerte

	α_{KPP} [-]	R_{Wand} / R_{tot} [-]	R'_{raft} / R_{tot} [-]	Auftrieb / R_{tot} [-]	α_{KPP} [-]	R_{Wand} / R_{tot} [-]	R'_{raft} / R_{tot} [-]
01.05.1999	0,37	0,26	0,11	0,26	0,50	0,35	0,15
01.11.1999	0,43	0,22	0,15	0,20	0,54	0,29	0,17
01.05.2000	0,40	0,19	0,15	0,26	0,54	0,26	0,20
05.03.2001	0,54	0,13	0,15	0,18	0,66	0,16	0,18

Tab. 2 MAIN TOWER · Kräftebilanz: Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen Rathenau-Passage (1.11.1999) und Galileo (5.3.2001) auf die Lastaufteilung der KPP

Die Auswirkungen der ab Mitte 2000 betriebenen Grundwassertiefenentspannung für die Baugrube Galileo führen ab Mitte 2000 zu einer Reduktion des auf die Fundamentplatte wirkenden Auftriebs um knapp 30 % und damit zu einem Anstieg der effektiven Bauwerkslast R'_{tot} um 10 %, der ausschließlich durch einen Anstieg der Pfahlkopfkraft aufgenommen wird; der Pfahl-Plattenkoeffizient steigt hierdurch und durch die Verringerung des von der Verbauwand aufgenommen Lastanteils auf $\alpha_{KPP} = 0,66$.

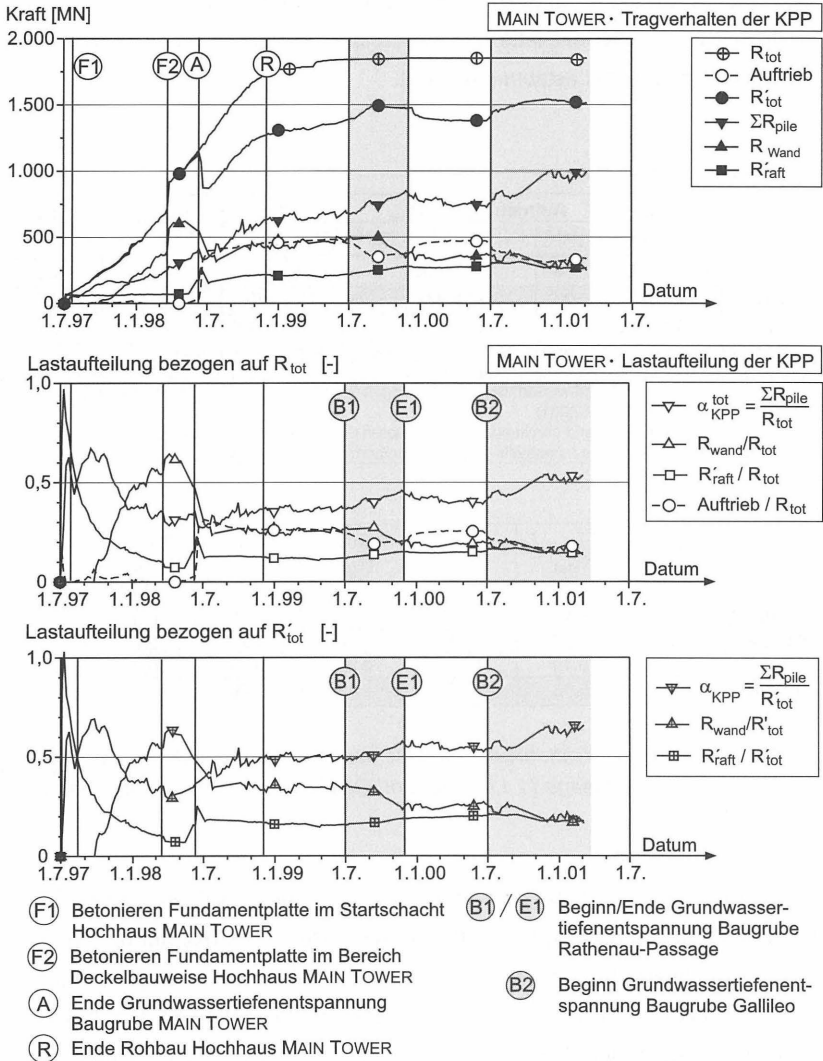


Bild 15 MAIN TOWER · Kräftebilanz · Einfluss der Grundwassertiefenentspannungen für die Baugruben Rathenau-Passage und Gallileo auf das Tragverhalten der KPP

5 Empfehlung: Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserhaltung“

Im Rahmen dieses Beitrages wurden die Auswirkungen von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf Flächengründungen, Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) und Pfahlgründungen von schweren Hochhäusern untersucht.

In Abhängigkeit vom Gründungstyp ergeben sich aus den geotechnischen Langzeitmessungen folgende Ergebnisse zu den Auswirkungen von Grundwassertiefenentspannungen:

Flächengründungen:

- Bei flach gegründeten Gebäuden führt der durch eine nachbarschaftliche Grundwasserhaltung verursachte Auftriebsverlust zu einer zeitvarianten Zunahme der effektiven Sohlnormalspannungen um den Betrag des Auftriebsverlustes. Die hierdurch verursachten zusätzlichen Setzungen sind bei Baugruben mit wasserdichter vertikaler Umschließungswand wegen des flachen Absenkrichters in der Regel sehr gleichmäßig, so dass nur geringe zusätzliche Durchbiegungen und Verkantungen auftreten; der innere Beanspruchungszustand der Fundamentplatte ändert sich dann kaum.

Kombinierte Pfahl-Plattengründungen:

- Bei auf Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) gegründeten Gebäuden kann der durch eine nachbarschaftliche Grundwasserhaltung bedingte Auftriebsverlust zu einer deutlichen Veränderung der Lastaufteilung führen; ob sich dabei die Gründungspfähle und die Fundamentplatte proportional am Abtrag der größeren effektiven Bauwerkslast R'_{tot} beteiligen oder ob sich die Lastaufteilung zwischen Gründungspfählen und Sohlnormalspannungen verändert, ist insbesondere abhängig von der geometrischen Konfiguration der KPP. Die Messungen an den Hochhausgründungen EUROTHEUM und MAIN TOWER zeigen, dass bei den hier vorliegenden Randbedingungen der auf die Pfähle entfallende Lastanteil überproportional ansteigt; der während nachbarschaftlicher Grundwasserhaltungen beobachtete Anstieg der Pfahlkopfkraft betrug teilweise über 50 % bezogen auf die zuvor gemessenen, mittleren Pfahlkräfte.
- Eine Veränderung der Lastaufteilung innerhalb der KPP führt zu einer entsprechenden Änderung des inneren Beanspruchungszustandes von Fundamentplatte (Biegebeanspruchung und Schubbeanspruchung/Durchstanznachweis) und Gründungspfählen.

Pfahlgründungen:

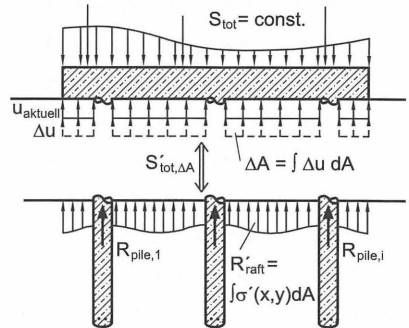
- Bei Pfahlgründungen, bei denen der Lastabtrag der effektiven Gebäudelast ausschließlich oder nahezu ausschließlich über die Pfähle erfolgt, führt ein Auftriebsverlust zu einem Anstieg der Pfahlkräfte, der in der Summe dem Betrag des Auftriebsverlustes entspricht. Hierdurch wird auch der innere Beanspruchungszustand der Fundamentplatte beeinflusst.

Wegen der messtechnisch belegten, teilweise erheblichen Auswirkungen auf das Tragverhalten und den inneren Beanspruchungszustand von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und Pfahlgründungen sollte dieser Beanspruchungszustand als Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserhaltung“ bei der Bemessung von Gründungskörpern im innerstädtischen Bereich planmäßig berücksichtigt werden. Die während der Langzeitmessungen an den Hochhausgründungen EUROTHEUM und MAIN TOWER gewonnenen Erfahrungen zeigen, dass der Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ kein seltener oder außergewöhnlicher, sondern im innerstädtischen Bereich ein wiederkehrender und über längere Zeiträume anhaltender, insofern also ein planmäßig zu berücksichtigender Lastfall ist.

Die in diesem Beitrag dokumentierten Messungen an Baugruben, die im Schutze wasserdichter Verbauwände ausgehoben wurden, zeigen, dass zumindest in inhomogenen bindigen Böden wie dem Frankfurter Ton die Erstellung tiefer Baugruben im Grundwasser ohne die Inkaufnahme großräumiger Auswirkungen auf den Grundwasserhaushalt wegen der in jedem Fall erforderlichen Grundwassertiefenentspannung nach dem gegenwärtigen Stand der Technik nicht, bzw. nur mit weiteren ergänzenden, bislang nicht erprobten Maßnahmen, wie beispielsweise der Abdichtung der Kluftgrundwasserleiter durch Injektionen, möglich ist. Die Vernachlässigung des Beanspruchungszustandes „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ unter Verweis auf die nachbarschaftsrechtlichen Verpflichtungen zukünftiger Bauherrn benachbarter Bauprojekte erscheint unter diesen Gesichtspunkten nicht zielführend. Sinnvoll ist vielmehr eine konstruktive Auslegung des Gründungskörpers auf diesen Beanspruchungszustand unter Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion des zu gründenden Bauwerks. Hierdurch wird ein „robuster“ Entwurf von im innerstädtischen Bereich liegenden Gründungskörpern erzielt.

Nachweis des Lastfalls „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) und Pfahlgründungen

- Ermittlung der maßgebenden Grundwasserabsenkung,
dabei Betrachtung von 2 Lastfällen:
 1. wahrscheinliche/ zu erwartende Grundwasserabsenkung infolge 'gewöhnlicher' nachbarschaftlicher Bautätigkeit auf der Basis von Erfahrungs-/Messwerten oder rechnerischer Annahme (als Richtwert: 50% Auftriebsverlust)
→ Lastfall 2 (LF 2)
 2. Grundwasserabsenkung bis Unterkante Fundamentplatte ('totaler Auftriebsverlust' $\cong$ 100% Auftriebsverlust)
→ Lastfall 3 (LF 3)
 → rechnerischer Auftriebsverlust $\Delta A^{LF2} / \Delta A^{LF3}$
- Berechnung des Gründungskörpers unter einer um den Auftriebsverlust ΔA erhöhten effektiven Einwirkung S'_{tot} aus Eigengewicht und Verkehrslasten (für beide Lastfälle)
- Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Gründungskörpers unter Ansatz reduzierter Sicherheitsbeiwerte für den LF 2 und den LF 3
- Ermittlung der Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen und des inneren Beanspruchungszustands der Gründungselemente (für beide Lastfälle)
- Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Gründungselemente unter Ansatz reduzierter Sicherheitsbeiwerte für den LF 2 und den LF 3



Nachweise:

Äußere Tragfähigkeit Gründungskörper:

$$\eta \cdot S'_{tot,\Delta A} \leq R_{1,tot} \quad \eta_{LF2} = 1,75$$

$$\eta_{LF3} = 1,50$$

Äußere Gebrauchstauglichkeit Gründungskörper:

$$E(S'_{tot,\Delta A}) \leq C$$

Innere Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit Gründungselemente:

Nachweise entsprechend den Bemessungsnormen

Bild 16 Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ · Vorgehensweise für Nachweisführung (Vorschlag)

Für den Nachweis des Lastfalls „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ bei der Bemessung von Gründungskörpern im innerstädtischen Bereich wird daher die in Bild 16 dargestellte Vorgehensweise vorgeschlagen. Die Nachweisführung orientiert sich an der von der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ (Katzenbach et al. 2000b) vorgeschlagenen Verfahrensweise.

6 Schlussbemerkung

Während bei einem Baugrubenaushub oder Tunnelbau durch die aushubbedingten Spannungsänderungen im Bodenkontinuum nur die im Nahbereich stehenden Gebäude beeinflusst werden, werden durch begleitende Grundwasserhaltungsmaßnahmen auch in größerer Entfernung stehende bauliche Anlagen beeinflusst. Mit Hilfe von umfangreichen, automatisierten geotechnischen Langzeitmessungen an schweren Hochhausgründungen im Bankenviertel von Frankfurt am Main wurde der Einfluss von Grundwasserhaltungen auf das Verformungsverhalten und den Kraftfluss in den Gründungskörpern untersucht. Die Messergebnisse zeigen, dass die Auswirkungen einer Grundwasserhaltung nicht nur die Gebrauchstauglichkeit benachbarter Gebäude tangieren, sondern dass sie insbesondere bei Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) infolge des Auftriebsverlustes auch erhebliche Auswirkungen auf die Lastverteilung innerhalb der Gründung und damit auf deren inneren Beanspruchungszustand haben können. Beim Bauen im innerstädtischen Bereich sollte diesen unvermeidbaren Wechselwirkungen durch die Berücksichtigung des Lastfalles „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“, für den ein Vorschlag formuliert wird, schon in der Planungs- und Bemessungsphase eines neuen Gründungskörpers Rechnung getragen werden.

Die analysierten Messergebnisse belegen die Notwendigkeit einer messtechnischen Überwachung von geotechnischen Verbundkonstruktionen über die Bauphase hinaus auch während der Betriebsphase. Hierbei erlauben automatisierte Messsysteme eine zugleich ökonomische als auch im Hinblick auf Qualität und Dichte der Messintervalle befriedigende Lösung.

Literatur

Ginzburg, L.K. (1997)

Dewatering in urban environment. Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, Rotterdam: Balkema, Vol. 2, 1365-1368

Holzhäuser, J. (1998)

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42

- Hsi, J.P., Small, J.C. (1992)
Ground settlement and drawdown of the water table around an excavation. Canadian Geotech. Journal 29, 740-756
- Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1998)
Meßtechnische Untersuchungen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung des Hochhauses MAIN TOWER in modifizierter Deckelbauweise. Messen in der Geotechnik '98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, 87-121
- Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1999)
Geotechnical field measurements applied to a 240 m high office tower constructed by top/down methods in Frankfurt Clay. Proc. 5th Int. Symp. on Field Measurements in Geomech. · FMGM99, 1-3 December 1999, Singapore, Balkema, Rotterdam, 325-330
- Moormann, Chr., Katzenbach, R. (2000)
Entwurfsoptimierung von tiefen, wasserdichten Baugruben bei anisotropen Baugrund- und Grundwasserhältnissen. 26. Baugrundtagung 2000 in Hannover, DGGT, Essen, 15-32
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr. (2000a)
Piled raft foundation projects in Germany. Chapter 13 in: "Design Applications of raft foundations and Ground Slabs", J.A. Hemsley (ed.), Th. Telford, London, 323-391
- Katzenbach, R., Moormann, Chr., Hanisch, J., König, G. (2000b)
Anforderungen an die baustatische und geotechnische Prüfung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) · Vorstellung des Entwurfes der neuen KPP-Richtlinie. Mitteilungen der Landesvereinigung der Prüfingenieure Baden-Württemberg, Heft 28, 247-267
- Moormann, Chr. (2001)
Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. An der Technischen Universität Darmstadt eingereichte Dissertation
- Pabst, H. (2000)
Errichtung des MAIN TOWER in Frankfurt am Main. Berichte des Betontages 2000, 419-434
- Preene, M. (2000)
Assessment of settlements caused by groundwater control. Geotechnical Engineering, Institute of Civil Engineering, 143(4), 177-190
- Wong, I.H. (1981)
Ground settlement related to dewatering for a subway excavation. Ground movements and Structures, 778-787

Dipl.-Ing. Christian Moormann

S&P • Smolczyk & Partner GmbH
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart
E-Mail: christian@moormann-geotechnik.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Institut für Geotechnik · Technische Universität Darmstadt
Petersenstraße 13 · 64283 Darmstadt
E-Mail: katzenbach@geotechnik.tu-darmstadt.de

Das Beweissicherungs- und Messprogramm des BV Skyper Hochhaus Taunusanlage 1, Frankfurt am Main

Dr.-Ing. Mahmud Thaher und Dipl.-Ing. Klaus Konrad

Philipp Holzmann Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH, Neu-Isenburg

Dipl.-Ing. Eugen Bialon

ABG Allgemeine Baubetreuungsgesellschaft mbH, Köln

- 1 Einleitung
- 2 Beweissicherung Nachbarschaft
- 3 Messprogramm Baugrubenumschließung und Grundwasser
- 4 Messprogramm Gründung
- 5 Weitere Hinweise und abschließende Bemerkungen

Zusammenfassung

Für das 151 m hohe Bürohochhaus Skyper der „DEKA Immobilien Investment GmbH“ mit seiner angrenzenden Flachbebauung (insgesamt 3 UG's, bis 40 OG's, 5200m² Grundrissfläche) und seiner relativ verformungsempfindlichen Nachbarbebauung im Bankenviertel der Stadt Frankfurt am Main waren nach der Baugrunderkundung und -beurteilung ein technisch-wirtschaftlich optimiertes Gründungs- und Baugrubenkonzept zu entwickeln, sowie eine qualitätssichernde geotechnische Begleitung der Planung und Bauausführung zu konzipieren. Für dieses geotechnisch anspruchsvolle BV ist Anfang des Jahres 2001 ein Beweissicherungs- und Messprogramm erarbeitet worden, dessen Umsetzung im Spätsommer 2001 angelaufen ist. Im vorliegenden Beitrag wird dieses Programm einschließlich erster Messergebnisse vorgestellt.

1 Einleitung

Die DEKA Immobilien Investment GmbH baut auf dem Grundstück Taunusanlage 1 und Taunusstr. 2-6 in Frankfurt am Main ein etwa 151 m hohes, 40-geschossiges Bürohochhaus sowie einen daran angrenzenden, sechsgeschossigen Wohn- und Büroblock (Flachbau). Beide Bereiche werden auf einer gemeinsamen Bodenplatte gegründet. Im Hochhausbereich unterstützen Großbohrpfähle die Gründungsplatte verformungsreduzierend im Sinne einer Pfahl-Platten-Gründung. Bei dem geplanten Bauvorhaben handelt es sich im Hinblick auf die abzutragenden Bauwerkslasten, die Pfahl-Platten-Gründung und die tiefe Baugrube sowie die unmittelbar angrenzende schützenswerte Bebauung um ein geotechnisch höchst anspruchsvolles Projekt, das nach DIN 4020 in die **geotechnische Kategorie 3** (höchste Anforderungen) einzustufen ist.

Die Lage der Baumaßnahme im Stadtgebiet ist in Bild 1 dargestellt. Bild 2 zeigt eine Ansicht des geplanten Hochhauses sowie die Baugrund- und Gründungssituation. In Bild 3 sind die Umrisse der geplanten Gebäude sowie der Nachbarbebauung im Grundriss wiedergegeben.

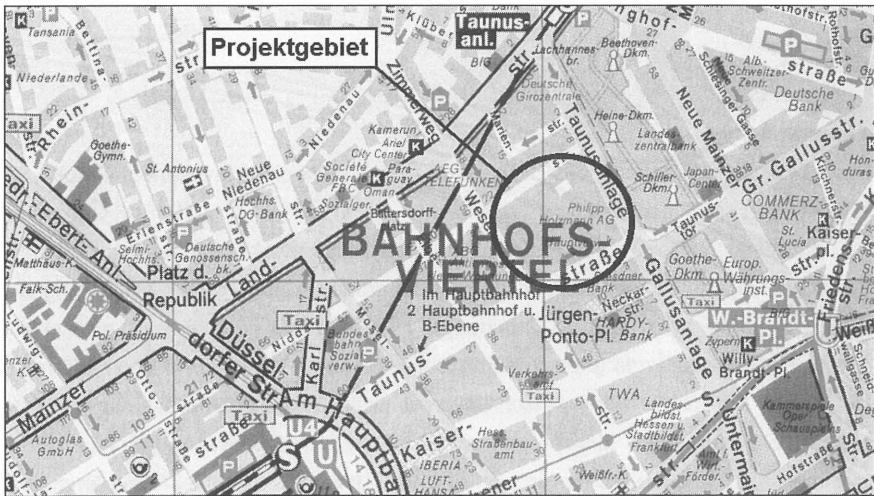


Bild 1: Lageplan der Baumaßnahme im Stadtgebiet

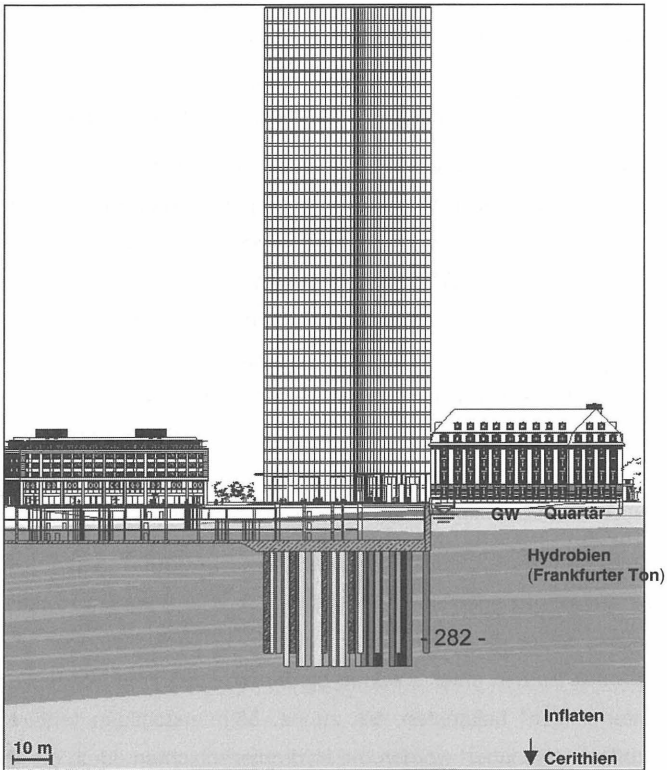


Bild 2: Gebäudeansicht von Süden mit Baugrundschnitt

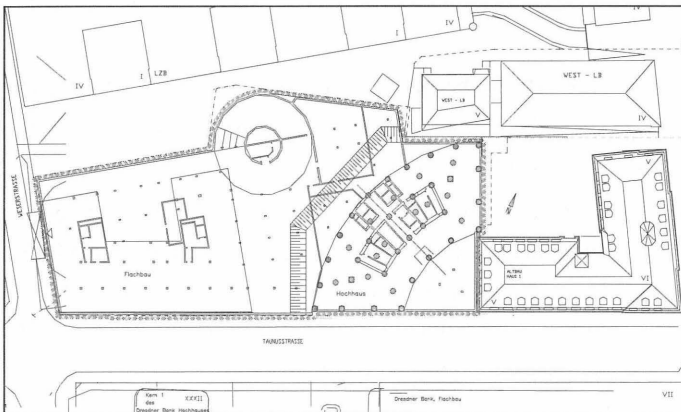


Bild 3: Gebäudegrundriss und Nachbarbebauung

Der geplante **Neubau** ist 3-fach unterkellert. Als Baugrubenverbau ist eine überschnitzene rückverankerte Bohrpfahlwand mit überwiegend 3 Ankerlagen geplant. Die Baugrubentiefe beträgt etwa 11 m im Bereich des Flachbaus und bis zu ca. 14 m im Hochhausbereich.

Die Gesamtlast des Hochhauses von ca. 1.100 MN wird über die Gründungsplatte und 46 Pfähle des Durchmessers 1,5 m mit Längen von 31 m (Außenpfähle) und 35 m (Innenpfähle) in den Baugrund abgetragen. Die 3,5 m dicke Gründungsplatte im Hochhausbereich hat zuzüglich eines Überstandes von 240 m² eine Fläche von ca. 1.700 m², die 1 m dicke Gründungsplatte im Flachbaubereich von etwa 3.500 m². Die flächenbezogene Belastung beträgt ca. 145 kN/m² im Bereich des Flachbaus und ca. 50 kN/m² im nicht überbauten Tiefgaragenbereich. Bei einem Bemessungswasserstand von etwa 3 m unter GOK liegen die Gründungssohlen bis zu 8 m im Flachbereich bzw. 11 m im Hochhausbereich unter Grundwasser. Zur Auftriebssicherung sind daher im nicht überbauten Bereich der Tiefgarage lokal Auftriebspfähle vorgesehen.

Im Rahmen des geotechnischen Hauptgutachtens wurde der **Baugrund** neben der Auswertung umfangreicher Archivunterlagen durch insgesamt ca. 450 Bohrmeter erkundet. Die tiefste Bohrung reichte dabei bis 81,4 m unter Gelände. Unter Auffüllungen und quartären Böden sind ab etwa 6 bis 8 m unter Gelände die für die Gründungskonzeption maßgebenden, als "Frankfurter Ton" bekannten, bis zu ca. 55 m mächtigen tertiären Hydrobienschichten anzutreffen. Unterlagert werden die Hydrobienschichten durch die rd. 24 m mächtigen Inflaten, eine Wechselfolge aus Sanden und Kalksteinbänken. Die folgenden felsigen Cerithienschichten wurden mit zwei Bohrungen ab rd. 80 m unter Gelände angetroffen (s. Bild 2).

Der 2-fach gemeinsam unterkellerte **Altbestand**, bestehend aus dem 19-stöckigen Bürohochhaus Taunusstr. 2 und dem 6-geschossigen Bürogebäude Taunusstr. 4-6, wird im Zuge der Neubaumaßnahme vollständig abgebrochen.

Der Abriss des Baubestandes als auch der Hochhausneubau führen zu unvermeidlichen Spannungsänderungen und Verformungsreaktionen des Baugrundes sowohl unmittelbar im Baufeld als auch in der Nachbarschaft des Projektes. Die enge innerstädtische und nicht zuletzt nutzungsbedingt relativ verformungsempfindliche Nachbarbebauung erfordert die Durchführung eines entsprechenden **Beweissicherungsprogramms**. Neben der Beweissicherung der Nachbarbebauung steht im vorliegenden Beitrag das **geotechnische Messprogramm** für den Neubau im Vordergrund. Die Baugrubenumschließung und das

Gründungssystem stellen eine geotechnische Lösung dar, die bei der Planung und Bauausführung besondere Beachtung erforderlich machen. Sie sind nach Eurocode EC 7 bzw. DIN V 1054-100 baubegleitend und bis zum merklichen Abklingen der Verformungen nach der Beobachtungsmethode geotechnisch und messtechnisch zu überwachen.

Neben den Verformungen des Baugrubenverbaus und der Gründung werden der Kraftfluss Bauwerk/ Gründung/ Baugrund und die Grundwassersituation in folgenden **Bauzuständen** angemessen erfasst:

- Vor Beginn und während der Abbrucharbeiten
- Im Rahmen der Baugrubenumschließung und des Baugrubenaushubs
- Während der Gründungsherstellung
- Im Zuge des Baufortschritts bis zum Ausbauende und danach

Dazu stehen verschiedene **Messmethoden und -einrichtungen** zur Verfügung:

- Bestandsaufnahme/ Sichtnahme Nachbarbebauung
- Geodätische Messungen
- Schwingungsmessungen
- Geotechnische und geohydraulische Messungen

Zur Bearbeitung dieses Beitrages wurden neben diversen Archivunterlagen hauptsächlich die von der Philipp Holzmann Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH, Neu-Isenburg erstellten geotechnischen Unterlagen verwendet.

2 Beweissicherung Nachbarschaft

Zur Erfassung des derzeitigen Zustands der Nachbarbauwerke heißt es z.B. in den Nachbarschaftsvereinbarungen: "Zur Sicherung des Beweises hinsichtlich des gegenwärtigen Zustands des Grundstückes des Nachbarn und der auf diesem Grundstück vorhandenen Bebauung verpflichtet sich der Bauherr, vor Beginn der oben bezeichneten Baumaßnahmen einen in der Liste der öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen der IHK Frankfurt geführten Sachverständigen zu benennen und auf seine Kosten zu beauftragen, eine umfassende Beweissicherung ... durchzuführen. Der Sachverständige hat sich über die Messverfahren und Termine mit dem Nachbarn abzustimmen." Dort sind

auch bei einigen Objekten Erschütterungsmessprotokolle teilweise mit Frühwarnfunktion vereinbart.

2.1 Architektonische Bestandsaufnahme

Vor Beginn der Abbrucharbeiten wird der Ist-Zustand der Bauwerke im Einflussbereich des Bauvorhabens erfasst. Gebäude, die durch den Einflussbereich geschnitten werden, sind vollständig in die Beweissicherung mit einzubeziehen. Die architektonische Bestandsaufnahme wird von einem unabhängigen Sachverständigen durchgeführt. Eventuell vorhandene Sichtmängel und/ oder Schäden werden durch Beschreibungen, Fotos und Skizzen dokumentiert. Bei vorhandenen Rissen werden Maßnahmen für die laufende Beobachtung evt. weiterer Bewegungen, z. B. durch Anbringen von Gipsmarken oder Rissmonitoren, eingeleitet. Im Einzelnen werden folgende Bauanlagen in die Beweissicherung einbezogen:

- Gebäude wie z.B. Holzmann – Villa Taunusanlage 1; West-LB Taunusanlage 3; Landeszentralbank Hessen Taunusanlage 4; Dresdner Bank Hochhaus und Flachbau Taunusstraße
- Öffentliche, an das Bauvorhaben angrenzende Verkehrsflächen und Gehwege z.B. Taunusstraße und Weserstraße
- Versorgungskanäle und Medienleitungen im Untergrund in Abstimmung mit den Trägern und den Ämtern.

2.2 Geodätische Messungen

Die Vertikalverformungen der Nachbargebäude werden durch Feinnivellements mit einer Genauigkeit von 0,1 mm von einem öffentlich bestellten Vermessungsingenieur messtechnisch kontrolliert. Alle Messungen werden auf einen Festpunkt außerhalb des Einflussbereiches der Baumaßnahme bezogen, der von Zeit zu Zeit anhand von 4 weiteren Festpunkten überprüft wird. Für die angrenzenden Nachbargebäude werden ca. 70 Messbolzen gemessen, deren Lage in Bild 4 dargestellt ist. Hinzu kommen zusätzliche Messbolzen für die Beweissicherung angrenzender Verkehrsflächen, Gehwege, Versorgungskanäle und Medienleitungen. Zusätzlich zu diesen Messbolzen in der unmittelbaren

Nachbarschaft ist es vorgesehen, je nach Erfordernis statistisch verteilt weiter entfernte Höhenmessbolzen (im Umkreis von ca. 100 bis 150 m) von Zeit zu Zeit geodätisch einzumessen und mit benachbarten parallel laufenden Bauvorhaben abzustimmen.

Die Nullmessung erfolgte vor Beginn der Abbrucharbeiten im Mai 2001. Die erste Folgemessung ist nach Beendigung des Abbruchs des Altbestandes Anfang 2002 geplant.

2.3 Schwingungsmessungen

Bei den Abbruch- und Bauarbeiten entstehen Erschütterungen, die auf die angrenzenden und in abgedämpfter Form auch auf weiter entfernte Gebäude übertragen werden, in denen sich z.B. empfindliche EDV- oder Tresoranlagen mit Erschütterungsmeldern befinden. Ein erschütterungsbedingter Ausfall solcher Anlagen ist mit allen verfügbaren Mitteln zu verhindern.

Zur Gewährleistung eines störungsfreien Bauablaufs und der Einhaltung von Grenzwerten werden die Erschütterungsimmissionen im Bereich der Nachbargebäude und deren Anlagen von Beginn bis zum Abschluss der erschütterungsemittierenden Arbeiten kontinuierlich überwacht. Beim Erreichen von 50% der Grenzwerte wird die Baustelle mit Warnlicht- und Warntonsignalen vorgewarnt. Gleichzeitig werden die maßgebenden Beteiligten per Telefax umgehend informiert (Bauherr, Bauleitung, betroffene Nachbarn, Sachverständiger Schwingungen und Sachverständiger Geotechnik).

Der Bauablauf umfasst folgende erschütterungsemittierende Maßnahmen:

1. Abbruch der vorhandenen Bauwerke
2. Herstellung der Baugrubensicherung mit Durchörterung von Kalksteinbänken
3. Verankerung der Bohrpfahlwand
4. Herstellung der Gründungspfähle mit Durchörterung von Kalksteinbänken

Bei diesen Baumaßnahmen werden vor allem die direkt angrenzenden Gebäude beeinflusst. Deswegen sind die Messstationen überwiegend in diesen Gebäuden (z.B. Landeszentralbank und Dresdner Bank) eingerichtet. Insgesamt sind 5 stationäre und eine mobile Messstation im Einsatz. Alle Messstationen sind für Messungen in den drei Achsen x-y-z ausgelegt.

Die Auswertung der Erschütterungsmessungen hat bisher wenige Grenzwertüberschreitungen und eine Vielzahl von Überschreitungen der Vorwarnwerte ergeben (s. Bild 5), die überwiegend auf lokale Vorfälle in der unmittelbaren Umgebung der Messstationen zurückzuführen waren. Nur vereinzelt waren baustellenbedingte Überschreitungen festzustellen.

2.4 Messzeitplan

Die Zeitabfolge der vorgesehenen Messungen ist im Messzeitplan, Abschnitt 5 dargestellt.

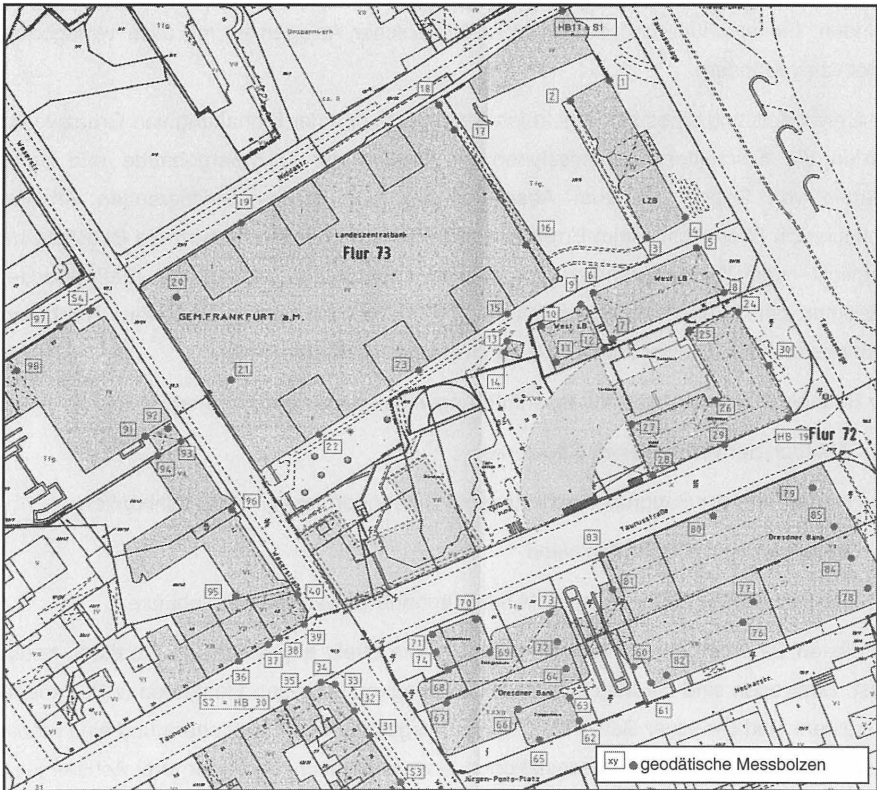


Bild 4: Übersichtsplan der geodätischen Messbolzen Beweissicherung

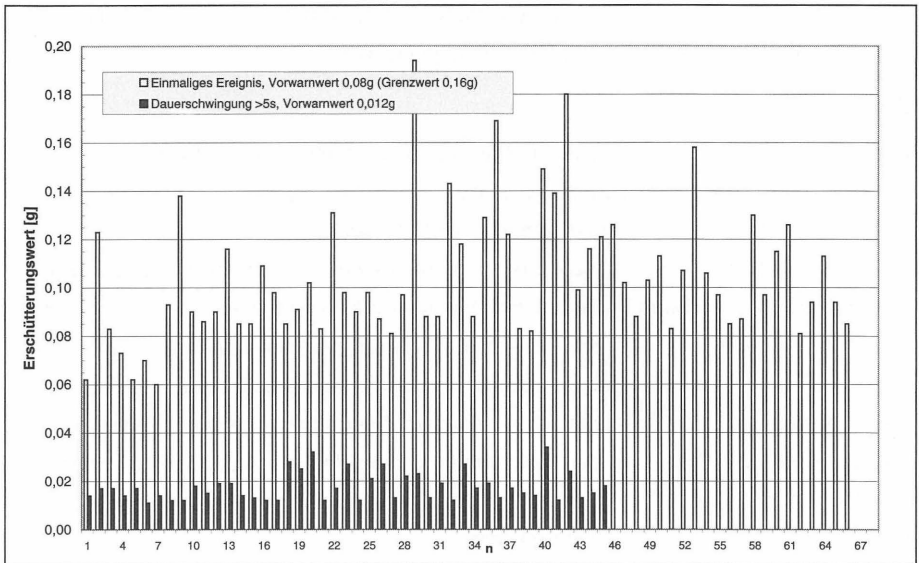


Bild 5: Beispielhafte Erschütterungsmessungen

3 Messprogramm Baugrubenumschließung und Grundwasser

Die Standsicherheit des Baugrubenverbaus und der bis ca. 14 m tiefen Baugrubensohle muss besonders entlang der bestehenden Bebauung durch Kontrollmessungen der Bewegungen des Verbaus und des Untergrundes vor und hinter der Wand durch geodätische und geotechnische Messungen (Inklinometer, Extensometer), des Grundwasserstandes und der Ankerkräfte sowohl während des Aushubes als auch während der einzelnen Rückbauzustände überprüft und nachgewiesen werden. Die Baugrube bildet die Schnittstelle zwischen dem Baufeld und der Nachbarschaft. Insofern haben die nachfolgend aufgeführten Maßnahmen neben dem Anspruch der in-situ-Kontrolle der Berechnungsannahmen und –ergebnisse auch beweissichernden Charakter.

3.1 Geotechnische Messungen

Um eine ingenieurtechnische Interpretation des zeit- und lastabhängigen Verformungsverhaltens zu ermöglichen sowie den Einfluss auf Nachbarbauwerke zu erfassen, werden in

charakteristischen Verbaubereichen (Messquerschnitte) Bewegungen mittels Inklinometer und Ankerkräfte mittels Ankerkraftmessdosen gemessen.

Inklinometer

Im Bereich der Baugrubenumschließung werden insgesamt 10 Inklinometer installiert, um möglicherweise kritische Verformungszustände rechtzeitig zu erkennen und ihnen entgegenzuwirken. Im Hochhausbereich sind 4 dieser Messstellen als kombinierte Inklinometer/ Extensometer auszuführen, um zusätzlich Informationen über die Vertikalverschiebungen des Baugrundes im Hochhausbereich zu erhalten. Zur Einrichtung der Inklinometer werden in ausgewählte Verbaupfähle abgedichtete oder verfüllte (z.B. mit PU-Schaum) Hüllrohre eingebaut, durch die später unterhalb des Pfahlfußpunktes Kernbohrungen bis in "horizontal unbewegliche" Baugrundbereiche fortgesetzt werden können. Durch die Errichtung der Inklinometer in den Pfählen erhält man die Verformungen der Wand selber. Die geplante Lage der 6 Inklinometer und 4 kombinierten Inklinometer/ Extensometer ist in Bild 6 dargestellt.

Die Bohrungen sind (unterhalb der jeweiligen Pfahlfußebene) als Kernbohrung nach DIN 4021 mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben geplant, um zusätzlichen Baugrundaufschluss im Pfahlfußbereich zu erhalten, und müssen ausreichend tief geführt werden, um sicherzustellen, dass ausschließlich Absolutbewegungen gemessen werden. Die Fußpunkte der Inklinometer sind daher mindestens 10 m unterhalb der Verbaupfähle zu setzen, damit beträgt die Gesamttiefe etwa 27 bis 33 m unter GOK.

Nach Einbau der Inklinometerrohre erfolgt die Nullmessung zur Beschreibung des Ist-Zustandes vor Beginn der Aushubarbeiten. Die Nullmessung ist zur Absicherung als Bezugsmessung zweifach auszuführen.

Ankerkraftmessungen

Die Ankerkräfte in ausgewählten Bereichen des Verbaus werden mittels Kraftmessdosen beobachtet. Die 10 Messquerschnitte sind im Bereich der Inklinometer angeordnet (vgl. Lageplan, Bild 6). Die Messungen sind jeweils in jeder Ankerlage vorgesehen. Es ergeben sich damit ca. 30 Messpunkte.

Es sind witterungsunabhängige Kraftmessdosen mit einer Anzeigenauigkeit von ± 5 kN einzubauen. Der Messbereich muss auf die zu erwartenden Ankerkräfte von voraussichtlich bis zu 500 kN je Einzelanker abgestimmt werden.

3.2 Geodätische Messungen

Die Kopfverformungen (horizontal/vertikal) des Baugrubenverbaus werden durch Messpunkte an ausgewählten Bohrpfählen mit einer Messgenauigkeit von $\pm 0,5\text{mm}$ beobachtet. Zusätzlich zu den Pfahlkopfverformungen werden die horizontalen und vertikalen Verformungen in der 2. und 3. Ankerlage durch jeweils eine weitere Lage von Messpunkten überwacht. Der Abstand der Messpunkte sollte unter Einbeziehung ergänzender Messstellen 15 m möglichst nicht überschreiten. Es ergeben sich 11 vertikale Messquerschnitte (Bild 6) à 3 Messpunkte somit insgesamt 33 Messpunkte.

Hinter den 4 an öffentlichen Verkehrsflächen angrenzenden Inklinometern ist weiterhin ein horizontaler Messquerschnitt senkrecht zur Verbauachse geplant. Ausgehend von einem ersten Messbolzen am Inklinometerkopf sind zwei weitere Messpunkte im Abstand von etwa 5 m in einer Linie zu setzen, anschließend weitere im 10-Meter-Abstand bis zum nächsten Nachbargebäude. Es ergeben sich 4 horizontale Messquerschnitte (Bild 6) mit insgesamt 16 Messpunkten.

3.3 Messprogramm Grundwasser

Im Hinblick auf die Baugrubentrockenhaltung und die zur Druckentlastung der Baugrubensohle und -wände erforderliche Entspannung der tertiären Hydrobienschichten ist die baubegleitende Kontrolle der Grundwasserstände vor und hinter der Verbauwand in regelmäßigen Abständen erforderlich. Außerdem machen evtl. laufende Grundwasserhaltungen in der Nachbarschaft des Bauvorhabens die baubegleitende Beobachtung der einzelnen Aquifer (Quartär, Tertiär) notwendig.

Grundwasserstände:

Zur Druckentlastung der Baugrubensohle sind nach derzeitigem Planungsstand **innerhalb der Baugrube** 11 Förderbrunnen und 40 als Überlaufbrunnen wirkende Entspannungsbohrungen vorgesehen. Die ausreichende Druckentlastung der Baugrubensohle soll durch 5 Beobachtungspiegel regelmäßig arbeitstäglich kontrolliert werden.

Außerhalb der Baugrube sind zunächst bereits bestehende Grundwasser-Messstellen bis in einem Abstand von rd. 200 m zum Projekt rechtzeitig zu recherchieren und im

Hinblick auf ihre Eignung (Tiefe, Filterstrecke, etc.) zu überprüfen. Innerhalb eines 200 m Radius sollten mindestens 8 bis 10 geeignete Pegel zur Verfügung stehen, davon etwa 4 bis 5 im unmittelbaren Umfeld der Baugrube. Weiterhin sind alle vorhandenen Pegel der Stadt Frankfurt/Main im Umkreis von rd. 200m während der Absenkung wöchentlich (erforderlichenfalls auch in kürzeren Abständen) zu messen.

Porenwasserdruckmessungen

Zur Bestätigung der in den Berechnungen angesetzten Wasserdruckverteilung ist im Bereich von schräg hinter dem Verbau einzubringenden Entwässerungslanzen der Porenwasserdruck im Ton jeweils etwa 1 m über und 1 m unter den Lanzen zu messen. Die PWD sind in den 10 Messquerschnitten der Ankerkraftmessdosen und Inklinometer vorgesehen.

3.4 Messzeitplan

Die Zeitabfolge der vorgesehenen Messungen ist im Messzeitplan, Abschnitt 5 dargestellt.

4 Messprogramm Gründung

Die durch die Änderung des Spannungszustandes im Baugrund hervorgerufenen Verformungen wirken sich auf den Neubau selbst und auf die Nachbarbebauung aus. Um diese Auswirkungen in allen Bauzuständen zu erfassen, zu bewerten und ggf. kritischen Zuständen rechtzeitig entgegenzuwirken, sind bis zum merklichen Abklingen der Verformungen belastbare Messungen zum Tragverhalten der Pfahl-Platten-Gründung im Sinne der Beobachtungsmethode nach Eurocode EC 7 bzw. DIN V 1054-100 zwingend erforderlich. Sie dienen neben der Überprüfung der Berechnungsansätze und Setzungsprognosen auch der Qualitäts- und Beweissicherung. Der vorgesehene Umfang der Messungen im Gründungsbereich ist in Bild 6 dargestellt und wird nachfolgend erläutert.

Das Konzept der Teilsicherung begünstigt Sicherungskonstruktionen mit geokunststoffbewehrten Erdkörpern. Dieses betrifft insbesondere Gebiete, in denen das Tagesbruch- und Erdfallrisiko als gering oder mittelmäßig eingestuft wird. Hierbei wird von einer ausreichenden Standsicherheit der Überbrückungskonstruktion nach Auftreten des Ereignisfalls ausgegangen. Innerhalb einer vorgegebenen Mindestzeit müssen dann die Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen eingeleitet werden. Das Konzept der Teilsicherung bedingt die Durchführung von Kontrollmaßnahmen im Sinne der Beobachtungsmethode gemäß DIN 1054, Teil 100.

Stand der Technik ist die zweilagige Verlegung von biaxial-anisotropen Geokunststoffen, wobei eine Lage in Längsrichtung und eine andere in Querrichtung der Straße eingebaut wird. Die eine Lage besteht hierbei aus längsverlegten Geokunststoffbahnen; die zweite Lage wird wenige Dezimeter über oder unter dieser Lage in Querrichtung der Straße verlegt.

Für die Überbrückung von Tagesbrüchen und Erdfällen mittels Geokunststoffbewehrungen existiert im deutschen Regelwerk noch kein anerkanntes Nachweisverfahren. Seitens der Geokunststoffproduzenten wird deshalb meist das im British Standard 8006 beschriebene Nachweisverfahren herangezogen. Dieses ist bei kreisförmigen Erdlochüberbrückungen nur dann anwendbar, wenn eine *biaxial-isotrope* Lastabtragung erfolgt, d.h. wenn die in der Geokunststoffbewehrung auftretenden Zugkräfte in Bahnlängs- und -querrichtung gleich groß sind.

Neuere Entwicklungen gehen dahin, die biaxial-anisotropen Geokunststoffe nur noch in einer Lage einzubauen. Hierfür ist das Nachweisverfahren gemäß BS 8006 aber nicht mehr gültig. Es muss ein anderes Nachweisverfahren angewandt werden, das den Nachweis der Zugkräfte sowohl in Bahnlängs- als auch in Bahnquerrichtung beinhaltet.

An der Hochschule Anhalt (FH) werden deshalb im Lehrgebiet Geotechnik, Erdfallgroßversuche zu dieser Thematik durchgeführt. Gestützt werden die Versuche durch Modellrechnungen nach der Methode der Finiten-Elemente. Ziel ist die Entwicklung eines einfachen Nachweisverfahrens für die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen in einlagiger Bauweise.

Untersuchungen von Geokunststoffen für erdfallgefährdete Gebiete

Günther Stegner

1. Einleitung

In vielen Regionen kennt man das Phänomen schlagartiger Erdeinbrüche. Hierbei handelt es sich meist um Erdfälle oder Tagesbrüche. Sie entstehen durch den Einbruch unterirdischer Hohlräume, die sich infolge natürlicher Subrosionsprozesse gebildet haben oder nach bergbaulichen Tätigkeiten zurückgeblieben sind. Mit der Zeit brechen sie dann bis zur Geländeoberfläche durch.



Abb. 1 Erdfall an der B180 (Mansfelder Land)

Sind beim Neubau von Verkehrswegen solche Bereiche zu queren, so ist eine präventive Sicherung und Gefahrenabwehr erforderlich. Dabei werden 2 Varianten unterschieden:

- Vollsicherung durch Einbau einer Stahlbetonplatte unter der Verkehrsfläche bzw. unter der Dammaufstandsfläche
- Teilsicherung durch Einbau einer Geokunststoffbewehrung

In Sachsen-Anhalt wird im Straßenbau aus Gründen der Wirtschaftlichkeit das Konzept der sog. Teilsicherung favorisiert.

Bereich des Aushubs liegenden Extensometer müssen im Zuge der Aushubarbeiten bis zum Gründungsniveau zurückgebaut und bei jedem Rückbauzustand erneut eingemessen werden. Alle Extensometer sollen durch eine massive, stoßfeste Konstruktion vor Beschädigungen durch den Baubetrieb geschützt werden.

4.2 Gründungspfähle

Da die Pfahlherstellung von einem Voraushubniveau erfolgt, das über dem Niveau der endgültigen Pfahlköpfe liegt, sind sämtliche Messkabel am Pfahlkopf zusammenzufassen und in einem Schutzrohr bis zur Bohrebene hoch zu führen. Um Beschädigungen durch Abknicken beim Verfüllen der Leerbohrstrecke und bei den Aushubarbeiten zu vermeiden, wird ein zusätzlicher konstruktiver Bewehrungskorb vom Pfahlkopf bis zur Bohrebene erforderlich.

Kraftmessdosen am Pfahlkopf und Pfahlfuß

Zur Bestimmung der tatsächlichen Lastaufteilung zwischen Gründungspfählen und Gründungsplatte ist die messtechnische Erfassung der Pfahlkopfkkräfte von zentraler Bedeutung. In Verbindung mit den Verformungsmessungen können gleichzeitig die Widerstandssetzungslinien ermittelt und mit der den Berechnungen zugrundegelegten verglichen werden. Durch die gleichzeitige Messung der Pfahlfußkräfte ist die Absolutgröße der für den Lastabtrag entscheidenden Mantelreibung zu bestimmen.

Zur Bestimmung der Pfahlkopf- und -fußkräfte sind auf den Pfahldurchmesser abgestimmte Kraftmessdosen (KMD) an 7 Messpfählen am Pfahlkopf und zusätzlich an 4 dieser Messpfähle am Pfahlfuß vorgesehen. Der Messbereich der KMD wird auf die Kraftentwicklung abgestimmt (Pfahlkopf bis 20 MN, Pfahlfuß bis 5 MN). Bei einem Pfahldurchmesser von 1,5 m ist für die KMD ein Durchmesser von 1,3 m geplant.

Integralmesselemente

Um die Entwicklung der Mantelreibung über die Pfahllänge zu ermitteln, werden die Dehnungen bzw. Stauchungen des Pfahlbetons gemessen. Um den Einfluss lokaler Inhomogenitäten des Pfahlbetons auszuschalten, muss die Verzerrung als Mittelwert über eine größere Strecke mittels Integralmesselemente (IME) erfasst werden. Hierbei handelt es sich um ein vom umgebenden Beton entkoppeltes Stahlrohr einer Länge von ca. 2 m, mit dem die Verzerrungen des Betons als Integral über die Länge zwischen den Lastein-

leitungspunkten gemessen wird. Die IME werden in 4 Messpfählen, die auch mit KMD am Pfahlfuß bestückt sind, paarweise gegenüber in den Ebenen der Drittpunkte auf der Innenseite des Bewehrungskorbes angeordnet. Der Messbereich der IME ist auf den zu erwartenden Dehnungs- bzw. Stauchungsbereich der Pfähle abzustimmen.

Integritätsprüfung Pfähle

Neben der bisher üblichen "Hammerschlagmethode" (Low-Strain-Integritätsprüfung) gewinnt die Integritätsprüfung von Bohrpfählen durch Ultraschallmessungen im Laufzeitverfahren zunehmend an Bedeutung. Hierbei handelt es sich um ein zerstörungsfreies in-situ-Prüfverfahren, das einerseits zur Herstellungskontrolle der Pfähle dient, gleichzeitig aber auch als Grundlage zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls über die Pfahllänge. Dieser Parameter ist für die Auswertung der mittels IME gewonnen Messdaten von Bedeutung.

Eine Integritätsprüfung (z.B. nach der "Hammerschlagmethode") ist für alle Gründungspfähle des vorliegenden Projektes vorgesehen. Zusätzlich ist die erläuterte Ultraschallprüfung an mindestens den 7 Messpfählen sowie an 3 weiteren Pfählen durchzuführen. Die Prüfungen sind etwa 28 Tage nach der jeweiligen Pfahlherstellung durchzuführen.

4.3 Gründungssohle

Die absolute Größe des Plattenanteils an der Bauwerkslast erhält man als Integral der Sohlspannungen über die Gründungsfläche. Die wirksamen Sohlnormalspannungen im Baugrund lassen sich nicht direkt erfassen. Daher misst man die totalen Sohlspannungen mit Hilfe von **Sohldruckgebern** (SD), deren Funktionsprinzip dem der Kraftmessdosen entspricht. Um die Größe der wirksamen Sohlspannungen aus den totalen Spannungen abzuleiten, muss der Anteil des Porenwasserdrucks abgezogen werden. Dieser lässt sich mit **Porenwasserdruckgebern** (PWD) bestimmen. Mit der Angabe des Porenwasserdrucks erhält man gleichzeitig eine Aussage über den wirkenden Auftrieb.

Um die Größenordnung der Sohlspannungen und des Porenwasserdrucks stichprobenartig zu überprüfen, werden für das vorliegende System 6 Sohldruckgeber und 4 Porenwasserdruckgeber angeordnet. Der Messbereich ist auf die zu erwartenden Messgrößen abzustimmen (bis ca. 750 kN/m² für die SD, bis ca. 250 kN/m² für die PWD). Die Geber werden unterhalb der Sauberkeitsschicht in einem sorgfältig planeben hergestellten Sandbett verlegt. Um Kraftschluss zu gewährleisten sind die Sohldruckgeber bis zur

Oberkante der Sauberkeitsschicht mit Beton zu überdecken. Die Porenwasserdruckgeber sind im Sandbett im wassergesättigten Zustand einzubauen.

4.4 Messzeitplan

Die Zeitabfolge der vorgesehenen Messungen ist im Messzeitplan, Abschnitt 5 dargestellt.

5 Weitere Hinweise und abschließende Bemerkungen

Einbau von Messelementen

Über sämtliche eingebauten Messbolzen, Messrohre, Messgeber und Sensoren etc. ist in der Ausführungsplanung jeweils ein Lageplan mit den zugehörigen Querschnittsplänen und Ausführungsdetails zu erstellen, so dass die Lage aller Elemente im Raum eindeutig bestimmbar ist. Alle Messelemente einschließlich Verkabelung sind vor dem Einbau technisch zu überprüfen und zu eichen. Die geotechnischen Messinstrumente einschließlich Zubehör müssen ausreichend vor Beschädigungen aus dem Baubetrieb und allgemeinem Verkehr sowie vor Witterung geschützt werden.

Alle Messeinrichtungen und Messungen müssen in den Bauablauf integriert werden. Die zeitlichen Einflüsse des geotechnischen Messprogramms auf Baugrubenumschließung, Erdarbeiten, Gründungsherstellung und Wasserhaltung sind zu berücksichtigen. Es ist insbesondere zu beachten, dass im Zuge der Pfahlherstellungsarbeiten messtechnisch bedingte Verzögerungen und zusätzliche Aufwendungen entstehen können.

Messzeitplan

Die Zeitabfolge der vorgesehenen Messungen des Beweissicherungs- und Messprogramms ist zusammenfassend im nachfolgenden Messzeitplan dargestellt.

Messwerterfassung

Funktionsfähige Ablesegeräte müssen ständig auf der Baustelle vorgehalten werden. Die Messungen sind nach dem Messzeitplan durchzuführen.

Die elektrischen und hydraulischen Leitungen der geotechnischen Messelemente werden in Kabelkanälen direkt unter oder in der Unterbetonschicht in einem Sandbett geführt. Alle Leitungen inkl. erforderlicher Kupplungen, Steckverbindungen sind druckwasserdicht, korrosionsgeschützt und unverwechselbar gekennzeichnet einzubauen. Die Leitungen sämtlicher geotechnischer Messeinrichtungen sind in einem zentralen Sammelpunkt zusammenzufassen und in einem druckwasserdichten Brunnentopf durch die Gründungsplatte in einen Messraum im untersten Geschoss des Hochhauses hoch zu führen, wo ausreichend dimensionierte Messwerterfassungseinheiten stationär errichtet werden.

Aufgrund der Vielzahl der Messdaten und für eine kontinuierliche Erfassung werden automatische, kontinuierlich erfassende Messwerterfassungsanlagen soweit sinnvoll eingesetzt. Dabei soll die Möglichkeit des ständigen Zugriffs durch verantwortliche Beteiligte auf die Daten gegeben sein.

Messdatenauswertung

Zwecks Koordination, Überwachung und übergeordneter Bewertung und Interpretation werden sämtliche Messwerte, Auswertungen und zugehörigen Berichte dem geotechnischen Fachgutachter zeitnah zur Verfügung gestellt. Die zu den maßgebenden Zeitpunkten festgestellten Messergebnisse werden i.a. eine Woche nach den Messterminen übergeben, in besonderen Fällen (z.B. auffällige Werte) unmittelbar nach der Messung.

Abschließende Bemerkungen

Das vorgestellte Beweissicherungs- und Messprogramm des Bauvorhabens Skyper stellt einen der Sache entsprechend angemessenen Umfang dar und ist bei besonderen Vorkommnissen bei der weiteren Planung und Bauausführung anzupassen. Bestandteil der Beobachtungsmethode ist der regelmäßige und zeitnahe Vergleich zwischen Messergebnissen und Berechnungen. Dies setzt die konstruktive Mitwirkung aller Beteiligten und eine sorgfältige zeitnahe Auswertung der anfallenden Messdaten voraus. Eingriffe in den Bauablauf bzw. erforderliche Verbesserungsmaßnahmen müssen im Bedarfsfall rechtzeitig ausgeführt werden können.

Das Autorenteam bedankt sich sehr bei der Bauherrschaft für die Zustimmung zu dieser Veröffentlichung und bei allen Beteiligten für die gute Zusammenarbeit. Dem Projekt wünschen wir viel Erfolg.

Autoren:

Dr.-Ing. Mahmud Thaher und Dipl.-Ing. Klaus Konrad
Philipp Holzmann Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH
An der Gehespitz 80
63263 Neu-Isenburg
Tel. (06102) 45-2705, Fax. -2799

Dipl.-Ing. Eugen Bialon
ABG Allgemeine Baubetreuungsgesellschaft mbH
Aachener Straße 500
D-50933 Köln
Tel. (0221) 46013-0, Fax. -33

Messprogramm für experimentelle Untersuchungen zum Tunnelbau unter Druckluft nach NATM

S. Semprich, Y. Scheid

Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Austria

1 Einführung

Beim oberflächennahen Tunnelbau in sensiblen innerstädtischen Bereichen findet die Neue Österreichische Tunnelbaumethode (NATM) unter Druckluft Anwendung. Druckluft verdrängt hierbei das anstehende Grundwasser aus dem Vortriebsbereich. Dadurch lassen sich großflächige Grundwasserabsenkungen oder umfangreiche Injektionsmaßnahmen vermeiden bzw. reduzieren. Bei einem Einsatz von Druckluft kommt es zu Luftverlusten, die ständig ersetzt werden müssen und einen maßgebenden Kostenfaktor darstellen. Während die Verluste über die Ortsbrust, bei gleichbleibenden Untergrundverhältnissen, annähernd konstant über die gesamte Tunnellänge sind und relativ zutreffend im Voraus bestimmt werden können, handelt es sich bei den Verlusten durch die Spritzbetonschale um eine Größe, die mit zunehmender Länge ansteigt und theoretisch bis heute nur näherungsweise ermittelbar ist.

Aus diesem Grunde wurde 1997 am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz ein Projekt zur experimentellen Untersuchung von Strömungsvorgängen in Spritzbetonrissen mit anstehenden Böden begonnen. Das Projekt wird durch den österreichischen Fonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung (FWF) gefördert.

Im Zuge der Forschungsarbeit wurde ein großmaßstäblicher Laborversuch entwickelt, der auch hohe Anforderungen an das Messprogramm stellte. Dabei konnte die Rissweite der gerissenen Spritzbetonelemente mit konventionellen Messvorrichtungen in ausreichender Genauigkeit ermittelt bzw. eingestellt werden. Die genaue Beschreibung der Mehrphasenströmungsvorgänge in den anstehenden zunächst gesättigten und im Verlauf der Ver-

suchsdurchführung nur mehr teilgesättigten Böden hingegen, konnte nur unter Verwendung von Messeinrichtungen erreicht werden, die nicht alltäglich von einem Geotechniker eingesetzt werden. Insbesondere sind dies TDR-Sonden, die die Bestimmung des Sättigungszustandes des Bodens erlauben. In dem vorliegenden Beitrag werden insbesondere Erfahrungen mit diesen Messinstrumenten dargelegt und diskutiert.

2 Laborversuch

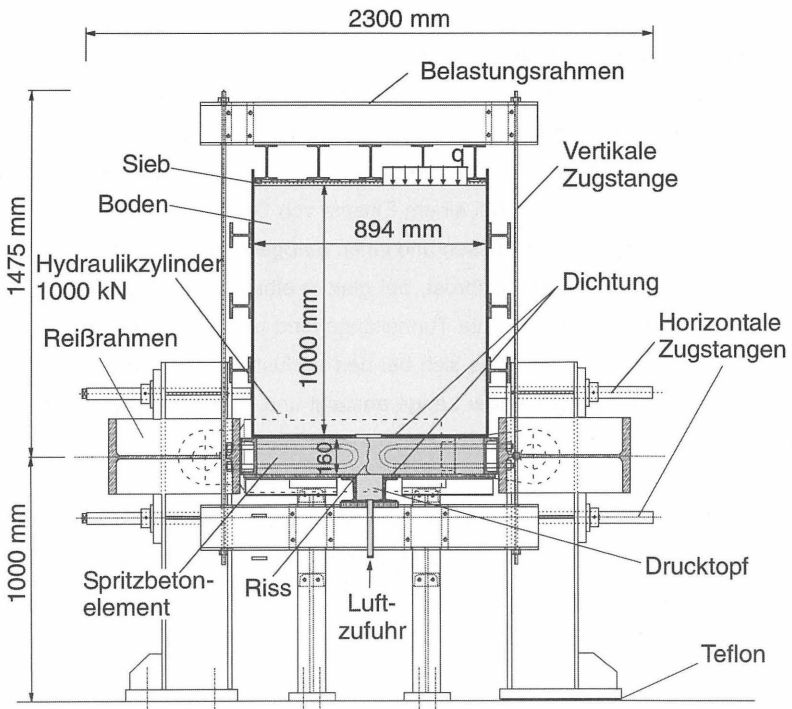


Bild 1: Versuch zur Bestimmung der Luftdurchlässigkeit gerissener Spritzbetonelemente mit anstehendem Boden (Kammerer 2000)

Im ersten Teil des Forschungsvorhabens wurde ein Laborversuch geplant und entwickelt, der es ermöglichte, das Verhalten der Druckluft beim Strömen durch einen Riss in einer

Spritzbetonschale mit anstehendem Boden zu messen. Die Forschungsarbeiten von Kammerer (2000) begannen zunächst mit Untersuchungen zur Risserzeugung. In einer ersten Versuchsphase wurden Spritzbetonelemente unter einer Zugbeanspruchung ausgesetzt, bis ein Riss auftrat. Die Problematik dieser Untersuchungen bestand darin, dass aufgrund der gelösten Verzahnung innerhalb des Zementsteines der Riss nicht mehr vollständig geschlossen werden konnte und auch ein kontrolliertes Öffnen und Schließen des Risses nicht mehr möglich war. In einer zweiten Versuchsphase (Kammerer & Semprich 1998, Kammerer 2000) wurde ein Versuch konzipiert, bei dem der Riss unter Verwendung von horizontalen Zugstangen (Bild 1 und 2) zunächst überdrückt wurde. Die Risserzeugung erfolgte anschließend, indem die beiden seitlich angeordneten Hydraulikzylinder ausgefahren wurden, bis die hierzu speziell entwickelte Software einen Riss erkannte und diese die Zylinderkräfte kurzfristig wieder auf Null reduzierte. Auch bei dieser Vorgehensweise konnte der Riss nicht wieder vollständig geschlossen werden, doch aufgrund des schnellen Kraftabbaus in den Zylindern blieben die anfänglichen Rissweiten wesentlich geringer, als in dem vorab untersuchten Modell. Auch konnte mit diesem Verfahren bei weiteren Versuchen eine angestrebte Rissweite mit höherer Genauigkeit eingestellt werden. Der Riss wurde, nach Anbringung des Drucktopfes, von der Unterseite mit Luft durchströmt.

Darüber hinaus wurde in der zweiten Versuchsphase die Möglichkeit berücksichtigt, den anstehenden Boden in die Untersuchungen mit einzubeziehen. Dafür wurde ein Behälter entwickelt, der auf das ca. 1 m² große Spritzbetonelement aufgesetzt werden konnte. In diesen Behälter konnten verschiedene Bodenarten eingebracht werden. Spritzbetonelement und Bodenbehälter schlossen mittels Elastomerdichtungen gegeneinander luftdicht ab. Am Behälter wurden Öffnungen in mehreren Höhenlagen angebracht, die eine umfangreiche Messinstrumentierung in dem Medium Boden zuließen. Über vertikale Zugstangen konnte der Boden Spannungszuständen ausgesetzt werden, die verschiedene Tiefenlagen simulierten. Die Messung des Spannungszustandes erfolgte durch Erfassung der Dehnungsänderungen in den Zugstangen.

Kammerer (2000) führte 1998 Versuche an zwei unterschiedlichen Böden durch. Die Böden kamen den Eigenschaften von Bodenschichten nahe, die bei Druckluftprojekten in München und Essen angetroffen wurden. Über diese Vorhaben wurde in Kramer &

Semprich (1989), Fuchsberger & Semprich (1995) und Kammerer & Semprich (1999a, 1999b) berichtet. In der Initialphase des Projektes untersuchte Kammerer (2000) trockene und teilgesättigte Böden. Die Fortentwicklung der Laborversuche umfasste nun erstmals die Untersuchung von vollständig gesättigten Böden, wie sie unterhalb des Grundwassers bei Druckluftvortrieben angetroffen werden. In dem Zusammenhang wurde auch das Messprogramm erweitert und neue Messeinrichtungen erstmalig eingesetzt.

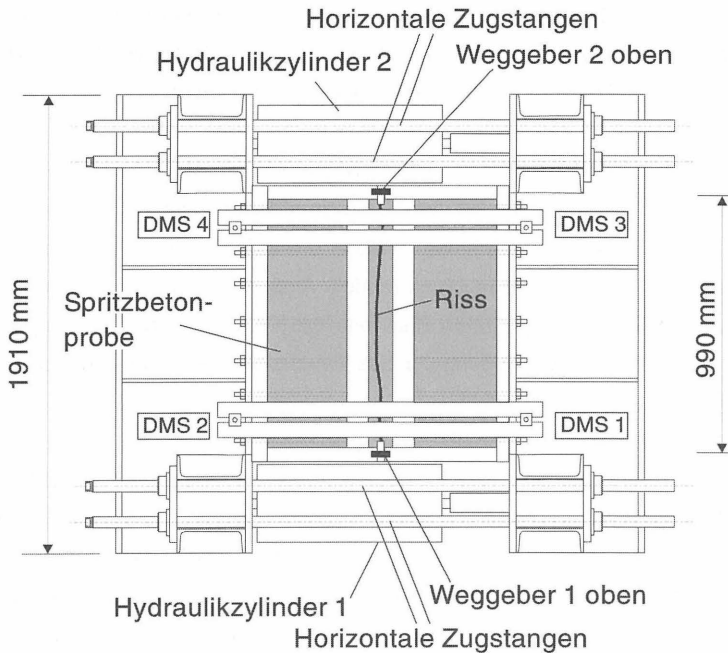


Bild 2: Draufsicht auf den Reißrahmen mit eingebautem Spritzbetonelement (Kammerer 2000)

3 Messprogramm

Das erweiterte Messprogramm ist in Tabelle 1 aufgeführt. Während der Rissweitenerzeugung wurden die Zylinderkräfte und die Rissweite mittels digitaler Weggeber gemessen.

Die Durchflussmessung erfolgte mit Glasrohrdurchflussmessgeräten. Zur Erfassung der Laborbedingungen wurden Thermometer, Barometer und Hygrometer verwendet.

Tabelle 1: Messinstrumentierung

Messgröße	Messgerät	Anzahl	Messbereich	Genauigkeit	Hersteller
		[Stück]			
Kraft in den Hydraulikzylindern	Proportionalventile zur Messung des Zylinderöldrucks	2	0 - 1 MN		Ulbrich Hydro-automatika d.o.o.
Rissweite	Digitaler Weggeber	4	0 - 25 mm	$\pm 1 \mu\text{m}$	Heidenhain GmbH
Durchfluss	Analog Glasrohrdurchflussmessgerät	4 (jew. unterschiedliche Messbereiche)	0,195 - 880 m³/h	$\pm 0,5 \%$	Brooks Instruments
Atmosphärischer Luftdruck	Digitales Barometer	1	0 - 1030 mbar		
Temperatur	Datenlogger System für 1-4 Temperaturen	1	-50 °C - +140 °C	$\pm 2 \text{ °C}$	ELPRO-BUCHS
Relative Luftfeuchtigkeit	Analog Hygrometer	1			
Druck	Piezometer	16	0,0 - 0,18 bar	$\pm 1 \text{ mbar}$	Eigene Herstellung
	Digitale Überdruckmessgeräte PE 300	3	0-20 bar	$\pm 0,3 \%$	Hottinger Baldwin Messtechnik
	Analogdifferenzdruck-Manometermessdosen	12	0,0 - 1,0 bar	10 %	IMT
		4	0,0 - 2,5 bar	10 %	VDO
Sättigung	TDR-Sonden ¹⁾	8	0 - 100 %	$\pm 2 \%$	Easy Test
	TDR-Sonden	2	0 - 100 %	$\pm 2 \%$	Trime
Saugspannungen	Tensiometer ¹⁾	8	0 - 900 mbar	$\pm 10 \text{ mbar}$	Easy Test
Dehnungen (in den vertikalen Zugstangen)	Dehnungsmessstreifen	4	$-2 - 4 \cdot 10^{-2} \text{ mm/m}$	$\pm 0,2 \%$	Hottinger Baldwin Messtechnik

¹⁾Testphase

Innerhalb des Bodenvolumens wurden Sensoren eingebaut, die an Manometer und Piezometer angeschlossen wurden. Dabei wurden die Drücke zum Teil digital erfasst. In der Zukunft ist eine umfassendere digitale Messung der Drücke geplant. Dabei wird auch berücksichtigt, dass die bisherige Piezometeranordnung nur im Fall trockener Böden zutreffende Messergebnisse lieferte, nicht aber im wassergesättigten Zustand. Der Sättigungsgrad des Bodens wurde mittels zweier TDR-Sonden gemessen. Weitere TDR-Sonden sowie Tensiometer zur Bestimmung der Saugspannungen befinden sich noch in der Testphase. An den vertikalen Zugstangen wurden Dehnungsmessstreifen befestigt.

3.1 Rissweitenerzeugung

Die Untersuchungen begannen mit der Erzeugung eines kontrollierten Risses in der Spritzbetonprobe. Hierzu wurden vier Messgeber (vgl. Tabelle 1) an der Ober- und Unterseite der Spritzbetonschale befestigt. Die Hydraulikzylinder und die Spritzbetonprobe (Bild 1 und 2) wurden in den Rahmen eingebaut und mittels der horizontalen Zugstangen vorgespannt. Die gesamte Vorspannkraft betrug $F_z = 80 \text{ kN}$.

Wie bereits beschrieben, wurden anschließend beide Hydraulikzylinder ausgefahren, bis eine für diese Versuchsdurchführung speziell entwickelte Software einen Riss erkannte. Die Risserkennung erfolgte durch das Abfragen der Änderung des Weges in den Messgebern u_{1-4} dividiert durch die in beiden Zylindern gemessenen Kraftinkremente F_z . Die Kraft in den Zylindern wurde bei Überschreitung des festgelegten Grenzwertes sofort auf Null reduziert, so dass sich der Riss nach Erzeugung sofort wieder geschlossen hat.

Bild 3 zeigt den typischen Verlauf einer Risserzeugung. Zu Versuchsbeginn (A) zeigen die Hydraulikzylinder und die Weggeber den Wert Null an. Nach dem Programmstart steigt die Kraft in den Zylindern und auch die Verformungen nehmen zu. Die Risserkennung in drei von vier Weggebern erfolgte bei einer Kraft von ca. $F_z = 420 \text{ kN}$ (B). Nach der Reduktion der Zylinderkräfte schnellte die Verformung von $\bar{u} = 0,15 \text{ mm}$ auf $\bar{u} = 0,015 \text{ mm}$ (C) zurück. In einem der Weggeber wurde das Versagenskriterium jedoch noch nicht erreicht. Der Rissvorgang wurde daraufhin neu gestartet und führte bei einer nunmehr reduzierten

Kraft von ca. $F_z = 380 \text{ kN}$ (D) auch zum Versagen am vierten Weggeber. Die Verformung betrug in (D) $\bar{u} = 0,18 \text{ mm}$. Nach Entlastung verblieb in der Probe eine mittlere Rissweite von $\bar{u} = 0,02 \text{ mm}$ (E).

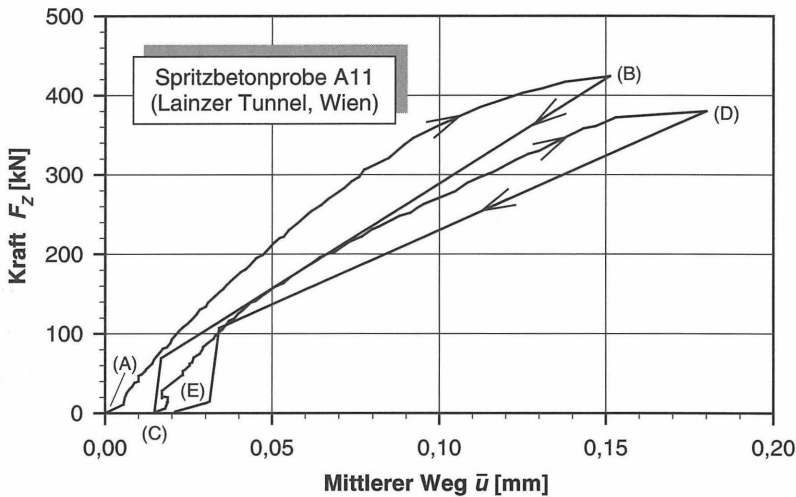


Bild 3: Kraft-Weg Verlauf bei der Rissweitenerzeugung im Großversuch

Bei beiden Entlastungsästen ist auffällig, dass nur relativ wenig Messwerte vorliegen. Das ist auf die Geschwindigkeit zurückzuführen, mit der die Probe entlastet wurde. Das Auftreten von nahezu vertikalen Abschnitten bei der Entlastung begründet sich mit der Tragfähigkeit in den beiden Zylindern, die bei sehr kleinen Werten für die Rissöffnung noch relativ hohe Kräfte angeben.

3.2 Durchströmung von Spritzbeton und Boden

In einer weiteren Versuchsphase wurde der Behälter auf die Spritzbetonschale aufgesetzt und der zu untersuchende Boden in den Behälter eingebaut und lagenweise verdichtet. Die nachfolgenden Messergebnisse beziehen sich auf einen Versuch mit einem Sand. Die wesentlichen Eigenschaften dieses Sandes sind in Tabelle 2 angegeben. In den Behälter

wurden während des Bodeneinbaus die Anschlüsse für die 11 Druckmessungen und zwei TDR-Sonden (vgl. Roth et al. 1992, Scheid 2000, Stacheder 1996) gemäß Bild 4 eingelegt.

Tabelle 2: Eigenschaften des eingebauten Sandes

Materialcharakteristisch	Kornfraktionen	Ton	0
		Schluff	4,7 %
		Sand	92,9 %
		Kies	2,4 %
	Wirksame Korngröße	d_{10}	0,096 mm
	Ungleichförmigkeitszahl	U	3
Einbaucharakteristisch	Korndichte	ρ_s	2,73 g/cm ³
	Trockendichte	ρ_d	1,65 g/cm ³
	Porenanteil	n	0,43
	Porenzahl	e	0,75
	Wasserdurchlässigkeit	k_a	$2 \cdot 10^{-5}$ m/s

Nach dem Einbau wurde der Boden durch Infiltration von der Oberkante mit Wasser gesättigt. Anhand der Messdaten der TDR-Sonden ließ sich dabei der zeitabhängige Sättigungsgrad verfolgen. Eine weitere Überprüfung ergab sich durch die Beobachtung des hydrostatischen Wasserdruckes an den Druckmessstellen. Nach drei Tagen war die Sättigungsphase abgeschlossen. Anschließend wurde eine Kraft in Höhe von 115 kN über die vier vertikalen Zugstangen auf den Probenkörper aufgebracht. Damit wurde eine Tiefenlage des Bodens von 8 m unterhalb der Geländeoberfläche simuliert. Die an den vertikalen Zugstangen befestigten Dehnungsmessstreifen (DMS) dienten hierbei zur Messung der aufgebrachten Kraft.

Nach Abschluss der Vorbereitungen begann die eigentliche Versuchsdurchführung. Ein Kompressor stellte trockene und gefilterte Druckluft bereit, die über einen Drucktopf (Bild 1) an der Unterseite des Versuchstandes in den Riss einströmte. Die Druckluft durchströmte zuvor je nach Strömungsmenge eines der vier parallel geschalteten Glasrohrdurchflussmessgeräte (Tabelle 1). Gleichzeitig wurden die Temperatur der Druckluft und

der atmosphärische Druck im Labor gemessen. Damit ließen sich die gemessenen Durchflusswerte auf der Grundlage der Zustandsgleichung idealer Gase auf Laborbedingungen korrigieren. Die in den vier vertikalen Zugstangen gemessene Dehnungsänderung zeigte den Einfluss der strömenden Luft auf die Bodenprobe. Am Riss wurde eine Rissweite von $\bar{u} = 0,5 \text{ mm}$ eingestellt und ein Luftüberdruck von $\Delta p_g = 1,0 \text{ bar}$ aufgebracht.

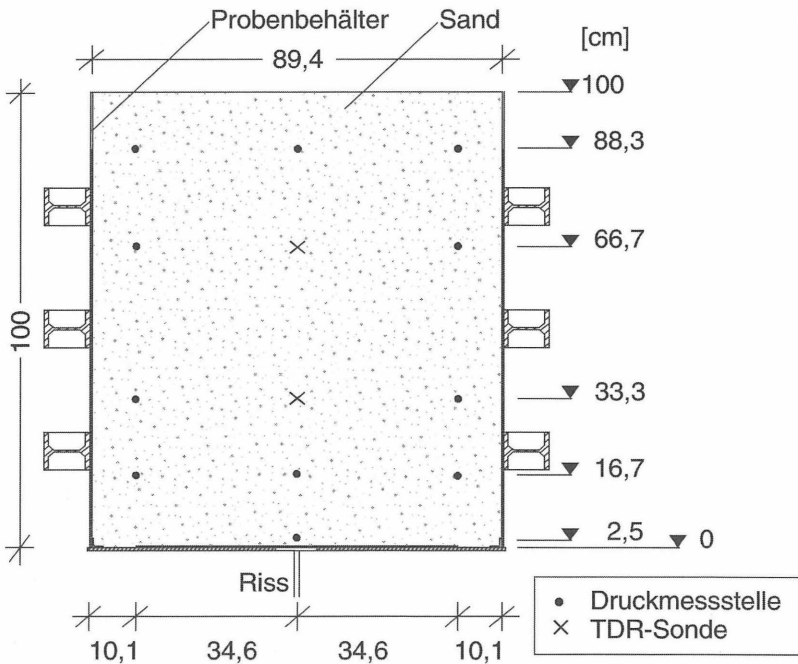


Bild 4: Lage der Messeinrichtungen im Probenbehälter (Schnitt: mittig)

Sättigung und Gasdurchfluss

Die Gasströmung und der Sättigungsgrad des Bodens ist in Abhängigkeit von der Versuchsdauer in Bild 5 dargestellt. In Bild 5 ist erkennbar, dass im Ausgangszustand im unteren Bereich des Probenbehälters nahezu eine vollständige Sättigung des Sandes er-

reicht wurde. Im Bereich der oberen TDR-Sonde konnte eine Sättigung von nur $S_a = 0,9$ erreicht werden.

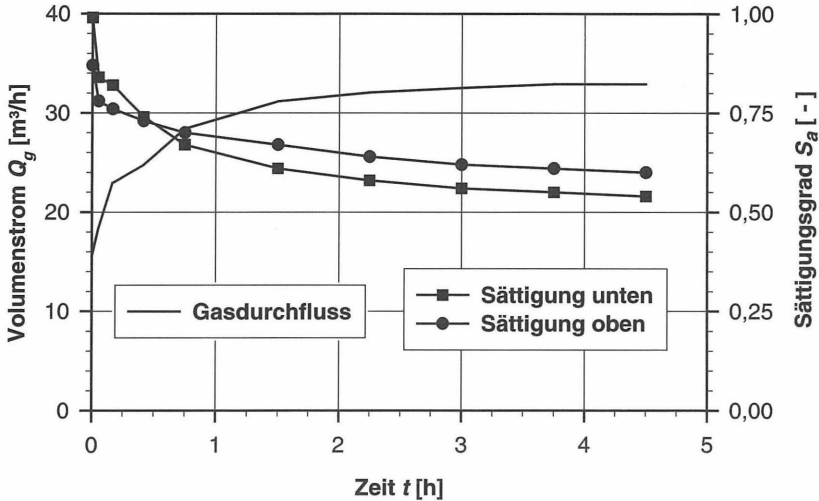


Bild 5: Durchströmungsversuch – Änderung von Volumenstrom und Sättigungsgrad

Sofort nach Druckaufbringung stellte sich ein Gasdurchfluss von $Q_g = 15 \text{ m}^3/\text{h}$ ein, der in Abhängigkeit von der Versuchsdauer erwartungsgemäß zugenommen hat. Der Verlauf des Gasdurchflusses folgte dabei näherungsweise einer Hyperbelfunktion. Ein nahezu stationärer Zustand stellte sich nach ca. $t = 1,5 \text{ h}$ ein. Bis zu diesem Zeitpunkt hatte sich die strömende Gasmenge verdoppelt. Deutlich erkennbar ist auch der Zusammenhang zwischen Gasströmung und Sättigungsgrad. Gleich zu Versuchsbeginn wurde Wasser sowohl aus dem unteren, als auch aus dem oberen Bereich des Probenbehälters verdrängt, wobei der Abfall im unteren Bereich des Versuchsbehälters deutlicher ist, als oben. Innerhalb von ca. $t = 0,5 \text{ h}$ wurde aus 25 % des Porenvolumens das Wasser im unteren Bereich verdrängt. Bis zum Ende des Versuches hatte sich der mit Wasser gefüllte Porenraum auf $S_a = 0,55$ reduziert. Auffällig ist, dass es zu einer Überschneidung der Sättigung-

gen zwischen dem oberen Bereich des Probenbehälters und dem unteren nach ca. $t = 0,5$ h kam. Das erklärt sich damit, dass das Wasser nach oben verdrängt wurde und sich dort der stärker wassergesättigte Bereich einstellen konnte. Darüber hinaus wurde auch der Wasserstand an der Oberfläche des Probenkörpers gemessen. Zu Beginn des Versuches war kein Wasser zu beobachten. Nach $t = 1$ min konnte bereits ein Wasserüberstand von $h_0 = 2,5$ cm beobachtet werden, der sich im weiteren Verlauf schnell erhöhte. Ein nahezu konstanter Wasserüberstand stellte sich nach $t = 10$ min ein. Zu diesem Zeitpunkt standen an der Probenoberkante $h_0 = 9,0$ cm Wasser an. Bis zum Versuchsende erhöhte sich der Wasserüberstand nochmals um lediglich 2,9 cm auf $h_0 = 11,9$ cm.

Druckverteilung in der Probe

Die Druckverteilung im Probenbehälter zu vier verschiedenen Zeitpunkten des Versuches ist in Bild 6 dargestellt. Die Drücke wurden mit Analogdifferenzdruck-Manometermessdosen (vgl. Tabelle 1) gemessen. Die jeweilige Bildumrandung stellt die Begrenzung des Behälters dar. Am oberen freien Rand des Versuchsbehälters wurde der Überdruck zu Null angenommen.

Vor Beginn des Versuches zeigten die Manometer den hydrostatischen Wasserdruck. Sofort nach Aufbringen des Luftüberdruckes von $\Delta p_g = 1000$ mbar im Drucktopf (Bild 1) stellte sich ein zusätzlicher Überdruck im Behälter ein, der unmittelbar über dem Riss $\Delta p = 718$ mbar betrug (Bild 6, links oben). Die Differenz zu 1000 mbar entspricht dem Wert, der im Riss abgebaut wurde. Zu diesem Zeitpunkt wurde noch keine Luftströmung an der Probenoberkante beobachtet.

Nach $t = 10$ min ist der Einfluss des verdrängten Wassers bereits erkennbar. Sämtliche Druckmessstellen zeigen gegenüber dem Zeitpunkt $t = 1$ min niedrige Werte, was dazu führt, dass der Gradient im Riss größer wird. Mit zunehmender Versuchsdauer verringerten sich die Messwerte, bis nach $t = 4,5$ h oberhalb des Risses nur mehr ein Überdruck von $\Delta p = 325$ mbar gemessen wurde. Aber bereits nach $t = 1,5$ h waren die Veränderungen der Messwerte nahezu abgeklungen, so dass ein nahezu stationärer Zustand erreicht war. Eine weitere Beobachtung war, dass der Überdruck links und rechts des Risses ein ähnliches Niveau erreichte, wie unmittelbar oberhalb des Risses.

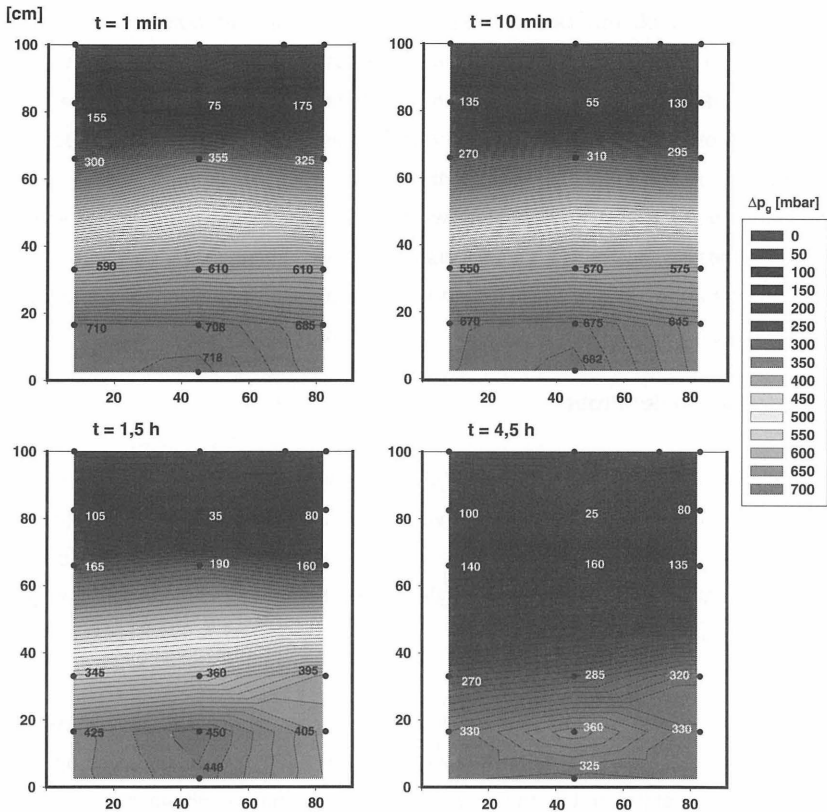


Bild 6: Druckverteilung im Probenbehälter

Dehnungen der vertikalen Zugstangen

Im Vergleich zu vorangegangenen Versuchen (Kammerer 2000) konnte in dieser Phase der Versuchsdurchführung erstmals der Einfluss der Strömung auf das Korngerüst gemessen werden. Hierzu wurden, wie bereits beschrieben, vier Dehnungsmessstreifen auf die vertikalen Zugstangen appliziert. Das Diagramm in Bild 7 zeigt die Dehnungen in den vier Stangen über die Zeit. Zu Beginn des Versuchs waren die Stangen bereits gedehnt, da eine Kraft an der Probenoberfläche aufgebracht worden war. Diese Dehnung wurde für alle vier Stangen zu Null gesetzt. Sofort nach Aufbringen des Überdruckes nahmen die

Dehnungen in den vier Stangen im Mittel um $\varepsilon = 5 \cdot 10^{-5}$ zu. Dies lässt auf eine Auftriebswirkung im Probenbehälter, unmittelbar an der Oberkante, schließen. Die gemessenen Dehnungen lassen sich – aus der Kenntnis des E-Moduls des Stahls – in Spannungen umrechnen, die an der Probenoberkante wirken. Die Berechnung ergibt für den Auftrieb einen Wert von ca. $p_{\text{auf}} = 10 \text{ kN/m}^2$. Diese Spannung wirkt auf die Kornmatrix.

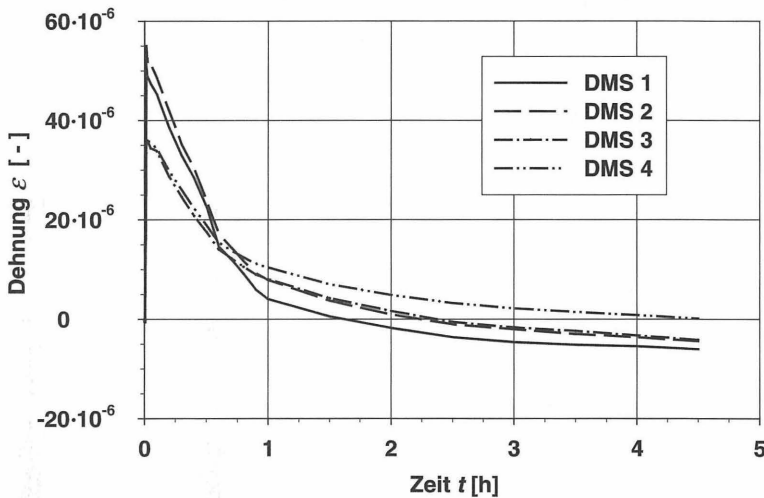


Bild 7: Dehnungen in den vier Zugstangen (Lage der DMS siehe Bild 2)

Im weiteren Verlauf entwickeln sich im Boden einzelne Strömungswege, die, wie auch in Bild 7 zu erkennen ist, dazu führen, dass die Dehnungen in den vertikalen Zugstangen abnehmen. Zu beachten ist, dass nach ca. $t = 2 \text{ h}$ die Dehnungen ihren Ausgangszustand, wieder erreicht haben, die mit geringen Setzungen der Probenoberfläche verbunden sein müssen. Es ist zu vermuten, dass die Verdrängung des Wassers aus der Probe zu einem teilweisen Verlust der Auftriebswirkung von Wasser führt und dieser nicht durch die aufwärtsgerichtete Luftströmung ausgeglichen wird.

4 Auswertung

Ziel der Untersuchungen ist es, einen verbesserten Ansatz zur Abschätzung der Luftverluste bei Tunnelvortrieben nach der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode zu erhalten. Die Ergebnisse der Durchströmungsversuche können herangezogen werden, um die Systemluftdurchlässigkeit eines Risses im Spritzbeton der Tunnelschale mit anstehendem Boden zu ermitteln. Dies erfolgt nach einem Ansatz von Kammerer (2000):

$$k_{g,S} = \frac{Q_g}{A} \cdot \gamma_a \cdot \frac{2 \cdot p_{atm}}{(2 \cdot p_{atm} + \Delta p_g)} \cdot \frac{l}{\Delta p_g}$$

Darin bedeuten:

$k_{g,S}$	[m/s]	Luftdurchlässigkeit des Systems
Q_g	[m ³ /s]	Luftvolumenstrom
A	[m ²]	Querschnittsfläche des betrachteten Bodenausschnittes
γ_a	[kN/m ³]	Wichte von Wasser
p_{atm}	[kN/m ²]	Atmosphärischer Luftdruck
l	[kN/m ²]	Höhe des Bodenprobekörpers im Versuch
Δp_g	[kN/m ²]	Luftüberdruck an der Probenunterkante

Durch Einsetzen der Messergebnisse des stationären Zustandes in die Gleichung erhält man für das beschriebene System eine Luftdurchlässigkeit von $k_{g,S} = 6 \cdot 10^{-4}$ m/s.

In der Vergangenheit ist im Zusammenhang mit Druckluftvortrieben eine Setzungsverminderung aufgrund der entgegen der Schwerkraft gerichteten Luftströmung vermutet worden (z.B. Kramer 1987, Javadi & Snee, 1997). Diese Setzungsreduktion konnte bei den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet werden. Tatsächlich traten im Labor Setzungen aufgrund der Durchströmung auf. Es wird vermutet, dass die Verdrängung des Wassers aus dem Porenraum und der einhergehende Auftriebsverlust zu diesen Setzungen führt. So ist auch zu berücksichtigen, dass nach dem Abschalten der Druckluft, die Wirkung der strömenden Luft vollständig verloren geht und der Boden nicht mehr voll wassergesättigt

ist. Die Entwässerung führt darüber hinaus zu einem Ansteigen der Kapillarspannungen, die bei bindigen Böden hohe Werte annehmen können. Diese Spannungen wirken sich ebenfalls auf die Kornmatrix aus und führen möglicherweise zu einer zusätzlichen Kontraktion. Da die gemessenen Setzungen sehr gering waren, ist es notwendig diese Überlegungen zukünftig genauer zu untersuchen.

5 Ausblick

Durchgeführte Versuche zur Durchströmung von gerissenen Spritzbetonschalen mit anstehendem Boden beim Druckluftvortrieb nach der NATM haben zu einem besseren Verständnis der Vorgänge bei diesem Bauverfahren geführt. Die Versuchsergebnisse ermöglichen zukünftig eine zuverlässigere Erfassung der Luftverluste infolge der in einer Spritzbetonschale vorhandenen Risse. Kürzlich, mit einem erweiterten Messprogramm durchgeführte Versuche, haben jedoch neue Fragen aufgeworfen. Dazu zählen auch Setzungen infolge der Durchströmung mit Luft.

In einer geplanten weiteren Versuchsserie wird das Messprogramm um weitere wesentliche Elemente erweitert. Derzeit befinden sich Tensiometer und zusätzliche TDR-Sonden in der Testphase. Sie dienen insbesondere der Aufgabe, den Einflüssen teilgesättigter Böden Rechnung zu tragen. Ziel ist es dabei auch, möglicherweise auftretende Kapillarspannungen aufgrund der Entwässerung des Bodens während der Durchströmung zu beobachten. Hierzu eignen sich insbesondere Tensiometer. Weiterhin ist geplant, geringdurchlässigere Böden zu untersuchen, da die in Sanden auftretenden Kapillarspannungen nur einen untergeordneten Einfluss auf die Verformungen im Boden haben. In Kombination mit den TDR-Sonden können auf diese Weise auch charakteristische Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen für die untersuchten Böden angegeben werden. Eine weitere Fortentwicklung stellt die Anschaffung digitaler Manometer dar, deren Daten zentral erfasst werden können. Dies ist insofern von Bedeutung, als dass die Protokollierung mehrerer analoger Manometerdaten zeitaufwendig ist und deren Auswertung erschwert. Für kleine Messbereiche ausgelegte Manometer mit digitaler Messwertausgabe erlauben weiterhin den Verzicht auf Piezometermessungen.

Zwischenzeitlich wurden zur Simulation der Versuchsergebnisse erste numerische Berechnungen durchgeführt. Über diese wurde bereits an anderer Stelle (vgl. Scheid 2001) berichtet. Für diese Zweiphasenströmungsberechnungen bedarf es Eingangsparameter zur Beschreibung der Eigenschaften von teilgesättigten Böden, deren laborteknische Bestimmung jedoch weiterhin eine besondere Herausforderung darstellt.

6 Literatur

Fuchsberger, M.; Semprich, S. (1995)

Air Flow through Partially Saturated Cohesionless Soil. Proc. of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT '95, Paris, Alonso & Delage (eds), Vol. 2, 491-497.

Javadi, A.A.; Snee, C.P.M. (1997)

The Contribution of Air Flow from Compressed Air Tunnelling to Surface Settlement. Tunnels for People, Golser, Hinkel & Schubert (eds), Vol. 2, 483-489.

Kammerer, G.; Semprich, S. (1998)

Settlements Due to Tunnelling Under Compressed Air. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics, Technische Universität Darmstadt, Vol. 1, No. 4, 85-96.

Kammerer, G.; Semprich, S. (1999a)

The Prediction of the Air Loss in Tunnelling under Compressed Air. Felsbau 17, Nr. 1, 32-36.

Kammerer, G.; Semprich, S. (1999b)

Tunnelling under Compressed Air – The Experience On Site and a Laboratory Test. Proc. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barends et al. (eds), 2059-2064.

Kammerer, G. (2000)

Experimentelle Untersuchungen von Strömungsvorgängen in teilgesättigten Böden und in Spritzbetonrissen im Hinblick auf den Einsatz von Druckluft zur Wasserhaltung

im Tunnelbau. Mitteilungshefte Gruppe Geotechnik Graz, Technische Universität Graz, Heft 8.

Kramer, J. (1987)

U-Bahn-Bau in Essen, Baulos 30, Spritzbetonbauweise unter Druckluft – Luftverbrauch, Spannungsumlagerungen im Boden, Senkungen. Forschung + Praxis, 32, 193-199.

Kramer, J.; Semprich, S. (1989)

Erfahrungen über Druckluftverbrauch bei der Spritzbetonbauweise. Taschenbuch für den Tunnelbau, Glückauf Verlag, 91-153.

Roth, C.H.; Malicki, M.A.; Plagge, R. (1992)

Empirical Evaluation of the Relationship Between Soil Dielectric Constant and Volumetric Water Content as the Basis for Calibrating Soil Moisture Measurements by TDR. Journal of Soil Science 43, 1-13.

Scheid, Y. (2000)

Die TDR-Methode zur Bestimmung des Sättigungsgrades teilgesättigter Böden“. 2. Workshop Teilgesättigte Böden, Schanz & Witt (Hrsg.), Schriftenreihe Geotechnik, Bauhaus-Universität Weimar, Heft 4, 35-55.

Scheid, Y. (2001)

Numerical Approach to Simulate Multi-Phase Flow in Compressed Air Tunnelling. Proc. of the 14th European Young Geotechnical Engineers Conference (XIV EYGEC'01), 351-360.

Stacheder, M. (1996)

Die Time Domain Reflectometry in der Geotechnik, Messung von Wassergehalt, elektrischer Leitfähigkeit und Stofftransport. Schriftenreihe Angewandte Geologie, Universität Karlsruhe, Heft 40.

Anschrift der Autoren:

O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Stephan Semprich
Dipl.-Ing. Yannick Scheid
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Technische Universität Graz
Rechbauerstraße 12
A-8010 Graz

Zürich Zimmerbergtunnel:

Messtechnische Überwachung während des Vortriebs

Hans J. Becker, Daniel Naterop

Einführung

Der Bau des 9.4 km langen Zürcher Zimmerbergtunnels ist ein wichtiger Teil der Nord-Süd-Verbindung im Schweizerischen Eisenbahnnetz. Etwa 700 m zwischen dem Portal im Lochergut und der Kollerwiese liegen im grundwasserführenden Lockergestein, das hauptsächlich aus Seeablagerungen und Sihlschotter besteht. In der Lockergesteinsstrecke unterquert der Tunnel mit einem Durchmesser von 12,36 m die Stadt Zürich mit geringer Überdeckung zu Gebäuden und wichtigen Verkehrsachsen. Die eingesetzte Mixschild-Tunnelbohrmaschine (TBM) der Herrenknecht AG erlaubt sowohl das Auffahren von Molassefels als auch den Vortrieb im Lockergestein mit dem Hydroschildverfahren. Der Grundwasserstand ist etwa 12 m unter der Oberfläche. Der Tunnelfirst liegt zwischen 12 m und zum Portal hin aufsteigend 5 m unter der Oberfläche. Ein umfangreiches geotechnisches Monitoring als eine Massnahme im Risikokonzept mit Sensoren im Pilotstollen, an der Oberfläche und in Gebäuden, kombiniert mit einem internetbasierten Datenmanagement, lieferte Daten im 30 Minuten-Takt. Die Alarmierung erfolgt über GSM, E-Mail und Telefax. Dadurch waren die am Projekt für Sicherheit verantwortlichen Personen jederzeit in der Lage, die aktuellsten Messungen einfach zu beurteilen und Entscheidungen zeitgerecht zu fällen.

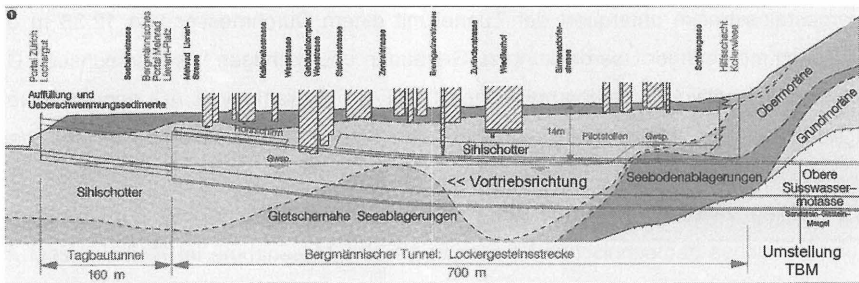
Projektübersicht

Der Zimmerberg Basistunnel zwischen Zürich und Thalwil ist Bestandteil des Bahn 2000 Projekts der SBB und dient mit der vorgesehenen Weiterführung des Tunnels als direkter



Anschluss an den neuen Gotthard-Basistunnel und als Verbindung nach Luzern. Mit der neuen Doppelspur wird zudem die bestehende Zürichseelinie entlastet und die Kapazität für verbesserte Verkehrsverbindungen in die Ostschweiz wesentlich erhöht.

Der Bau des Zimmerberg-Basistunnels begann 1997 und wird voraussichtlich 2003 abgeschlossen sein. Die vorgesehene Weiterführung nach Litti bei Baar bringt Zürich eine direkte Anbindung an den Gotthard-Basistunnel. Von einem der zwei Hauptangriffschächten in Zürich wurde der 2.7 km lange Abschnitt in Richtung Zürcher Hauptbahnhof zum Portal Lochergut mit einer Mixschild-TBM aufgefahren. Die ersten 2



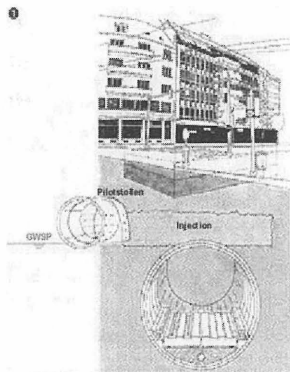
km wurden im intakten Fels, der sogenannten Oberen Süsswassermolasse, gebohrt. Die Umstellung von der Hartgesteinsmaschine auf flüssigkeitsgestützte Ortsbrust erfolgte untertage noch in der Oberen Süsswassermolasse. In den verbleibenden 700 m waren eiszeitliche Lockergesteine zu durchhören. Neben gletschernahen Seeablagerungen bildeten blockreiche Sihlschotter mit einzelnen Blöcken (es wurde ein Block mit 60 m³ aufgefahren) die wichtigste Lockergesteinsserie. Sande und Schotter sind stark durchlässig und grundwasserführend und weisen Fließgeschwindigkeiten zwischen 10 und 30 m pro Tag auf. Zusätzlich wurden im Ausbruchquerschnitt Fremdoobjekte erwartet und angetroffen, die u.a. von alten Baugrubensicherungen stammten (Stahlrohre, Spundwände). Die Überdeckung zum durchweg überbauten Gebiet betrug 15 m. Zum Portal hin stieg die Tunnelgradiente, so dass die Überlagerung nur noch 5 m betrug. Der Abstand zu Gebäudefundamente war mit 3 – 6 m sehr gering. In einem Fall wurde ein mehrstöckiges Haus (SSF-Gebäude) unterfahren, dessen unterste Tiefgaragenebene im Tunnelprofil lag. Der Durchschlag am Portal Meinrad-Lienert-Platz erfolgte am 7. Mai 2001. Im Tunnel werden derzeit drei Kammern für die Bahntechnik ausgebrochen, deren Fertigstellung für Februar 2002 geplant ist.

Risikomanagement

Das Risikomanagement umfasst die Risikoermittlung, die Risikobewertung und das Definieren von Massnahmen, welche die Risiken auf ein akzeptables Mass reduzieren. Die Risikobewertung kombiniert das mögliche Schadenausmass mit der Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens. Als unerwünschte Ereignisse mit grossem Schadenausmass stehen im städtischen Tunnelbau der Tagbruch und die unzulässigen Setzungen mit ihren Folgen im Vordergrund. Um die Risiken auf ein zu akzeptierendes Niveau zu verringern oder gar zu vermeiden, werden entsprechende Massnahme definiert. Überwachungsmessungen gehören zu den Massnahmen zur Verringerung des Risikos, da das methodische Erkennen von unerwünschten Ereignissen *während der gesamten Bauphase* der Begrenzung des Schadenausmasses oder der Reduktion der Eintretenswahrscheinlichkeit oder auch beiden dient.

Die Lage der geplanten Tunneltrasse sowie die Geologie der Lockergesteinsstrecke bargen das Risiko eines Tagbruchs. Der Bauherr war sich dieses Risikos von Anfang an bewusst und musste geeignete Massnahmen finden, um den Risiken entgegen zu wirken. Einige der Massnahmen werden im Folgenden skizziert.

Injektionskörper



Pilotstollen mit Injektionsdeckel

Von einem Pilotstollen mit 3,5 m Durchmesser wurde ein Injektionskörper hergestellt, dessen Aufgabe es war, bei einem Einbruch der Ortsbrust den entstehenden Hohlraum zu überbrücken. Der Pilotstollen liegt parallel zum Tunnel oberhalb des Grundwasserstandes und reichte von der Kollerwiese etwa 470 m bis zum SSF-Gebäude, welches „durchfahren“ wurde. Der Injektionskörper wurde mit einer Dicke von 3 m erstellt. Zusätzlich wurden einige Querschnitte, die ein grosses Vorkommen an Findlingen und Blöcken aufwiesen, teilinjiziert. Dort, wo die TBM planmässig zum Stillstand kam, und für den Ausbruch von technischen Kammern

nach dem Einbau der abgedichteten Tübbinge wurden ganze Injektionsblöcke erstellt.

Stützflüssigkeit

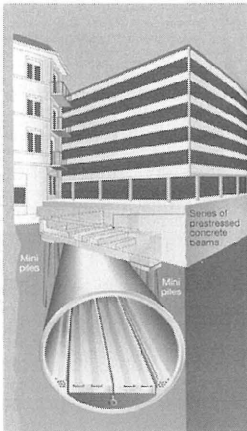
Aufgrund von Erfahrungen im hochdurchlässigen Schotter wurde für die Stützflüssigkeit eine besonders viskose Suspension mit Anteilen von Bentonit, Sand, Polymere und Vermiculit erstellt. Wegen der betrieblichen Nachteile (Förderung, Separierung) kam diese nur in Ausnahmefälle zur Anwendung.

Unterfangung SSF-Gebäude

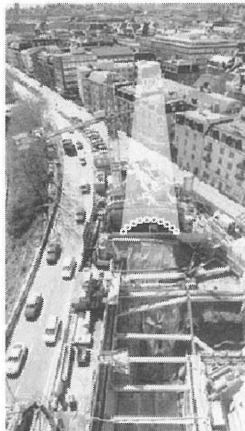
Das SSF-Gebäude wurde vorgängig mit Mikropfählen und einem Stahlbetonträgerrost abgefangen. Während des TBM-Vortriebs waren hydraulische Pressengruppen zwischen Trägerrost und Gebäude eingebaut, um allfällige Setzungen auszugleichen. Hohlräume im Baugrund wurden verfüllt.

Rohrschirm

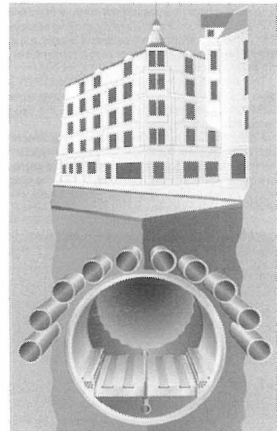
Zum Portal steigt der Tunnel mit etwa 25 ‰ an und die Überdeckung beträgt dort nur noch wenige Meter. Ein sich über 150 m erstreckender Rohrschirm sollte Niederbrüche verhindern und Setzungen minimieren. Der Schirm besteht aus zehn stark bewehrten



*Unterfangkonstruktion beim
SSF-Gebäude*



*Rohrschirm vom Portal
Meinrad-Lienert-Platz*



*Schematischer Rohrschirm-
Querschnitt*

Betonrohren mit einem Aussendurchmesser von 1,55 m. Er wurde im Pressvortrieb hergestellt und ist halbkreisförmig um das Ausbruchprofil angeordnet, quasi horizontal im vertikalen Abstand von 1,5 m zum Tunnel.

Überwachungsmessungen

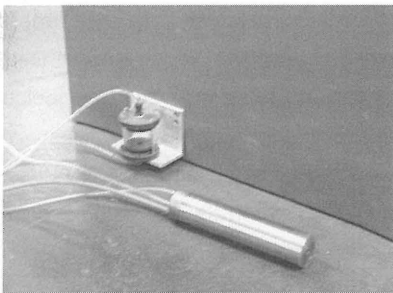
Die Überwachungsmessungen wurden manuell und automatisch durchgeführt. Zusammen mit den Vortriebsdaten wurden die Messwerte von den Sensoren ausgelesen, gespeichert und den dem Datenmanagement zugeführt. Folgende Kriterien mussten erfüllt werden:

- Verfügbarkeit der Messdaten und Zugriff darauf während 24 h täglich
- Berechnungen und Auswertungen müssen in quasi Echtzeit erfolgen
- Einfache Bedienbarkeit der Datenvisualisierung
- Alle Projektverantwortliche sollen die gleiche Information und eine Übersicht zur Verfügung haben
- In kritischen Situationen (Grenzwerte) soll unverzüglich automatisch Alarm ausgelöst werden

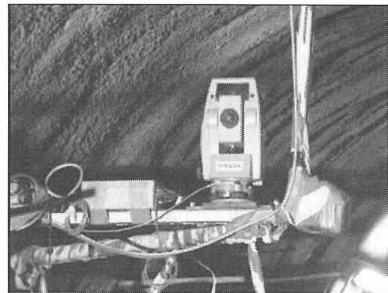
Überwachungskonzept

Pilotstollen, hydrostatisches Nivellement

Vom Pilotstollen aus wurden Setzungen 1,5 m über dem Tunnelfirst, also im Injektionskörper, während des Tunnelvortriebs gemessen. Der zu überwachende Bereich umfasste jeweils mindestens 30 m vor und 50 m hinter der Ortsbrust. In Abständen von 5 – 7,5 m wurden horizontale Bohrungen mit Schlauchwaagensystemen instrumentiert. Das



Schlauchwaagensensor mit Reservoir



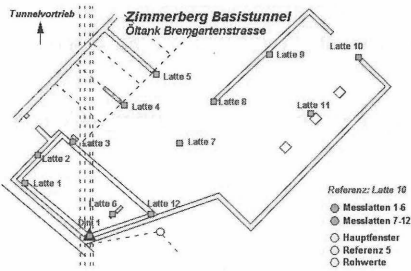
Totalstation mit Interface im Pilotstollen

Schlauchwaagensystem besteht aus einer Bohrlochsonde (Länge 250 mm, Durchmesser 50 mm), die einen hochauflösenden Drucksensor enthält. Dieser ist mit einem flüssigkeitsgefüllten Ausgleichsgefäß (Reservoir) über einen Schlauch verbunden (Hydraulik). Ein weiterer Schlauch sorgt für den Druckausgleich (Pneumatik). Der hydrostatische Druck verhält sich linear zur Setzung. Der Pilotstollen ist sehr nahe am Tunnel gelegen und erfährt Setzungen, die durch den Vortrieb verursacht sind. Daher

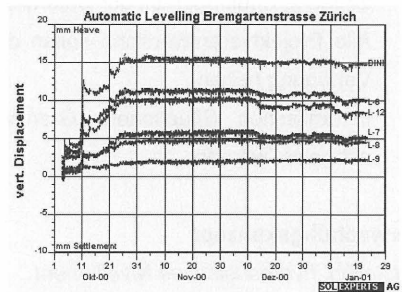
wurde im Pilotstollen am Reservoir ein Reflektor angebracht und trigonometrisch mit einer motorisierten Totalstation überwacht. Durch die Verknüpfung der beiden Messwerte erhielt man die Setzung in Bezug zu einem Referenzsystem ausserhalb der Setzungsmulde.

Überwachungsmessungen in Gebäuden

In den Kellerräumen zweier Gebäude wurden Setzungen und Hebungen während einiger



Grundriss mit überwachtem Öltank

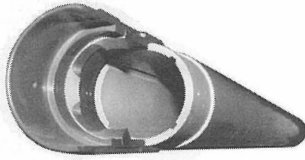


Injektionshebung und Setzung bei Unterfahrung

Monate automatisch überwacht. Im Wohnhaus in der Bremgartenstrasse wurde eine Tiefgarage und ein grosser Öltank unterfahren. Unterschiedliche Setzungen der Fundamente hätte zu Rissen im Metallmantel geführt und eine weitere Verwendung als Öltank in Frage gestellt. Im SSF-Gebäude waren Setzungen durch Hydraulische Pressen auszugleichen. Zwei motorisierte Digitalnivellier mit Barcodelatten waren an der Decke und den Wänden befestigt. Das Instrument dreht und fokussiert sich zur Barcodelatte. Eine Beleuchtungseinrichtung sorgt für gleichmässig Lichtverhältnisse. Als Referenzpunkte wurden Latten ausserhalb des Einflussbereiches ausgewählt. Gemessen wird der Höhenunterschied zu den Referenzen. Eine vertikale Verschiebung des Nivelliergerätes ist daher nicht relevant. Vertikale Verschiebungen wurden hauptsächlich während der Injektionsphase mit einer Hebung bis zu 15 mm gemessen (Oktober 2000). Beim Unterfahren des SSF-Gebäudes betrug die Setzung zwischen 2 und 4 mm (Dez. – Jan. 2001).

Verschiebungsmessungen im Boden

In 20 Bohrlöchern entlang der Tunneltrasse wurden im Boden die Vertikalverschiebungen mittels Gleitdeformeter und die Horizontalverschiebung mit Inklinometer gemessen. Die Bohrungen über dem Tunnelfirst hatten eine Tiefe von 12 m, etwa 30 m reichten die



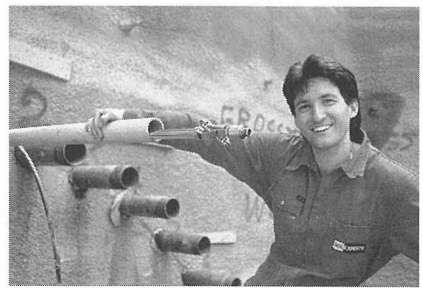
Inklinometerrohr mit Teleskop-Kupplung für kombinierte Messungen Inklinometer/Gleitmikrometer

Bohrungen neben dem Tunnelprofil ins Erdreich. Die PVC-Rohre mit Teleskop-Kupplungen erlauben die Kombination beider Messungen. Mit einem weichen Gemisch aus Wasser Zement und Bentonit wird beim Einbau der Hohlraum zwischen Bohrung und Rohr verfüllt. Die Teleskopkupplungen im Abstand von einem Meter garantieren, dass das Messrohr den Deformationen folgt und sich selbst in weichen Untergrund nicht wie ein Pfahl verhält. Insgesamt zeigten die Messungen nur geringe Setzungen und Verschiebungen. Diese Ergebnisse zeigen die hohe Qualität des Injektionskörpers und der adäquaten Vortriebsmethode.



Gleitdeformetermessung

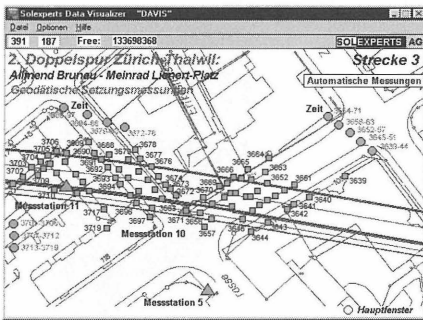
Verschiebungen des horizontale Rohrschirms
In zwei 150 m langen Rohrschirmpfähle wurden Inklinometerrohre einzementiert. Die Messungen wurden mit einer Horizontalinklinometersonde in zwei Lagen durchgeführt.



Horizontalinklinometer im Rohrschirm

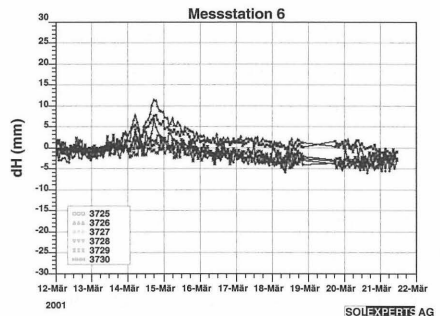
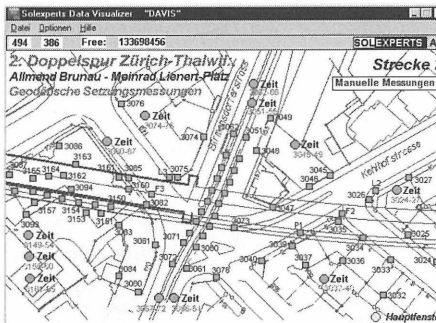
Setzungsmessungen an der Oberfläche

Aufgrund der dichten Bebauung mit Verkehrswegen des Öffentlichen und des Individualverkehrs wurde mit vier Totalstationen Deformationen an Häusern und Strassen gemessen. Das Messprinzip entspricht dem der Instrumente im Pilotstollen. Die Stationen wurden entsprechend des Tunnelvortriebs weiterversetzt, um den Einflussbereich ständig

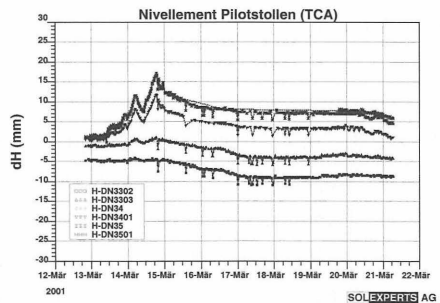
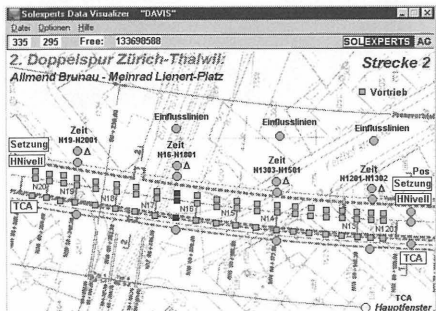


abzudecken. Zudem wurden Setzungsmessungen mit manuellem Präzisionsnivellement während der gesamten Bauzeit und darüber hinaus durchgeführt.

Die beiden Grafiken zeigen beispielhaft die Darstellung der Situation im DAVIS-Fenster und die Zeit-Setzungskurven der Messpunkte



Messpunkte an der Oberfläche im DAVIS-Fenster , Hebungen während der Injektion



DAVIS-Fenster und Messungen mit hydrostatischem Nivellement im Pilotstollen im gleichen Zeitraum

Datenmanagement

Um die grossen Datenmengen der verschiedenen Datenquellen möglichst schnell und übersichtlich darzustellen, wurde die Visualisierungssoftware DAVIS über das Internet genützt. Mit einer Messrate von 30 min sendete jede Datenquelle die Daten per FTP zu einem Server, auf welchem alle Daten aufbereitet und in die DAVIS - Datenbank eingefügt werden. Gleichzeitig wurde von den Daten ein Backup erstellt. Die aktuellen Daten werden in den Grafiken eingefügt. Ein Terminalserver erlaubte einen Mehrbenützerzugriff auf die Daten. Per Passwort wurde der Zugriff für folgende im Projekt involvierten Ingenieure und Firmen freigegeben:

- Projektmanagement für den Kunden, die Schweizerischen Bundesbahnen SBB
- Projektverfasser: Ingenieurgemeinschaft BBPS, Zürich (Basler & Hofmann AG, Balestra, F. Preisig und SNZ)
- Unternehmer: Arbeitsgemeinschaft Tunnel Zürich-Thalwil AZT
- Solexperts AG als ausführendes Unternehmen des Datenmanagements

Die Messgeräte wurden teilweise mehrfach umgesetzt, dem Vortriebsstand entsprechend. Durch den flexiblen Einsatz der Messsysteme wurde eine hohe Informationsdichte erreicht. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick darüber:

Messgerät, - system	Ablesetyp	Anzahl		
		Messstellen	Instrumente	Standpunkte
Hydrostatisches Nivellement	automatisch	98	75	
Totalstationen, untertage	automatisch	98	2	5
Totalstationen, übertage	automatisch	700	4	18
Präzisionsnivellement	manuell	380	1	
Motorisierte Nivelliere	automatisch	37	2	3
Gleitdeformeter	manuell	390	1	20
Vertikalinklinometer	manuell	430	1	15
Horizontalinklinometer	manuell	290	1	2
Vortriebsstand TBM	automatisch	1	1	1

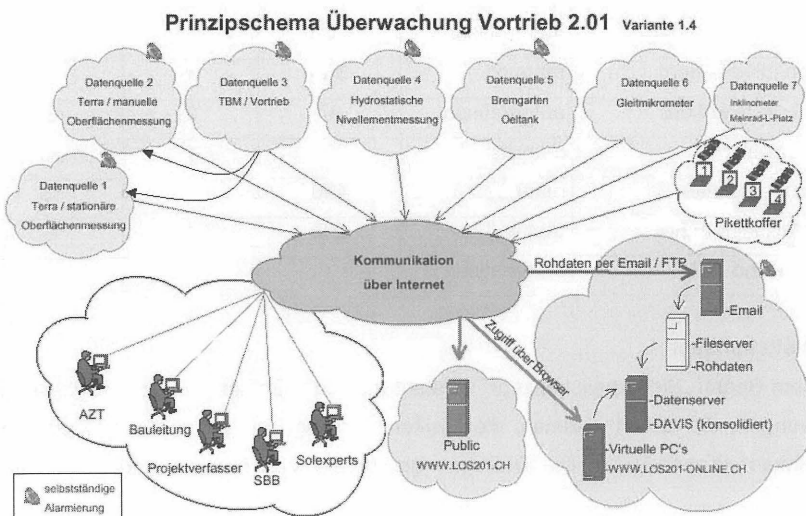
Sicherheitskonzept

Unter dem Begriff „Sicherheitskonzept“ versteht man „die Gesamtheit der Tätigkeiten und Vorkehrungen, die darauf abzielen, die Risiken in einem System auf das Restrisiko zu beschränken“ [Kovári,2001]. Die Definition gleicht der des Risikomanagements. Beide

Begriffe finden in der Praxis auch Anwendung. Der Begriff des Sicherheitskonzepts wird hier benützt für kommunikative Aufgaben und soll als ein Instrument des Risikomanagements verstanden werden. Für ein klar abgegrenztes Projekt oder Teilprojekt werden die Informationen zusammengestellt und in einem Plan dargestellt. Mit der Beurteilung von Risiken wird ein Ereignisplan erstellt, der die Massnahmen beim Eintreten möglicher Ereignisse vorab festlegt. Während der Bauphase wird eine Sicherheitskommission eingesetzt, die wöchentlich neu gewonnene Informationen in den Ereignisplan einfließen lässt. Im Sinne einer umfassenden Ermittlung von Risiken, beteiligt die Sicherheitskommission all jene, die bei bestimmten Ereignissen betroffen sind und handeln müssen. Das betrifft im städtischen Bereich die Ver- und Entsorgungswerke (Strom, Gas, Wasser, Telefon, Abfallbeseitigung), die Verkehrsregelung (Polizei, Verkehrsbetriebe) sowie die behördlichen Stellen (Tiefbauamt der Stadt, Stadtpolizei Abteilung Katastrophen). Beteiligt sind weiterhin der Bauherr, die Bauleitung und der Bauunternehmer.

Eine intensive Öffentlichkeitsarbeit bezieht die Anwohner in das Projekt mit ein. Durch gezielte Information wird das Verständnis für störenden Einflüsse während der Bauphase in der Bevölkerung geweckt. Die Akzeptanz der Bevölkerung für das Projekt vermindert auch das Bauherrenrisiko von rechtlichen Schritten seitens der Anwohner z.B. wegen Lärmbelästigung. Finanzielle Mehrkosten und Bauzeitverzögerung wären die Folgen.

Ein wesentlicher Bestandteil des Sicherheitskonzeptes ist die Alarmierung bei



Überschreitung von Grenzwerten der automatischen Messungen. Neben der Realisierung der Kommunikation in technischer Hinsicht, muss das Verhalten im Alarmfall im Ereignisplan Eingang finden. Die Grafik des Alarmkonzeptes verdeutlicht den Sachverhalt: Die Messungen der einzelnen „Datenquellen“ werden per E-Mail bzw. FTP zum Server geschickt. Via Internet können sie von den Projektbeteiligten jederzeit eingesehen werden. Beim Überschreiten von Grenzwerten, werden entsprechende Ereignisstufen ausgelöst. Alle Alarmmeldungen gehen bei einem Sicherheitsdienst ein und werden dort entsprechend einer Verteilerlist weitergeleitet. Es bestehen vier sogenannte Pikett-Koffer, die bei der SBB, der Projektleitung, der Bauleitung und der Unternehmung im Einsatz sind. Sie sind ausgestattet mit einem Laptop, mit welchem die aktuellen Daten abgerufen werden können, dem Alarm-Handy, Sicherheitsplänen, Fremdojektplänen und Objektblättern von Liegenschaften, Gebäuden, Werkleitungen usw. Die Alarmierung verständigt selbstverständlich auch die für die Messungen zuständigen Ingenieure.

Zusammenfassung

Der Bau der zweiten Doppelspur Zürich-Thalwil erforderte im Bereich der Lockergesteinsstrecke ein effizientes Risikomanagement. Eine Massnahme, mit welchem das Risiko kontrolliert wurde, war das Überwachungskonzept. Mit unterschiedlichen Sensoren wurden Setzungen und Verschiebungen automatisch und manuell erfasst und in einem umfassenden Datenmanagement den Verantwortlichen über Internet in grafischer Form dargestellt. Die Alarmierung war ein wesentlicher Bestandteil des Sicherheitskonzepts, in welchem konkrete Massnahmen für verschiedene Ereignisse mit entsprechendem Ablaufschema definiert wurden. Der Sicherheitsplan fördert einen rationalen Umgang mit Risiken und hat eine wichtige Funktion bei der Formalisierung der Vorgehensweise und der Erfassung und Darstellung von Information, die das Projekt in seiner Ganzheit betrifft. Er ist Schnittstelle für die Zusammenarbeiten verschiedener Experten und Gruppen. Die intensive Öffentlichkeitsarbeit wirkt einer ablehnenden Haltung der Anwohner entgegen. Die durchgeführten Bauhilfsmassnahmen haben die Sicherheit erhöht und so traten keine nennenswerten Schäden ein bei Setzungsbeträgen unterhalb des zu Erwartenden. Somit kann den Projektverantwortlichen und allen Beteiligten zum guten Gelingen nur gratuliert werden.

Referenzliste

Kovári, Kalman (2001), Analyse und Handhabung von Risiken im Tunnelbau am Beispiel Zimmerbergtunnel, Dokumentation SIA D 0169, Tunnelvortriebe im Raum Zürich-Risikomanagement im Untertagebau

Guertner, René (2001), Risikobetrachtung des Bauherrn, Dokumentation SIA D 0169, Tunnelvortriebe im Raum Zürich-Risikomanagement im Untertagebau

Bosshard, Martin (2001), Planung und Umsetzung von Sicherheitsmassnahmen beim Vortrieb der Lockergesteinsstrecke, Dokumentation SIA D 0169, Tunnelvortriebe im Raum Zürich-Risikomanagement im Untertagebau

Schweizerische Bundesbahnen SBB, Grossprojekte Zimmerberg (2000), Broschüren des Projekts 2. Doppelspur Zürich-Thalwil

Internetadresse: www.los201.ch

Hans J. Becker, Daniel Naterop

Solexperts AG

Schulstrasse 5

8603 Schwerzenbach

Schweiz

Ein Druckschlauchwaagenmeßsystem für die kontinuierliche Deformationsüberwachung und die Steuerung des Soilfracverfahrens während der Untertunnellung der Centraalstation Antwerpen

von Dr.-Ing. M. Jakobs, Dipl.-Ing. H. Knitsch und Dr.-Ing. R. Wieland

Zusammenfassung:

Im Rahmen komplexer Baumaßnahmen müssen häufig Bauwerke und Produktionsanlagen zur Beweissicherung bzw. zur Kontrolle kritischer Verformungstoleranzen überwacht werden. Die Verfügbarkeit von hochgenauen Druckaufnehmern ermöglicht den Aufbau eines Druckschlauchwaagenmeßsystems für die Bestimmung von Höhenänderungen. In diesem Vortrag wird ein kontinuierlich registrierendes Deformationsmeßsystem auf der Basis von Differenzdruckaufnehmern mit einem Meßbereich von 200 mm und einer Genauigkeit der Einzelmessung von 0.02 mm vorgestellt. Das dynamische Systemverhalten mit geringen Relaxationszeiten und ein schnelles Datenerfassungs-, -archivierungs- und -visualisierungssystem erlauben den Einsatz des Meßsystems als ein Steuerungselement komplexer Sicherungsmaßnahmen in der Bautechnik. Für die meßtechnische Begleitung der Soilfrac-Sicherungsmaßnahme während der Untertunnellung der Centraalstation Antwerpen wird das Druckschlauchwaagenmeßsystem eingesetzt. Trotz der schwierigen Randbedingungen wird für die Bestimmung der Höhenänderungen eine Systemgenauigkeit von 0.3 mm erreicht. Aufgrund der hohen Systemdynamik können 83 Messstellen innerhalb von 30 Sekunden aktualisiert und visualisiert werden. Während der Einsatzzeit von August 1999 bis Dezember 2001 kam es zu keinen Betriebsstörungen.

1 Bedeutung der Meßtechnik bei komplexen Baumaßnahmen

Um die immer komplexeren und schwierigeren Baumaßnahmen im Bereich von Innenstädten bzw. vorhandenen Bebauungen sicher durchzuführen, werden an die Baumeßtechnik deutlich höhere Anforderungen gestellt. Manuelle Überwachungsverfahren werden bei Großprojekten immer mehr durch den Einsatz automatischer Systeme abgelöst. In vielen Fällen dienen diese Messungen zur Beweissicherung bzw. der Kontrolle kritischer Verformungstoleranzen. Werden derartige Toleranzen überschritten,

sind Schäden an Bauwerken und industriellen Anlagen im Regelfall unvermeidbar. Die frühzeitige Kenntnis über kritische Verformungen bzw. die Entwicklung von Verformungstendenzen trägt wesentlich dazu bei, Schäden an gefährdeten Objekten vorzeitig zu erkennen und gegebenenfalls durch eine rechtzeitige Einleitung von Gegenmaßnahmen zu minimieren.

Besonders bei dem zur Zeit verstärkt laufenden Ausbau der Verkehrs- und Schienennetze mit entsprechend aufwendigen Tunnelbauwerken, aber auch beim Schutz der Tagesfläche infolge von Bergbauprojekten wird die Verformungsmeßtechnik vor neue Aufgaben gestellt (Jakobs, Schmitt, Uhl 1999; Otterbein 2000). Dabei werden nicht nur besondere Anforderungen an die meßtechnische Ausrüstung und die Zuverlässigkeit der Hardware gestellt, sondern auch an ein Datenmanagement, das die Auswertung, Interpretation und Bewertung der Datenmengen sicherstellt. Zur Aufbereitung und Archivierung dieser Datenmengen werden aufwendige Visualisierungsprogramme genutzt, um Verformungsänderungen möglichst zeitnah und transparent darzustellen.

Sieht der Bauentwurf begleitende aktive Maßnahmen zur Anhebung oder Kompensation von Setzungen und Verformungen vor – zum Beispiel eine Gebäudehebung mit dem Soilfrac-Verfahren (Compensation grouting) -, ist die Verfügbarkeit und die Visualisierung der zeitlichen Höhenänderungen des betreffenden Objekts von besonderem Interesse. Verformungsmeßsysteme für diese Aufgabenstellung müssen in der Lage sein eine Meßgenauigkeit im 0.1-mm Bereich sicherzustellen und

- durch einen genügend kurzen Meßzyklus die Bauwerksdeformationen vollständig zu erfassen
- auch über einen längeren Zeitraum die Meßwerte zuverlässig und störungsfrei zu liefern
- die Meßwerte kontinuierlich aufzuzeichnen und unmittelbar zu einem lückenlosen integralen Verformungsbild zu verarbeiten.

Die klassischen geodätischen Meßverfahren wie z.B. Feinnivellement liefern bei Verwendung eines entsprechenden Instrumentariums unter günstigen Randbedingungen Genauigkeiten von 0.2 mm bis 0.5 mm. Jedoch erweisen sie sich für ein kontinuierliches Verformungsmonitoring weniger geeignet und sind bei Langzeitbeobachtungen häufig unwirtschaftlich. Auch Automatisierungen dieses Meßprozesses durch motorisch ge-

gesteuerte Nivelliere erlauben nur eine Beobachtung der Objekte mit einer mehr oder weniger großen Zeitdifferenz zwischen den Wiederholungsmessungen. Darüberhinaus sind bei diesem Verfahren dauerhafte Funktionstüchtigkeit und Meßzuverlässigkeit stark von den Umgebungsbedingungen abhängig. So ist beim Einsatz eines motorisch gesteuerten Nivelliers grundsätzlich eine ungestörte Sichtverbindung mit konstanter Lichtintensität zwischen Beobachtungseinheit und Zielpunkt notwendig, um eine ständige Verfügbarkeit der Verformungsergebnisse zu gewährleisten. Die Zielpunkte müssen mit Beleuchtungseinrichtungen versehen werden und bei Außenaufstellungen beeinträchtigen Niederschläge und sonstige Witterungseinflüsse die Sichtbarkeit der Zielpunkte. Eine vollständige Darstellung der Gesamtverformung ist in der Regel nur durch ergänzende manuelle Beobachtungen möglich, da nicht alle im Objekt verteilten Meßpunkte vom Standpunkt des Nivelliergerätes erreichbar sind.

2 Das hydrostatische Druckschlauchwaagenmeßsystemsystem

Kontinuierlich registrierende Schlauchwaagenmeßsysteme sind für die Bestimmung von Höhenänderungen eine Alternative zum Nivellement. Für die Ermittlung absoluter und relativer Höhenänderungen an Bauwerken oder in Bereichen der Geophysik und Bodenmechanik werden seit etwa einem Jahrhundert hydrostatische Höhenmeßsysteme erfolgreich eingesetzt. Diese Meßsysteme basieren auf dem Prinzip der kommunizierenden Röhren und bestehen in der Regel aus mehreren durch Rohrleitungssysteme verbundene Meßzylinder, in denen die Oberfläche der Füllflüssigkeit abgetastet wird. In den letzten dreißig Jahren liefen bei diesen Füllstandsschlauchwaagen die Entwicklungen darauf hinaus, eine möglichst automatisierte Füllstandsbestimmung an den Meßstellen zu erreichen. Im Zuge der fortschreitenden Sensorentwicklungen konnten für diesen Bereich brauchbare Ergebnisse erzielt werden. Das Hauptproblem, nämlich die direkte Abhängigkeit des Meßbereichs von der Höhe der Standzylinder und der damit verbundene Platzbedarf, konnte indes nicht gelöst werden.

Mit dem Verfahren der Höhenbestimmung über die Messung des auf einen Referenzdruck bezogenen hydrostatischen Drucks der Flüssigkeitssäule wurden die Einsatzmöglichkeiten von Schlauchwaagen entscheidend verbessert. Anwendungen dieses Messprinzips waren „Wanderschlauchwaagen“ für Profilmessungen in der Seismik. So wurde bereits 1972 ein hydrostatisches Nivellement von 1000 km mit diesem Meßverfahren durchgeführt

(Prichoda, Mozgov 1972). Aufgrund dieser Erfahrungen wird das im folgende beschriebene stationäre System auch als mobile Schlauchwaage eingesetzt .

Während das Verfahren der hydrostatischen Druckmessung wegen einer fehlenden Verfügbarkeit von entsprechend genauen Druckaufnehmern bis in die achtziger Jahre nicht für hochgenaue Deformationsmessungen eingesetzt werden konnte, lassen sich heute mit den in den letzten 20 Jahren ständig verbesserten Druckaufnehmern hydrostatische Vielstellenmeßsysteme realisieren (Dames 1990). Das System GeTec mit Genauigkeiten $< 0.1 \text{ mm}$ hat gegenüber den klassischen Füllstandssystemen folgende entscheidende Vorteile

- variabler Meßbereich z.B. Höhenunterschieden $10 \text{ cm} < \Delta h < 10 \text{ m}$, in Abhängigkeit der Aufgabenstellung mit unterschiedlichen Druckaufnehmern
- durch die geringe Höhe einer Meßstelle von ca. 100 mm (Füllstandsschlauchwaage ca. 500 mm) Einbau auch unter beengten räumlichen Verhältnissen (**Bild 1**)
- Drucksensoren mit unterschiedlichen Meßbereichen können kombiniert werden.

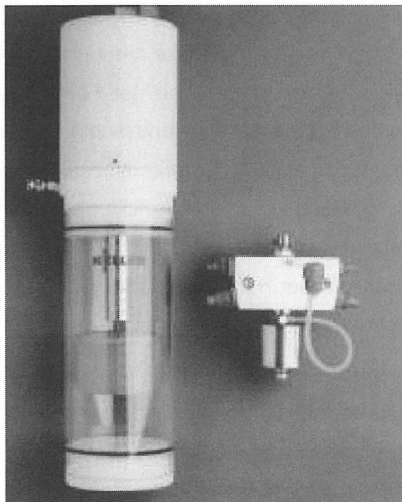


Bild 1: **Meßstelle – Füllstandsschlauchwaage und Druckschlauchwaage**

Wie in **Bild 2** dargestellt ist es vorteilhaft für die Druckmessung Differenzdrucksensoren einzusetzen, da hier gegenüber Absolutdruckaufnehmern ein geringerer Meßbereich erforderlich ist und damit höhere Meßgenauigkeiten erzielt werden können. Der hydrostatische Druck wird daher als Differenz zwischen Flüssigkeitsdruck und einem Referenzdruck bestimmt. Der Druckausgleich des Systems (Meßflüssigkeit und Referenzgas) findet in einem Ausgleichsgefäß statt. Die über Druckaufnehmer gemessenen Druckänderungen werden in relative Höhenänderungen umgerechnet.

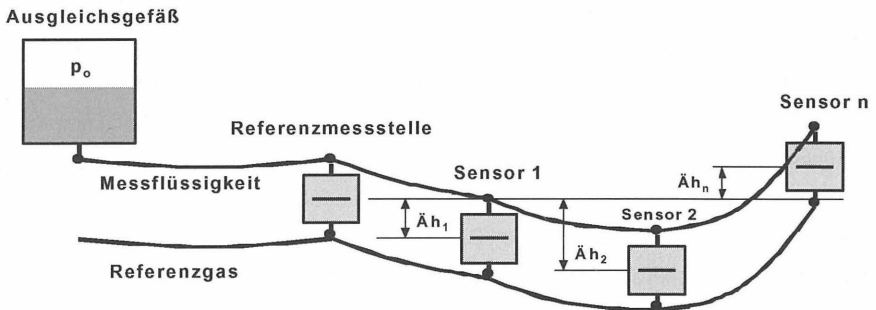


Bild 2: Prinzipskizze Druckschlauchwaagenmeßsystem

Das Herz des Schlauchwaagenmeßsystems sind Druckaufnehmer, die sich durch Stabilität und Zuverlässigkeit auszeichnen. Die technischen Spezifikationen häufig eingesetzter Drucksensoren (System GeTec) sind nachfolgend beschrieben:

- **Meßbereich** : 200 mm
- **Genauigkeit** : 0.02 mm
- **Betriebstemperatur** : -20°C ... 80°C

Mehrere Druckschlauchwaagensysteme dieses Typs werden seit einigen Jahren im deutschen Bergbau für Überwachungsaufgaben im Bergsenkungsbereich eingesetzt. Aufgrund der positiven Erfahrungen hinsichtlich Meßgenauigkeit, Langzeitstabilität und Meßgeschwindigkeit ist das System in weiteren Anwendungsfällen nicht nur zur Setzungskontrolle, sondern auch für die gezielte Anhebung von Bauwerken genutzt worden. Das Druckschlauchwaagenmeßsystem ist dabei in ein computergestütztes Erfassungs-, Archivierungs- und Visualisierungssystem integriert. Die analogen Meßsignale der Druckaufnehmer werden im laufenden Betrieb über einen frei wählbaren

Zeitraum als Einzelmessungen erfaßt und im Regelfall alle 30 Sekunden gemittelt. Die Meßwerterfassung erfolgt über dezentrale Datenerfassungseinheiten, die über ein Bussystem mit einer Systemleitstelle verbunden sind. Dort werden die Meßdaten zeitkontinuierlich als Isolinien und Ganglinien visualisiert. Die Archivierung der Meßwerte erfolgt in einem Datenbanksystem mit einem entsprechend gestalteten Datenmodell, das von anderen Anwendungen genutzt werden kann.

Temperatureinfluß und Meßdynamik

Einflüsse der Temperatur bewirken systematische Veränderungen des Meßwerts und beeinträchtigen die Genauigkeit der Meßergebnisse. Ein für alle Meßstellen gleicher Temperatureinfluß führt zu gleichmäßigen Druckänderungen, die sich jedoch auf die Höhenänderung der Meßstellen nicht auswirken. Eine unterschiedliche Temperaturbeeinflussung einzelner Messstellen wie sie häufig bei Bauwerksüberwachungen auftritt, z.B. durch die Lage der Messpunkte (innen/außen) oder witterungsbedingter Einflüsse, bleibt als Meßungenauigkeit bestehen. Diese wird über Temperaturmessungen und ein entsprechendes Temperaturmodell korrigiert. Die nachstehende Abbildung (**Bild 3**) zeigt den Verlauf unterschiedlicher Temperatureinflüsse für zwei Meßstellen (Innenmeßstelle und Außenmeßstelle). Man kann hier erkennen, daß nach der Differenzbildung ohne ein entsprechendes Temperaturmodell ein Einfluß (Außen – Innen) von 0.4 mm als Systemungenauigkeit auftreten kann.

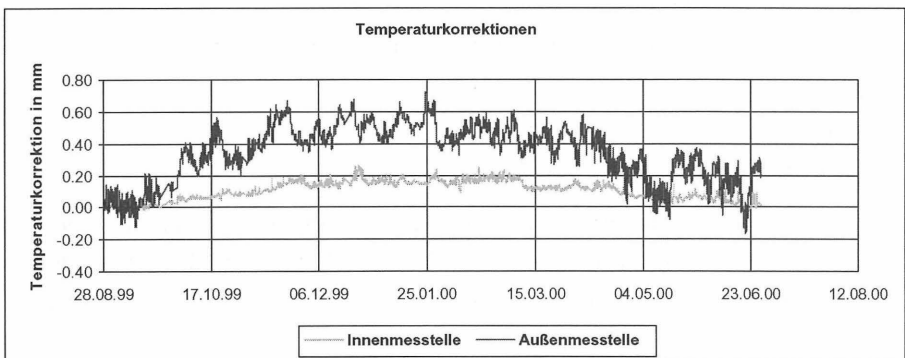


Bild 3: Meßstellen mit unterschiedlicher Temperaturbeeinflussung

Hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens unterscheidet sich die Druckschlauchwaage von einer Füllstandsschlauchwaage, weil hier die Flüssigkeitssäule nur Schwingungen mit äußerst kleiner Amplitude ausführt. Wird die Flüssigkeitssäule einmal in Bewegung gebracht, zum Beispiel beim Umbau des Systems, bei mechanischen Schlauchdeformationen oder bei Höhenänderungen der Meßstellen mit größerer Beschleunigung und Amplitude, beträgt die Relaxationszeit etwa zehn Sekunden (100m-Schlauchwaagensystem). Beruhigungszeiten von Füllstandsschlauchwaagensystemen liegen bei mehreren Minuten, da die Schwingungsamplituden der allseitig offenen Systeme erheblich größer sind.

3 Meßtechnische Überwachung - Centraalstation Antwerpen

Seit 1999 laufen Sicherungs- und Tunnelbauarbeiten an der Centraalstation Antwerpen. Der Bahnhofskomplex wurde in der Zeit von 1899 bis 1905 als Kopfbahnhof erbaut. Im Rahmen des Ausbaus der Hochgeschwindigkeitslinie von Brüssel über Antwerpen nach Amsterdam wird durch eine Untertunnellung eine Durchfahrt für Linien- und Hochgeschwindigkeitszüge möglich. Bei der Tunnelauffahrung werden nach Herstellung einer Rohrschirmdecke die seitlichen, ca. 15 m tiefen Tunnelschlitzwände aus den äußeren Röhren konventionell errichtet. Im Anschluß daran erfolgt der Aushub mit Einbau der endgültigen Tunneldecke und Tunnelsohle (**Bild 4**). Aus Setzungsberechnungen haben sich Gesamtsetzungsprognosen für alle Bauphasen von 60 bis 120 mm ergeben. Verformungen in dieser Größenordnung mit steilen Tangentenneigungen im Randbereich der Setzungsmulde, die hier innerhalb des Gebäudes liegen, führen erfahrungsgemäß zu erheblichen Bauwerksschäden.

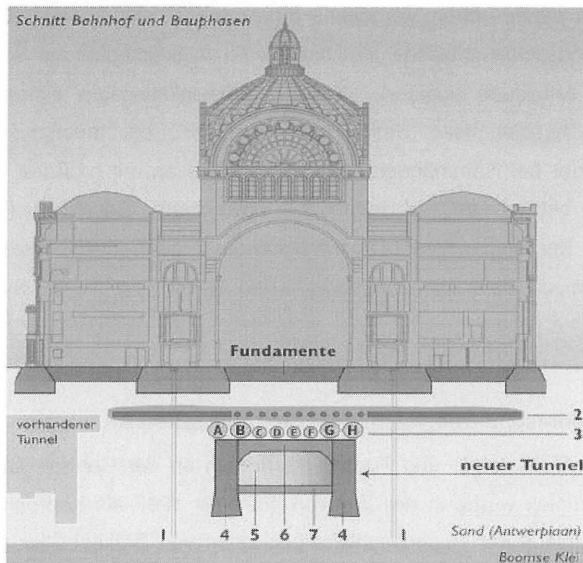


Bild 4: Schnitt Bahnhof und Bauphasen

Zur Vermeidung größerer Schäden wurde das Soilfracs Verfahren zum permanenten Setzungsausgleich während der Tunnelbauphasen eingesetzt (Keller Grundbau GmbH 2000). Mit diesem Verfahren können nach einer Vorinjektion jederzeit gezielte Hebungen ausgeführt werden. Während der kritischen Bauphasen sind die maximalen Setzungen auf 5 mm bei einer Neigung von 1 : 2000 begrenzt worden.

Aufgrund der hohen geforderten Messgenauigkeit von < 0.5 mm und der hohen Messgeschwindigkeit von 30 Sekunden für die gleichzeitige Erfassung aller Überwachungspunkte kam das Druckschlauchwaagensystem zum Einsatz. Dabei wird der Höhenbezug durch ein flexibles Schlauchsystem (Trassenlänge ca. 800 m) mit 83 Meßstellen zur Erfassung der Höhenänderungen realisiert (**Bild 5**). Einmal eingebaut verläuft die Verformungsmessung mit diesem System während der Bauphase nahezu wartungsfrei. Das Meßsystem ist in 3 einzelne Meßkreise unterteilt, die auswertetechnisch zu einem Gesamtsystem gekoppelt sind. Seit dem Einbau des Systems im August 1999 wird das Bewegungsverhalten des Bauwerks permanent aufgezeichnet (Otterbein 2000).



Bild 5: Schlauchwaagenmeßsystem – Centraalstation Antwerpen

Parallel hierzu wurden in diesem Zeitraum umfangreiche Überprüfungen und Kontrollen hinsichtlich der Systemgenauigkeit durchgeführt. Durch eine örtliche Kalibrierungen mit einem Mikrometerschlitten wurde die Meßgenauigkeit der Sensoren bestimmt. Für die einzelnen Sensoren ergibt sich bei einem Verschiebeweg von 100 mm eine Meßgenauigkeit von 0.1 mm. Die Reproduzierbarkeit der Meßwerte liegt ebenfalls bei 0.1 mm. Daran anschließend wurde über Füllstandstests die Reaktion aller Meßwertgeber der einzelnen Meßkreise auf definierte Verschiebungen des Wasserspiegels untersucht. Bei Verschiebungen von ca. + 40 mm und -30 mm ergibt sich hier ebenfalls eine Genauigkeit von 0.1 mm. Das Schlauchwaagenmeßsystem ist aufgrund der räumlichen Verteilung der Meßpunkte unterschiedlichen Temperaturbeeinflussungen ausgesetzt. Während im Keller von einer gleichmäßigen Temperaturverteilung ausgegangen werden kann, sind in den beiden anderen Meßkreisen Meßstellen außerhalb und innerhalb des Gebäudes angebracht. Nach Berücksichtigung entsprechender Korrekturen auf der Basis von Temperaturmessungen liegt die Systemgenauigkeit bei 0.3 mm. Die beiden nachstehenden Abbildungen zeigen einen Ausschnitt der umfassenden Visualisierung des Verformungsbildes. **Bild 6** zeigt die Ganglinie des Höhenverlaufes von Messpunkten,

während **Bild 7** die Gesamtverformung des Bauwerkes und die Anordnung der Messpunkte für den Zeitraum der Vorinjektion (Phase 1) in Form von Isolinen visualisiert.

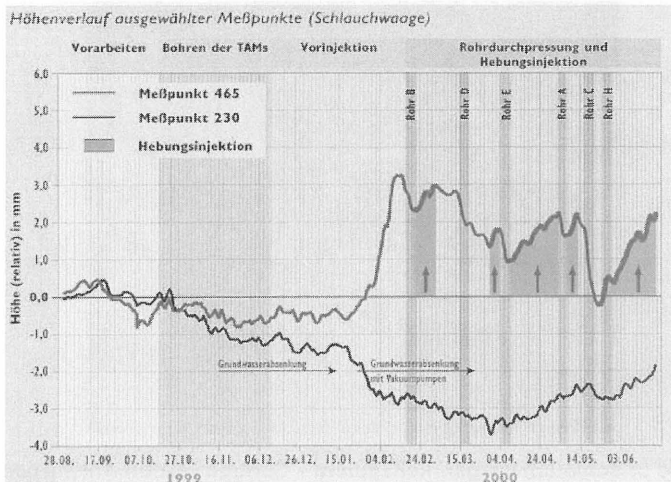


Bild 6: Höhenverlauf von Schlauchwaagenmesspunkten

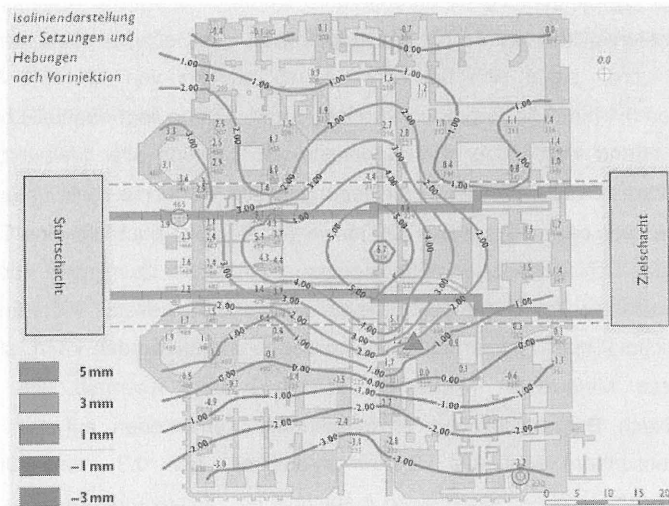


Bild 7: Isolinen der Verformung für den Zeitraum vom 09.12.00 - 29.12.00

Zwischen August 1999 und August 2000 wurde das Bewegungsverhalten des Bahnhofs zur Kontrolle des Schlauchwaagenmesssystems durch Nivellement bestimmt. Die Ausführung der Nivellements an der Centraalstation Antwerpen gestalten sich an den zugänglichen Messpunkten schwierig. Bauwerksbedingt befinden sich die Messpunkte auf mehreren Ebenen. Durch Publikumsverkehr und wechselnde Lichtverhältnisse werden die Messgenauigkeit und die Reproduzierbarkeit der Einzelmessungen stark beeinträchtigt. Zur Plausibilitätskontrolle wurden die Schlauchwaagenmeßwerte in das System der Nivellements umgerechnet. Nach der Auswertung der Ergebnisse wird z.B. im Vergleich von zwei dicht beieinander liegenden Messpunkten die Langzeitstabilität der Schlauchwaagenmesswerte durch die Nivellements, wie in **Bild 8** dargestellt, bestätigt.

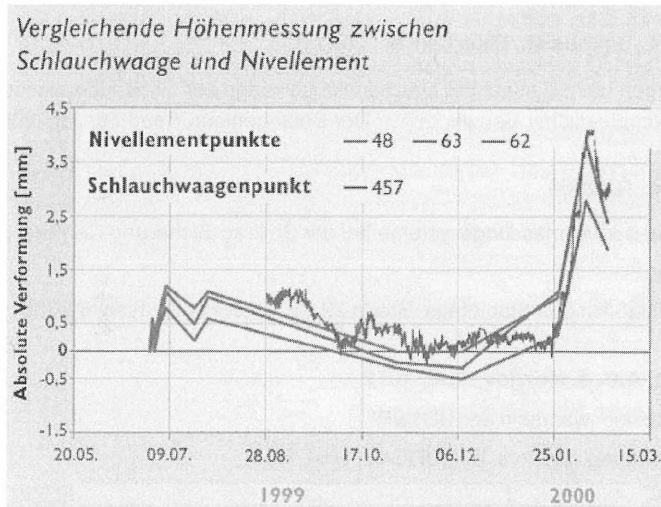


Bild 8. Vergleich Druckschlauchwaage – Nivellement

4. Literaturverzeichnis

[1] Dames, W., 1990

„Ein hydraulisches Vielstellenmesssystem mit veränderlichem Meßbereich für die kontinuierliche Überwachung von Höhenänderungen“

Dissertation TH Aachen 1990

[2] Jakobs, M.; Schmitt, M.; Uhl O. 1999

„Maßnahmen zur Gewährleistung der Betriebssicherheit einer Produktionsanlage der Holzverarbeitenden Industrie während bergbaulicher Einwirkungen“

Vortrag anlässlich der Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Markscheiderevereins, Cottbus 1999

[3] Dekker H., Jakobs M., Otterbein R., 2001

„Erfahrungen beim Einsatz der Druckschlauchwaage zur Höhenüberwachung setzungsempfindlicher Bauwerke “ Der Bauingenieur, Band 76, Juni 2001

[4] Otterbein, R., 2000

„Einsatz neuer Vermessungssysteme bei der Soilfrac-Sicherung Centraal-Station, Antwerpen“

Vortrag anlässlich des Studietags, Breda 22.03.2000; Fachaufsatz 61-39D

[5] Prichoda, A.G. & Mozgov, A.K., 1972

„Neue Schlauchwaage in der UDSSR“

Geodez.i.Kartog., Moskva 17 (1972) 10, S.14-18

[6] Keller Grundbau GmbH, 2000

„Aktiver Setzungsausgleich mit dem Soilfrac-Verfahren (Compensation-Grouting) während der Tunnelarbeiten unter dem Hauptbahnhof in Antwerpen“

Baustellenbericht 61-29D

Anschrift der Verfasser:

Dipl.Ing. H. Knitsch
Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistr. 44
63067 Offenbach

Dr.-Ing. R. Wieland
Dr.-Ing. M. Jakobs
GeTec Ingenieurgesellschaft mbH
Kaiserplatz 6
52062 Aachen

Porenwasserdruck- , Festigkeits- und Verschiebungsentwicklung bei Verdrängungsbohrungen in bindigen Böden

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann

1 Einleitung

Zur Herstellung von Pfählen oder pfahlartigen Bauteilen kommen zur Schaffung des im Nachgang zu verfüllenden Hohlraumes vermehrt Verdrängungsverfahren zur Anwendung. Während des Abteufens dieser Verdrängungsbohrungen entstehen insbesondere in bindigen Weichböden Porenwasserdrücke, deren Einfluss auf die Festigkeit des umgebenden Bodens projektbezogen zu quantifizieren ist. Zudem sind in Abhängigkeit von den bodenmechanischen Eigenschaften der Böden unterschiedlich große Verformungen und Aufwölbungen im Umfeld zu beobachten.

Zur Quantifizierung der vorgenannten Aufwölbungen und zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Porenwasserdrücke und Festigkeiten wurden großmaßstäbliche Versuche mit einem einzelnen Verdrängerrohr durchgeführt. Die Erkenntnisse wurden mit messtechnischen Aufnahmen der Herstellung von Säulenfeldern verglichen und durch numerische Vergleichsberechnungen abgesichert. Die Versuche selbst sowie deren Analyse und Bewertung werden im nachfolgenden Beitrag im Detail beschrieben.

Die Untersuchungen orientierten sich an dem Einbringverfahren der Verdrängerrohre, wie es bei der Herstellung von Geotextilummantelten Sandsäulen der Fa. Möbius (GSM Verfahren) üblicherweise zur Anwendung kommt. Bei diesem Verfahren, welches eine Baugrundverbesserung darstellt, sind die infolge Herstellprozess zu erwartenden Festigkeiten der die Säulen umgebenden bindigen Weichschichten wegen ihrer mittragenden Funktion zuverlässig anzugeben. Neben der messtechnischen Aufnahme der Porenwasserdrücke und der Verschiebungen waren deshalb auch in unterschiedlichen Abständen und Tiefenlagen die Festigkeiten des Weichbodens durch geeignete Versuche zu bestimmen.

2 Großmaßstäbliche Versuche

2.1 Problemstellung

Die im Baugrund- und Gründungsgutachten vorgeschlagenen Ansätze der Stoffkennwerte der bindigen Weichschichten beruhten auf Feld-Flügelsondierungen und diversen Laborversuchen an gewachsenem Baugrund. Die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf den herstellungsbedingt gestörten Baugrund war ergänzend zu prüfen.

Hierzu wurden zunächst bodenmechanische Laborversuche zur Beurteilung der möglichen Gefügestörung am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig sowie kleinmaßstäbliche Modellversuche an der Gesamthochschule Kassel durchgeführt. In der zusammenfassenden Beurteilung ergab sich, dass die potenzielle Gefügestörung aus den kleinmaßstäblichen Modellversuchen nur grob abgeschätzt werden konnte. Weiterführende großmaßstäbliche Versuche waren insofern unabdingbar.

2.2 Versuchsaufbau

Bei den nachfolgend beschriebenen Versuchen wurde der umgebende Weichboden (i. w. Schlick weicher Konsistenz) den Dehnungs- und Verformungszuständen wie bei der Herstellung von GSM Säulen in situ mit einem Durchmesser von $D = 80 \text{ cm}$ unterworfen. Damit waren Maßstabeffekte ausgeschlossen. Das angelieferte Probenmaterial wurde zudem im Transportcontainer belassen, um Beeinflussungen der Materialeigenschaften infolge Umschichtung auf das unvermeidbare Maß zu beschränken.

Innerhalb des Containers, der wie erwähnt Transportgefäß und Versuchsgrube in Einem war, ergab sich bei einem Gesamtvolumen von $V \approx 2,7 \text{ m}^3$ eine Füllhöhe resp. Schlickmächtigkeit von 80 cm . In dieses Material wurde nach entsprechender technischer Vorbereitung ein form- und durchmessergerechter Verdrängungsrohrabschnitt abgesenkt.

In das Probenmaterial wurden zudem 12 projektspezifisch konfektionierte Porenwasserdruckaufnehmer in fünf Schnitten und zwei resp. drei Tiefenlagen zur Beobachtung der hydraulischen Vorgänge eingebracht (Bild 1).

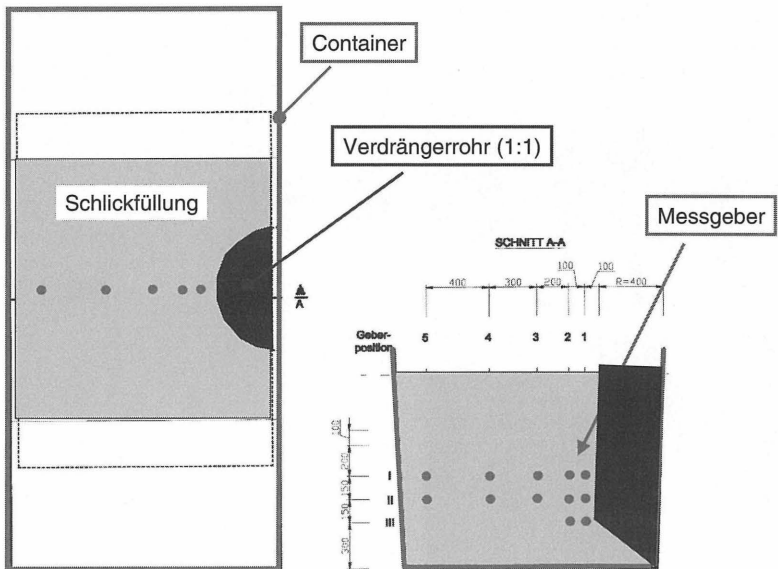


Bild 1: Versuchscontainer, allgemeiner Aufbau und Lage der Porenwasserdruckaufnehmer

Diese wurden durch einen vertikal angeordneten Totalspannungsaufnehmer ('Erd-druckkissen') ergänzt. Die Lage und Höhe der Geber wurden eingemessen und die Geber an eine elektronische Datenerfassungsanlage (Spannungsversorgung, Digital-Analog-Wandler mit entsprechender Software etc.) angeschlossen.

Der Baugrund wird bei den im Verdrängungsverfahren niedergebrachten Rohren radial verquetscht und die Oberfläche aufgewölbt. Zur Aufnahme dieser Aufwölbung wurden ergänzend 12 Messfühler installiert, welche im Sinne von Tastinstrumenten die Detektion der Höhenlage des Schlicks im Umfeld des Verdrängerrohres vor und nach der Versuchsdurchführung ermöglichten (Bild 2).

Das angelieferte Probenmaterial wurde zunächst organoleptisch angesprochen und mit Hilfe von Handflügelsondierungen bodenmechanisch beurteilt. Die Sondierwiderstände im Sinne eines Leitparameters bestätigten die Repräsentativität des Probenmaterials und damit die Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse. Demnach war das Probenmaterial im oberen Bereich als 'gering fest' einzustufen und wurde mit zunehmender Tiefe fester

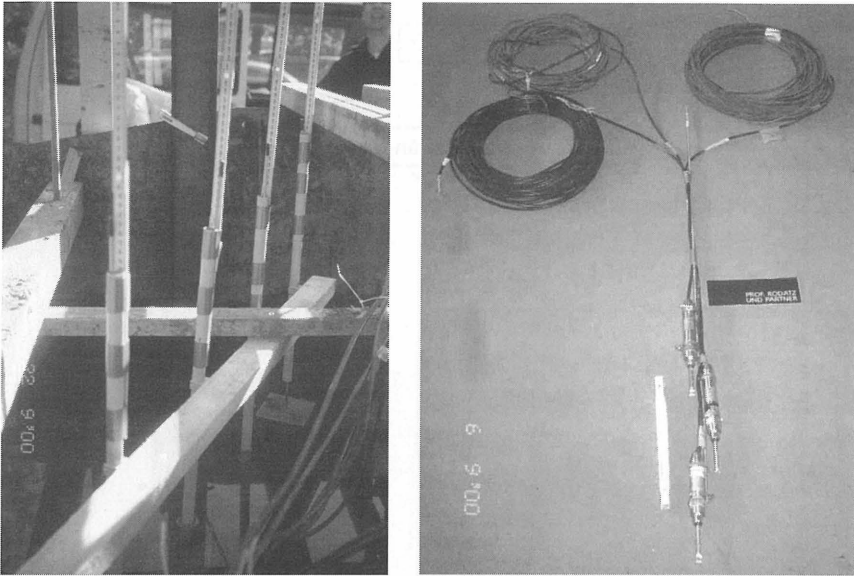


Bild 2: Versuchscontainer, Tastfühler zur Bestimmung der Aufwölbung und vorkonfektionierte Porenwasserdruckaufnehmer

Das unsererseits konzeptionierte Verdrängerrohr selbst wurde mit einem halbkreisförmigem Querschnitt anhand zeichnerischer Vorgaben als Stahlbauteil fremdgefertigt. Es entspricht hinsichtlich des Durchmessers – hier $D = 800 \text{ mm}$ - den üblicherweise eingesetzten Rohrtypen und besitzt zudem die (typische) Abschrägung am Rohrfuß. Das Rohr ist zudem mit seitlichen Führungsschienen versehen, um eine ausschließlich vertikale Bewegung zu erzwingen und Verkantungen zu vermeiden.

2.3 Versuchsdurchführung

Mit dem vorbeschriebenen Aufbau wurden zwei Versuche (Versuch V I und Versuch V II) realisiert (Bild 3), wobei die Eindringung aus Symmetriegründen auf den Längsseiten des Containers stattfand (vgl. Bild 1).

Nach Vorbereitung der mess- und videotechnischen Erfassungs- und Beobachtungseinrichtungen wurde das Verdrängerrohr zunächst auf OK Schlick positioniert. In diesem Zustand wurden die Bezugswerte bestimmt und soweit möglich überprüft und abgeglichen.



Bild 3: Versuchscontainer mit Verdrängerrohr vor dem Absenken

Bei dem Versuch I wurde zur Erzielung eines höheren Gewichts resp. zur Überwindung des Auftriebes das Rohr geflutet und mittels eines innenliegenden Rüttlers (im Betonbau üblicher Flaschenrüttler) in Vibration versetzt. Das Rohr war dabei mit seitlichen Führungsschienen versehen, um eine ausschließlich vertikale Bewegung zu erzwingen und Verkantungen zu vermeiden. Der Absenkvorgang wurde händisch gesteuert, wobei zwei Absenkphasen von 0 – 500 mm und von 500 - 650 mm realisiert wurden (siehe hierzu auch Bild 4).

Bei dem Versuch II wurde die Einsenkung mittels eines Hydraulikbaggers realisiert. Zudem wurde auf die Vibration verzichtet. Der Einbringvorgang nahm dabei rd. 30 Sekunden in Anspruch.

Während der Versuche wurden die vorbeschriebenen Messungen der Porenwasserdrücke in einem Zeitraster von bis zu zwei Sekunden ausgeführt. Im Nachgang sind die Flügelscherfestigkeiten bestimmt sowie die Höhenlage der Schlickoberkante aufgenommen worden.

Zur Quantifizierung der Absenkung des Verdrängungskörpers wurde ein Positionssensor eingesetzt, welcher die Höhenlage online mit einer Genauigkeit von rd. 5 mm erfassen konnte (Bild 4).

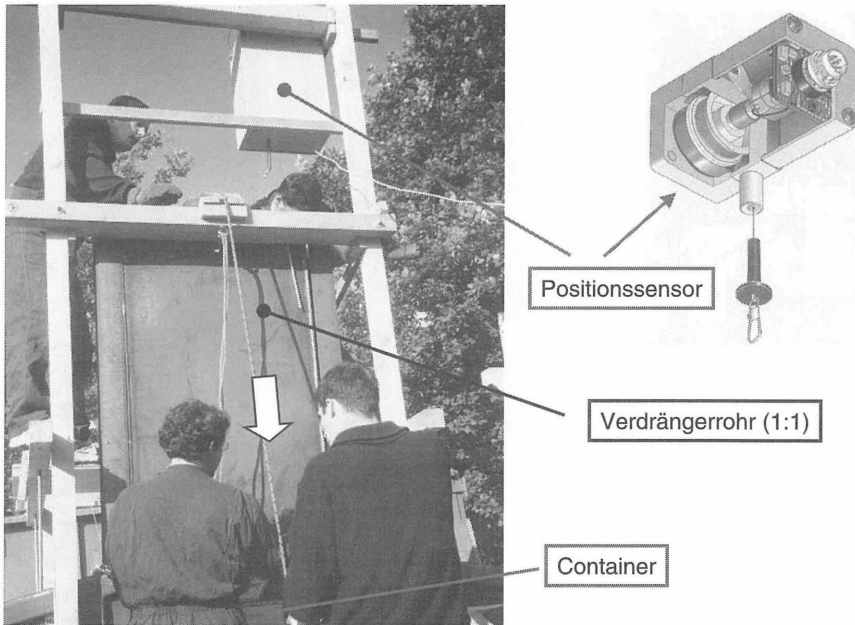


Bild 4: Versuchsdurchführung, Container, Verdrängerrohr und Positionssensor

Der Positionssensor selbst war dazu in einem Schutzgehäuse oberhalb des Verdrängerrohres installiert.

Nachfolgend Sind die Versuchsergebnisse in Text und Bildern im Detail erläutert.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Flügelscherfestigkeiten

Die bei den großmaßstäblichen Versuchen gemessenen Flügelscherfestigkeiten sind zum Vergleich der ursprünglichen und der nachträglichen Situation als 3-D Plots visualisiert (Bild 5). Gegenüber den Scherfestigkeiten vor Versuchsdurchführung ergab sich demnach eine Verbesserung von rd. 1,0 bis 3,0 kN/m². Dies ist bei den vorhandenen sehr geringen Festigkeiten gleichbedeutend mit einem Verbesserungsgrad von 50 % bis 100 %.

Die Belastbarkeit der Ergebnisse der Flügelsondierungen wurde i. ü. versuchsbegeleitend durch Mehrfach- und Vergleichsmessungen (z. B. mit unterschiedlichem Instrumentarium) belegt.

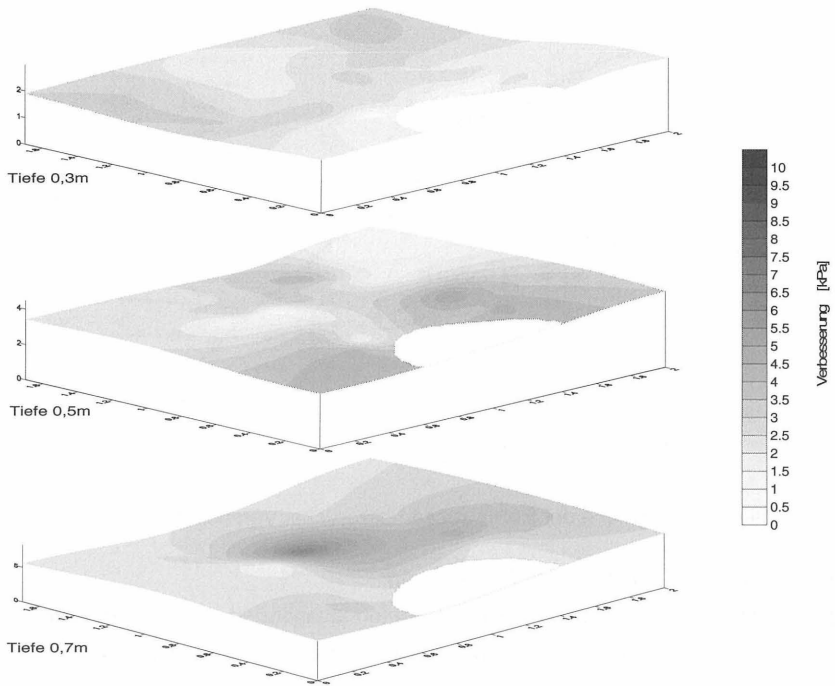


Bild 5: Zunahme der Flügelscherfestigkeiten infolge Einbringung des Verdrängerrohres in drei Tiefen

3.2 Versuchsergebnisse, Porenwasserdrücke

Für den Versuch II ist die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke im Bild 6 aufgetragen. Die Geber der Pos. 5 wurden vor Versuchsbeginn, da sie im Bereich des Verdrängungskörpers lagen, zurückgebaut. Die Positionen der übrigen Messpunkte sind in der Schnittskizze eingetragen, wobei die ausgewerteten und als Liniengrafik im Diagramm dargestellten Messpunkte hinterlegt worden sind.

Der Eindringvorgang dauerte bei dem Versuch II insgesamt 30 Sekunden, wobei die steigenden Widerstände durch den belastenden Hydraulikbagger überwunden werden konnten. Die Eindringtiefe zu Versuchsende betrug hier 800 mm. Die einzelnen Messwerte zeigen einen stetigen Verlauf. Die maximalen Porenwasserüberdrücke liegen im unmittelbaren Umfeld der Säule bei rd. 175 mmWS.

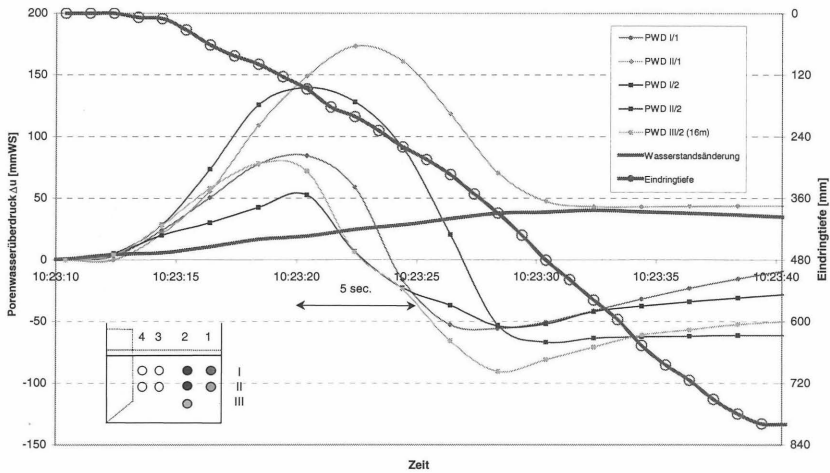


Bild 6: Zeitliche Entwicklung der Porenwasserüberdrücke, Versuch II

3.3 Versuchsergebnisse, Aufwölbung

Die mit den vorbeschriebenen Tastinstrumenten quantifizierten Höhenänderungen der Schlickoberkante sind für den Versuch II in Bild 7 für acht parallele Schnitte (Achsen I bis IV und VI bis IX) aufgetragen.

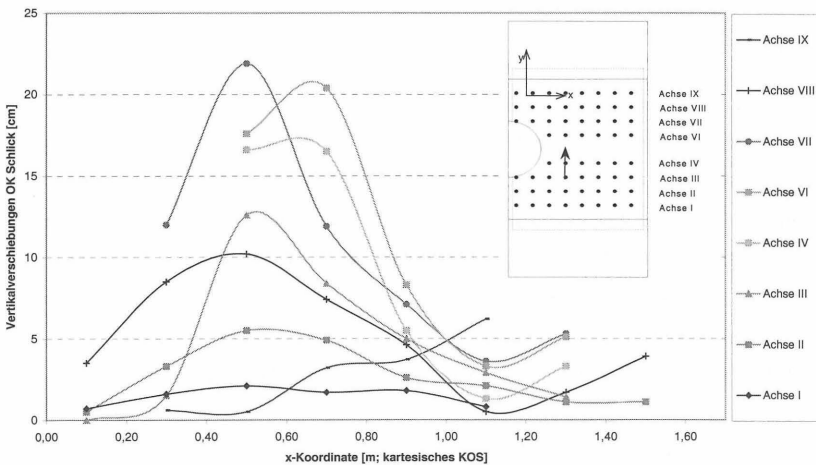


Bild 7: Höhenverlauf der Schlickoberkante für 8 Schnitte, Versuch II

Gemäß Bild 7 steigt die Aufwölbung im (radialen) Abstand von 1,0 m beginnend bis 20 cm im unmittelbaren Säulenumfeld an. Die Gegenüberstellung des eingebrachten Volumens des Verdrängerkörpers und der vor und nach Aufwölbung gemessenen Volumina zeigte eine leichte volumetrische Stauchung des Schlicks. Das aufgewölbte Bodenvolumen betrug in etwa 75 % des Verdrängerkörpers.

4 Numerische Berechnungen zum hydraulischen Verhalten

4.1 Berechnungsmethodik

Die hydraulisch - numerischen Berechnungen erweiterten die vorgenannten Betrachtungen zur Porenwasserüberdruckentwicklung. Die dreidimensionalen Berechnungen erfolgten auf der Basis der Finiten Elemente in Form einer stationären, nicht-linearen Analyse des Kontinuums.

Diesen Berechnungen wurden analytische und numerische Betrachtungen zur zeitabhängigen Entwicklung vorgeschaltet. Sie zeigen, dass während der Einbringung eines einzelnen Verdrängungskörpers aufgrund des Verhältnisses von Eindring- und Konsolidationszeitraum ein herstellungsbegleitender Abbau der Porenwasserüberdrücke nicht maßgeblich ist.

Unter der Voraussetzung von Eindringgeschwindigkeiten in der Größenordnung von rd. 5 m / min sind die instationäre (zeitabhängige) und die stationäre (zeitunabhängige) Berechnung für das hier interessierende Zeitfenster daher deckungsgleich. Die stationäre Lösung bildet dabei den auf der sicheren Seite liegenden Höchstwert der instationären Lösung ab.

4.2 Berechnungsmodelle

Als geometrisches Modell wurde ein Viertelkreisausschnitt hinterlegt, wobei die Breiten und Tiefen die Abmessungen des Containers (für die Nachrechnung der vorbeschriebenen großmaßstäblichen Versuche) resp. die in-situ-Verhältnisse wiedergeben (Bild 8).

Der Eindringvorgang wurde durch tiefengestaffelten Ansatz von Quellen simuliert, deren Zuströmvolumen je Zeiteinheit sich aus der jeweils angesetzten Eindringgeschwindigkeit und dem zugehörigen, in dieser Zeitspanne verdrängtem, porenraumbezogenem Rohrvolumen ergab.

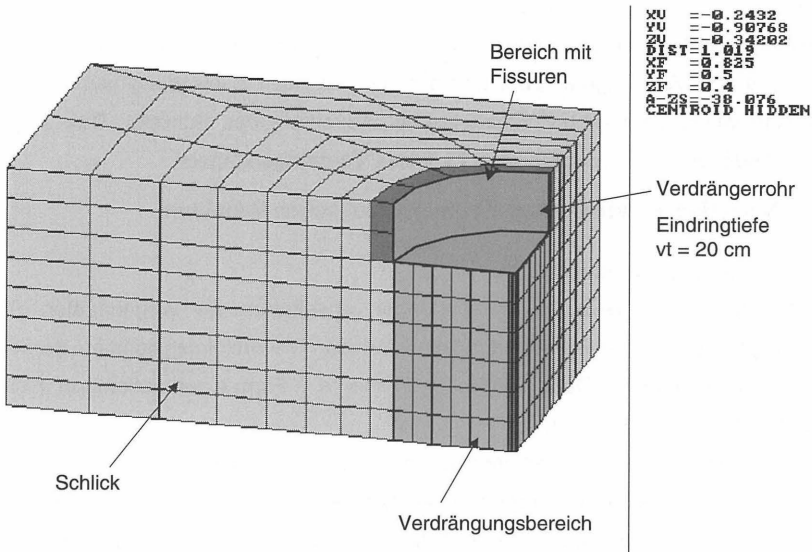


Bild 8: Modellierung bei den Berechnungen zum hydraulischen Verhalten

Die bodenmechanischen Parameter sind den Projektunterlagen entnommen und zur Beurteilung der Sensitivität in den jeweils erforderlichen Größen variiert worden.

4.3 Berechnungsergebnisse

Nach den numerischen Analysen bildet sich, den hydraulischen Randbedingungen in situ entsprechend, am Säulenfuß der größte Porenwasserüberdruck aus. Das Maximum des Porenwasserüberdruckes wandert mit dem Eindringen des Verdrängungskörpers nach unten und nimmt am Mantel Größtwerte von rd. 1,5 mWS resp. 15.000 N/m² an (Bild 9).

Die (rechnerisch) hinsichtlich der hydraulischen Bedingungen überbeanspruchten Bereiche befinden sich in der unmittelbaren Säulumgebung. Die Porenwasserüberdrücke werden hier augenscheinlich über Fissuren in der Kontaktfläche Schlick / Stahlmantel abgebaut.

Die stetige Zunahme des für die Abströmung zur Verfügung stehenden Bodenvolumens reduziert die hydraulische Beanspruchung mit zunehmender Tiefe deutlich.

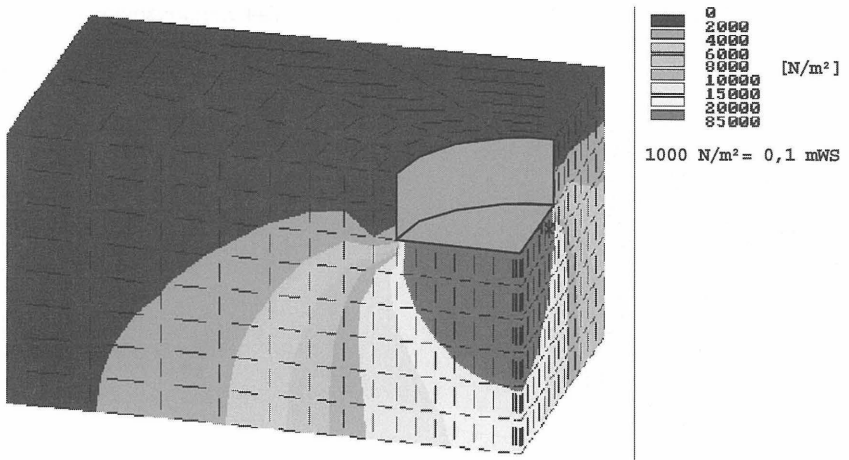


Bild 9: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung, Porenwasserüberdrücke

5 Numerische Berechnungen zum mechanischen Verhalten

5.1 Berechnungsmethodik

Die mechanisch - numerischen Berechnungen erweiterten und ergänzten die vorgenannten Betrachtungen zur Gefügestörung. Die dreidimensionalen Berechnungen erfolgten auf der Basis der Finiten Elemente mit entsprechender Simulation des Verdrängungsvorganges.

Die Berechnungen wurden sowohl bei der Nachrechnung der vorbeschriebenen großmaßstäblichen Versuche wie bei der Prognose für die Verhältnisse in situ in Form einer statischen nichtlinearen Analyse des Kontinuums durchgeführt.

5.2 Berechnungsmodelle

Als geometrisches Modell wurde wie vor unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen ein Viertelkreisausschnitt hinterlegt, wobei die Breiten und Tiefen die Abmessungen des Containers (für die Nachrechnung der vorbeschriebenen großmaßstäblichen Versuche) resp. die Verhältnisse in situ wiedergeben (Bild 10).

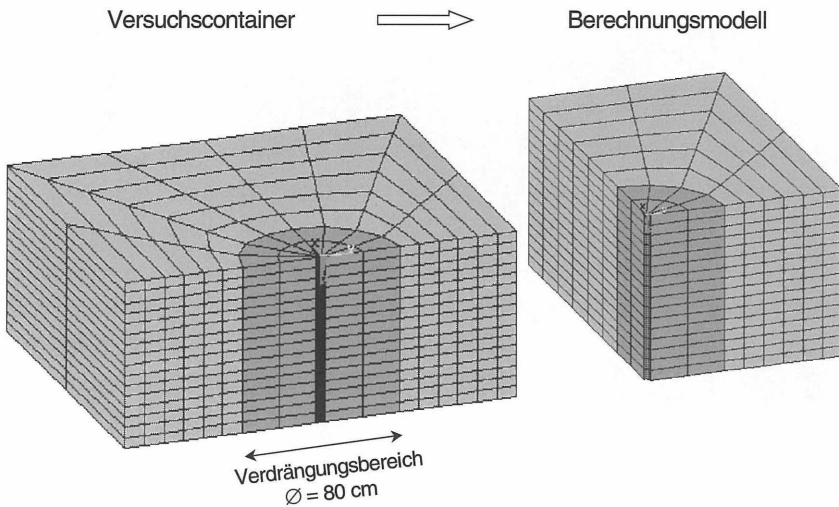


Bild 10: Modellierung bei den Berechnungen zum mechanischen Verhalten

Der Eindringvorgang wurde durch gestaffeltes Aufbringen diskreter (horizontaler) Verschiebungen und unter Ansatz idealisierter (Mantel-) Reibungskräfte simuliert. Über eine entsprechende Makro-Programmierung war die Abbildung unterschiedlicher geometrischer Ausbildungen (z. B. Rohrdurchmesser und Spitzenwinkel) oder mechanischer Eigenschaften (z. B. Größe und Verteilung der Reibungskräfte) möglich.

5.3 Berechnungsergebnisse

Nach den numerischen Analysen bildet sich entsprechend den Beobachtungen bei den großmaßstäblichen Versuchen eine Aufwölbung im unmittelbaren Umfeld der Säule aus.

Für den Berechnungsfall 'Verdrängungskörper auf Containerboden' sind die vertikalen Verschiebungen in Bild 11 dargestellt. Die Verteilung (steile Aufwölbung am Säulenrand und flacher Abbau im Säulenumfeld) und die Größenordnung der Hebungen entspricht in etwa den bei den Versuchen ermittelten Werten.

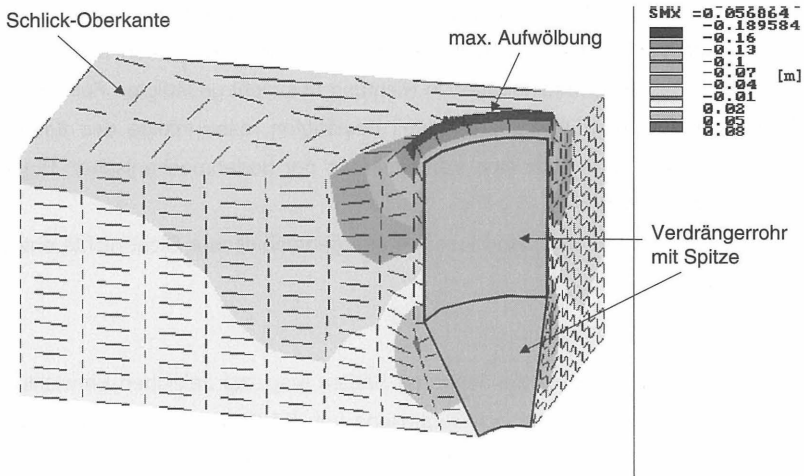


Bild 11: Ergebnisse der mechanischen Berechnung, Vertikalverschiebung

Der Schlick wird dabei im unmittelbaren Umfeld der Stahlmantels vollständig plastifiziert. Neben den Dehnungen in Ringrichtung (tangentielle Dehnungen) wird der Boden – der visuellen Beobachtung entsprechend – auch in vertikaler Richtung nach Überschreitung der (Scher-) Festigkeit weiter maßgeblich verformt. Die vorgenannten Dehnungen verteilen sich i. ü. zu rd. 5 % auf elastische und zu 95 % auf plastische Verformungen.

6 Schlussfolgerungen

Insgesamt war mit den vorbeschriebenen großmaßstäblichen Versuchen sowie den ergänzenden hydraulischen und mechanischen Berechnungen eine qualitative und quantitative Abschätzung der Situation in-situ in Abhängigkeit von den veränderlichen geometrischen Randbedingungen realisierbar.

Die hydraulischen Gleichgewichtsverhältnisse sind i. w. während des Eintauchens des Verdrängerkörpers in den bindigen Baugrund kritisch zu beurteilen.

Mit zunehmender Tiefe und zunehmendem Abstand nehmen die Beanspruchungen auf ein erträgliches Maß ab. Die Ausdehnung der plastifizierten Bereiche beschränkte sich nach den vorbeschriebenen Untersuchungen auf das unmittelbare Säulenumfeld.

Die möglicherweise verbleibenden überbeanspruchten Bereiche sind von geringer horizontaler und vertikaler Mächtigkeit und besitzen nach dem Ziehen des Rohres die besten Entwässerungsbedingungen in Richtung des nicht gesättigten Füllsandes. Die Bestimmungen der Flügelscherfestigkeit bestätigten, dass infolge des Einbringens der Verdrängerrohre eher eine Verbesserung der bodenmechanischen Eigenschaften zu erwarten ist.

Der Freigabe der Ausführung stand insofern aus geotechnischer Sicht nichts entgegen.

7 In-situ Beobachtungen

Zur Beurteilung des Einflusses benachbarter Säulen resp. zur zeitlichen Entwicklung der Porenwasserüberdrücke bei der Herstellung von Säulenfeldern konnte auf vergleichbare Messaufgaben [3] sowie auf aktuelle Erkenntnisse zurückgegriffen werden [4] (Bild 12).

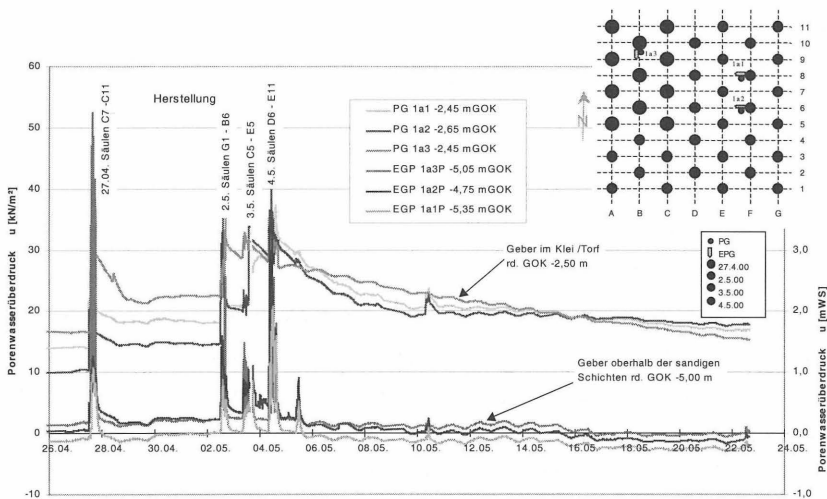


Bild 12: Porenwasserdruckentwicklung infolge Herstellung mehrerer Säulen

Im Rahmen eines großflächigen Versuchsfeldes waren parallel zur Einbringung der Verdrängerrohre sowie der Herstellung der Säulen geotechnische Messungen der neutralen und effektiven Spannungen vorgenommen worden.

Die Messergebnisse zeigten auf, dass bei dem zu erwartenden Arbeitsfortschritt eine maßgebliche Anhebung der maximalen Porenwasserüberdrücke, infolge Überlagerung mehrerer Einbringvorgänge nicht zu erwarten war (Bild 12).

Die Beobachtungen während der Ausführungsphase des gegenständlichen Projektes bestätigten i. Ü. die aufgrund der vorbeschriebenen Versuche und Berechnungen vorgenommenen Prognosen hinsichtlich der Porenwasserdruck- und Festigkeitsentwicklung sowie der Aufwölbung qualitativ und quantitativ.

8 Literatur

- [1] Cunze, G.: Ein Beitrag zur Abschätzung des Porenwasserüberdrucks beim Rammen von Verdrängungspfählen in bindigen Böden; Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, Heft 20, 1985
- [2] Harder, H.: Numerische Modellierung des 'Cone Penetration Tests' in wasser-gesättigten bindigen Böden; Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, Heft 25, 1989
- [3] Maybaum, G.: Erddruckmessungen an Verdrängungspfählen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 41, 1993
- [4] Mühlmann, J.: Auswertung geotechnischer Untersuchungen im Rahmen der Herstellung von Sandsäulen; Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 2000 (unveröffentlicht)

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum
FH Hildesheim / Holzminden / Göttingen
Haarmannplatz 3
37603 Holzminden

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann
Prof. Rodatz und Partner, Beratende Ingenieure für Geotechnik
Rebenring 33
38106 Braunschweig

Geotechnische Messungen im Rahmen der Herstellung von Überschüttdämmen bei der Baumaßnahme B 437 - Weserquerung

Cord H. Lüsse

1 Einleitung

Zur Stärkung der bislang durch die Unterweser getrennten Wirtschaftsregionen Oldenburg/Wilhelmshaven und Bremerhaven/Cuxhaven wird zur Zeit zwischen Kleinensiel und Dedesdorf der Wesertunnel gebaut. Das 1.636 m lange doppelröhrige Straßentunnelbauwerk stellt das Kernstück der Maßnahme Weserquerung, einer Straßenbaumaßnahme zur Verbindung der Bundesstraße 212 auf der westlichen mit der Bundesautobahn A 27 auf der östlichen Weserseite dar (Abbildung 1).

Zum Gesamtumfang der Maßnahme gehören neben der eigentlichen Tunnelstrecke zwei Zufahrtsrampen von je ca. 400 m Länge, nahezu 20 km Straßenneubau im Überschüttverfahren und 20 Brückenbauwerke zum Anschluss des Tunnelbauwerkes an das regionale bzw. überregionale Straßennetz. Insgesamt 410 ha an Kompensationsflächen für den Eingriff in Natur und Landschaft komplettieren das Bauprojekt. Gegen Ende 2002 wird mit der Fertigstellung der Straßenstrecken gerechnet; die Gesamtfertigstellung wird für Ende 2003 erwartet.

Die Bundesrepublik Deutschland als Bauherr dieser Maßnahme hat die Abwicklung auf dem Wege der privaten Vorfinanzierung vorgesehen. Für Planung und Entwurf dieses anspruchsvollen und immer noch größten niedersächsischen Bauprojektes zeichnete das Niedersächsische Landesamt für Straßenbau verantwortlich; die Bauausführung obliegt dem Straßenbauamt Oldenburg.

In diesem Beitrag werden die zur Herstellung der Straßentrassen durchgeführten geotechnischen Messungen unter Berücksichtigung bautechnischer Besonderheiten (Überschüttverfahren, Versorgungsleitungen) erläutert und beschrieben.

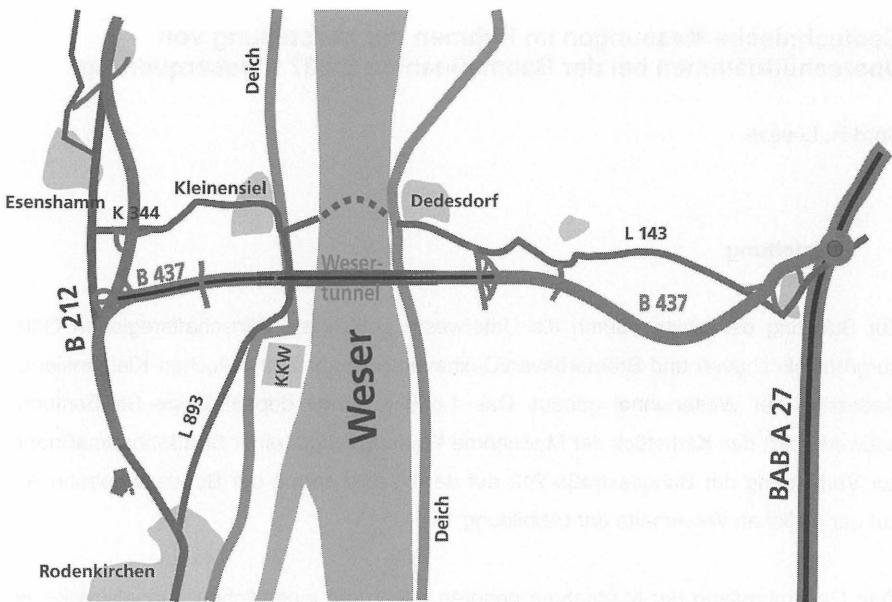


Abbildung 1: Übersichtsdarstellung der Baumaßnahme Weserquerung

2 Problemstellung

2.1 Allgemeine Beschreibung der Baugrundstruktur

Die Geologie des Unterweserraumes ist maßgeblich von eiszeitlichen Vorgängen sowie der nacheiszeitlichen norddeutschen Küstenbildung beeinflusst (Abbildung 2).

Im oberflächennahen Bereich steht mit einer Mächtigkeit von bis zu 20 m das norddeutsche Küstenholozän an, eine charakteristische Wechsellagerung aus schluffig-tonigen Formationen (Klei) und Feinsanden, die lagenweise von Schluff durchsetzt sind. Bis zu fünf Meter mächtige Torfschichten sind, zum Geestrand hin verstärkt, in die holozänen Deckschichten eingelagert. In größeren Tiefen, die schon rinnenartiger Ausprägung sein können, bilden Fein- und Mittelsande die Basis des Holozäns.

Der gesamte holozäne Komplex liegt dem pleistozänen Relief auf, das aus mitteldicht bis dicht gelagerten, weichseleiszeitlichen Sanden der Weser-Niederterrasse, der elster-eiszeitlichen Lauenburger sandigen und tonigen Fazies sowie ebenfalls vermutlich elster-eiszeitlichem Geschiebemergel besteht.

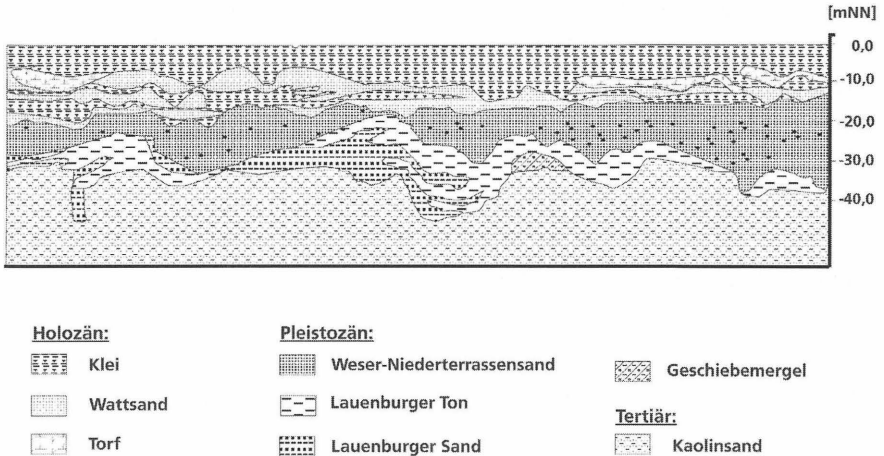


Abbildung 2: Prinzipieller Baugrundaufbau im Unterweserraum

Die Weser-Niederterrassensande enthalten wie die Lauenburger Fazies große Mengen an Steinen und Blöcken, vorwiegend Magmatite, in geringerem Umfang auch Sedimentite skandinavischer Herkunft.

Das Tertiär beginnt in der für den Straßenbau üblichen Erkundungstiefe unterhalb der elstereiszeitlichen Formationen mit einem dicht gelagerten Kaolinsand, darüber hinaus gehende Bohrtiefen sind für straßenbauliche Belange uninteressant und hier nicht weiter betrachtet.

Kennzeichnend für diese küstennahen Flusssedimente ist ihre horizontal wie vertikal wechselnde Zusammensetzung, durchgehende Horizonte fehlen in der Regel. Der wechselvolle Schichtaufbau ist das Ergebnis eines stark mäandrierenden Gewässersystems und gelegentlicher Meeresingressionen.

Vielfach sind bereits abgelagerte Schichten durch die Verlagerung von Wasserarmen und Nebenflüssen der Weser örtlich wieder abgetragen und später mit jüngeren Böden aufgefüllt worden.

Generell kann parallel zur Fließrichtung des Hauptgewässers eine gewisse Zonierung festgestellt werden. Die Torfbildungen und feinkörnigen Sedimente an den östlichen und westlichen Geesträndern besitzen einen stärkeren Anteil an der Gesamtschichtdicke, während zur Weser hin die meist sandigen Schichten überwiegen.

Für den Straßenbau bedeutet dies, dass in West-Ost-Richtung verlaufende Trassenabschnitte häufiger veränderten Verhältnissen unterliegen als die einen gleichmäßigeren Baugrundaufbau aufweisenden Trassen in Nord-Süd-Richtung.

Weiterhin sind die Grundwasserverhältnisse zu berücksichtigen, die ebenfalls durch den küstennahen Bereich geprägt werden.

Die wassergesättigten Marschenböden sind seit der Besiedlung durch den Menschen künstlich mit Hilfe von Schöpfwerken und Sielen entwässert und damit urbar gemacht worden. Der Hauptgrundwasserleiter wird von der etwa 20 Meter mächtigen Schicht der Wattsande und pleistozänen Sande gebildet und ist nachweislich tideabhängig, steht demzufolge in direktem Kontakt zur Weser und ist dort, wo die bis zu 15 m mächtigen bindigen Deckschichten ihn überlagern, gespannt.

Die Sandzwischenlagen in den bindigen holozänen Deckschichten formieren den Kontakt des Hauptgrundwasserstockwerkes mit dem holozänen oberen Grundwasserstockwerk, das in erster Linie durch die anthropogene Be- und Entwässerung sowie durch die natürlichen Zuflüsse und Niederschläge gespeist wird.

In der Gesamtheit betrachtet ergeben die unregelmäßig verteilten holozänen Lagen, das gleichzeitige Auftreten von bindigen und rolligen Böden mit wechselnden Schluff- und Tonanteilen und die hohen Wassergehalte hinsichtlich straßenbaulicher Belange einen Boden mit sehr geringer Tragfähigkeit und extremer Setzungsempfindlichkeit.

2.2 Beschreibung des angewandten Bauverfahrens zur Herstellung der Straßendämme (Konsolidationsverfahren - Überschüttverfahren)

Aufgrund des stark setzungsempfindlichen Baugrundes wurde zur Herstellung der Straßendämme das bereits seit längerer Zeit in Nordwestdeutschland erfolgreich angewandte Konsolidationsverfahren in Form des so genannten Überschüttverfahrens ausgewählt, bei dem durch das Aufbringen einer überhohen temporären Vorlast die Konsolidierung des Baugrundes beschleunigt wird.

Das Konsolidationsverfahren ist angesichts der Mächtigkeit setzungsempfindlicher Böden von über fünf Metern wesentlich wirtschaftlicher als ein ansonsten erforderlicher Bodenaustausch unterhalb des eigentlichen Straßenkörpers.

Ziel dieses Bauverfahrens ist die Konsolidierung des unter dem Straßenkörper befindlichen Baugrundes, also die Vorwegnahme der kompletten Primär- sowie möglichst eines Großteiles der Sekundärsetzungen, der Langzeitsetzungen und Setzungen aus zukünftiger Verkehrslast.

Hierzu wird zunächst auf der vorhandenen Grasnarbe, die bei besonders schlechtem Untergrund zusätzlich mit Geotextil verstärkt werden kann, eine überhohe Sandauflast, der so genannte Sandkörper lagenweise aufgebracht (Abbildung 3). Das lagenweise Aufbringen des Dammbaumaterials ist bei den in der Regel stark setzungsempfindlichen Böden aus Gründen der Grundbruchsicherheit sehr wichtig.

Üblich sind Schüttlagen von etwa 1,0 bis 1,5 Meter, je nach Baugrundbeschaffenheit sind allerdings auch Schüttlagen von maximal 0,50 Meter keine Seltenheit.

Der so aufgeschüttete Sandkörper bewirkt, teilweise verstärkt durch vorher eingebrachte Vertikaldrainagen, den Entzug des im Boden gespeicherten Porenwassers. Die Folge dieser Konsolidierung sind z. T. erhebliche Setzungen, die zu einer Zunahme der Scherfestigkeit c_u und der Steifigkeit E_s des Baugrundes führen.

Nach dem Abklingen der Setzungen, gegen Ende der Liegezeit der Überschüttung, wird der verbleibende Sandkörper über Gelände bis zum Planum abgetragen und dadurch der wenig tragfähige Untergrund zusätzlich entlastet. In Folge des Abtrages geht auch eine Verringerung der Langzeitsetzungen einher; die Kriechbeiwerte nehmen durch die Entlastung ab und die Belastung, unter der das Kriechen stattfindet, wird kleiner als die Konsolidationsspannung.

Der Abtrag des überhohen Sandkörpers kann - dies entspricht auch den Empfehlungen aus dem Baugrundgutachten - je nach tatsächlicher Baugrundbeschaffenheit bei den Böden der Wesermarsch in der Regel frühestens etwa anderthalb bis zwei Jahre nach Beginn der Sandschüttungen durchgeführt werden.

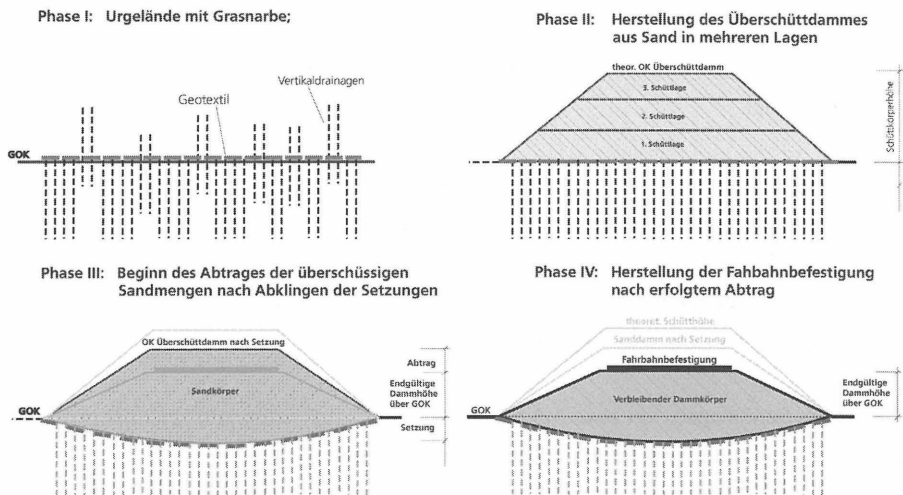


Abbildung 3: Prinzipdarstellung des Überschüttverfahrens

Für die Maßnahme Weserquerung wurden die infolge der Überschüttddämme zu erwartenden Setzungen auf der westlichen Weserseite im Mittel zu etwa 0,80 m prognostiziert, auf der östlichen Weserseite im Mittel zu etwa 1,6 bis knapp über 2,0 Metern.

In besonders setzungsempfindlichen Bereichen - ausschließlich auf der Weser-Ostseite - waren laut Baugrundgutachten auch Setzungen von über 2,5 Metern zu erwarten. Daher ist für diese Trassenabschnitte nach erfolgter Vorbelastung des Untergrundes der Einbau von Leichtbaustoffen (EPS) im Dammkörper vorgesehen.

3 Berücksichtigung von Versorgungsleitungen

3.1 Allgemeines

Der Straßenneubau auch in einer wenig bebauten und besiedelten Gegend wie der Wesermarsch trifft unweigerlich auf eine Vielzahl von Versorgungsleitungen.

Bei der Baumaßnahme Weserquerung sind dabei in erster Linie Elektrizitäts-, Telekommunikations-, Wasser- und Gasleitungen zu berücksichtigen, die einer Neuverlegung, Umlegung oder Sicherung bedürfen.

3.2 Elektrizitäts- und Telekommunikationsleitungen

Am unkompliziertesten verhalten sich hierbei die Strom- und Telekommunikationsleitungen, die teilweise erdverlegt, teilweise als Freileitungen vorgefunden wurden.

Erdverlegte Strom- und TK-Leitungen konnten in der Regel abhängig vom Baufortschritt problemlos angepasst werden. Freileitungen waren dagegen, sofern sich die Freileitungsmasten in unmittelbarer Nähe zum neuen Straßendamm befinden, messtechnisch zu überwachen. Hierzu wurden die Pfeilerfundamente mit Messbolzen ausgestattet und zusätzlich ein Inklinometerrohr in der zum Straßendamm nächstgelegenen Fundamentecke angeordnet. Grund dieser besonderen Maßnahmen ist die grundsätzliche Tiefgründung der Freileitungsmasten und die damit verbundene Empfindlichkeit der Pfahlroste auf Seitendruck aus den Überschüttdämmen.

3.3 Gas- und Wasserleitungen

Wasser- und Gasleitungen hingegen müssen beim Überschüttverfahren einer besonderen Betrachtung unterzogen werden.

Das straßenbauliche Überschüttverfahren ist eine flexible, an das Verformungsverhalten und –vermögen des Untergrundes angepasste Bauweise. Unterhalb der Straßendämme befindliche Rohrleitungen erfahren daher bei der Dammschüttung eine z. T. erhebliche und auch unregelmäßige Verformungsbelastung, die zu unverträglichen oder sogar unzulässigen Spannungen im Rohrleitungsquerschnitt und damit zum Versagen der Leitung führen kann.

Bei den betroffenen Gas- und Wasserleitungen handelt es sich darüber hinaus in der Regel auch um wichtige Hauptversorgungsleitungen, die nur in Ausnahmefällen außer Betrieb genommen werden dürfen, da sie für die Wesermarsch wichtige Gewerbe- und Industriebetriebe beliefern.

Aus diesem Grunde wurde bei der Baumaßnahme Weserquerung bei einer Vielzahl der vorhandenen Gas- und Wasserleitungen zur Leitungssicherung das Prinzip der affinen Vorverformung angewendet. Hierbei wird das Setzungsverhalten der Rohrleitung unterhalb des vorgesehenen Dammkörpers unter Berücksichtigung der Vorbelastung aus Überschüttung abgeschätzt und die Leitung vorab, d. h. vor Beginn der Sandschüttung, in einem Schutzrohr in eine erhöhte Lage angehoben. Unter der nachfolgenden Sandauflast erfährt die Leitung die vorher abgeschätzte Setzung; der Rohrleitungsquerschnitt erfährt nur verträgliche Spannungen.

Die erforderliche Überwachung des Setzungsverhaltens erfolgt mittels auf das Schutzrohr aufgebracht Dehnungsmessstreifen und Inklinometerrohre.

Auf eine weitere Detailbetrachtung des Verfahrens der affinen Vorverformung wird im Rahmen dieses Beitrages allerdings verzichtet.

3.4 Erdölpipeline Wilhelmshaven - Hamburg

Eine Besonderheit bei der Baumaßnahme Weserquerung stellt die an insgesamt fünf Stellen die Neubautrassen kreuzende 22“-Erdölpipeline Wilhelmshaven – Hamburg der Norddeutschen Ölleitungsgesellschaft dar.

Bedingt durch die örtliche Lage dieser Ölleitung war eine Neuverlegung bzw. Umlegung von vorneherein ausgeschlossen (langgezogene Dükering der Weser und der Lune, vorhandene Bebauung).

Aus diesem Grunde haben sich das Straßenbauamt Oldenburg und der Rohrleitungsbetreiber frühzeitig dazu entschlossen, die fünf Kreuzungstellen zu sichern, drei davon im nicht weiter beschriebenen Verfahren der affinen Vorverformung, zwei mittels Anordnung zusätzlicher Schutzrohre.

In allen Fällen wurden aber direkt auf das Schutzrohr aufgebrachte Dehnmessstreifen die durch die Belastungen aus den Straßenbauarbeiten entstehenden Spannungen im Rohrquerschnitt gemessen und so kritische Spannungsentwicklungen und Spannungszustände kontrolliert sowie die Einhaltung der zulässigen Spannungen überwacht.

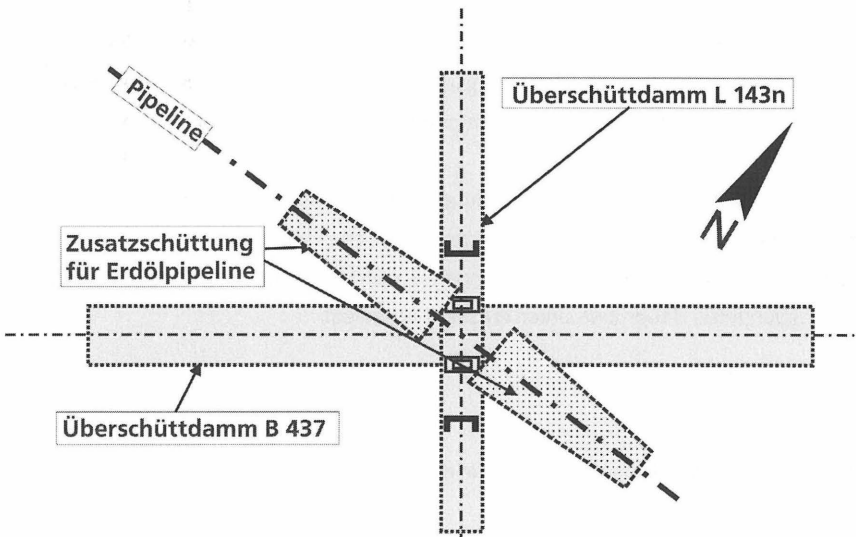


Abbildung 4: Situation am Kreuzungspunkt B 437 / L 143 / Erdölpipeline

Den interessantesten Kreuzungspunkt stellt hinsichtlich der Sicherung der Erdölpipeline die in Abbildung 4 dargestellte Überlagerung zwischen dem Überschüttdamm der B 437, der neu herzustellenden Überführung der L 143 sowie der Pipelinetrasse dar.

Im Zuge der affinen Vorverformung wurden die zu erwartenden Setzungen der Rohrleitung abgeschätzt, die Leitung in einer weit gezogenen offenen Baugrube angehoben und die üblichen Messwertgeber auf dem Schutzrohr installiert.

Zur Vermeidung von Spannungsunterschieden im Übergangsbereich zwischen unbelastetem Gelände und Überschüttdamm der B 437 erfolgte zudem eine zusätzliche Sandschüttung über der Rohrleitungstrasse von etwa 70 m Länge (s. Abbildung 4).

Der Rohrleitungsbetreiber hatte im Vorfeld der Baumaßnahme zudem eine möglichst erschütterungsarme Baudurchführung vor allem bei der Herstellung des Brückenbauwerkes zur Bedingung gemacht.

Daher wurde die Gründung des Bauwerkes nicht wie sonst bei allen anderen tiefgegründeten Brückenbauwerken der Weserquerung mittels Ortbetonrammpfählen mit Innenrammung durchgeführt, sondern auf Bohrpfähle umgestellt.

Die sehr nahe an der Rohrleitungstrasse gelegenen Pfeilerfundamente wurden zudem zur Vermeidung von eventuellen Böschungsrutschungen oder hydraulischen Grundbrüchen und nachfolgend potentiellen Gefährdungen der Erdölpipeline infolge Bodenumlagerungen in abgespundeten Baugruben unter Wasser hergestellt.

4 Messprogramm

4.1 Allgemeines Messprogramm für den Straßenbau

Beim Bau von Straßen auf einem wenig tragfähigen Untergrund wie in der Wesermarsch treten Vertikal- und Horizontalverformungen sowie Spannungsänderungen infolge der Konsolidierung im Boden auf. Deren zeitlicher und räumlicher Verlauf muss daher durch baubegleitende Messungen kontrolliert werden.

Diese baubegleitenden Messungen dienen dabei vor allem der Koordinierung und Steuerung der Dammschüttarbeiten mit dem Ziel, den Überschüttdamm und die Bauwerksrampen so schnell und so standsicher wie möglich auf die vorgegebene Sollhöhe zu bringen sowie der Prognose des Setzungsverhaltens nach Verkehrsfreigabe aus dem zeitlichen Verlauf der Setzungen während der Liegezeit.

Zusätzlich können bauliche Anlagen im Einflussbereich der Überschüttdämme gesichert werden.

Für die rund zwanzig Kilometer Bundesstraßenneubau der Baumaßnahme Weserquerung wurde vom Straßenbauamt Oldenburg unter Mitwirkung der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) ein umfangreiches Messkonzept entwickelt. An im Baugrundaufbau kritischen oder auch aufgrund von besonderen Brückenbauwerken markanten Stellen wurden insgesamt vierzehn Messquerschnitte, bestückt mit in unterschiedlichen Tiefenlagen eingebauten pneumatischen Porenwasserdruckgebern, Setzungs- und Erddruckaufnehmern sowie jeweils einer Grundwassermessstelle angeordnet.

Weiterhin dienen im Sanddamm eingebaute Setzungspegel der weiteren kontinuierlichen Kontrolle des Setzungsverhaltens des Dammkörpers über die gesamte Trassenentwicklung.

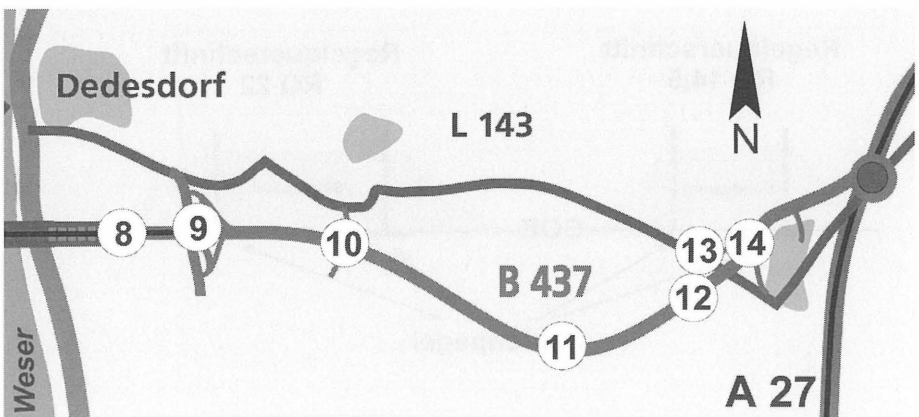


Abbildung 5: Anordnung der Messquerschnitte auf der östlichen Trassenhälfte

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird in diesem Beitrag lediglich die von der Baugrundsituation her ungünstigere Ostseite der Weser betrachtet.

Abbildung 5 zeigt die Verteilung dieser Messquerschnitte auf der östlichen Trassenhälfte.

Während die Setzungspegel fortlaufend mit der Herstellung der Sandschüttungen einzubauen waren, wurden die Messquerschnitte vor Beginn der ersten Schüttkampagnen in der zweiten Jahreshälfte 1998 komplett installiert.

4.2 Setzungspegel

Über die gesamten Trassenabschnitte wurden Setzungspegel in Form von einfachen Stangenpegeln mit Fußplatte installiert. Diese sind direkt auf der Grasnarbe bzw. dem Geotextil aufgesetzt (Urgelände) und mittels Schraubverbindungen in Meterstücken verlängerbar.

Die Setzungspegel wurden dabei in Abhängigkeit der Dammbreite entweder im Abstand von etwa 50 m voneinander im Wechsel am linken bzw. rechten Dammkronenrand oder, bei den breiten Dammquerschnitten, über einen kompletten Querschnitt links und rechts von der Straßenachse angeordnet (Abbildung 6).

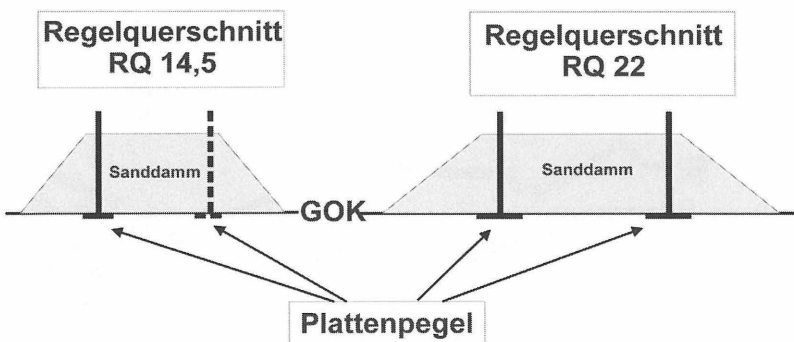


Abbildung 6: Anordnung der Setzungspegel im Dammkörper

Durch die Positionierung der Setzungspegel am Dammkronenrand ist gewährleistet, dass die unter der Sandauflast entstehende Setzungsmulde vollständig erfasst wird.

Die nivellitische Überprüfung der Setzungspegel erfolgte ab Beginn der Sandschüttungen etwa ein Jahr lang in wöchentlichen Abständen, danach in etwa monatlichem Rhythmus sowie bedarfsweise nach zusätzlich aufgebrachten Schüttlagen. Gleichzeitig dienten die Setzungspegel auch zur Erfassung der tatsächlich aufgebrachten Schütthöhe.

In Abbildung 7 ist für die Station 24+600 exemplarisch der mit Hilfe der Setzungspegel ermittelte Setzungsverlauf von Anfang 1999 bis August 2001 dargestellt.

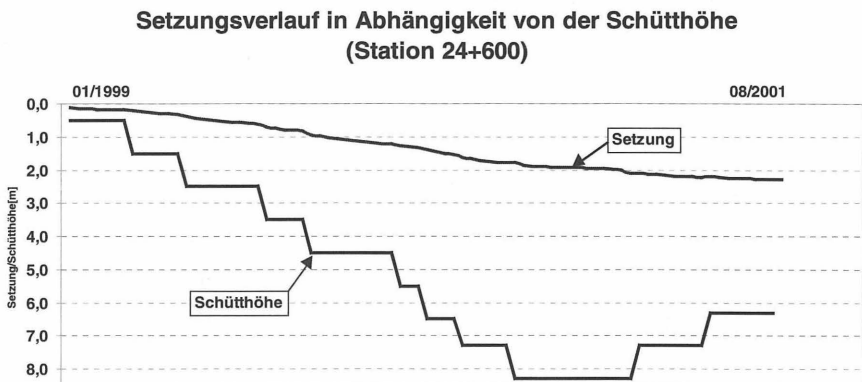


Abbildung 7: Setzungsverlauf aus nivellitischen Stangenpegelmessungen, Station 24+600

4.3 Messquerschnitte im Straßendammkörper

Wie bereits oben beschrieben wurden in besonders empfindlichen Baugrundbereichen, im Bereich der Überführungsbauwerke sowie auf beiden Seiten der Lune Messquerschnitte angeordnet.

Die insgesamt vierzehn Messquerschnitte wurden jeweils mit mehreren pneumatischen Ventilgebern als Porenwasserdruckgeber, einem pneumatischen Erddruckaufnehmer zur Bestimmung der Auflasthöhe, einem pneumatischen Setzungsaufnehmer sowie einer Grundwasserbeobachtungsstelle (pneumatischer Porenwasserdruckgeber) außerhalb des Einflussbereiches des Dammkörpers (Messwertgeber alle System Glötzl) ausgestattet. Auf die nähere Beschreibung der hier eingesetzten und einschlägig bekannten Messgeräte wird im Rahmen dieses Beitrages verzichtet.

Abbildung 8 zeigt die prinzipielle Anordnung der Geräte in einem Messquerschnitt der durchgehenden Strecke, hier am Beispiel des Messquerschnittes MQ 11 bei Station 26+900. Bei Überführungsbauwerken wurde zusätzlich noch ein weiterer Messquerschnitt in einem der beiden Rampenäste angeordnet.

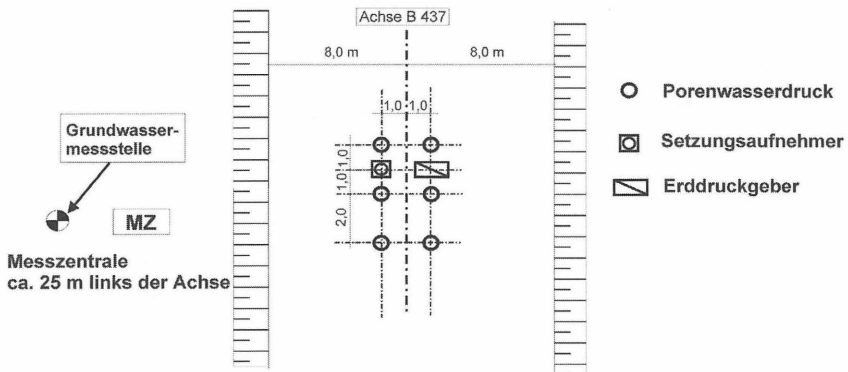


Abbildung 8: Prinzipielle Anordnung der Messgeräte an einem charakteristischen Messquerschnitt (hier MQ 11 - Station 26+900)

In Abhängigkeit von den setzungsempfindlichen Baugrundsichten waren für die Porenwasserdruckgeber unterschiedliche Einbautiefen vorgegeben. Die Setzungsaufnehmer wurden in der Regel etwa einen halben Meter unter GOK, die Druckaufnehmer zur Bestimmung der Auflasthöhe etwa 30 cm unter GOK eingebaut. Die Einbautiefe des Porenwasserdruckgebers der Grundwassermessstelle beträgt in der Regel vier Meter unterhalb GOK.

Über einzelne Daten- und Druckluftkabel sind die Messwertgeber mit einem gut zugänglichen Schaltschrank verbunden, in dem sich alle Anschlüsse für die Ableseeinheit befinden.

Von vornherein war vorgesehen, keine automatische Ablesung der Messgeräte unter Zuhilfenahme einer Datenfernübertragung, sondern die Messungen händisch mit Hilfe eines tragbaren automatischen Luftmengenreglers der Firma Glötzl in kontinuierlichen Abständen analog zur Überprüfung der Setzungspegel durchzuführen (d. h. zunächst wöchentlicher Rhythmus, später etwa monatlich bzw. im Bedarfsfalle).

Die so gewonnenen Daten werden vom Straßenbauamt zur Auswertung an die Firma Glötzl übermittelt und dort unter Verwendung der Eingangs- und Kompensationsdaten ausgewertet.

Eine beispielhafte Auswertung der Porenwasserdruckverläufe sowie des Setzungsverlaufes am Messquerschnitt MQ 11 (Station 26+900) zeigen die nachfolgenden Abbildungen. Die dort dargestellten Auflasthöhen sind dabei über die Messwerte des Druckaufnehmers ermittelt.

Porenwasserdruckverlauf aus Messwertgeber MQ 11 (Station 26+900)

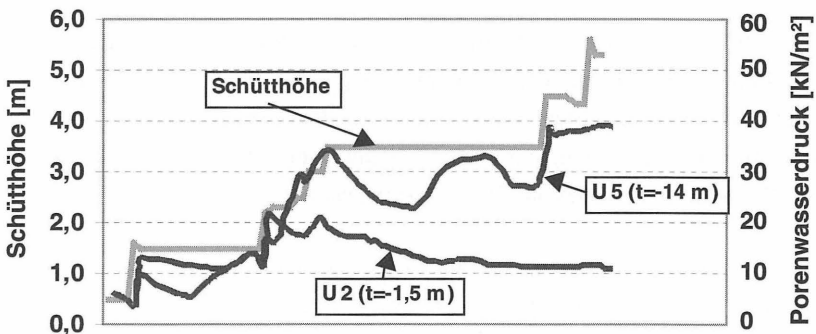


Abbildung 9: Porenwasserdruckverlauf am MQ 11 (Station 26+900)

Setzungsverlauf aus Messwertgeber MQ 11 (Station 26+900)

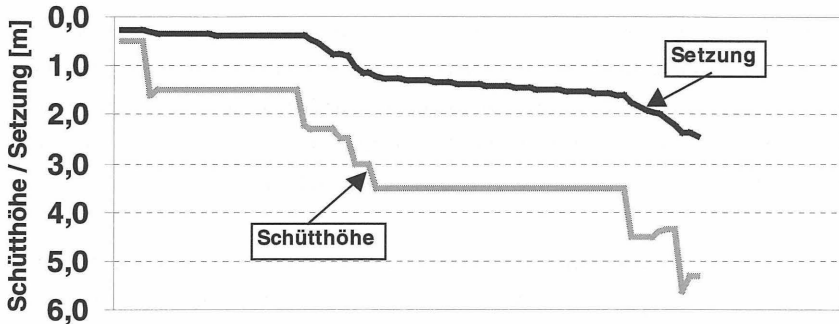


Abbildung 10: Setzungsverlauf am MQ 11 (Station 26+900)

4.4 Zusätzliches Messprogramm am Kreuzungspunkt B 437 / L 143 / Erdölpipeline

Im Rahmen der im Straßendammkörper positionierten Messquerschnitte waren sowohl im Trassenbereich der späteren Bundesstraße B 437 als auch im südlichen Dammkörper der Überführungsrampe L 143 am Kreuzungspunkt mit der Erdölpipeline jeweils ein Messquerschnitt mit der in Abschnitt 4.3 beschriebenen Grundanordnung positioniert.

Neben den für die affine Ververformung direkt an der Rohrleitung installierten Messsystemen (DMS, Inklinometer) wurden zur Überwachung der eventuell durch die Gründungsherstellung entstehenden Bodenumlagerungen und Verformungen parallel zur und unmittelbar neben der Rohrleitungsstrasse drei Neigungsmessrohre eingerichtet, die jeweils mit einer Digital-Messsonde System Glötzl befahren wurden.

Abbildung 11 zeigt die an einem der drei Neigungsmesser ermittelten Verschiebungen aus den Bautätigkeiten zur Herstellung des Brückenbauwerkes.

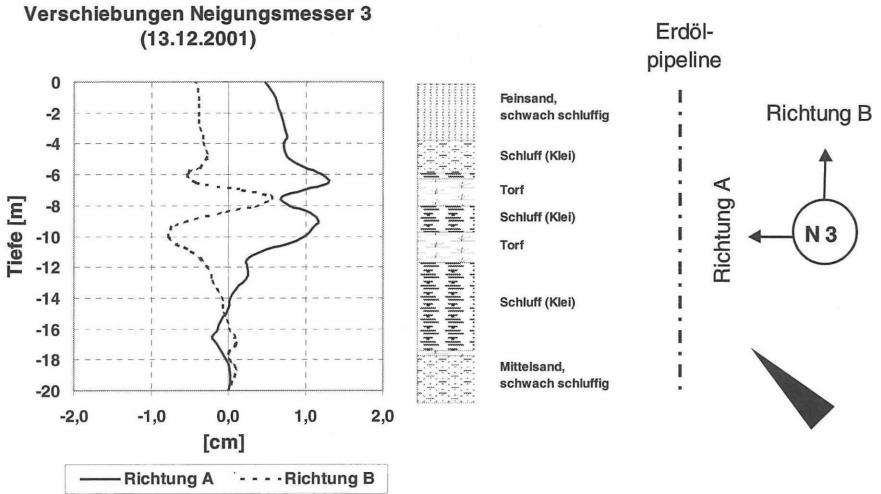


Abbildung 11: Verschiebungen im Bereich der Erdölpipeline aus Bautätigkeiten Überführung L 143

5 Vergleichbarkeit der verschiedenen Mess- und Erfassungsmethoden

Auf den Vergleich der unterschiedlichen angewandten geotechnischen Messmethoden soll hier ebenfalls kurz eingegangen werden.

Aus baupraktischer Sicht ist ein solcher Vergleich wichtig, da in der Praxis einfache Messsysteme und –methoden zur Anwendung kommen sollten. Die Verwendung von Plattenpegeln, eine einfach, robuste und praxisfreundliche Messart, ist daher immer wünschens- und erstrebenswert.

Die Messdaten der Setzungspegel sowie der Setzungsgeber der insgesamt vierzehn Messquerschnitte wurden daher während der gesamten Bauphase zur Herstellung der endgültigen Straßendämme miteinander verglichen. Hierbei konnte in der Regel, wie die nachfolgende Darstellung zeigt, eine erstaunlich gute Übereinstimmung erzielt werden.

Dies gilt vor allem für die erreichte Endsetzung nach ca. dreijähriger Liegezeit des Dammkörpers.

Vergleich Messwertgeber und Setzungspegel (Station 26+900)

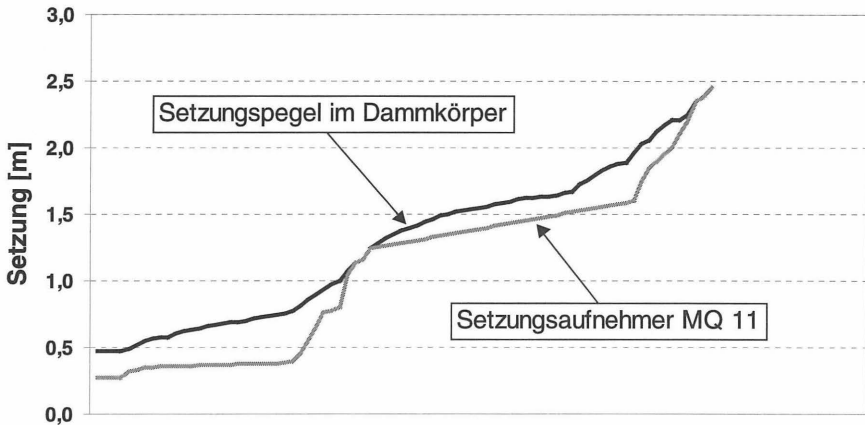


Abbildung 12: Vergleich der nivellitischen Setzungserfassung mit den Daten eines Messquerschnittes (Station 26+900)

6 Zusammenfassung

Anhand der durch die verschiedenen Messverfahren zur Verfügung stehenden Daten konnte der Bauablauf, d. h. Herstellung der Straßendämme im Überschüttverfahren, nahezu reibungslos überwacht und an die ständigen Veränderungen im Baugrund angepasst werden.

Die gemessenen Porenwasserdruck- und Setzungsverläufe bestätigten dabei größtenteils die vorher prognostizierten Setzungen aus dem Baugrundgutachten. An einzelnen, hinsichtlich des Baugrundaufbaues besonders sensiblen Trassenabschnitten wurden die prognostizierten Setzungen aber z. T. erheblich überschritten.

Mit Hilfe der Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen konnte aber auch in diesen Fällen frühzeitig durch das Aufbringen zusätzlicher Sandauflast bzw. Schüttlagen reagiert und die Konsolidierung des Baugrundes in der gewünschten Größenordnung erreicht werden.

Bereits im Frühjahr 2001 konnte in einzelnen Bereichen der Abtrag der Überschüttmassen erfolgen. Mittlerweile (Stand Ende 2001) wurde auf fast der kompletten Trasse mit dem Rückbau der Überschüttdämme begonnen. Die ursprünglich vorgesehene durchschnittliche Liegezeit der Dämme von etwa zwei Jahren wurde um rund ein Jahr, allerdings ohne Gefährdung der Gesamtbauzeit, überschritten.

Das Ziel des gewählten Bauverfahrens, eine langfristig weitgehend setzungsarme Bundesstraße herzustellen, kann als im wesentlichen erreicht angesehen werden. Nur an wenigen Stellen innerhalb des Trassenverlaufes ist es zu Geländebrüchen gekommen.

Auch wenn die automatische Datenerfassung mit Datenfernübertragung heute den Regelfall bei einem derartig großräumigen geotechnischen Messprogramm wie dem der Weserquerung darstellt, so hat sich doch unbestritten die händische Ablesung der Messwertgeber durch auftraggebereigenes Bauüberwachungspersonal zumindest aus Sicht des Bauherrn bewährt. Nur auf diese Weise gelang es nämlich, bei den eingesetzten Bauüberwachungskräften die erforderliche Sensibilität für die Wechselwirkung zwischen Sand-schüttung und Veränderungen des Porenwasserdruckes zu schaffen; eine Sensibilität, die es ihnen zukünftig ermöglicht, unzulässige oder dem Baugrund abträgliche Bodenbewegungen schon im Anfangsstadium zu erkennen und zu unterbinden.

Zusammenfassend betrachtet zeigt sich auf Grund der bei der Baumaßnahme Weserquerung gewonnenen umfangreichen Erfahrungen, dass sich das gewählte geotechnische Messkonzept zur Überwachung des Setzungsverhaltens der Überschüttdämme der Straßenneubautrassen bewährt hat.

Die im Dammkörper installierten Setzungspegel bieten ferner, dies kann anhand der hier gewonnenen umfangreichen Messdaten belegt werden, einen guten, wenn auch groben Anhalt für die tatsächlich erzielten Setzungen der Überschüttdämme.

Zur Beurteilung des Konsolidierungsprozesses ist aber die Kenntnis der in den unterschiedlichen Tiefenlagen unterhalb des Dammkörpers vorherrschenden Porenwasserdrücke zwingend erforderlich. Auf die Installation von pneumatischen oder elektrischen Messwertgebern kann daher bei einer derartig umfangreichen und sensiblen Erdbaumaßnahme nicht verzichtet werden.

Der Neubau der Bundesstraße B 437 – Weserquerung einschließlich der OU Esenshamm im Zuge der Bundesstraße 212 wurde im Überschüttverfahren mit Hilfe der beschriebenen geotechnischen Messungen bislang erfolgreich betrieben, so dass mit der planmäßigen Fertigstellung der Baumaßnahme gegen Ende des Jahres 2002 zu rechnen ist.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung: Ingenieurgeologisches Gutachten für den geplanten Wesertunnel bei Dedesdorf und Ergänzungsberichte. 1990-2001, unveröffentlicht.
- [2] Bundesanstalt für Straßenwesen: Ingenieurgeologisches Streckengutachten für den Neubau der Bundesstraße B 437 / B 212. 1995, unveröffentlicht.
- [3] Delfs, J.; Gipperich, Ch.: Weserquerung im Zuge der B 437. Bauingenieur 75 (12/00).
- [4] Merkblatt für den Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund; Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen

Anschrift des Verfassers:

Bauberrat Dipl.-Ing. Cord H. Lüsse
Fachbereichsleiter Straßen- und Ingenieurbau
Projektleiter Weserquerung / Wesertunnel
Straßenbauamt Oldenburg
Kaiserstr. 27
26122 Oldenburg

Das Messen von Fluiddrücken in gesättigten und teilgesättigten Böden

PD Dr.-Ing. Eugen Perau, Dipl.-Ing. Susanne Potthoff

1 Einführung

Dieser Beitrag befasst sich mit der Messung von Luft- und Wasserdrücken in Böden und zielt vornehmlich auf die Interpretation von Fluiddrücken in teilgesättigten Böden. Teilgesättigte Böden bestehen aus den drei Phasen Korngefüge, Wasser und Luft. Vorn an steht die Interpretation von mechanischen Größen im bodenmechanischen Sinne, das heißt in letzter Konsequenz die Zusammenführung von Theoretischer Mechanik und praktisch durchgeführten Messungen. Ohne eine solche Interpretation ergäben Messungen in der Bodenmechanik keinen tieferen Sinn; entsprechende Versuche hätten den Status von Indexversuchen in der Art von Wassergehalten an Fließ- und Ausrollgrenze nach Casagrande.

In der Hydromechanik, der Geotechnik, in der Lagerstättenkunde wie in der Bodenkunde ist häufig von Drücken verschiedenster Art die Rede. Bei Fluiden – wie Wasser oder Luft – in Böden werden in diesem Zusammenhang Begriffe wie Porenwasserdruck, Wasserdruck, Luftdruck, Saugspannung, Kapillarspannung, Matrixpotential, usw. verwendet, die allesamt mit großer Selbstverständlichkeit nebenher und auch teilweise durcheinander benutzt werden. Zum einen liegt diese mitunter problematische Tatsache daran, dass sich die unterschiedlichen Disziplinen naturgemäß für unterschiedliche Fragestellungen interessieren, zum anderen aber auch daran, dass sich selbst innerhalb der Disziplinen grundverschiedene Herangehensweisen an ein und dieselbe Fragestellung ausgeprägt haben. Auch aus diesem Grunde erscheint die Zusammenführung von Ideen aus der "Theoretischen Bodenmechanik" mit Aspekten der praktischen Durchführung und Interpretation von Messungen geboten.

2 Teilgesättigte Böden

Bevor Messungen bei teilgesättigten Böden gedeutet werden können, erscheint es an dieser Stelle wichtig, den Begriff "teilgesättigte Böden" genauer zu fassen. Im Sinne der Kontinuumsmechanik soll es sich um einen grundsätzlich deformierbaren porösen

Festkörper handeln, dessen durchgängigen Poren mit zwei Fluiden gefüllt sind, welche sich grundsätzlich frei bewegen können. Aus Sicht der Geotechnik handelt es sich bei dem Festkörper um ein Gefüge aus Körnern, die mehr oder weniger groß und mehr oder weniger dicht gelagert sind, bei den Fluiden handelt es sich um das nahezu inkompressible Wasser und die Luft als kompressibles Gas. Wichtig dabei ist, dass unabhängig von der Erscheinungsform der Luft – frei oder im Wasser gelöst – diese sich grundsätzlich frei, jedoch nach gewissen Gesetzmäßigkeiten bewegen kann. Dies ist für die Berechnung der Luftströmung, wie sie zum Beispiel beim unter Druckluft vorgetriebenen Tunnel auftritt, unerlässlich. In speziellen Fällen (vgl. z.B. die Untersuchung des Porenwasserdrucks unter Deckwerken von Köhler, 1996) mag angesichts geringer Luftgehalte die Luft zum Beispiel im Wasser gelöst sein. Das mechanische Modell enthält dann statt zweier Fluide nur ein Fluid, und zwar das Wasser als ein kompressibles Fluid in den Poren.

Ein anderer Spezialfall liegt bei der Versickerung von Niederschlägen vor (vgl. auch die Gleichungen von Dathe/Diekkrüger, 1996), hier muss die Luft nicht unbedingt bilanziert werden. Wieviel Luft wann wohin strömt, ist hier letztlich relativ gleichgültig und bleibt deshalb als Ergebnis von Berechnungen zurecht unberücksichtigt. Dennoch erscheint die vollständige "Vernachlässigung" der Luft auch hier nicht unbedingt angebracht.

3 Beschreibung von Strömungen

Die Drücke von Luft und Wasser im Boden zu messen und richtig zu interpretieren stellt für die Beschreibung von Strömungen in Böden eine wichtige Grundlage dar, weil es vor allem die Gradienten dieser Drücke sind, die für den Strömungsprozess verantwortlich zeichnen. Um die Art der Messung von Drücken und deren Interpretation an dieser Aufgabe orientierten zu können, muß hier zunächst die Beschreibung von Strömungen behandelt werden.

Was die Beschreibung der Strömung von Luft und Wasser in Böden angeht, lassen sich vier verschiedene Herangehensweisen benennen:

- ① die an konkreten praktischen Aufgaben orientierten Arbeiten
- ② die an bodenmechanischen Experimenten orientierten Arbeiten
- ③ die an klassischen Gleichungen orientierten Verfahren
- ④ die an der Mechanik orientierte Beschreibung

Bei den *an konkreten praktischen Aufgaben orientierten Arbeiten*, ① (z.B. Kramer/Semprich, 1989 oder Köhler 1996) werden für den speziellen Anwendungsfall (z.B. Druckluftvortrieb im Tunnelbau oder Kanaldeckwerke) Gleichungen für die gesuchten Größen (z.B. Druckluftverbrauch beim Tunnelbau oder Porenwasserdruck) aufgestellt. Diese Gleichungen orientieren sich vornehmlich an Erfahrungswerten und zum Teil auch an Großversuchen.

Eine derartige Herangehensweise führt zu *direkten Lösungen für ein spezielles System*, meistens in Form von direkt anwendbaren Näherungsformeln. Problematisch ist hier bereits die Übertragbarkeit auf ähnliche Problemstellungen, z.B. bei Bodenverhältnissen, die von den untersuchten abweichen. Unmöglich ist die Übertragung der Näherungsformeln auf andere Problemstellungen, d.h. andere Systeme, selbst dann, wenn tatsächlich ähnliche Vorgänge stattfinden.

Der Vorgehensweise, sich *an bodenmechanischen Experimenten zu orientieren*, ② (z.B. Bachmann, 1998, van Genuchten, 1980) bedient sich ein wesentlicher Teil der Wissenschaftler aus der Bodenkunde. Es werden in der Regel Versuche an *Bodenproben* durchgeführt. Mit dem Ziel, Bodeneigenschaften (z.B. Durchlässigkeiten oder Saugspannungs-Sättigungskurven) zu bestimmen, werden dabei verschiedene Größen gemessen und aufgetragen, die Messwerte zu Kurven verbunden und die Kurven mathematisch beschrieben. So gelangt man zu Gleichungen, die zweifellos etwas mit dem Verhalten des Bodens zu tun haben; jedoch bleibt unklar, inwieweit diese Bodeneigenschaften auch unter anderen Konditionen gültig sind. So gelten zum Beispiel die von van Genuchten (1980) aufgestellten Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen nur im Schwerfeld der Erde (Perau/Richwien, 1998) und unter quasistatischen Bedingungen (Perau, 2001b). Das mag zwar den Praktiker bei gängigen geotechnischen oder landwirtschaftlichen Fragestellungen gar nicht stören, sollte jedoch beim Anwender grundsätzlich zu größerer Skepsis führen, als es dies gemeinhin tut. Die Frage muss erlaubt sein: "Was mag denn noch alles an Restriktionen *latent* vorhanden sein!"

Bei den *an klassischen Gleichungen orientierten Verfahren*, ③ (z.B. Gülzow, 1994 oder Dathe/Diekkrüger, 1996). bestehen die Gleichungssysteme zur Beschreibung von Strömungen aus Differentialgleichungen, die auf Problemstellungen im dreidimensionalen Kontinuum anwendbar sind. Hier wird bereits Materialverhalten des Bodens im erweiterten

Sinne beschrieben, so dass entsprechende Gleichungen allgemeiner anwendbar sind, z.B. auf die Versickerung von Niederschlägen (ohne dabei die Luft zu bilanzieren) oder die Beschreibung der Luftströmung beim Tunnelvortrieb unter Druckluft.

Einzelne Gleichungen orientieren sich hier aber an Messergebnissen, ohne diese Messungen und vor allem die daraus abgeleiteten Theorien (z.B. van Genuchten, 1980) zu hinterfragen.

Das Vorgehen bei Dathe/Diekkrüger (1996) zum Beispiel lässt sich so durch nachstehende Abfolge charakterisieren: a) verschiedene einschlägige vorhandene Gleichungen aufspüren, b) Zusammenhänge einiger Größen, die darin vorkommen, im Sinne von ② messen, c) weitere Beziehungen zwischen den Messgrößen suchen bis die Anzahl von Gleichungen und Unbekannten ausgewogen ist, so dass letztlich d) ein System von Gleichungen vorliegt, das numerisch gelöst werden kann.

Grundlage der *an der Mechanik orientierten Beschreibung* der Strömung von Luft und Wasser in Böden, ④ (vgl. z.B. Perau, 2001b) ist die "Theorie poröser Medien". Mit dieser Theorie werden Kontinua mit mehreren Komponenten beschrieben. Sie ist das Werkzeug zur Beschreibung der Interaktion von mehreren Phasen, in unserem speziellen Fall die Phasen des Bodens (Korngefüge, Wasser und Luft). Die Theorie poröser Medien besitzt den Vorzug, für verschiedenste Arten von Mehrphasenkontinua anwendbar zu sein, sie könnte also auch eine Art gemeinsame Sprache für alle Disziplinen sein, die sich mit Strömungsproblemen befassen. Leider wird diese Theorie jedoch erst seit kurzer Zeit konsequent auf bodenmechanische Fragestellungen angewendet (vgl. z.B. Perau, 2001b, Tamáskovics, 2001).

Diese aus der Mechanik stammende Theorie wurde selbst von wissenschaftlich tätigen Bodenmechanikern bisher mehrheitlich als eine geschlossene und für den geotechnischen und bodenkundlichen Anwender abgeschottete Welt von Formeln und Gedanken gesehen, die mit der Welt der Anwender und Versuchstechniker aus Geotechnik und Bodenkunde kaum in Interaktion tritt.

Nicht nur für die Interpretation von Druckmessungen jedoch erscheint es uns eine dringliche Aufgabe, diese beiden Welten zusammenzuführen - vor allem auch um das Wissen der Mechanik für die anwendungsorientierten Fächer zu erschließen. Die logische Struktur der "Theorie poröser Medien" sollte bei der Neuordnung von Begriffen vor allem für die Mechanik der teilgesättigten Böden als Massstab und Orientierung dienen.

4 Theorie poröser Medien

Grundlagen für die Interpretation und damit letztlich auch für die Durchführung von Messungen von Fluiddrücken in Böden sollen nun auf Basis der zuvor unter ④ geschilderten Herangehensweise mit der Theorie poröser Medien formuliert werden.

In einem einfachstmöglichen mechanischen Modell besteht der Boden aus drei Phasen: dem festen Korngefüge, dem flüssigen Wasser und der gasförmigen Luft. Die einzelnen Phasen werden dabei im Sinne der makroskopischen Betrachtung überlagert, so dass nicht mehr entscheidbar ist, an welcher Stelle genau sich welche Phase befindet.

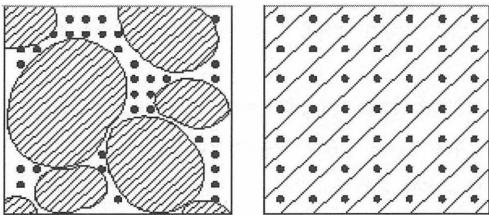


Abb. 1 Mikroskopisches (links) und makroskopisches Modell

Diese Überlegung ist für die Interpretation von Drücken von Bedeutung. Für kontinuumsmechanische Gleichungen sind nämlich letztlich nur makroskopische Größen von Belang. Die Messung mikroskopischer Größen bedürfen einer – nicht besonders einfachen – Interpretation. Weitere Überlegungen und Einzelheiten zu den Grundlagen finden sich in Perau (2001a).

Die rationale Mechanik (vgl. z.B. Perau, 2001b und darin zitierte Literatur) setzt die Gültigkeit verschiedener Gleichungen, wie die der Erhaltung von Masse, Bewegungsgröße und Energie voraus. Um das mechanische Verhalten eines spezifischen Stoffes zu beschreiben, sind zwischen den einzelnen physikalischen Größen zusätzliche Beziehungen aufzustellen, so dass die Anzahl von Variablen und Gleichungen letztlich identisch ist. Diese zusätzlichen Gleichungen sind die konstitutiven Beziehungen.

5 Konstitutive Beziehungen für die Spannung eines Fluids

Legen wir in einem ersten Schritt ein Kontinuum zugrunde, das nur aus *einem* Fluid, also zum Beispiel Wasser oder Luft, besteht. Hier ist lediglich *eine* konstitutive Beziehung für

den Spannungstensor zu formulieren. Dieser kann zum Beispiel von der Dichte, der Temperatur oder dem Geschwindigkeitsgradienten abhängen. Die einfachstmögliche konstitutive Beziehung ist die eines *idealen Fluids*. Der Spannungstensor dieses Fluids sieht dann folgendermaßen aus:

$$\underline{T}_F = -p_F \cdot \underline{I} = \begin{bmatrix} -p_F & 0 & 0 \\ 0 & -p_F & 0 \\ 0 & 0 & -p_F \end{bmatrix} \quad (1)$$

Die Schubspannungen sind null und die Normalspannungen in allen Richtungen gleich. Alle Richtungen sind auch Hauptspannungsrichtungen mit dem Hauptwert $-p_F$, wobei p_F positiv ist. Nur bei einem derartigen Spannungszustand kann wirklich von einem "Druck" die Rede sein.

Es gehört zu der konstitutiven Beziehung für den Spannungstensor, auch den Druck p_F in Abhängigkeit der konstitutiven Variablen zu bestimmen. Wir kennen für Gase zum Beispiel das Boyle-Mariottesche Gesetz, das den Druck von der Dichte ρ_F und der absoluten Temperatur T [K] abhängig macht:

$$p_F = \rho_F \cdot R \cdot T \quad (2)$$

Für Luft beträgt diese Konstante R bekanntlich etwa $287 \frac{\text{N} \cdot \text{m}}{\text{kg} \cdot \text{K}}$.

Hier zeigt sich, dass es sich bei p_F um einen *absoluten* Druck handeln muss, der nicht als "Überdruck", also Differenz zum atmosphärischen Luftdruck verstanden werden darf. In unserer Atmosphäre beträgt p_F also etwa 1013 hPa. Es empfiehlt sich demnach, unter "Druck" stets den *absoluten Druck* zu verstehen.

Bei einem inkompressiblen Fluid – als solches beschreiben wir in der Geotechnik das Wasser – ist p_F nicht konstitutiv festlegbar und muß aus einer Randbedingung bestimmt werden.

Als ideale Fluide behandeln wir zum Beispiel Luft bei Problemen der Schallausbreitung oder auch Wasser in Böden. In der Hydromechanik wird Wasser aber nicht als ideales Fluid sondern als *Newtonsches Fluid* beschrieben. Diese zeichnen sich durch einen linearen Zusammenhang zwischen den Schubspannungen innerhalb des strömenden Fluids und den Komponenten des Geschwindigkeitsgradienten quer zur Strömungsrichtung aus (Bear, 1972):

$$\tau_{yx} = \eta_F \frac{\partial v_x}{\partial y} \quad (3)$$

Die Proportionalitätskonstante zwischen Schubspannung und Geschwindigkeitsgradient ist die dynamische Viskosität η_F . Was verallgemeinerte, mechanisch einwandfreie Schreibweisen für diese Beziehung angeht sei z.B. auf Perau (2001a) und die darin zitierte Literatur verwiesen. Die dort wiedergegebene konstitutive Gleichung ergibt zusammen mit den Erhaltungsgleichungen für Masse und Bewegungsgröße bekanntlich die Navier-Stokesche Gleichung zur Beschreibung von laminaren, zähigkeitsbehafteten Strömungen. Eine solche konstitutive Gleichung für den Spannungstensor ist demnach für hydrodynamische Berechnungen Voraussetzung.

6 Fluiddruck bei einem Fluid im Boden

Für viele Aufgabenstellungen der Geotechnik ist es wichtig, über Bewegung und Druck des Wassers im Boden bescheid zu wissen. Deshalb widmen wir uns hier dem Wasser, welches hier zunächst als Newtonsches Fluid angesetzt wird.

Wasser spielt in vielen Anwendungsfällen der Geotechnik eine wichtige Rolle. Es erscheint hier meistens im Boden, mitunter aber auch als freistehende oder –strömende Flüssigkeit. Freiströmendes Wasser liegt zum Beispiel vor, wenn Deiche von Wasser überströmt und infiltriert werden. Meistens kann aber in der Geotechnik auch das freiströmende Wasser als statisch angenommen werden. Dieses wird zum Beispiel bei einem Flussdeich der Fall sein, an dem Hochwasser ansteht; das Flusswasser fließt mit vergleichsweise geringer Geschwindigkeit vorüber. Dann verschwindet der Geschwindigkeitsgradient aus (3) näherungsweise und es gilt $\underline{T}_F = -p_F \cdot \underline{I}$. Die Zähigkeit als Parameter ist dann uninteressant und die Fluidspannung lässt sich als Druck beschreiben (vgl. z.B. Perau, 2001a).

Bei Wasser als strömendem Fluid im *Boden* vernachlässigen wir die deviatorischen, also die nicht hydrostatischen Anteile, d. h. wir rechnen mit $\eta_F = 0$ und es ergibt sich ebenfalls $\underline{T}_F = -p_F \cdot \underline{I}$. Hier ist p_F ein Druck, der aus der Summe von "Porenwasserdruck u " und atmosphärischem Luftdruck p_{atm} besteht. Das fällt uns in der klassischen Bodenmechanik (*ein* Fluid im Boden) nicht auf, da p_F nur in einem Gradient (das heißt einer örtlichen Ableitung) in der Bewegungsgleichung auftritt. Da p_F und u sich nur durch eine örtlich

konstante Differenz unterscheiden, sind der Gradient vom Wasserdruck p_f und der vom Porenwasserdruck u identisch.

Darüber hinaus muss die Frage erlaubt sein: Warum berücksichtigen wir als Geotechnik-Ingenieure die deviatorischen Anteile des Spannungstensors des Wassers im Boden nicht, wo diese doch in der Hydromechanik eine entscheidende Rolle spielen? Die Antwort ist recht einfach: im Unterschied zur Wasserströmung der Hydromechanik wird die Wasserströmung der Geotechnik durch die Widerstandskräfte des Korngefüges gegen diese Strömung dominiert. Diese Widerstandskräfte, die *reactio* auf die "Strömungskräfte", dämpfen die Strömung so stark, dass die deviatorischen Anteile des Spannungstensors in der Bewegungsgleichung vernachlässigbar sind. (vgl. Perau, 2001b).

Dennoch spielt die Zähigkeit des Wassers bei der Durchströmung von Böden eine wichtige Rolle. Dieser Einfluss beim gegenseitigen Durchdringen der Phasen lässt sich mit mikroskopischen Effekten erklären. Er entsteht vor allem dadurch, dass die Fluidteilchen sich um die Körner herum bewegen müssen. Dadurch entstehen örtlich veränderliche Geschwindigkeitsgradienten. Die Geschwindigkeitsgradienten auf *Mikroebene* sind deshalb – mitunter im Gegensatz zu denen auf *Makroebene* – verschieden von $\underline{0}$. Wir berücksichtigen diesen Effekt, indem wir die Zähigkeit in die Widerstandskräfte infolge Durchdringung einbeziehen – das entspricht dem Darcyschen Gesetz (Perau, 2001b).

Wie sieht das *Prinzip* der Messung eines Drucks im porösen Medium Boden aus?

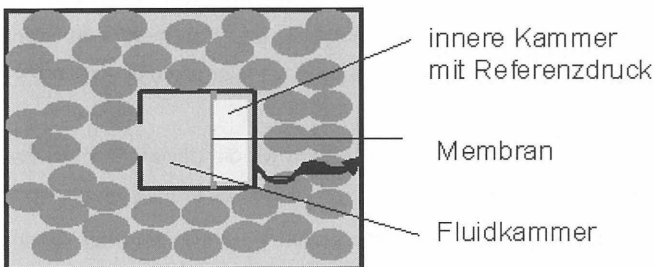


Abb. 2 Messprinzip "Druck eines Fluids im porösen Medium"

Wenn wir einen Fluiddruck im Boden messen, bringen wir an der gefragten Stelle im Boden eine kleine Kammer unter, in die *nur* das Fluid eindringen kann. Diese Kammer

nimmt außen die noch vorhandenen Spannungen des Korngefüges auf. Dadurch wird das Innere der Kammer von der Kraftwirkung des Korngefüges abgeschirmt, so dass nur das Fluid, das von den Poren aus in die Kammer gelangt, eine Kraft auf die an der Kammerrückwand liegende Membran ausüben kann.

Die Verformung der Membran wird dann in eine elektrische Größe umgewandelt, verstärkt und angezeigt. Die Kammer kann auch durch einen Filter realisiert werden - vergleiche das Schwingsaiten-Piezometer, das Fischer (1998) vorgestellt hat. Hier nimmt das Gerüst aus Filtermaterial die mechanischen Einflüsse des Korngefüges, also seine Normal- und Schubspannungen auf, das Wasser dringt durch die Poren des Bodens und den Filter in die Kammer und leitet bei einer kontinuierlichen Phase so seinen Druck an die Membran weiter.

Der absolute Druck, den wir suchen, ergibt sich aus der Summe des so gemessenen Drucks und dem Druck, der auf der anderen Seite der Membran wirkt; das kann der atmosphärische Luftdruck sein - aber auch jeder andere bekannte und konstante Druck. Einen Sinn ergibt ein derartiges Verfahren jedoch nur mit einer entsprechend abschirmenden Kammer, die zudem auch hinreichend klein sein muss. Ansonsten würde sie den Strömungsprozess selber beeinflussen indem sie eine Art Kurzschluss bewirkt.

7 Drücke bei zwei Fluiden im porösen Medium

Die Beschreibung des mechanischen Verhaltens von zwei Fluiden in einem porösen Medium ist weitaus schwieriger als die *eines* Fluids in einem porösen Medium (vgl. auch Gülzow, 1994). Hier treten zusätzliche Phänomene auf, wie zum Beispiel die Kapillarität oder die Kapillarkohäsion des Bodens. Selbst unter Annahme eines starren, unverformbaren Korngefüges sind die Wechselwirkungen zwischen den beiden Fluiden und dem Korngefüge vielfältiger Art und hängen sehr von der Art des Bodens und speziell von der Größe und Form seiner Poren ab. So verwundert es nicht, dass hier entsprechende Berechnungen von Rand- und Anfangswertproblemen und auch das Messen von physikalischen Größen wie Drücken mehr Probleme aufwerfen als bei einer Einphasenströmung.

Entsprechend kompliziert und vielfältig sind die konstitutiven Beziehungen für die Spannungstensoren und damit auch die Drücke der Fluide. Mit dem Ziel, die konstitutiven Beziehungen so komplex wie nötig und so einfach wie möglich zu gestalten, haben sich

folgende Gleichungen für die Spannungstensoren von Luft (Index G) und Wasser (Index F) ergeben (Perau, 2001b):

$$\underline{T}_G = -p_G(n, S, \rho_{GR}) \cdot \underline{I} \quad \text{mit} \quad p_G = \rho_{GR} \cdot n \cdot (1 - S) \cdot RT \quad (4a)$$

$$\underline{T}_F = -p_F(n, S, \rho_{GR}) \cdot \underline{I} \quad \text{mit} \quad p_F = \rho_{GR} \cdot n \cdot S \cdot RT - n \cdot S \cdot F_{CF}(S, n) \quad (4b)$$

Darin sind n und S Porenanteil und Sättigungsgrad wie sie in der Bodenmechanik wohlbekannt sind. F_{CF} ist eine Funktion, die die kapillaren Eigenschaften des jeweiligen Bodens beschreibt. Ihr Wert kann dabei als "Kapillarkraft" gedeutet werden. Kapillarität ist demnach aus makroskopischer Sicht eine Art Diffusion; sie bewirkt hier ein Angleichen der Konzentrationen der Fluide Wasser und Luft im Boden (Perau, 2001b). Die Konzentrationen werden nur deshalb nicht vollkommen ausgeglichen, weil andere Kräfte, wie zum Beispiel die Gravitationskraft, ihr mitunter entgegenwirken.

Für die entsprechenden Gleichungen wurde ein Programm auf Basis der Finite-Element-Methode geschrieben, mit dem numerisch Experimente zur Zweiphasenströmung in einem starren Korngefüge nachvollzogen werden können (Potthoff/Perau, 2002).

Aus weiteren Überlegungen, die in (Perau, 2001a) detailliert besprochen werden, ergibt sich aus (4) für die "realen" Fluiddrücke der Luft p_{GR} und des Wassers p_{FR} :

$$p_{GR} = \rho_{GR} \cdot RT \quad (5a)$$

$$p_{FR} = \rho_{GR} \cdot RT - F_{CF}(S, n) \quad (5b)$$

Die Gradienten dieser Drücke sind dann, multipliziert mit den jeweiligen Volumenanteilen der Fluide, Summanden in der jeweiligen Bewegungsgleichung. Die Drücke p_{GR} und p_{FR} stehen deshalb gewissermaßen "konkurrenzlos" da. Diese sind deshalb *die Drücke* der beiden Fluide. Der Luftdruck hängt, wie bereits in (2) formuliert, von Temperatur und Dichte der Luft ab. Der Wasserdruck hängt ebenfalls von diesen Größen, jedoch noch zusätzlich von der noch näher zu bestimmenden Funktion F_{CF} von Sättigungsgrad und Porenanteil ab. Aus (5) ergibt sich auch direkt der Zusammenhang zwischen den beiden Drücken:

$$p_{FR} = p_{GR} - F_{CF}(S, n) \quad (6)$$

Man erkennt hier die grundsätzliche Sinnhaftigkeit der klassischen Saugspannungs-Sättigungsbeziehung (vgl. z.B. van Genuchten, 1980). Diese Beziehung lässt sich also

rational begründen. Die Rationalität der heute zumeist benutzten Saugspannungs-Sättigungsbeziehung in der Formulierung von Mualem/van Genuchten (van Genuchten, 1980) muss trotzdem angezweifelt bleiben (Perau/Richwien, 1998).

So wie die mathematische Beschreibung der Zweiphasenströmung im Boden im Vergleich zur Einphasenströmung außerordentlich schwierig ist, ist auch das Messen von Fluiddrücken in einem porösen Medium mit *zwei* fluiden Phasen ein vergleichsweise schwieriges Problem.

Zweifelloos erscheint es notwendig, wie bei der Einphasenströmung eine Kammer zu haben, die die druckaufnehmende Membran vor den mechanischen Einwirkungen aus dem Korngefüge schützt; andernfalls ließe sich die Membranbeanspruchung auch hier nicht in Anteile aus Korngefüge und Fluide unterteilen.

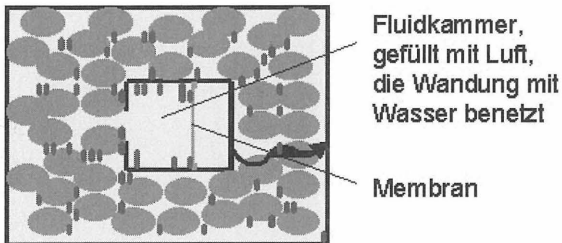


Abb. 3 Messprinzip "Druck zweier Fluide im porösen Medium"

Will man jedoch die Drücke innerhalb der Kammer unter realistischen Bedingungen, das heißt wie im Kapillarsystem der Bodenporen, messen, muss auch das Innere der Kammer ein entsprechendes Kapillarsystem besitzen. Die Kammer muss darüber hinaus genau wie der umgebende Boden, in dem gemessen werden soll, in gleicher Weise mit Luft und Wasser gefüllt sein. Beide Kriterien dürften äußerst schwer bis gar nicht zu realisieren sein!

Es ergeben sich weitere Fragen: Wie würden sich die Fluide an der Membran verteilen? Welcher Druck würde gemessen? Denkbar wäre es, den Luftdruck zu messen – aber nur wenn nicht zu viel Wasser vorhanden ist, das in die Kammer eindringt. Auch umgekehrt wäre es denkbar, so den Wasserdruck zu messen – wenn nicht zu viel Luft da ist. Solche Art Messungen gehören jedoch zu einem mechanischen Modell "Einphasenströmung", bei

dem die fluide Phase zum Beispiel aus Wasser mit darin gelöster Luft besteht (vgl. z.B. Köhler 1996). Unter solchen Annahmen ergeben sie einen Sinn.

Normalerweise wird ein Fluiddruck in einem mit Wasser und Luft gefüllten Boden mit Tensiometern gemessen. Auch beim Tensiometer wird der Druckaufnehmer durch eine Kammer vor den Krafteinwirkungen des Korngefüges geschützt. Die Kammer ist zum umgebenden Boden hin durch eine durchlässige aber feinporige Keramikwandung, der Tensiometerkerze begrenzt und vollständig mit entgastem Wasser gefüllt. Da das Wasser inkompressibel ist, kann es den Druck von der Umgebung der Kerze an den Druckaufnehmer im Tensiometerkorpus weitergeben (Perau, 2001a).

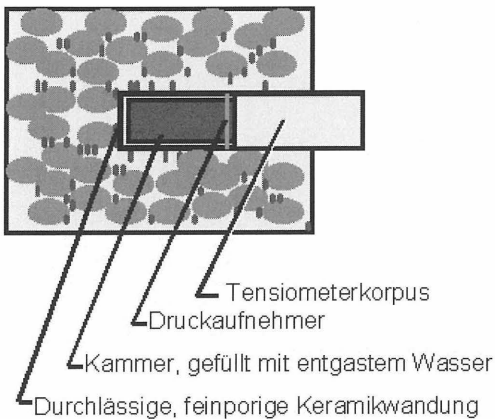


Abb. 4 Prinzip des Messen eines Fluiddrucks durch ein Tensiometer

Die Frage letztlich verbleibt, *welcher* Druck es ist, der aus dem Boden über das Wasser an den Druckgeber weitergeleitet wird. Um diese Frage zu beantworten, sollten wir zunächst zwei Extremfälle der Zweiphasenströmung betrachten: die Einphasenströmungen von Wasser bzw. die Einphasenströmung der Luft.

Befindet sich nur Wasser, aber definitiv keine Luft im Boden, sollten die Tensiometer genau so funktionieren wie die oben beschriebenen Druckaufnehmer für Einphasenströmungen (vgl. Abb. 2). Gemessen wird also der Porenwasserdruck als Differenzdruck zu einem feststehenden konstanten Druck, z.B. dem atmosphärischen Druck.

Im anderen Extremfall, es befindet sich in einem nichtbindigen Boden *nur Luft aber definitiv kein Wasser*, wird das Wasser aus der Tensiometerkerze herausgesogen. Das Tensiometer wird also zurecht eine sehr große Saugspannung anzeigen. Unglücklicherweise ist diese Saugspannung aber ein Effekt, der nur bei einer Mehrphasenströmung auftaucht, sie besitzt bei der Einphasenströmung von Luft gar keine Bedeutung. Im mechanischen Modell zur Einphasenströmung taucht eine derartige Saugspannung überhaupt nicht auf.

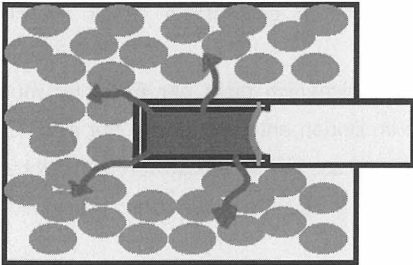


Abb. 5 Tensiometer im Extremfall "kein Wasser im Boden"

In dem vorliegenden Extremfall liefert die Messung des Drucks also einen Wert, die "Saugspannung", welche für das mechanische Modell absolut überflüssig ist und an keiner Stelle eingeordnet werden kann. Der gemessene Wert ist einzig und allein eine *Auswirkung des Messverfahrens selber*. Er beschreibt zwar eine Eigenschaft des Bodens, die man mit "Saugfähigkeit" umschreiben könnte, gibt jedoch hier *nichts* vom aktuellen Zustand des Bodens und seinem Fluid wieder.

Damit muß die Sinnhaftigkeit dieses Messverfahrens, wenn auch nicht die Praktikabilität – zumindest für diesen Grenzfall und benachbarte Zustände – stark in Zweifel gezogen werden. Große gemessene Saugspannungen müssen mit entsprechend großer Skepsis betrachtet werden. Das gleiche gilt bekanntlich auch für die Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen in der Art, wie sie z.B. van Genuchten (1980) vorgeschlagen werden, hier wachsen die Spannungen sogar ins Unendliche!

Nun sind Tensiometer sicherlich nicht für vollständig wasserleere Böden gedacht, sondern in erster Linie für teilgesättigte Böden im praktisch relevanten Sättigungsbereich. Im

Standardfällen wirkt die oben angeführte Problematik also nicht virulent. Es bleibt jedoch zu prüfen, ob Berechnungen vollständig im zulässigen Definitionsbereich der Sättigungen stattfinden. Gehen wir im weiteren davon aus, dass wir unsere Messungen auf entsprechend zulässige Bereiche beschränken.

In den technischen Beschreibungen zu Tensiometern wird diesen Geräten die Messung der "Saugspannung des Bodens" zugeschrieben. Man geht also offenbar davon aus, dass der Luftdruck im Boden, dem Luftdruck außerhalb des Bodens, also dem atmosphärischen Druck entspricht. Nur dann kann der an der Membran gemessene Druck als die "Saugspannung" verstanden werden.

Bei geotechnischen Projekten mit Druckluft ist das sicherlich nicht der Fall; hier muß davon ausgegangen werden, dass die Luftdrücke im Boden entsprechend höher sind. Es wird dann offensichtlich nicht die Saugspannung gemessen. Der Messwert als solcher enthält dann Anteile aus Luftdruck und Saugspannung und lässt sich nicht problemlos aufspalten.

Inwieweit zum Beispiel bei einfachen Versickerungs- oder Bewässerungsproblemen tatsächlich der Luftdruck dem atmosphärischen Luftdruck gleich ist, lässt sich an dieser Stelle nicht abschließend beurteilen. Es muß aber befürchtet werden, dass atmosphärische Drücke für die Luft im Boden durch Kurzschlüsse, die mit derartigen Messungen verbunden sein können, überhaupt erst erzeugt werden (Perau, 2001a).

Eine weitere, nicht zu unterschätzende Schwierigkeit der Interpretation von Tensiometermessungen besteht in der Störung, die der Einbau und die bloße Existenz der Tensiometer für den Boden darstellt. Vor allem bei aggregierten Böden ist die Frage, ob die Längenskala, auf der die Messung stattfindet, geeignet ist. Ergebnisse sind mit Vorsicht zu betrachten.

Wie auch immer, es lässt sich aus einer Tensiometermessung ein Druck gewinnen, der offenbar eine Summe von Luftdruck und Saugspannung darstellt. Der Messwert ist mit vielen Unzulänglichkeiten und Unsicherheiten behaftet, die den Wunsch nach alternativen Messverfahren erwecken.

Es bleiben große Zweifel, ob die Drücke, die wir mit Tensiometern messen, die Drücke sind, deren Gradienten in den Bewegungsgleichungen stehen oder nicht doch nur so

etwas wie Indikatoren für diese Drücke. Das würde auch erklären, warum es zu solch entarteten Kurven für die Saugspannungs-Sättigungsbeziehung wie die von Mualem/van Genuchten (van Genuchten, 1980) kommen kann.

8 Schlussfolgerung

Dieser Beitrag zeigt, dass das Messen von Fluiddrücken in Böden bei *einer* fluiden Phase wie Wasser *oder* Luft recht einfach und plausibel ist, bei Böden mit *zwei* fluiden Phasen, den sogenannten "teilgesättigten Böden" jedoch äußerst kompliziert und problematisch. Auch bei seit vielen Jahren praktizierten Messverfahren, wie der Tensiometermessung, bleiben noch viele Fragen offen.

Vor allen Dingen aber dürfen Messungen *nicht* losgelöst von mechanischen Modellen vorgenommen und ausgewertet werden. Auf keinen Fall dürfen Messreihen vorschnell und unreflektiert zu "Theorien" erhoben werden.

9 Literatur

- Bachmann, M. (1998): Die Messung der Porenwasserspannung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand, Fachseminar Messen in der Geotechnik '98, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, S. 273-286
- Bear, J. (1972) Dynamics of Fluids in Porous Media. New York
- Dahte, A., Diekkrüger, B. (1996): Messung des Bodenwassergehaltes mit TDR-Sonden, Fachseminar Messen in der Geotechnik '96, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 50, S. 185-200
- Fischer, C. M. (1998): Automatisierung weiträumig verteilter Porenwasserdruck- und Wasserstandsmessungen, Fachseminar Messen in der Geotechnik '98, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, S. 273-286
- van Genuchten, M. Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America. Journal 44, S. 892-898
- Gülzow, H.-G. (1994): Dreidimensionale Berechnung der Zweiphasenströmung beim Tunnelvortrieb unter Druckluft in wassergesättigten Böden, Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 25
- Köhler, H. J. (1996): Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Meßverfahren und Berechnungsansätze, Fachseminar Messen in der Geotechnik '96, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 50, S. 247-258d

- Kramer, J., Semprich, St. (1989): Erfahrungen über Druckluftverbrauch bei der Spritzbetonbauweise, Taschenbuch für den Tunnelbau, 1989, S. 91-153
- Perau, E. (2001a): Messung von Drücken - Theorie und Experiment, Tagungsband zum Zweiten Workshop "Teilgesättigte Böden", Weimar 2000, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 04, S. 25-33
- Perau, E. (2001b): Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen - Ein Konzept zur Mechanik teilgesättigter Böden, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 28, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Essen
- Perau, E., Richwien, W. (1998): Constitutive equations on movement of water and air in soils on basis of theory of porous media. 2nd International Conference of Unsaturated Soils, UNSAT '98 in Beijing, P.R. China. Vol. I, S. 590-595
- Potthoff, S., Perau, E. (2002): Numerische Lösung zur Zweiphasenströmung mit Hilfe der Gemischten Finite-Element-Methode, Tagungsband zum Dritten Workshop "Teilgesättigte Böden", Weimar 2001, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, (im Druck)
- Tamáskovics, N. (2001): Beitrag zur Klärung der Mechanismen von Verdichtungssprengungen, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Heft 2001-3

Anschriften des Autors und der Autorin:

PD Dr.-Ing. Eugen Perau

Dipl.-Ing. Susanne Potthoff

Universität Essen, Fachbereich Bauwesen

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

45117 Essen

Tel. 0201-183-2853/59,

<http://www.uni-essen.de/grundbau>

email: eugen.perau@uni-essen.de, susanne.potthoff@uni-essen.de

IMPACT-ECHO MESSUNGEN BEIM WIEDERAUFBAU DER HISTORISCHEN BRÜCKE ÜBER DIE NERETVA IN MOSTAR

Matthias Schallert

Uwe Ernst

Gregor Stolarski

1 EINLEITUNG

Mehr als 400 Jahre alt wurde die kühn geschwungene Brücke über die Schlucht der Neretva in Mostar in Bosnien-Herzegowina (Abb. 1). Das Bauwerk, das 1993 im Krieg zerstört wurde, soll in naher Zukunft originalgetreu rekonstruiert werden. Verwaltet wird das Projekt von der einheimischen PCU-Koordinationsgruppe, die von der UNESCO die Fachunterstützung und u.a. von der Weltbank ihre Mittel bezieht. Einen wichtigen Teil der technischen Grundlagen für den Wiederaufbau liefert die Landesgewerbeanstalt Bayern in Nürnberg (LGA). Durch ein Team von Ingenieuren wurden umfassende in situ und Laboruntersuchungen an den historischen Baumaterialien durchgeführt. Ein Schwerpunkt der Untersuchungen lag bei der Bestimmung von Materialkennwerten und der Integrität des historischen Gesteins, sowie das Erarbeiten von Techniken und Arbeitsabläufen für die Qualitätssicherung beim Wiederaufbau des Brückenbogens. Hierbei spielte auch die Messtechnik eine wesentliche Rolle.



Abbildung 1: "Stari Most"

Die derzeitigen Messverfahren zur Qualitätskontrolle von Bauteilen gliedern sich im Allgemeinen in zerstörende und zerstörungsfreie Methoden. Da Struktur und Tragfähigkeit der Bauelemente durch die Untersuchungen erhalten bleiben sollen, gewinnen die zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden immer mehr an Bedeutung. Als solche Messverfahren sind u.a. das ‚low-strain‘ Verfahren zur Untersuchung der Integrität von Pfählen, die Radar- und Ultraschalltechnik und die Impact – Echo Methode zur Bestimmung von Bauteildicken sowie zur Fehlstellenlokalisierung im Inneren von Bauteilen bekannt.

Beim Wiederaufbau der Historischen Brücke über die Neretva in Mostar wurde im Rahmen von Voruntersuchungen die Impact – Echo Methode zur Qualitätskontrolle der für den Neubau gedachten Steine angewendet. Die Durchführung und Auswertung der Messungen erfolgte durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS). Die durchgeführten Untersuchungen sowie deren Ergebnisse und Schlussfolgerungen für den zukünftigen Neuaufbau sind in diesem Beitrag zusammengefasst.

2 DAS PROJEKT – STARI MOST

2.1 Geschichtliches

Im Jahr 1566 wurde die wackelige Hängebrücke über die Neretva in Mostar durch einen kühnen Neubau aus Stein ersetzt. Das Bauwerk wurde nicht nur zum Symbol der Stadt sondern der ganzen Region. Errichtet hat es Hajrudin, ein hochrangiger Architekt aus Istanbul, dem Schüler des großen Sinan. Einen Standort für einen Brückenschlag zu finden, war nicht einfach. Eine Schlucht mit zwei Festungen an beiden Ufern, steil abfallende Felswände, Klüfte und der Fluss selbst waren eine Herausforderung für den erfahrenen Baumeister. Er hatte vieles berücksichtigt und nicht gespart. Die Mauern waren an beiden Ufern solide aus bestem Stein zusammengefügt. Die Fugen im Mauerwerk, die nicht ausreichend fest erschienen, hatte er mit eisernen Klammern zusätzlich gesichert. Den schlanken Bogen selbst hatte er aus massiven Quadern aufgebaut, die in mehreren Lagen untereinander nicht nur geklammert, sondern auch gedübelt wurden - eine teure und aufwendige Technik. Er ließ Eisenrohlinge nach Mostar transportieren, die zu Dübeln und Klammern geschmiedet wurden. Um diese in den Quadern zu befestigen, wurde Blei geschmolzen und in die

Öffnungen um die Eisenteile gegossen. Der Bogen wurde sehr schnell in nur einer Bausaison erstellt, da das tief in der Schlucht stehende Lehrgerüst vom Hochwasser der Neretva bedroht war und schnell entfernt werden musste.

Hajrudin selbst würde seine Brücke heute nicht mehr wieder erkennen, denn sie ist eine Ruine. Im Zuge des Bürgerkrieges in Bosnien und Herzegowina wurde die Brücke im November 1993 durch gezielten Beschuss zerstört. Die Schlucht überspannt zurzeit eine schmale Behelfskonstruktion aus Stahl.

2.2 Wiederaufbau

Derzeit leitet die Stadt Mostar das schwierige Vorhaben des Wiederaufbaus der Brücke. Unter der Fachbetreuung der UNESCO werden dabei die denkmalpflegerischen Aspekte verfolgt. Die LGA untersuchte die historischen und die neuen Baumaterialien für das Bauwerk: die Metalle, die Steine und den Mörtel. Die Analyse der Materialien erforderte umfangreiche technologische Studien des besonderen Mauerwerktyps. Der Wiederaufbau der Brücke stellt eine technische Herausforderung für alle Fachleute dar. Die notwendigen Untersuchungen und Planungen sind deshalb sehr umfangreich.

Die Brücke wurde aus örtlich vorhandenen Steinen aufgebaut. Das untergeordnete Mauerwerk benutzt sogar das vor Ort anstehende Konglomerat als Baustein. Der tragende Bogen und größere Teile der Widerlager bestehen aus Kalkstein (örtlich: Tenelija). Der für den Bau der Brücke verwendete Ooid - Kalkstein wurde vermutlich nur wenige Kilometer weiter südlich entnommen. Ein kleiner Steinbruch hat sich bis in die heutige Zeit erhalten. Die gleichmäßige Kornstruktur bei variierender Porosität und Füllung mit Bindemittel verursachen die spezifischen bautechnischen Eigenschaften des "Tenelija" (der örtlich verwendete Name des Steines): vergleichsweise mäßige Festigkeit bei hohem Verformungsmodul, Porosität mit starker Wasseraufnahme und hoher Durchlässigkeit. Das elfenbeinfarbene Gestein weist nur leichte Farbnuancen auf. Abbildung 2 zeigt die Kornstruktur des Ooid - Kalks Tenelija unter dem Mikroskop.

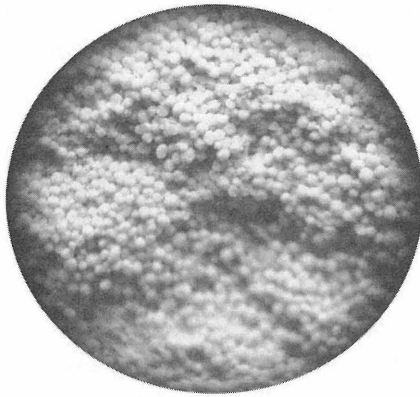


Abbildung 2: Die Kornstruktur des Ooid - Kalks Tenelija unter dem Mikroskop

Nach der Zerstörung des Brückenbogens lagerten die Steine etwa 3 Jahre in der Neretva. Im Jahre 1996 wurde mit der Bergung der Steine begonnen. Sie wurden auf einer provisorischen Plattform gesammelt und konnten bereits weitgehend den ursprünglichen Strukturen des Denkmals zugeordnet werden. Für denkmalpflegerische Zwecke wurden die Steine und zusätzlich alle Metallverbindungen der Blöcke katalogisiert. In Abbildung 3 (links) sind die nach der Zerstörung des Bauwerks freigelegten Dübel und die Klammern zu sehen. Während die Dübel dank einer Bleiummantelung sehr gut konserviert waren, wurden die Klammern in den zunehmend offenen Fugen (Mörtelverlust infolge Erosion) sehr stark korrodiert.

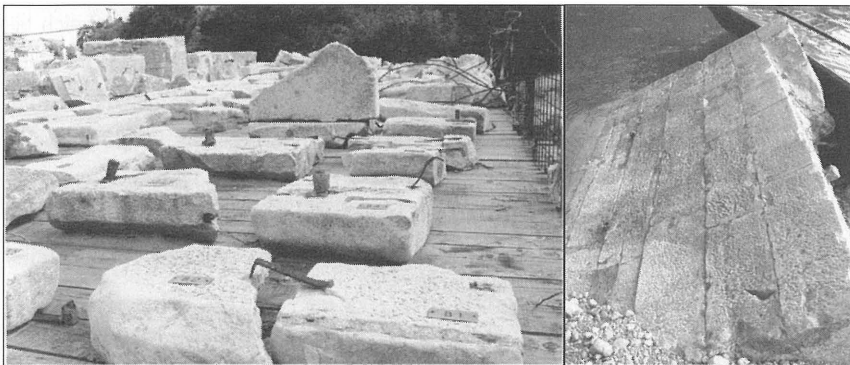


Abbildung 3: Provisorische Lagerung der aus der Neretva geborgenen Steine (links) Großer Mauerwerksblock im Wasser, Blick auf die Original - Bogenuntersicht (rechts)

Ein noch zusammenhängender Teil des Bogens musste wegen des hohen Gewichts zunächst noch im Wasser belassen werden. Er stellt das einzige große erhaltene Stück des historischen Bogenmauerwerks dar (Abb. 3, rechts). Das historische Mauerwerk wurde in situ, d.h. noch in dem unbeschädigten Teil der Widerlager mittels Bohrungen untersucht. Eine Besonderheit innerhalb des ottomanischen Mauerwerks stellen die eisernen Verbindungen dar (Abb. 4).



Abbildung 4: Mittels Kernbohrung aus einem Stein entnommener Dübel

Mit der Kenntnis des Zusammenwirkens der Baumaterialien wurde im Laborexperiment das komplexe Mauerwerk mit den Eisendübeln und Klammern im Maßstab 1:3 gebaut. Die Modelle dienten den mechanischen Tests.

Anhand der Untersuchungen wurde deutlich, dass das Zusammenspiel zwischen dem Gestein und den Eisendübeln die Qualität des Wiederaufbaus prägen wird. Um so mehr muss auf die Festigkeit und Integrität der verwendeten Steine geachtet werden. Hinzu kommt die Tatsache, dass der Steinbruch in der Nähe der Stadt Mostar, den offenbar schon Hajrudin nutzte, nur noch eine dünne Schicht des wertvollen Gesteins enthält.

Durch den Einsatz des Impact – Echo Verfahrens kann an dieser Stelle des Wiederaufbaus die notwendige Qualitätssicherung und der schonende Umgang mit den natürlichen Ressourcen gewährleistet werden.

3 DAS IMPACT - ECHO MESSVERFAHREN

3.1 Theoretische Grundlagen – Wellenausbreitung in Festkörpern

„Die Ausbreitung von Spannungs- oder Verformungszuständen in einem Kontinuum vollzieht sich allgemein in Form von Wellen. Der Vorgang der Ausbreitung hängt neben der Art und Stärke der Erregung von den Materialeigenschaften des Körpers, ihrer Verteilung innerhalb des Kontinuums und den Randbedingungen ab. Bei der Wellenausbreitung wird Energie transportiert“ [1].

Wird die Ausbreitung der Wellen entlang ihrer Wellenfronten (in x-Richtung) betrachtet, kann deren allgemeine Form beschrieben werden durch:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

Darin sind u die Verschiebung, t die Zeit, c die Wellengeschwindigkeit und x die Ausbreitungsrichtung. Wird ein Impuls durch eine Kraft punktförmig in einen festen Körper eingeleitet, erfahren die angeregten Teilchen dieses Körpers horizontale und vertikale Beschleunigungen. Neben diesen Beschleunigungen treten zusätzlich Verformungen auf. Bleiben diese Verformungen bei kurzer Krafteinleitung elastisch, d.h. bewegen sich die Teilchen wieder in ihre Ausgangslage zurück, wird von einem elastischen Verhalten der erzeugten Wellen gesprochen. Die Verformungen sind bei den meisten Vorgängen der Wellenausbreitung so klein, dass sie unter Berücksichtigung der Materialdämpfung durch ein linear elastisches Stoffgesetz beschrieben werden können.

Die Wellenausbreitungsvorgänge in einem festen Körper werden von den in Abbildung 5 schematisch dargestellten Wellenarten bestimmt. Diese treten bei einem elastischen Aufprall von kurzer Dauer auf, der Verformungen im elastischen Bereich hervorruft.

Darin sind:

- P: P-Wellen (primary waves, Druck- bzw. Kompressionswellen)
- S: S-Wellen (secondary waves, Scherwellen)
- R: R-Wellen (Rayleigh waves, Oberflächenwellen)

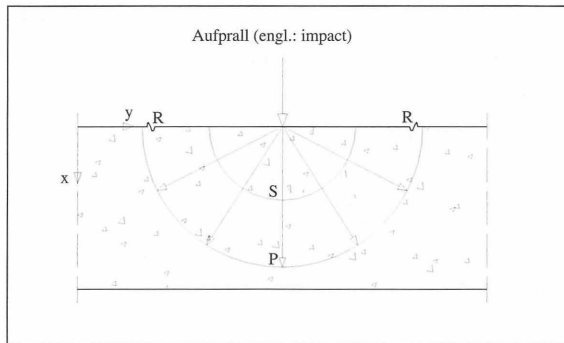


Abbildung 5: Schematische Darstellung von Stosswellen in Feststoffen

Die Wellengeschwindigkeit einer Kompressionswelle (P-Welle) berechnet sich allgemein zu:

$$c_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

Darin sind c_P die Wellengeschwindigkeit einer Kompressionswelle [m/s], E der Elastizitätsmodul [N/m²], ρ die Dichte [t/m³] und ν die Querdehnzahl [-].

Zur experimentellen Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_P werden die Bauteilmaße T in Messrichtung erfasst und die Laufzeit $2t$ der Welle ermittelt. c_P berechnet sich damit zu $c_P = 2 \cdot T / t$. Mit $f = 1/t$ ergibt sich $c_P = 2 \cdot T \cdot f$ (f : Frequenz [Hz]).

Für weitergehende Informationen über die Wellenausbreitung in Festkörpern sei an dieser Stelle auf die Literatur verwiesen.

3.2 Prinzip der Impact – Echo Methode

Die Impact – Echo Methode zählt zu den zerstörungsfreien Prüfmethoden, um die Qualität von Bauteilen z.B. aus Beton oder Mauerwerk überprüfen und beurteilen zu können. Die Messmethode wurde Anfang der 80er Jahre in den USA entwickelt [2] und kann sowohl zur Schadensanalyse als auch im Rahmen von Qualitätskontrollen im Labor und auf der Baustelle eingesetzt werden.

Das Verfahren basiert auf der Theorie der Ausbreitung von Stoßwellen in Festkörpern. Durch einen mechanischen Stoß ('impact') wird auf der Oberfläche des Bauteils punktuell eine Wellenfront erzeugt, die sich räumlich ausbreitet. Beim Impact – Echo Verfahren wird von den dabei entstehenden Wellentypen die Kompressionswelle ('primary wave') betrachtet. Die Welle durchläuft das Bauteil und wird an Grenzflächen, an inneren Fehlstellen (z.B. Risse, Einschlüsse), an evtl. vorhandener Bewehrung sowie an Schichtgrenzen reflektiert und gebrochen. Abbildung 6 verdeutlicht das Messprinzip der Impact – Echo Methode.

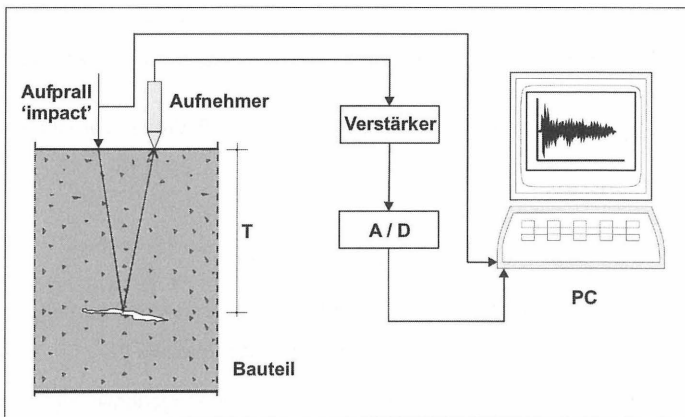


Abbildung 6: Messprinzip der Impact – Echo Methode

Die Wellenausbreitung verursacht Verformungen, die durch einen Beschleunigungsaufnehmer an der Bauteiloberfläche messtechnisch erfasst und im Zeitbereich dargestellt werden. Das mit Hilfe der Fast-Fourier-Transformation (FFT) ermittelte Frequenzspektrum wird zur Auswertung der Messung herangezogen. Die Charakteristik des Frequenzspektrums ermöglicht Aussagen über die jeweilige Fragestellung.

Bei Kenntnis der Wellengeschwindigkeit c , die sich berechnen oder durch Versuche ermitteln lässt, kann die Strecke T (Abb. 6) von der Oberfläche des Impulseintrages bis zum Ort der Reflexion der Wellen wie folgt berechnet werden:

$$T = c \cdot t / 2 = c / (2f)$$

Darin sind T der Abstand zur reflektierenden Oberfläche [m], c die Wellengeschwindigkeit einer Kompressionswelle [m/s], t die Zeit eines Wellendurchlaufes [s] und f die Frequenz.

Die Auswertung und Darstellung der Messergebnisse erfolgt in Abhängigkeit vom Testobjekt und der Problemstellung tabellarisch oder graphisch in Form von Oberflächenplots. Abbildung 7 zeigt beispielhaft ein Impact – Echo Signal im Zeitbereich (links) und das zugehörige Frequenzspektrum (rechts).

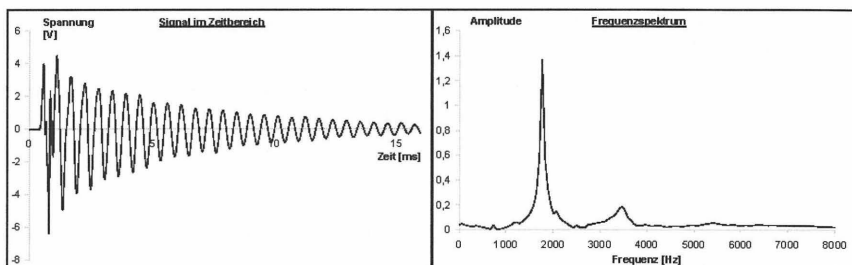


Abbildung 7: Impact – Echo Signal im Zeit- und Frequenzbereich

3.3 Anwendungsgebiete und Voraussetzungen des Messverfahrens

Bisherige Anwendungen der Impact – Echo Methode beinhalteten hauptsächlich Untersuchungen zur Qualitätskontrolle im Massivbau bzw. im Straßenbau, wobei durch die Messungen folgende Parameter bestimmt wurden:

- Ort und Größe von Fehlstellen und Hohlräumen innerhalb einer Konstruktion
- Dicke nur einseitig zugänglicher Bauteile
- Schichtwechsel
- Lage von Bewehrungsstahl

Sind die Abmessungen der zu untersuchenden Bauteile bekannt, kann die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswellen im Bauteil als materialspezifische Kenngröße ermittelt werden.

In der Geotechnik findet die Impact – Echo Methode erst in jüngster Zeit Anwendung, obwohl auch auf diesem Gebiet ein breites Anwendungsfeld gegeben ist. Das Verfahren kann z.B. zur Qualitätskontrolle von Spritzbetonschalen im Tunnelbau eingesetzt werden [9]. Fundamentplatten und andere Gründungskörper können einerseits

hinsichtlich ihrer Abmessungen und andererseits auf Kontakt zum Baugrund untersucht werden. Eine qualitative Beurteilung von Hinterfüllungen anhand des Dämpfungsverhaltens des aufgenommenen Signals ist durch das Verfahren ebenfalls möglich.

Optimale Testergebnisse lassen sich durch die Impact – Echo Methode unter folgenden Voraussetzungen erzielen:

- Das Testobjekt sollte eine ebene, glatte Oberfläche aufweisen.
- Bei der Prüfung von Einzelelementen geringer Größe muss eine massive, ebene Auflagerfläche vorhanden sein.
- Die Art der Impulseinleitungsquelle (z.B. Hammer, Kugel) und des Signalempfängers muss genau auf die jeweilige Problemstellung angepasst sein.
- Der Erfolg der Messungen ist von den geometrischen Eigenschaften des Testobjektes abhängig.

Weitere Angaben zum Messverfahren sowie Anwendungsbeispiele sind in der Literatur [z.B. 2 - 8] enthalten.

4 DURCHGEFÜHRTE MESSUNGEN

4.1 Untersuchte Materialien

Im Rahmen des eingangs erwähnten Untersuchungsprogramms wurden durch das IGB-TUBS im Zeitraum von August bis Dezember 2000 Untersuchungen zur Qualitätskontrolle an Gesteinsproben der Historischen Brücke Mostar sowie an Gesteinsproben aus dem in Kapitel 2 erwähnten Steinbruch durchgeführt [8]. Die Untersuchungen beinhalteten die Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten und vereinzelt auch der Druckfestigkeiten und Elastizitätsmodule der Proben.

Bei den Proben der Historischen Brücke Mostar handelt es sich einerseits um Bohrkern aus den noch bestehenden Widerlagern und andererseits um das aus der Netetva geborgene Material der eingestürzten Brücke. Nach ersten Untersuchungen des Materials wurde entschieden, dieses für den Wiederaufbau nicht zu verwenden. Anstelle dessen wird das im Steinbruch vorhandene Gestein mit ähnlichen Eigenschaften verwendet. Auch an diesem Material wurden durch das IGB-TUBS Untersuchungen durchgeführt. Bei nahezu allen untersuchten Proben handelt es sich um den Tenelija – Kalkstein.

4.2 Verwendete Messtechnik und Messdurchführung

Im Rahmen von Forschungsarbeiten wurde am IGB-TUBS ein Messsystem zur Untersuchung der Wellenausbreitung in Festkörpern entwickelt, welches die Durchführung und Auswertung von Impact – Echo Messungen im Labor und auf der Baustelle ermöglicht. Dieses Messsystem wurde für die Untersuchungen der Kalksteinproben verwendet. Die einzelnen Komponenten (Abb. 8) der Messkette sind:

- Impulseinleitungsquelle: Impulshammer oder Stahlkugeln unterschiedlicher Größe
- Messaufnehmer: verschiedene piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer
- Messverstärker
- A/D Wandlung
- PC: Speicherung mit Software zur Steuerung und Analyse der Messungen

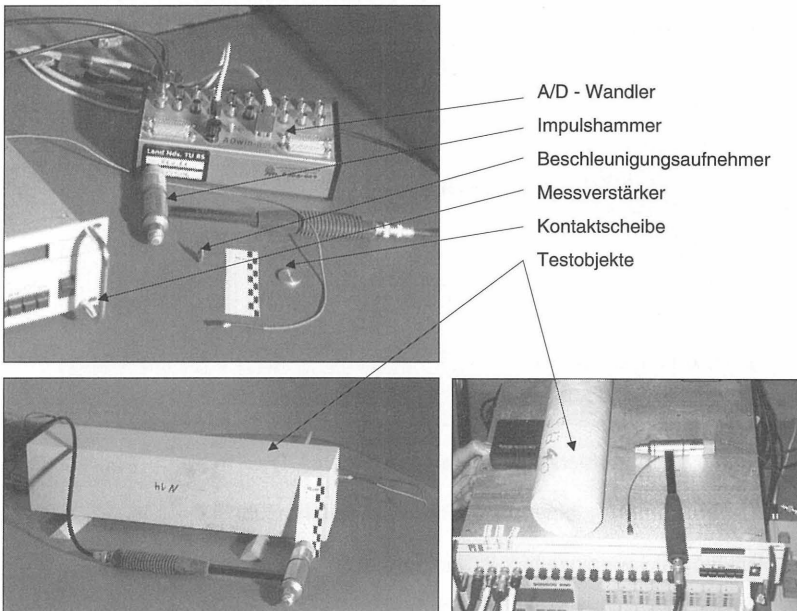


Abbildung 8: Verwendetes Impact - Echo Messsystem

Mit Hilfe des Impulshammers wird der Stoßimpuls erzeugt. Die Stoßwellenausbreitung wird durch einen Beschleunigungsaufnehmer an der Bauteiloberfläche nahe der Impulseinleitungsstelle erfasst. Das empfangene analoge elektrische Signal in Form einer Spannung wird vor der Digitalisierung (A/D Wandlung) durch einen Messverstärker vergrößert.

Die Speicherung der Messsignale wird durch einen handelsüblichen PC realisiert. Die Steuerung und Analyse der Messungen erfolgt durch eine am IGB-TUBS entwickelten TESTPOINT – Applikation, in der die notwendigen Funktionen wie z.B. Ein- und Ausgabefelder und Frequenztransformation programmiert sind. Abbildung 9 zeigt die Programmoberfläche der verwendeten TESTPOINT – Applikation.

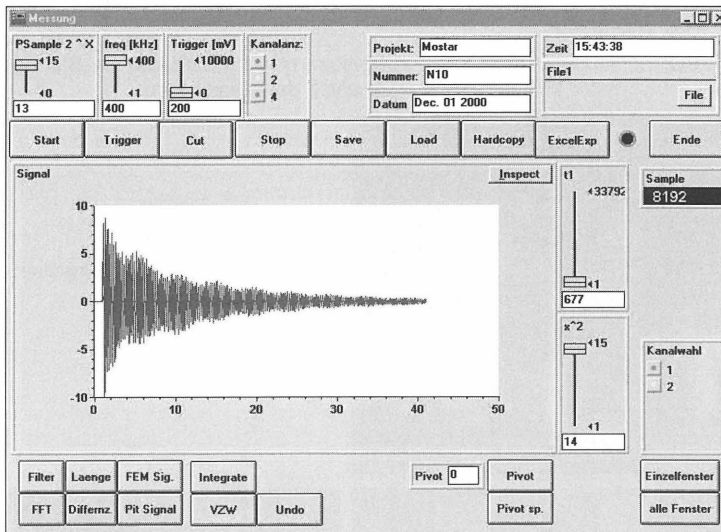


Abbildung 9: Programmoberfläche der verwendeten TESTPOINT – Applikation

Die Messungen wurden in folgender Reihenfolge durchgeführt:

- Wellengeschwindigkeitsuntersuchungen an Bohrkernen im Labor
- Wellengeschwindigkeitsuntersuchungen in situ
- Wellengeschwindigkeitsuntersuchungen an Quadern in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt im Labor
- Bestimmung von Festigkeitseigenschaften im Labor

4.3 Bestimmung der Wellengeschwindigkeit

4.3.1 Messungen im Labor

Im Labor des IGB-TUBS wurden die zur Verfügung stehenden Bohrkerne und Quader bezüglich der Wellengeschwindigkeit überprüft. Vor Beginn der eigentlichen Messungen zur Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wurden verschiedene Lagerungsbedingungen für die Testobjekte auf deren Einfluss untersucht. In Abbildung 8 ist beispielhaft die punktuelle Lagerung auf Holzleisten zu sehen. Es zeigte sich, dass die Art der Auflagerung einen nicht unerheblichen Einfluss auf das Messergebnis hat. Das Ergebnis dieser Studie ist die Notwendigkeit der Anpassung der Auflagerbedingungen in Abhängigkeit von den geometrischen Abmessungen der Prüfkörper. Zur Testdurchführung wurde eine flächige Lagerung auf einer massiven Unterlage gewählt, da bei dieser Lagerungsart die Veränderung des Messsignals durch Störeinflüsse nicht gegeben war.

Es wurden insgesamt 10 Bohrkerne mit Durchmessern von 50 mm und 100 mm geprüft, wobei an jedem Testobjekt mindestens sechs Einzelmessungen durchgeführt wurden. Tabelle 1 enthält eine Zusammenstellung der Ergebnisse und Abbildung 10 ein repräsentatives Messsignal der im Labor getesteten Bohrkerne.

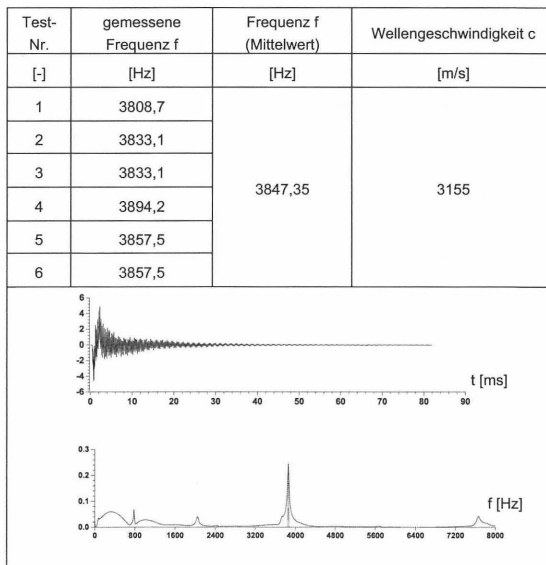


Abbildung 10: Messsignal eines Bohrkerns

Tabelle 1: Ergebnisse der im Labor getesteten Bohrkerne

Durchmesser [mm]	Abmessung in Messrichtung [mm]	Wellengeschwindigkeit [m/s]
50 – 100	240 – 410	3020 – 3920

Ein Schwerpunkt der Untersuchungen war die Bestimmung des Einflusses des Wassergehaltes auf die Messergebnisse. Die geprüften Quader hatten Abmessungen von 95 · 95 · 400 mm, 200 · 200 · 400 mm und 200 · 200 · 200 mm. Die Wassergehalte wurden vor dem Test auf den jeweiligen Sollwert eingestellt (0%_{ofentrocken}, ca. 0,04%_{lufttrocken}, ca. 3%, ca. 7% und ca. 11%_{wassergesättigt}).

Abbildung 11 zeigt beispielhaft die erzielten Ergebnisse eines Quaders.

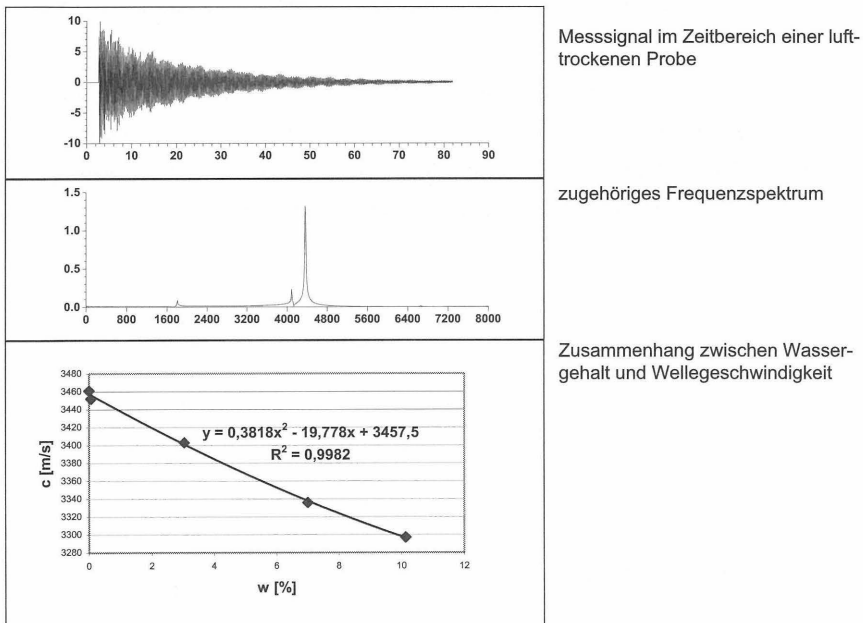


Abbildung 11: Messergebnis eines Quaders

Es zeigt sich eine deutliche Reduktion der Wellengeschwindigkeit bei steigendem Wassergehalt. Die maximal ermittelte Differenz zwischen dem ofentrockenen und dem wassergesättigten Zustand einer Probe wurde zu 220 m/s ermittelt. Der Zu-

sammenhang beider Parameter kann ausreichend genau durch eine lineare Funktion bzw. mit größerer Genauigkeit durch ein Polynom 2. Ordnung beschrieben werden.

Unter Betrachtung der Ergebnisse aller 19 untersuchten Quader ergibt sich der in Abbildung 12 dargestellte Schwankungsbereich der Wellengeschwindigkeiten.

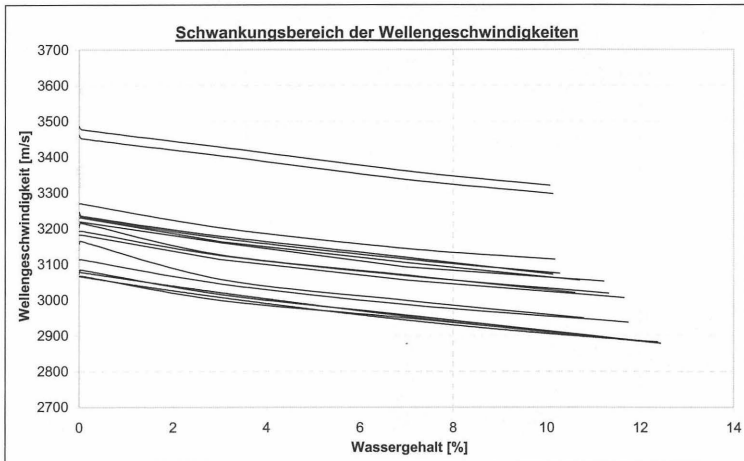


Abbildung 12: Schwankungsbereich der Wellengeschwindigkeiten

Zum einen ist aus der Grafik erneut der Zusammenhang zwischen Wellengeschwindigkeit und Wassergehalt deutlich zu erkennen, der sich für alle untersuchten Proben nahezu gleich darstellt, und zum anderen ist die natürliche Streuung der Wellengeschwindigkeiten bei gleichem Wassergehalt, also nur von der Materialstruktur abhängig, ersichtlich. Diese natürliche Schwankung der Wellengeschwindigkeiten der untersuchten Proben betrug ca. 400 m/s.

4.3.2 Messungen in situ

Im November 2000 wurden in situ Messungen an historischem Gesteinsmaterial der „alten“ Brücke, gelagert auf einem Podest, durchgeführt. Außerdem wurden Gesteinsblöcke bezüglich ihrer Wellengeschwindigkeit untersucht, die aus einem Steinbruch gewonnen wurden. In Abbildung 13 ist das in Kapitel 4.2 beschriebene und vor Ort verwendete Messsystem für den Baustelleneinsatz wetterfest integriert in einer Messkiste abgebildet. Abbildung 14 zeigt die Orte der Messungen (links: Podest, rechts: Depot des Steinbruches).

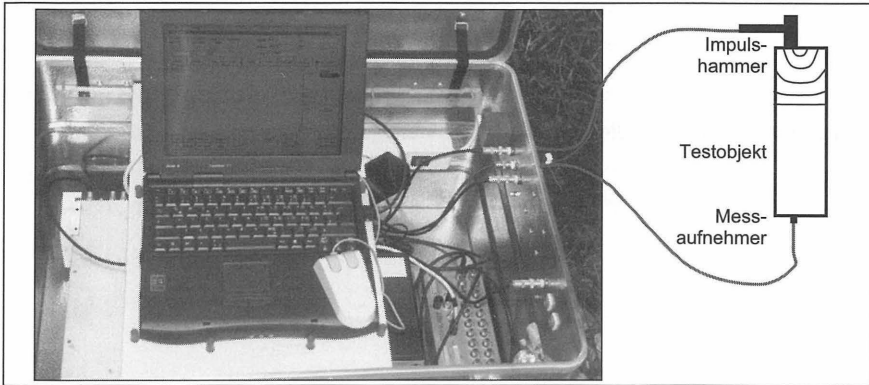


Abbildung 13: in situ Messsystem

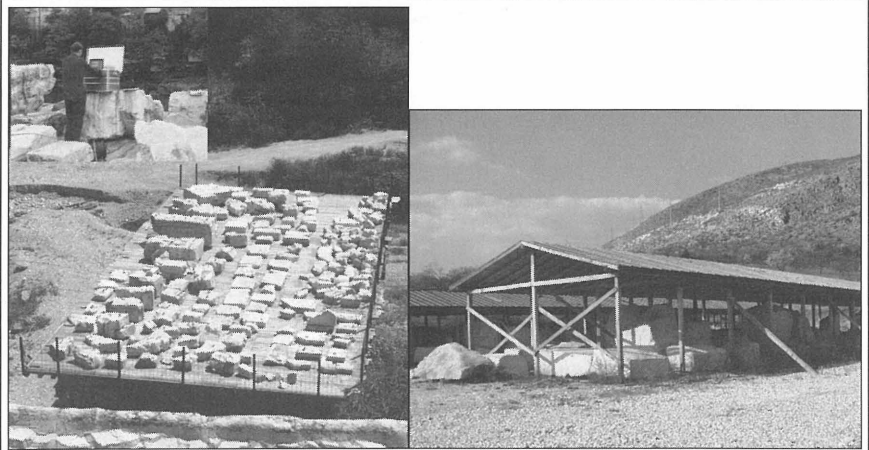


Abbildung 14: Standorte der Messungen – Podest, Depot des Steinbruches

In Tabelle 2 sind die ermittelten Wellengeschwindigkeiten angegeben.

Tabelle 2: Ergebnisse der in situ Messungen

Wellengeschwindigkeiten Podest [m/s]	Wellengeschwindigkeiten Steinbruch [m/s]
2300 – 3700	2900 – 3300

Die Ergebnisse der Proben aus dem Steinbruch entsprechen nahezu den im Labor ermittelten Werten der Quader. Die Schwankungen der Werte des ursprünglichen Materials sind jedoch weitaus größer.

Bei der Durchführung und Auswertung der in situ Versuche zeigte sich, dass der Erfolg der Messungen in starkem Maße von den o.a. Voraussetzungen abhängig ist. Insbesondere erwiesen sich die Geometrie der Gesteinsblöcke auf dem Lagerplatz sowie die Lagerungsart der Proben auf dem Podest als ungünstige Versuchsbedingungen, die z.T. Störeinflüsse im Messsignal oder auch teilweise nicht auswertbare Messungen zur Folge hatten.

4.4 Korrelationen zwischen Wellengeschwindigkeit und Festigkeitseigenschaften

Die Bestimmung des statischen Druck-Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl wurde in Anlehnung an DIN 1048 Teil 5 und die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit nach EN 1926 an der TU Braunschweig durchgeführt.

Insgesamt wurden diese Kenngrößen an 5 Proben ermittelt. Bei der Auswahl der Proben wurden Steine mit unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten geprüft. Dabei fiel die Wahl auf Proben, welche die komplette Bandbreite aller gemessenen Wellengeschwindigkeiten repräsentieren. Die Proben wurden auf eine Länge von 200 mm zugeschnitten, wodurch sich ein Seitenverhältnis Höhe : Breite von ca. 2:1 ergibt. Die Versuche wurden an luftgetrockneten Proben durchgeführt. Bei der Bestimmung des E-Moduls wurde die Querdehnzahl ermittelt. Abbildung 15 zeigt eine in die Versuchseinrichtung eingebaute Probe.

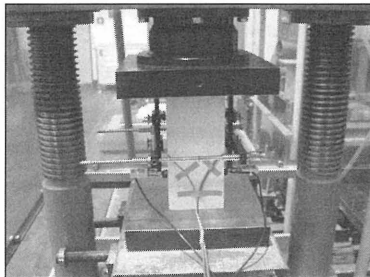


Abbildung 15: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit sowie E-Modul mit Querdehnung

Die ermittelten Ergebnisse sind in Abbildung 16 den zugehörigen Wellengeschwindigkeiten gegenübergestellt

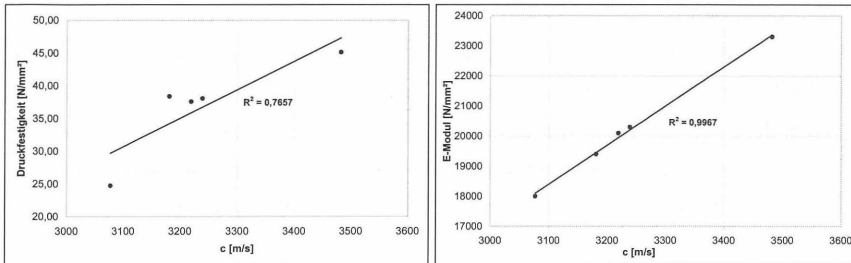


Abbildung 16: Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit bzw. E-Modul und Wellengeschwindigkeit

Aufgrund der geringen Anzahl getesteter Proben ist eine statistische Auswertung der Daten an dieser Stelle nicht sinnvoll. Die dargestellten Zusammenhänge zeigen jedoch zweifelsfrei die Tendenz, dass sowohl die Werte der einaxialen Druckfestigkeit als auch die der E-Moduln bei steigenden Wellengeschwindigkeiten ebenfalls steigen. Dies macht deutlich, dass mit der messtechnischen Erfassung der Wellengeschwindigkeit qualitative Aussagen über Festigkeitseigenschaften des untersuchten Kalksteines möglich sind.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Rahmen von Voruntersuchungen beim Wiederaufbau der Historischen Brücke Mostar wurden u.a. Impact – Echo Messungen zur Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten an Kalksteinen als Maßnahme der Qualitätskontrolle durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführt. Die Messungen umfassten einerseits Voruntersuchungen an Bohrkernen im Labor sowie in situ Messungen am ursprünglichen Gestein der Brücke und andererseits an für den Wiederaufbau vorgesehenem neuen Material. Darauf folgten weitere Untersuchungsreihen im Labor des IGB-TUBS an Quadern des neuen Materials zur Bestimmung des Einflusses von Umgebungsbedingungen (Auflagerung, Wassergehalt) auf die Messergebnisse. Die ermittelten Wellengeschwindigkeiten wurden mit den Festigkeitseigenschaften des Materials (einaxiale Druckfestigkeit, E-Modul) in Zusammenhang gebracht.

Die Werte der Wellengeschwindigkeit der Bohrkerne liegen zwischen 3020 m/s und 3920 m/s. Bei den untersuchten Quadern ergaben sich in Abhängigkeit vom Wassergehalt Werte im Bereich von ca. 2900 m/s und 3500 m/s. Der Einfluss des Wassergehaltes zwischen dem ofentrockenen und dem wassergesättigten Zustand einer Probe wurde zu ca. 220 m/s ermittelt. Die natürliche Streuung der Werte bei gleichem Wassergehalt wurde zu ca. 400 m/s ermittelt.

Die Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen von 5 Proben lieferten gute Korrelationen zur Wellengeschwindigkeit. Proben mit großer Wellengeschwindigkeit weisen größere Druckfestigkeiten und E-Moduln auf als Proben mit geringerer Wellengeschwindigkeit. Die Studie zeigte, dass der Parameter „Wellengeschwindigkeit“, der mit relativ geringem Aufwand messtechnisch ermittelt werden kann, für eine Einstufung der Kalksteinproben in zu definierende Festigkeitsklassen gut geeignet ist. Eine hierbei mögliche Vorgehensweise kann wie folgt beschrieben werden:

1. Bestimmung des Zusammenhanges zwischen Festigkeitsparameter (einaxiale Druckfestigkeit, E-Modul) und Wellengeschwindigkeit durch Laborversuche
2. messtechnische Bestimmung der Wellengeschwindigkeit direkt vor Einbau des Steines in situ
3. Ermittlung des Wertebereiches für den jeweiligen Festigkeitsparameter anhand des unter 1. ermittelten Zusammenhanges
4. Einstufung in eine der vorab definierten Festigkeitsklassen
5. Entscheidung über die Möglichkeit sowie den Ort des Einbaues des Steines in der Brücke

Somit kann vor dem eigentlichen späteren Wiederaufbau der Brücke die Qualitätskontrolle der Kalksteine durch die Anwendung der Impact – Echo Methode, einerseits durch die Untersuchung der Unversehrtheit der Steine und andererseits durch deren Einstufung in Festigkeitsklassen anhand der Größe der Wellengeschwindigkeit, sichergestellt und gezielt Einfluss auf den Wiederaufbau genommen werden.

LITERATUR

- [1] Haupt, W.
„Bodendynamik: Grundlagen und Anwendung“, Verlag Friedr. Vieweg & Sohn,
Braunschweig/Wiesbaden, 1986
- [2] Sansalone, M. J.; Streett, W. B.
„Impact-Echo“, Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry, Bullbrier Press,
Itahaca, N. Y., 1997
- [3] Carino, N. J.; Sansalone, M. J.
„Detection of voids in grouted ducts using the Impact-Echo method“, ACI Materials
Journal, 89(3), 1992
- [4] Carino, N. J.; Sansalone, M. J.; Hsu, N. N.
„A point source-point receiver, Pulse-Echo technique for flaw detection in concrete“,
ACI Journal, 1986
- [5] Cheng, C-C.; Sansalone, M. J.
„Effects on Impact-Echo signals caused by steel reinforcing bars and voids around
bars“, ACI Materials Journal, 89(3), 1993
- [6] Sansalone, M. J.; Carino, N. J.
„Detecting delaminations in concrete slabs with and without overlays using the Im-
pact-Echo method“, ACI Materials Journal, 89(3), 1989
- [7] Schallert, M.
„Anwendung der Impact-Echo Methode an Gründungskörpern“, Diplomarbeit am In-
stitut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig,
unveröffentlicht, 1998
- [8] Schallert, M.; Plassmann, B.
„Abschlußbericht: Qualitätskontrolle an Natursteinen, Historische Brücke - Mostar“
durch die Impact-Echo Methode, Projekt des Instituts für Grundbau und Bodenme-
chanik der Technischen Universität Braunschweig, unveröffentlicht, 2001
- [9] Brameshuber, W.
„Anwendung von zerstörungsfreien Prüfverfahren im konstruktiven Ingenieurbau –
Impact-Echo im Tunnelbau und Ultraschall im Pfahlbau“, Betoninstandsetzung BMI
1/2000

Die Spundwandplattengründung im Großbrückenbau am Beispiel der neuen Elbebrücke Tangermünde

Dipl.-Ing. R. Jung, Dresden

Dipl.-Ing. M. Kügler, Cottbus

1 Einleitung

Im Zuge der Neutrassierung der Bundesstrasse B188 im Bereich der Ortsumgebung Tangermünde (Sachsen-Anhalt) wurde der Neubau einer Elbüberquerung für den Straßenverkehr notwendig, da die bestehende Brücke (1931 – 1933 erbaut, nach dem 2. Weltkrieg instandgesetzt) den höher werdenden Ansprüchen an ein leistungsfähiges Straßennetz nicht mehr gerecht wurde. Das insgesamt 1.435 m lange Brückenbauwerk (Bauzeit 1998 – 2001) quert die Elbe nördlich von Tangermünde. Der Bauherr dieser Baumaßnahme ist das Land Sachsen-Anhalt, vertreten durch das Straßenbauamt Stendal. Die Brücke wurde vom Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI, GmbH entworfen (Abbildung1).

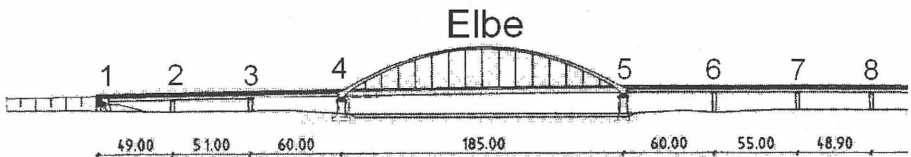


Abb. 1: Skizze Neue Elbebrücke bei Tangermünde (nach SVENSSON et al. 1998)

Für die Gründung der Strompfeiler Nr. 4 und Nr. 5 kam eine Tiefgründung als Spundwandplattengründung (SPG) zur Ausführung.

Bei einer Spundwandplattengründung sind die Spundbohlen über Verbundmittel fest mit dem Fundament verbunden. Die Lasten aus dem Überbau, dem Eigengewicht der Pfeiler

und der Fundamentplatte werden dabei über die Spundwand (Spitzendruck und Mantelreibung) und über die Fundamentplatte (Sohlpressung) direkt abgetragen. Durch die kombinierte Lastabtragung können die Fundamentabmessungen und die Baugrubenabmessungen entsprechend reduziert werden.

Da für dieses neuartige Gründungssystem bei Großbrücken keinerlei ausreichende Erkenntnisse über die tatsächliche Lastabtragung vorlagen, entschloss sich der Bauherr, Versuche und Messungen am Bauwerk durchzuführen, die einen genauen Aufschluss der Lastabtragung ermöglichen.

Die messtechnischen Untersuchungen wurden durch den Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau / Geotechnik der Brandenburgischen Technischen Universität (BTU) Cottbus durchgeführt.

2 Bauwerk

Die Forderung des Wasser- und Schifffahrtsamtes nach einer Pfeilerlosen Brückenkonstruktion im Bereich der Schifffahrt führte zu einer Spannweite der Strombrücke von 185 m. Zusammen mit den beiden Vorlandbrücken, deren Länge westelbisch 160 m und ostelbisch 1.090 m beträgt, ist das Bauwerk mit einer Gesamtstützweite von 1.435 m die längste Straßenbrücke Sachsen-Anhalts. Der Überbau lagert auf insgesamt 25 Stahlbetonpfeilern auf, die in die Pfahlkopfplatten eingespannt sind.

Für die Strompfeiler wurde gestalterisch eine ansprechende Form entwickelt, die durch die Randbedingungen vorgegeben war. Durch den Kreuzungswinkel der Strombrücke von ca. 84 gon zur Elbe ergeben sich Pfeilerscheiben, die schiefwinklig zur Fließrichtung der Elbe angeordnet werden mussten. Um einen Aufstau vor den Pfeilern sowie undefinierte Strömungsverhältnisse am Pfeiler zu vermeiden, wurde am Pfeilerfuß ein Kreisquerschnitt mit 8 m Durchmesser gewählt, der den Auflagen des Wasser- und Schifffahrtsamtes genügt und keine strömungstechnischen Nachteile bewirkt. Die Auflagerbank am Pfeilerkopf wird senkrecht zur Brückenachse angeordnet und in Form eines Knochens mit einer Breite von 23 m ausgebildet.

Im Gründungsbereich der Strompfeiler stehen obere Talsande (Mächtigkeit ca. 8 m) an. Unterhalb der Talsande wurde Geschiebemergel mit einer Mächtigkeit von 3 m bis 6 m erkundet (SVENSSON ET AL. 1998). Die Rammsondierungen nach DIN 4094 ergaben

Schlagzahlen $N_{10} = 3 - 7$ für die oberen Talsande und $N_{10} = 20 - 40$ für den Geschiebemergel. Der hohe Grundwasserstand machte die Herstellung der Gründung im Schutze eines Spundwandkastens erforderlich. Die Spundwände binden ca. 2 m in die Geschiebemergelschicht ein und dienen gleichzeitig zur Sicherung gegen Unterspülung (Kolke). Zusätzlich wurde die Baugrubensohle mit einer Unterwasserbetonsohle abgedichtet. Aufgrund des Kolkschutzes und der Gefahr der Auflockerung beim Ziehen der Spundbohlen verbleibt der Kasten i.d.R. als Teil des Bauwerkes im Boden. Somit liegt es nahe, die Bohlen zum Abtragen der Lasten zu nutzen und ein kombiniertes Tragsystem zu schaffen (ZELLNER 1999).

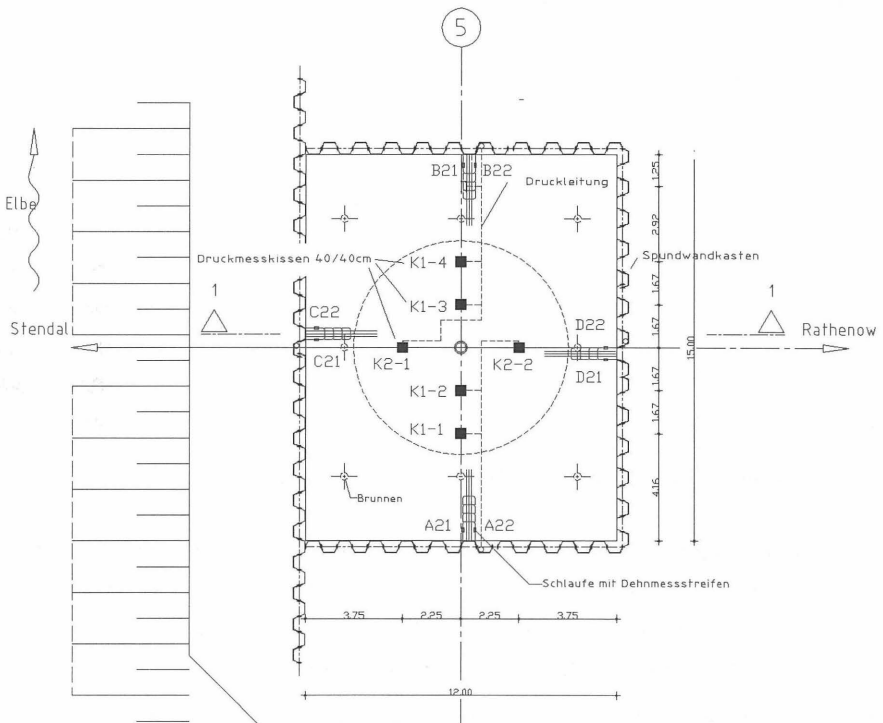


Abb. 2: Grundriss Fundament Strompfeiler Nr. 5, mit Lage der Druckkissen (K1-1 bis K2-2) und der GEWI-Schlaufen (A21 bis D22).

Die aus dem Überbau und dem Strompfeiler eingeleiteten Lasten werden auf eine 2,60 m starke Fundamentplatte übertragen (Abbildung 2 und 3). Die Fundamentplatte mit einer

Grundfläche von 15 m x 12 m überträgt die Kräfte über Sohlpressung direkt auf den Untergrund und über Verbundmittel (Abbildung 3, „B“) in die Spundwand. Als Verbundmittel wurden Bewehrungsschlaufen an die Spundwand geschweißt.

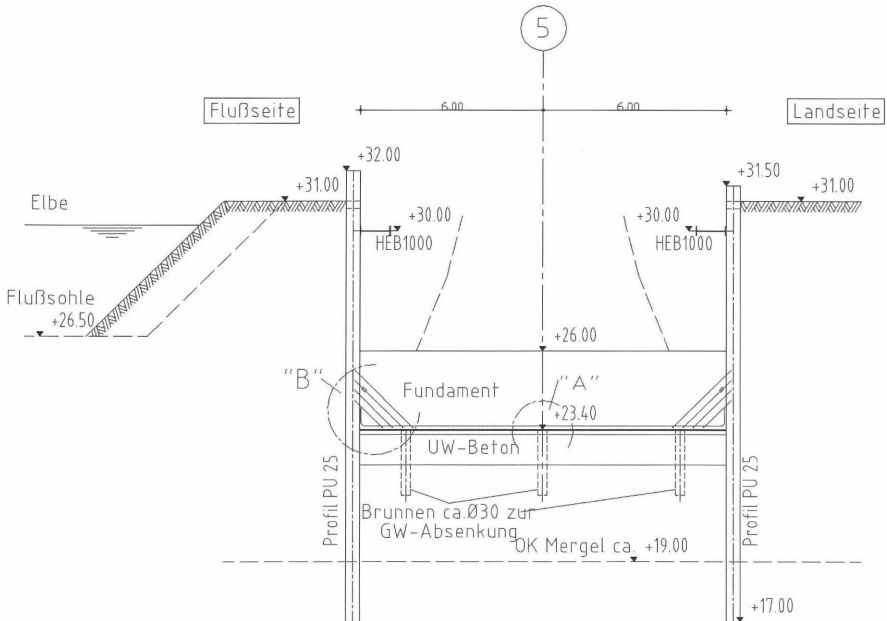


Abb. 3: Schnitt 1-1 Fundament Stropfpeiler Nr. 5

„A“: Sohlspannungsmessung, „B“: Messstücke in Bewehrungsschlaufen

Zur Verbesserung der Fundamentsohle wurden 52 Stopfsäulen ca. 3 m tief (Raster 1,18 m x 1,18 m) in den Baugrund eingerüttelt. Die zulässige Sohlpressung sollte auf 240 kN/m² verbessert werden. Dabei wurde eine theoretische Setzung von 4,3 cm auf der Annahme, dass die Spundwand zur Lastabtragung nicht mitwirkt, berechnet.

Unterhalb der Fundamentsohle befindet sich eine Ausgleichsschicht auf einer ca. 1,50 m starken UW-Betonschicht. In dieser Ausgleichsschicht wurden zur Messung der Sohlspannungen sechs Druckkissen (K1-1 bis K2-2) eingebettet. Zur Ermittlung des Lastanteils, der über die Spundwand abgetragen wird, wurden vier Bewehrungsschlaufen in den Pfeilerachsen mit je zwei elektrischen Kraftaufnehmern (A21 bis D22) bestückt.

3 Messeinrichtung

Für die Messung der Sohlspannungen wurden quadratische Druckkissen mit einer Kantenlänge von 400 mm verwendet. Die günstige Kissen geometrie ($D/T = 40$) minimiert eine durch die Steifigkeit des Gebers bedingte Spannungskonzentration (SCHNELL 1994). Die Druckkissen waren in der verwendeten Ausführung bis 500 kN/m^2 belastbar.

Bauwerksbedingt konnten die Sohldruckgeber nicht in einem Sandbett (HILMER ET AL. 1983) eingebaut werden, sondern wurden in die erhärtende Ausgleichsschicht für die Sohlfuge eingedrückt (Abbildung 4).

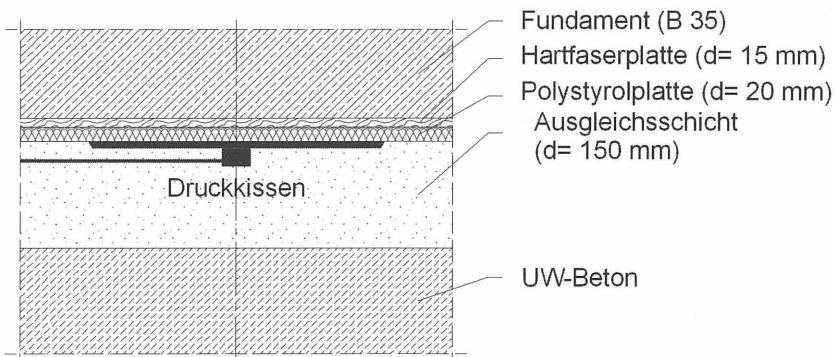


Abb. 4: Aufbau der Sohlfuge mit Lage des Druckkissens

Um ein geeignetes Überdeckungsmaterial für die Druckkissen zu finden, wurden Vorversuche in der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMFA) der BTU Cottbus mit verschiedenen Materialien durchgeführt. In einem Versuchsstand wurden Druckkissen unter Baustellenbedingungen eingebaut und in mehreren Belastungszyklen Druckspannungen aufgebracht. Als Zwischenschichten wurden Elastomerplatten und Polystyrol-Hartschaumplatten verwendet. Der Einbau mit einer Polystyrolplatte als Zwischenschicht erwies sich unter den gegebenen Randbedingungen als geeignet. (KÜGLER, JUNG 2001)

Zum Schutz vor Durchstanzen der Bewehrung durch die Polystyrolplatte und der damit verbundenen Gefahr einer ungleichmäßigen Belastung oder Beschädigung der Druckkissen wurde zusätzlich eine Hartfaserplatte eingebaut. Eine negative Beeinflussung der Messwerte tritt, wie anhand von Versuchen belegt, hierbei nicht ein. Die Druckkissen wur-

den in die noch nicht erhärtete Ausgleichsschicht bündig eingedrückt und mit Polystyrolplatten überdeckt.

Zur Zugkraftmessung in den Bewehrungsschlaufen wurden vier Schlaufen mit je zwei Dehnungsmesselementen appliziert und kraftschlüssig in die Bewehrung eingebaut.

4 Messungen

Begleitend zum Baufortschritt des Pfeilers 5 wurden die Spannungs- und Zugkraftmessungen durchgeführt. Über die Bauzeit der Pfeiler ergaben sich sechs wesentliche Bauzustände (BZ 0 – V, Tabelle 1).

Bauzustand	Zeitraum	Beschreibung
BZ 0	05/1999	Nullmessung – keine Belastung (direkt nach dem Einbau)
BZ I	06/1999	Eigengewicht Fundamentplatte
BZ II	11/1999	Eigengewicht Fundament + Pfeiler + Auffüllung abzüglich Auftrieb
BZ III	05/2000	BZ II + Stahlkonstruktion Bogenbrücke
BZ IV	08/2000	BZ III + $\frac{1}{4}$ der Verbundplatte Strombrücke + Vorlandbrücke
BZ V	09/2000	Bauwerk einschließlich Ausbaulasten hergestellt

Tab. 1: Bauzustände

Im Anschluss an den Einbau der Messeinrichtungen wurde eine Nullmessung (BZ 0) durchgeführt.

Nach dem Betonieren der Fundamentplatte (BZ I) zeigte sich eine gleichmäßige Sohlpressung über alle Messpunkte unterhalb des Pfeilerfundamentes (Abbildung 5). Entsprechend der Laststeigerung infolge des weiteren Baufortschrittes nahmen die gemessenen Druckspannungen erheblich zu. Der größte Zuwachs wurde zwischen BZ I und BZ II registriert (Fertigstellung Strompfeiler).

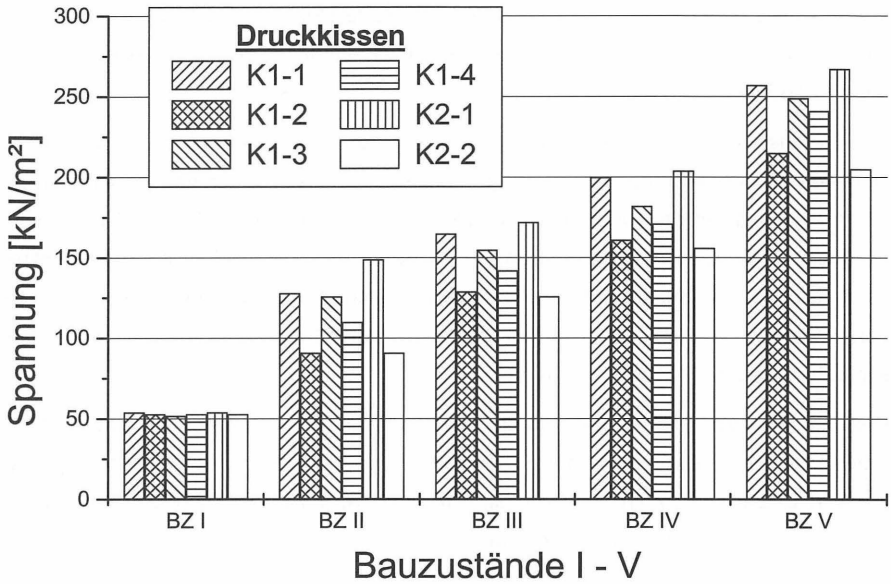


Abb. 5: Messwerte Druckkissen

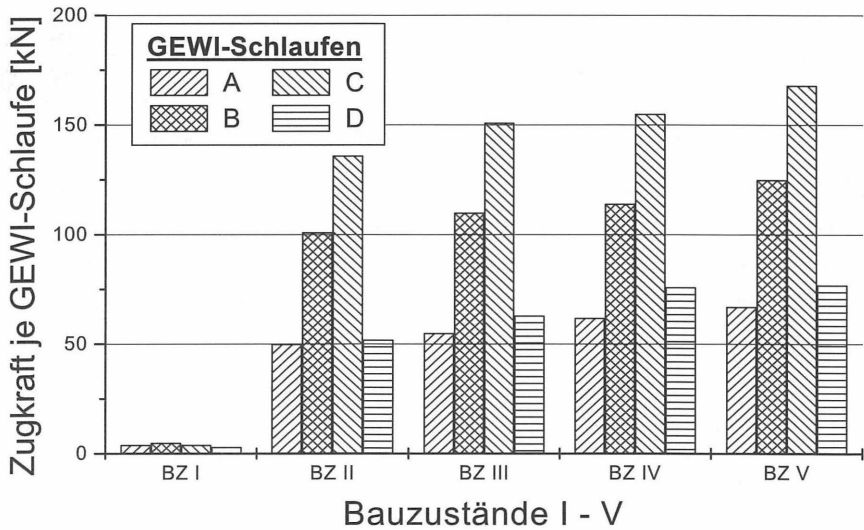


Abb. 6: Messwerte Bewehrungsschlaufen

Die im Bereich der Pfeilerachsen montierten Zugkraftgeber registrierten für den Belastungszustand BZ I aufgrund des erst später einsetzenden Verbundes „Bewehrung – Beton“ nur geringe Lasten (Abbildung 6).

Der höchste Lastanstieg war – wie bei den Druckkissen auch – im Zustand BZ II zu verzeichnen. In den darauffolgenden Belastungszuständen sind die Lastzuwächse prozentuell geringer als bei den Druckkissen gewesen. An den unterschiedlichen Achsen ließen sich verschieden starke Lasteintragungen feststellen. Es wurde deutlich, dass im Bereich der Messstellen B und C deutlich höhere Kräfte auftreten als auch den gegenüberliegenden Seiten (A und D). Die maximal zulässigen Zugspannungen an den Bewehrungsschlaufen wurden nicht überschritten.

Das gewählte Messsystem hat sich als robust und einfach erwiesen. Die Installation und Befestigung der Messinstrumente erwies sich als unproblematisch und baupraktisch umsetzbar. Einzige Schwachstelle sind die Zuleitungen, die sorgfältig gegen mechanische Beschädigung geschützt werden müssen.

5 Messergebnisse

Die Abweichung zwischen gemessenen und rechnerisch ermittelten Lasten beträgt maximal 10 % (Abbildung 7). Neben der Vereinfachung bei der Lastannahme und dem zugrundegelegten Belastungsbild unter der Sohlplatte und an den Bewehrungsschlaufen können auch Reibungskräfte im Bereich Fundament – Spundwand hierfür ursächlich sein.

Weiterhin sind die gemessenen Lasten stark durch den wechselnden Grundwasserstand beeinträchtigt. Der Grundwasserstand kommuniziert im Bereich der Achse 5 unmittelbar mit dem Elbwasserstand. Je nach Wasserspiegelhöhe ergibt sich eine Reduktion der Lasten infolge Auftrieb im BZ II (Fundamenteigengewicht + Pfeilereigengewicht + Auffüllung) um bis zu 20 % bzw. 10 MN.

Im Bauzustand 1 (Eigengewicht Fundament) stimmt die rechnerische Last (11,7 MN) mit der gemessenen Last (11 MN) sehr gut überein.

Die Differenzlast kann über Haftverbund direkt auf die Spundwand übertragen werden. Der größte Teil (ca. 87 %) der Last wird direkt über die Sohle in den Baugrund abgeleitet (vgl. Abbildung 8 und 9).

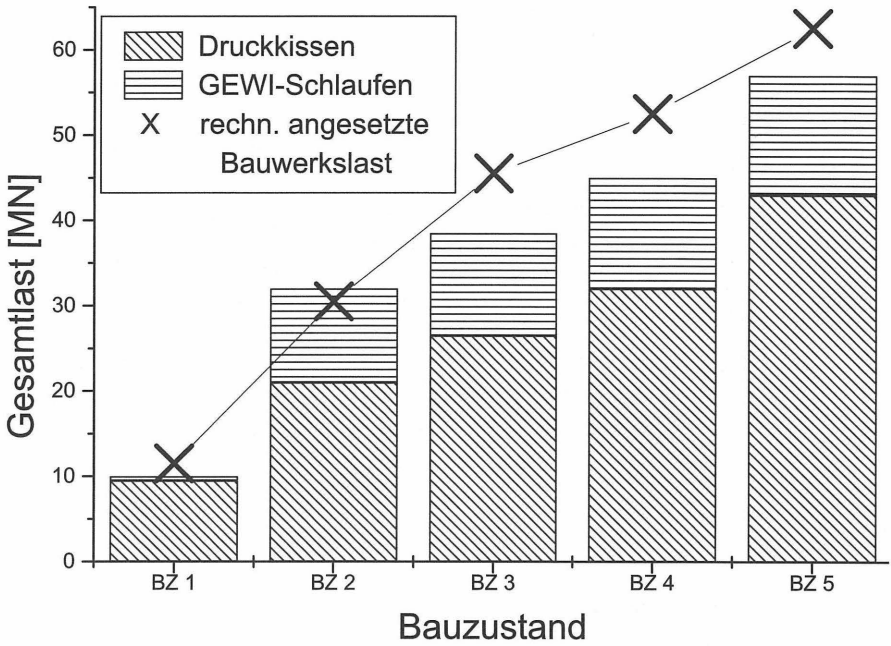


Abb. 7 Gegenüberstellung gemessene Lasten – angesetzte Bauwerkslasten

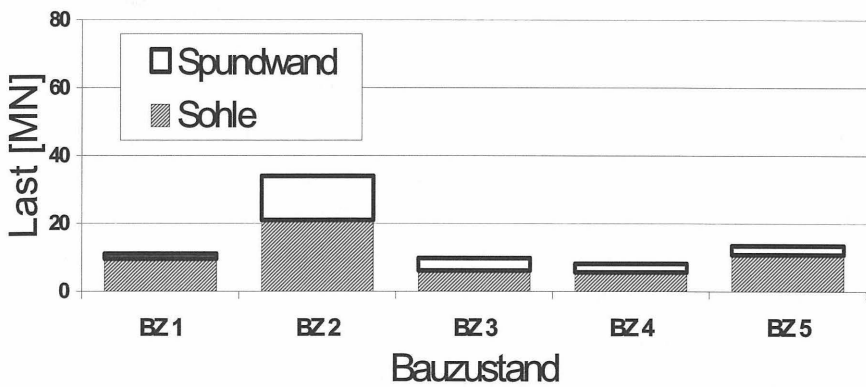


Abb. 8 Lastanteil

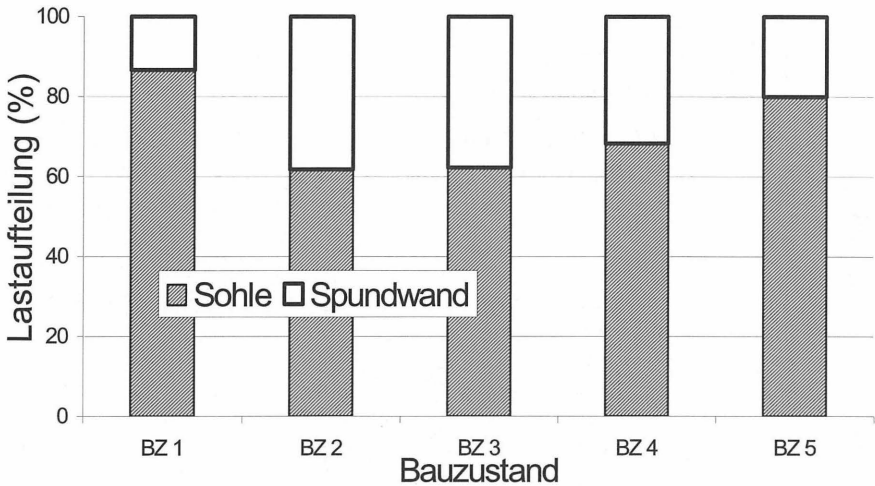


Abb. 9 Lastaufteilung in %

Der geringe Anteil, der im Bauzustand 1 über die Schlaufen abgetragen wird, ergibt sich infolge der geringen Verbundwirkung zwischen dem jungen Beton und der Bewehrung. Bereits während des Betoniervorganges (Dauer ca. 8 Stunden) erhärtet der junge Beton in den Unterlagen Einbaulagen.

Im Bauzustand 2 wurde zusätzlich zum Fundament eine Last (Eigengewicht Pfeiler + Auffüllung) von ca. 40 MN (4.000 t) aufgebracht. Unter Berücksichtigung des Auftriebs bei Mittelwasser ergibt sich eine Gesamtlast von ca. 40 MN.

Da die Messergebnisse der GEWI-Schlaufen teilweise stark differieren (23 kN – 149 kN), müssen diese in Frage gestellt werden. Eine mögliche Ursache liegt in der unterschiedlichen Tragfähigkeit der einzelnen Spundwanddielen. Diese Annahme wird auch durch die Rammprotokolle bestätigt. Die erforderliche kinetische Rammenergie schwankt zwischen 1.600 kN m bis 5.800 kN m je Spundbohle.

Die Druckkissen ergaben gleichmäßigere Messwerte, so dass diese als Grundlage für die Lastverteilung geeigneter erscheinen. Unter dieser Annahme ist ca. 60 % der Zusatzlast über die Sohle abgetragen worden und die restlichen 40 % über den Spundwandkasten.

Da zwischen dem 1. Bauzustand und dem 2. Bauzustand die größte Lasterhöhung erfolgte (ca. 34 MN unter Berücksichtigung des Auftriebs), stellten sich auch hier die größten Setzungen ein. Unmittelbar nach Fertigstellung der Auffüllung wurde eine Setzung von ca. 3 mm gemessen, die in den folgenden 4 Wochen auf ca. 8 mm anstieg. Danach blieben die Setzungen trotz der weiteren Lasterhöhung konstant.

Im Bauzustand 3 wurde zusätzlich die Stahlkonstruktion der Bogenbrücke auf die Pfeiler aufgelegt. Die zusätzliche Last von ca. 10 MN konnte rechnerisch genau bestimmt werden. Die gemessene Last stimmt mit dem berechneten Wert sehr gut überein (Abweichung 2 %). Das Verhältnis der Lastanteile Sohle/Spundwand beträgt hier 62 % / 38 %.

Im Bauzustand 4 wurden als zusätzliche Lasten ein Teil der Verbundplatte der Bogenbrücke (ca. 1,7 MN) sowie die Vorlandbrücke (ca. 6,5 MN) auf die Pfeiler gebracht. Das Verhältnis der Lastanteile Sohle/Spundwand beträgt hier 68 % / 32 %.

Im Bauzustand 5 wurden die restlichen Lasten (Verbundplatte, Ausbaulasten Strombrücke und Vorlandbrücke – ca. 13,5 MN) auf die Pfeiler gebracht. Das Verhältnis der Lastanteile Sohle/Spundwand beträgt hier 80 % / 20 %.

6 Zusammenfassung

Durch den Einsatz geeigneter Messmethoden ist es möglich, die Wirksamkeit neuer Tragsysteme zu dokumentieren und nachzuweisen. An dem Beispiel der Neuen Elbebrücke Tangermünde konnte gezeigt werden, wie ein neuartiges Gründungssystem (kombinierte Flach- und Tiefgründung) messtechnisch begleitet werden kann.

Ziel der Messungen war es, die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk nicht nur allein aufgrund von Baugrunduntersuchungen und rechnerischen Modellen vorherzusagen, sondern die getroffenen Annahmen messtechnisch zu überprüfen und Erkenntnisse über Lastaufteilung für zukünftige Planungen zu erhalten. Die Messergebnisse sind Grundlage für eine Beurteilung der Tragfähigkeit der kombinierten Spundwandplattengründung.

Es konnte nachgewiesen werden, dass der Spundwandkasten zum Abtragen der Lasten herangezogen werden kann. Durch die kombinierte Lastabtragung konnte die Fundamentfläche von 208 m² auf 180 m² reduziert werden. Damit verbunden waren Einsparungen

beim Fundamentbeton, dem Baugrubenaushub, dem Spundwandkasten und dem Unterwasserbeton.

Die gewonnenen Erfahrungen und Messergebnisse stellen eine wichtige Entscheidungshilfe dar, diese kombinierte Tragsystem in künftigen Baumaßnahmen zu verwenden.

7 Literatur

- Hilmer, K. Nowack, F.; Glötlz, F.; Glötlz, R.: Einbauempfehlungen für Erd- und Sohl-
druckgeber, in: Messtechnik im Erd- und Grundbau, S. 163–168, DGGT,
Essen, 1983
- Kügler, M. Jung, R.: Geotechnische Messungen an der Neuen Elbebrücke Tanger-
münde, in: Messtechnik im Erd- und Grundbau, S. 35–48, Siegen, 2001
- Schnell, W. Spannungsmessungen, in: Messen in der Geotechnik, Mitteilung des Insti-
tuts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, H. 44, S. 83–
104, Braunschweig, 1994
- Svensson, H. Eilzer, W.; Müller, B.; Jung, R.: Entwurf, Ausschreibung und Vergabe der
Elbebrücke Tangermünde, in: Stahlbau, Jg. 67, H. 1, S. 15–27, 1998
- Zellner, W. Eilzer, W.: 18 neue Elbebrücken seit der Wiedervereinigung Deutschlands,
in: VDI-Bau Jahrbuch 1999, VDI-Verlag, S. 49–68, Düsseldorf, 1999

Autoren:

JUNG, Rolf, Dipl.-Ing.
Leonhardt, André und Partner
Beratende Ingenieure VBI, GmbH
Am Schießhaus 1 – 3
01067 Dresden

KÜGLER, Markus, Dipl.-Ing.
Brandenburgische Technische Universität Cottbus
Lehrstuhl für Bodenmechanik und
Grundbau / Geotechnik
Universitätsplatz 3 – 4
03044 Cottbus

Auswirkungen der Umgebungsbedingungen auf die Messergebnisse geotechnischer Messinstrumente

Florian Bussert, Norbert Meyer

1. Einleitung

Bei der Ermittlung des Kraftflusses in Gründungskörpern und der Spannungsverteilung im Untergrund ist es bei der messtechnischen Überwachung von Bauwerken in der Vergangenheit trotz Beachtung der anerkannten Einbaurichtlinien immer wieder zu gravierenden Messabweichungen, kaum interpretierbaren Messergebnissen, oder zum vermeintlichen Ausfall von Messinstrumenten (Druckmessdosen, Dehnungsgeber) gekommen.

Zerstörung durch Unachtsamkeit, unsachgemäßen Einbau oder unzureichende Planung können meist ausgeschlossen werden, sodass weitere, bisher nicht ausreichend quantifizierte Einflüsse auf die Messinstrumente wirken müssen. Abweichungen (z.B. Messwertsprünge, Nullpunktverschiebung, Veränderung der Belastungsgerade) treten häufig dann ein, wenn große Temperatur- und Eigenspannungsdifferenzen (z.B. durch den Abbindeprozess des Betons) gemessen werden.

Bisher werden von der Theorie abweichende Messergebnisse mit ingenieurmäßigem Sachverstand interpretiert oder aufwendig und mit großem Zeitaufwand verbunden, durch numerische Nachrechnung kalibriert. Zahlreiche Projekte zeigen, dass zwischen Messwert und ausgewertetem bzw. interpretiertem Wert durch diese Vorgehensweise gravierende Abweichungen bestehen können. Eine „Anpassung“ der Messdaten stellt besonders bei größeren Abweichungen einerseits die Richtigkeit der Interpretation, vor allem aber die generelle Glaubwürdigkeit der Messergebnisse in Frage, da den gemessenen Werten nur begrenzte Aussagekraft zugetraut wird. Geotechnische Modellvorstellungen zum Kraftfluss in der Gründungssohle können dadurch zum Teil nicht an Bauwerken überprüft werden.

Ziel muss es sein, messtechnische Geräte so zu konstruieren, dass eine Beeinflussung des Messergebnisses durch die Umgebungsbedingungen möglichst verhindert wird, oder aber durch Korrekturfaktoren (Temperatur, Auflagerungsbedingungen, Luftdruck etc.) eine hinreichend genaue Abschätzung des wirkenden Spannungsniveaus ermöglichen. Dies ist

besonders vor dem Hintergrund der Neufassung der DIN 1054 notwendig, in der die messtechnische Überwachung (Beobachtungsmethode) deutlich ausgeweitet wird.

2. Allgemeiner Kenntnisstand

Durch den Einbau von Messinstrumenten wird der natürliche Spannungszustand im Untergrund verändert und kann zu einer Unter- bzw. Überschätzung der wirkenden Spannungen führen. Eine Veränderung der Umgebungsbedingungen (Temperaturschwankungen, Lagerungsbedingungen, Scherverformung durch exzentrische Lasteinleitung und der atmosphärischen Druck) kann zusätzlich einen veränderten Messwert bewirken, und verfälscht damit die aus Ihnen berechneten Kräfte und Spannungen.

Häufig werden die Messinstrumente in Gründungskörpern aus Beton oder an deren Oberfläche eingebaut. Um realitätsnahe Messergebnisse zu erhalten, müssen die Stoffkennwerte und die Werkstoffeigenschaften des Betons bekannt sein und bei der Auswertung der Messdaten berücksichtigt werden.

Während des Abbindevorganges des Betons findet eine Volumenreduzierung statt, die zu einer mechanischen Beanspruchung der Druckdose führt. Nach Beendigung der relativ kurzfristigen Volumenabnahme ist das chemische Schrumpfen des Betons noch nicht abgeschlossen, sodass eine langanhaltende zusätzliche Beeinflussung der Messwerte erfolgt. Durch die sich ständig ändernden Stoffkennwerte und Werkstoffeigenschaften ist eine einwandfreie Auswertung der Messergebnisse oftmals nicht möglich.

Das in der Regel in Vorversuchen im Labor ermittelte reversible lineare Spannungs-Dehnungsverhalten der Messinstrumente, das signifikant durch Temperaturänderungen beeinflusst wird, ist bei einer Einbettung im Beton nicht gültig [WALTER et al., 1997]. Durch die langfristige Veränderung der durch die Temperatur beeinflussten Dehnungen und Spannungen, ist die Wahl eines Nullpunktes für die nachfolgende Berechnung schwierig.

Für Temperatureinflüsse wird von den Messgeräteherstellern ein Korrekturwert angegeben, die Abweichungen können mit diesen jedoch nicht vollständig bereinigt werden. In vielen praktischen Fällen werden die Korrekturfaktoren wegen der bestehenden Unsicherheiten daher nicht angesetzt.

Nachfolgend werden einige anerkannte Erkenntnisse beschrieben.

2.1. Auflagerungsbedingungen

Obwohl Druckmessdosen seit Jahrzehnten hergestellt und zig- tausendfach eingebaut worden sind, ist die Kritik an ihnen nie ganz verstummt: Sie seien, besonders im unteren Messbereich, vergleichsweise unzuverlässig, und außerdem hänge das Messergebnis weitgehend von der Qualität des Einbaues ab [INTERFELS, 1994].

Unter definierten Einbau- und Auflagerungsbedingungen sowie einer bekannten Belastungsfläche können jedoch sehr gute Messergebnisse erzielt und auch geringe Spannungsänderungen gemessen werden. SELLERS [1994] stellte bei der Belastung von Druckmessdosen durch Stahlplatten gemessene Druckunterschiede in Abhängigkeit von den Abmessungen des Belastungsstempels, der Dicke der zur Belastung verwendeten Stahlplatte und der Größe der Druckmessdose in Größenordnungen von max. 10% fest, wobei eine größere Messfläche nicht gleichbedeutend mit einer genaueren Datenerfassung war.

KÜGLER, JUNG [2001] untersuchten die Abhängigkeit von aufgebrachter zu gemessener Belastung bei Druckmessdosen bei Verwendung verschiedener Materialien als Auflager. Während bei der Auflagerung auf Elastomerlagern unabhängig von der Festigkeit kaum Messabweichungen auftraten, ergaben sich bei Polystyrolauflagerungen Abweichungen von aufgebrachter zu gemessener Last von bis zu 50% (Abb. 1).

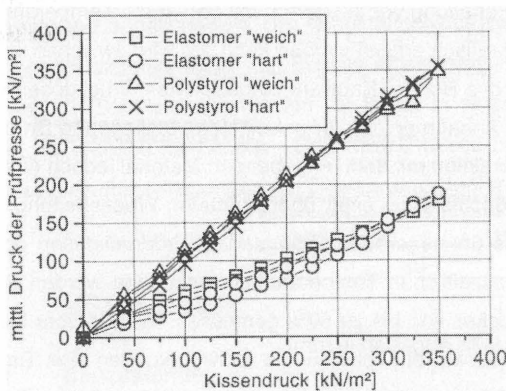


Abb. 1: Aufgebrachte/ gemessene Spannung bei verschiedenen Auflagerungsbedingungen [KÜGLER, JUNG, 2001]

BRUZZI et al. [1999] verweisen auf die Notwendigkeit des vollständigen Kontaktes von Messelement mit feinkörnigem Bodenmaterial, um eine möglichst ganzflächige Lasteintragung auf das Druckkissen zu gewährleisten. Als gravierender Fehler der derzeitigen Praxis wird von den Autoren die Kalibrierung gesehen. Druckmessdosen werden in einer Prüfpresse oder unter Wasser (einem stetig isotropen Medium) kalibriert. Beim Einbau der Druckmessdose ist dieses jedoch meistens auf Sand gelagert, einem diskreten, anisotropen Material. Zum Ausschluss der Ungenauigkeiten werden daher aufwendige in-situ Kalibrierungen empfohlen. Die Kalibriermethode im Wasser ist nach DUNNICLIFF [1993] geeignet für Druckmessdosen in weichem Ton, für exakte Messungen unter abweichenden Bodenbedingungen müssen alternative Kalibriermethoden gefunden werden.

Druckmessdosen können bei richtigen Auflagerungsbedingungen auch kleine Messbereiche abdecken. Es wird daher angenommen, dass bei sorgfältigem Einbau einheitliche und relevante Messergebnisse erzielt werden können, wenn Auflagerungsbedingungen geschaffen werden, die denen im Labor ähnlich sind.

2.2. Temperatureinflüsse

Temperaturänderungen beeinflussen die Messergebnisse von Dehnungsgebern und Druckmessdosen. Zur Berücksichtigung von Temperatureinflüssen gibt SELLERS [2000] eine mathematische Herleitung von Faktoren, mit denen die Temperaturbeeinflussung von Druckmessdosen theoretisch erfasst werden kann. Es wird zwischen vollständig im Boden und an der Kontaktfläche Boden/ Bauwerk eingebetteten Druckdosen unterschieden. Die Herleitung basiert auf Annahmen, die für unbelastete, freiliegende Druckdosen akzeptabel erscheinen, in der Interaktion mit dem umgebenden Material jedoch nicht adäquat sind.

YANG et al. [2001] berichten von einer überschütteten Wasserleitung, auf die zur Ermittlung des Druckes des überlagernden Erdmaterials Erddruckdosen appliziert wurden. In Abhängigkeit der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen wurden Druckabweichungen des Überlagerungsdruckes von bis zu 50% gemessen. Mit den vom Hersteller angegebenen Temperaturkorrekturwerten konnten die Schwankungen des Erddruckes nicht auf einen realitätsnahen Schwankungsbereich begrenzt werden. Auch mit den von SELLERS [2000] angegebenen Ansatz konnte kein annähernd ausgeglichenes Spannungsniveau erreicht werden. Mit einem modifizierten empirischen Korrekturansatz, der eine deutliche

Verschiebung des Nullpunktes sowie eine stark veränderte Belastungsgerade aufwies, konnten die Schwankungen nahezu eliminiert werden.

DUNNICLIFF [1993] kommt zu dem Schluss, dass Laboruntersuchungen unter Kalibrierbedingungen bei verschiedenen Temperaturen nur geringe Aussagekraft haben, das freie Temperatur- Dehnungsverhalten ist beim Einbau im Boden nicht maßgebend, die veränderten Bedingungen müssten in einer Auswertung der Messwerte berücksichtigt werden. Die entstehenden Zwangsspannungen unter Einbaubedingungen haben einen gravierenden Einfluss auf die Messergebnisse, die Temperatureffekte erhöhen sich mit starrer Einbettung.

3. Eigene Untersuchungen

Zur Ermittlung des Temperaturverhaltens geotechnischer Messinstrumente wurden vom Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal verschiedene Untersuchungen durchgeführt.

3.1. Dehnungsgeber

Dehnungsgeber (Beton-, Stahldehnungsgeber) werden in Gründungskörpern eingebaut, wenn die in der Konstruktion auftretenden Eigenspannungen und Deformationen gemessen, bzw. in bestimmten Ebenen die wirkenden Kräfte berechnet werden sollen. Durch den Abbindeprozess des Betons finden langfristige Veränderungen des im Labor ermittelten Ursprungsmesswertes des Messinstrumentes statt, der zusätzlich durch jahreszeitliche Temperaturschwankungen besonders im oberflächennahen Bereich verstärkt werden kann. Die Auswirkungen bzw. Beeinflussungen der physikalisch- chemischen Prozesse während des Abbindevorganges und ihre Wechselwirkung mit dem Messinstrument sind bisher nicht hinreichend bekannt. Dies soll an einem Beispiel exemplarisch verdeutlicht werden.

Bei gleichbleibender Last kann ein Messwert durch Temperaturschwankungen, Kriechen und Wassergehaltsänderungen des Betons beeinflusst sein. Durch Korrekturfaktoren müssten bei der Auswertung der Messergebnisse diese Einflüsse eliminiert und ein annähernd konstantes Lastniveau erreicht werden.

An einem unbelasteten Betonkörper, in den Dehnungsgeber eingebaut waren, wurden kontrolliert Temperaturänderungen erzeugt und dabei die Dehnungen/ Stauchungen ermittelt, aus denen sich die späteren Kräfte ergeben. In Abbildung 2 sind die aufgetragenen Temperaturen und die mit und ohne Korrekturfaktoren ermittelten Dehnungsdifferenzen über die Zeit aufgetragen. Es zeigt sich, dass sich die gemessenen Dehnungen/ Stauchungen mit dem vom Hersteller empfohlenen Korrekturfaktor:

$$\Delta\mu\epsilon_{\text{corrected}} = \Delta\mu\epsilon - (TC_{\text{member}} - TC_{\text{gauge}}) \times (T_{\text{current}} - T_{\text{initial}})$$

ändern, die Temperaturänderungen jedoch nicht vollständig bereinigt werden können.

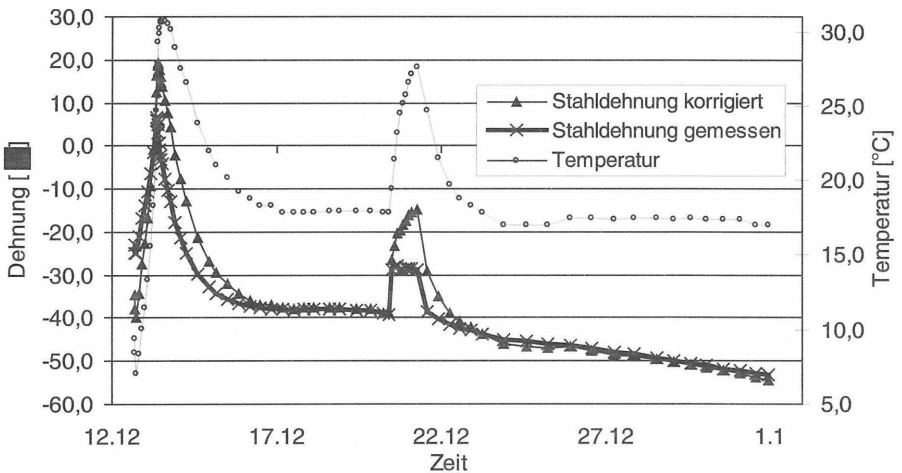


Abb. 2: Temperaturabhängigkeit von Dehnungsgebern im Laborversuch

3.2. Druckmessdosen

Die in den Laboruntersuchungen verwendeten Druckmessdosen wurden bis zur Temperaturkonstanz erwärmt und stufenweise über Stahlplatten zur Lastverteilung belastet, sodass die effektiv belastete Fläche ermittelt werden konnte und ein ungehindertes Temperatur-Dehnungsverhalten gewährleistet war.

Die Veränderung der Temperatur der einzelnen Komponenten des Messinstrumentes (Messdose, Messgeber) führte zu unterschiedlichen Abweichungen von den Kalibrierda-

ten: Die Erwärmung des Messgebers führte zu einer Nullpunktverschiebung, die Erwärmung der Messdose, siehe Abb. 3, zusätzlich zu einer veränderten Belastungsgeraden. Signifikante Messabweichungen wurden für unterschiedliche Auflagerungsbedingungen ermittelt. Bei Auflagerungen im Sand ergab sich zusätzlich zu den Temperatureinflüssen eine deutliche Abhängigkeit von den Einbaubedingungen. Abweichungen von der horizontalen Lage der Messdose führten zu deutlich veränderten gemessenen Spannungen, mit zunehmender Schräglage nimmt die ermittelte Spannung deutlich ab. In Abhängigkeit von der Korngröße des umgebenden Sandes wurden ebenfalls deutliche Messergebnisabweichungen festgestellt: je feinkörniger der Sand ist, desto genauer sind die gemessenen Spannungen.

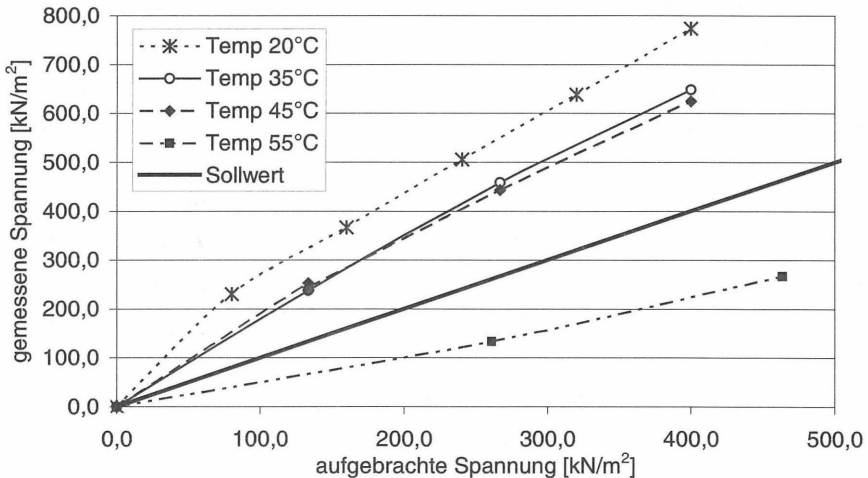


Abb. 3: Vergleich von aufgebrachter und gemessener Spannung bei verschiedenen Temperaturen der Messdose

4. Zusammenfassung und Ausblick

Während des beginnenden Abbindeprozesses findet eine Volumenreduzierung des Betons statt (bei der Hydratation des Zementes entstehende Reaktionsprodukte beanspruchen ein kleineres Volumen als die Ausgangsstoffe), die zu einer mechanischen Beanspruchung der Druckdose führt. Die Verformungen des Betons kommen mit zunehmenden

Ansteifen ziemlich rasch zum Stillstand, das chemische Schrumpfen ist hydratationsabhängig. Die dadurch entstehenden Zwangsspannungen im Gründungskörper verändern das Belastungs- und Temperatur- Dehnungsverhalten der Messinstrumente und damit unmittelbar die Qualität der Messergebnisse. Die Messwerte weichen dadurch zum Teil signifikant von den kalibrierten Werten ab. Kalibrierkurven können nicht für das weitere Spannungs- Dehnungsverhalten in Betracht gezogen werden. Die mit der Druckdose in diesem Zustand gemessenen Spannungen im Bauwerk entsprechen nicht den real existierenden.

Am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal werden zur Ermittlung des Einflusses der Umgebungsbedingungen auf die Messergebnisse geotechnischer Messinstrumente zur Zeit weitere Laborversuche durchgeführt. Diese Versuche sollen ein Kriterium zur Abschätzung der Auswirkungen der Temperaturänderung auf die einzelnen Komponenten der Druckmessdose (Geber, Dose) und des Dehnungsgebers bei veränderten Lagerungs- und Umgebungsbedingungen ergeben. In den Voruntersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass die separate Erwärmung von Druckmessgeber und Druckmessdose unterschiedliche Auswirkungen haben. Bis zur endgültigen Festlegung geeigneter Parameter, die eine Temperaturkorrektur der Messergebnisse bewirken sollen, müssen die Faktoren getrennt betrachtet werden. Die ermittelten Parameter sollen anschließend durch Instrumentierung von in- situ Instrumentierung in verschiedenen Untergrundbedingungen verifiziert werden. Hierbei sollen die diversen Interaktionen mit dem Baugrund (z. B. Wasserbedarf des abbindenden Betons, Erwärmung des pfahlumgebenden Bodens) beobachtet werden. Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Einflussfaktoren auf die Messinstrumente, die zu nicht realistischen Messergebnissen führen zu eliminieren oder durch entsprechende Parameter in der Berechnung von Spannungen/ Kräften und Dehnungen zu berücksichtigen. Für die Messergebnisse brauchen damit keine aufwendigen, und den Messwert in Frage stellenden Anpassungen mehr vorgenommen werden.

Durch die genauere Kenntnis der Lastaufteilung im Untergrund kann die Bauwerk- Baugrund- Interaktion in zukünftigen Bemessungen weiter optimiert werden.

Über die Ergebnisse wird zu einem späteren Zeitpunkt an geeigneter Stelle unterrichtet.

5. Literaturverzeichnis

- BRUZZI, D., ZATTONI, A., PEZZETTI, G. (1999): „Pressure cells: How to obtain better results“, Field Measurements in Geomechanics, 1999
- CHOQUET, P., JUNEAU, F. DEBREUILLE, P. J., BESSETE, J. (1999): „Reliability, long-term stability and gage performance of vibrating wire sensors with reference to case histories“, Field Measurements in Geomechanics, 1999
- DUNNCLIFF, J. (1993): „Geotechnical Instrumentation for monitoring field performance“, John Wiley & Sons, Inc.
- HUCH, T., KAUTHER, R., SCHALLERT, M. (2001): „Bau der Doppelsparschleuse Hohenwarte – Messkonzeption, Erfahrungen und bisherige Ergebnisse“, 1. Siegener Symposium: Messtechnik im Erd- und Grundbau
- INTERFELS (1994): Interfels Nachrichten Nr. 11: Druckkissen und Druckmessdosen, Bad Bentheim
- KÜGLER, M., JUNG, R. (2001): „Geotechnische Messungen an der neuen Elbebrücke Tangermünde“, 1. Siegener Symposium. Messtechnik im Erd- und Grundbau
- SELLERS, B. (1994): „Load Cell Calibrations“, Geot. News, Vol. 12, No. 3, 09/2000
- SELLERS, B. (2000): „Temperature Effects on Earth Pressure and Concrete Stress Cells“, Geot. News, Vol. 18, No. 1, 03/2000
- WALTER, D.J., BURWASH, W.J., MONTGOMERY, R.A. (1997): „Design of large diameter drilled shafts for the Northumberland Strait bridge project“, Can. Geot. Journal, Vol. 34
- YANG, Z., DRUMM, E. C., BENNETT, R. M., MAULDON, M. (2001): „Temperature effects on contact earth pressure cells: Inferences from long term field instrumentation“, Geot. News, Vol. 19, No. 2 06/2001

Dipl.-Ing. Florian Bussert, M. Eng.

Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

Institut für Geotechnik und Markscheidewesen

Technische Universität Clausthal

Erzstraße 18

38678 Clausthal-Zellerfeld

Tel. 05323 - 722380

Email: florian.bussert@tu-clausthal.de



IGB-TUBS

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, 1976 *
Nr. 78-2	Frank, H.	Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 *
Nr. 80-4	Ruppert, F.-R.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 *
Nr. 81-5	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 *
Nr. 7	Bätcke, W.	Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 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, 1982 *
Nr. 11	Papakyriakopoulos	Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984 |
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H. | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 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, Diss., 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 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|--|---|
| 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. bindung
Sehrbrock, U. | Standssicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein-
bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach-
seminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990 |
| Nr. 32 | Knüpfer, J. | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990 |
| Nr. 33 | Beckefeld, P. | Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991 |
| Nr. 34 | He, G. | Standssicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| 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 überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dissertation, Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992 |
| Nr. 38 | Rodatz, W.
Meier, K. | Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991 |
| Nr. 39 | Rösch, A. | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992 |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U. | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993 |
| 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, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M.
Kayser, J. | Deponieseminar '94
Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 44 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. | Messen in der Geotechnik '94
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 Deponieabdich-
tungen, 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 '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.
Februar 1996 |
| Nr. 51 | Rodatz, W.
Knoll, A. | Deponieseminar '96
Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung
bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braun-
schweig am 22. und 23. März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G. | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-
weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996 |
| Nr. 53 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1997
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.
Februar 1997 |



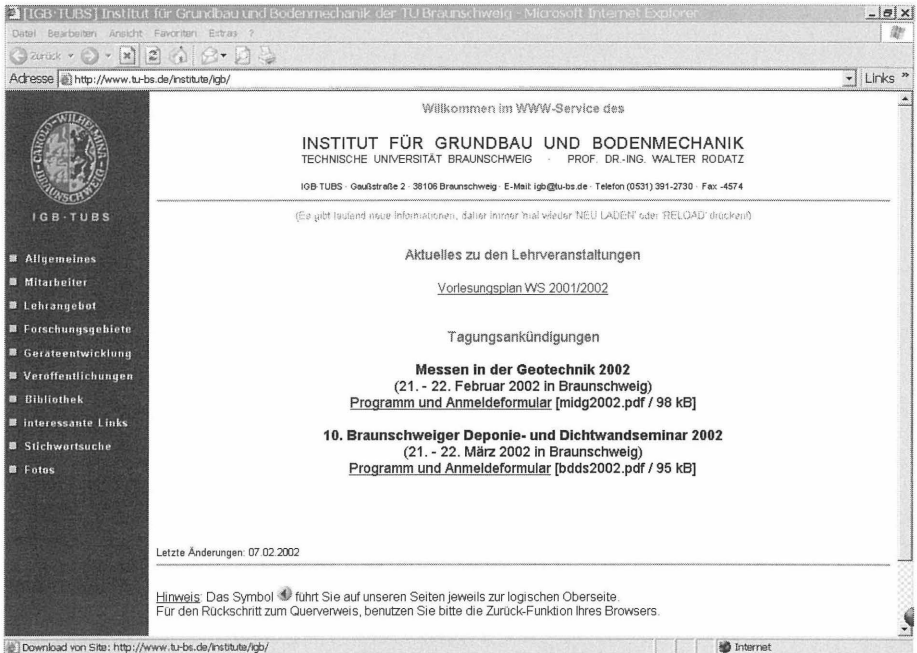
IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 54 | Horst, M. | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997 |
| Nr. 55 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. | Messen in der Geotechnik '98
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998 |
| Nr. 56 | Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. | Deponieseminar '98
Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998 |
| Nr. 57 | Wienholz, B. | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998 |
| Nr. 58 | Bachmann, M. | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998 |
| Nr. 59 | Gattermann, J. | Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998 |
| Nr. 60 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T.
Kirsch, F. | Pfahl-Symposium 1999
Fachseminar am 25. und 26. Februar 1999 in Braunschweig |
| Nr. 61 | Knoll, A. | Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien, Dissertation, 1999 |
| Nr. 62 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Plaßmann, B. | Messen in der Geotechnik 2000
Fachseminar am 24. und 25. Februar 2000 in Braunschweig |

Nr. 63	Rodatz, W. Rosenberg, M. Schulz, Th.	9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme Fachseminar am 16. und 17. März 2000 in Braunschweig
Nr. 64	Stahlhut, O.	Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, Dissertation, 2000
Nr. 65	Rodatz, W. Huch, T. Kirsch, F. Schallert, M.	Pfahl-Symposium 2001 Fachseminar am 22. und 23. Februar 2001 in Braunschweig
Nr. 66	Ernst, U.	Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser, Dissertation, 2000
Nr. 67	Plaßmann, B.	Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen
Nr. 68	Gattermann, J. Bergs. T. Witte, M.	Messen in der Geotechnik 2002 Fachseminar am 21. und 22. Februar 2002 in Braunschweig
Nr. 69	Rosenberg, M. Bergs. T. Scholz, C.	10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation Fachseminar am 20. und 21. März 2002 in Braunschweig
	DGGT	Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiertvorlage vorhanden

Das IGB TUBS im Internet



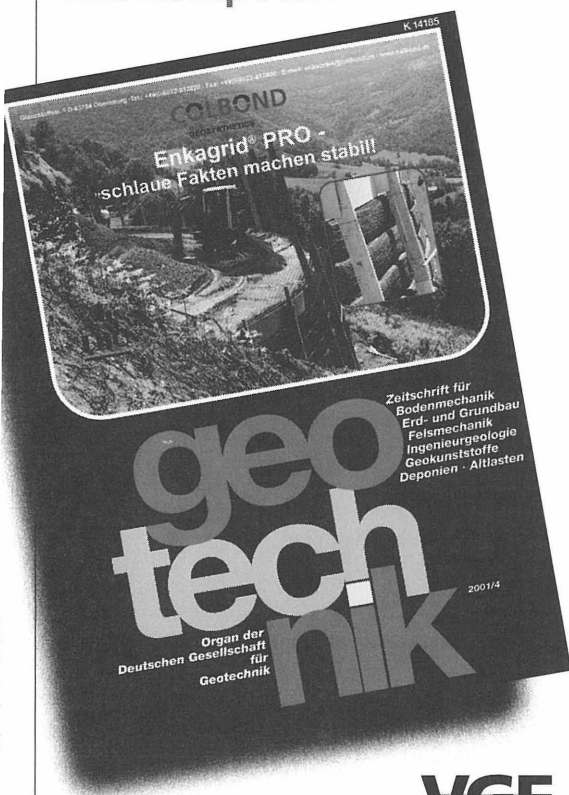
Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen Technischen Universitäten, Fachhochschulen und geotechnischen Nachbarinstituten im deutschsprachigen Raum) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

<http://www.tu-bs.de/institute/igb>

Fachzeitschriften
mit Kompetenz



Jetzt abonnieren

Zeitschrift für
Bodenmechanik,
Erd- und Grundbau,
Felsmechanik,
Ingenieurgeologie,
Geokunststoffe,
Deponien und
Altlasten

Herausgegeben von der
Deutschen Gesellschaft für
Geotechnik e.V. (DGGT)

Erscheint viermal
jährlich

Jahresabonnement
36 EUR einschließlich
Versandkosten (Europa)
66,80 EUR
(Luftpost, Übersee)

Studentenrabatt 50 %

VGE
Verlag Glückauf Essen

Postfach 18 56 20
D-45206 Essen
Montebruchstraße 2
D-45219 Essen

Telefon +49 (0) 20 54 / 92 41 21
Telefax +49 (0) 20 54 / 92 41 29
E-Mail vertrieb@vge.de
Internet www.vge.de

BESTELLCOUPON

Bitte faxen an: +49 (0) 20 54 / 92 41 29

Ich möchte **geo technik** abonnieren.

- ☐ zum Jahresbezugspreis von 36 EUR
- ☐ zum Studentenpreis von 18 EUR
(Immatrikulations-
bescheinigung ist beigefügt)
- ☐ Ich bestelle die **geo technik**
2001 CD-ROM zum Preis von 25 EUR

☐ Ich möchte **geo technik** kennenlernen.
Bitte senden Sie mir kostenlos ein Probeheft.

☐ Ich bin an Anzeigenwerbung in **geo technik**
interessiert. Bitte senden Sie mir Ihre Media-
informationen.

Datum, Unterschrift

Meine Anschrift

