Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 55

IGB·TUBS

Messen in der Geotechnik '98

Fachseminar: 19./20. Februar 1998

Zusammengestellt von:

J. Gattermann
O. Stahlhut

Braunschweig 1998

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anläßlich unseres Seminars *Messen in der Geotechnik '98* am 19. und 20. Februar 1998 als Tagungsband.

Messungen werden in der Geotechnik sowohl baubegleitend als auch nach Fertigstellung an Bauwerken und in deren Umgebung durchgeführt. Ziele der Messungen sind die Überprüfung des Tragverhaltens des Bauwerks und des umgebenden Baugrundes sowie der Lastannahmen, die der Planung des Bauwerkes zugrunde gelegt wurden. Auch für die Überprüfung des Auslastungsgrades bestehender Bauwerke, insbesondere bei veränderten Randbedingungen oder zur Überwachung des Verhaltens bestehender Bauwerke während der Durchführung von Baumaßnahmen in unmittelbarer Nachbarschaft, sowie während der Durchführung notwendiger Erhaltungsmaßnahmen werden Messungen ausgeführt. Hierzu gehören auch Schwingungsmessungen an Bauwerken und im Baugrund.

Voraussetzung für die Erarbeitung von Konzepten für komplexe Meßaufgaben ist neben der Kenntnis des Tragverhaltens des zu untersuchenden Bauwerks die richtige Wahl geeigneter Meßwertaufnahmesysteme. Hiermit befassen sich einige Beiträge unseres Seminars. Weitere Beiträge zeigen an interessanten Fallbeispielen, welche Meßgeräte und Meßprogramme zum Einsatz kamen und 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 im Plenum und bei Begegnungen während des Seminars, effektiver geplant werden können und die Analyse der Daten zu noch nützlicheren Erkenntnissen, als schon bisher, führen werden.

Den Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, im Jahre 2000 wieder unser Seminar über Messungen in der Geotechnik durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Dipl.-Ing. Jörg Gattermann und Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut, für das Konzept.

Braunschweig im Februar 1998



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Inhaltsverzeichnis

Feldmessungen in der Geotechnik
K. Kovári, Ch. Amstad ..... S. 1

S-Bahnhof Potsdamer Platz, Berlin
Überwachung mit einem automatischen, stationären Meßsystem
D. Winselmann ..... S. 17

Qualitätssicherung für tiefe Baugruben
am Beispiel des Lehrter Bahnhofes in Berlin
Ch. Rinke, Th. Triantafyllidis ..... S. 29

Kraft-, Verformungs- und Sohlhebungsmessungen an tiefen Baugruben
G. Maybaum ..... S. 73

Meßtechnische Überwachung von Baugrube und Gründung
des Hochhauses MAIN TOWER in Frankfurt am Main
R. Katzenbach, Ch. Moormann ..... S. 87

Fugen-Monitoring Schleuse Uelzen
F. P. Eißfeldt, G. Siebenborn ..... S. 123

Vektorielles Verformungsmodell einer Kaimauer
O. Stahlhut, Th. Huch ..... S. 139

Der Einsatz von automatisierten geodätischen Meßinstrumenten
in der Geotechnik - Beispiele aus der Praxis
D. Naterop, A. Keppler ..... S. 157

Vermessung von Pfahlbohrungen, Schlitzwandlamellen
und Düsenstrahlsäulen während der Herstellung
H.-W. Gross, Ch. Leible ..... S. 169

Messungen der Verformungen in Böden zufolge statischer
und dynamischer Einwirkung
D. Adam, F. Kopf ..... S. 181

Thermische Messungen an Bauwerken des Verkehrswasserbaus
zur Ortung von Schwachstellen
H. Armbruster-Veneti ..... S. 205

Zwei Beispiele zu bodenmechanischen 1g-Modelluntersuchungen
an biegsamen Verbauwänden
A. Kremer, A. Kaddis ..... S. 227

Grenzen der Anwendbarkeit von Bohrlochaufweitungs-Dilatometerversuchen
H. Steiner ..... S. 251

Das Torsionsoedometer: ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät
H. Neher, L. Köhler, T. Schanz ..... S. 259

Die Messung der Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand
M. Bachmann ..... S. 273

In-Situ-Kriechversuch bei Injektionen
K. Hock-Berghaus ..... S. 287

Geodätische Aspekte bei der Vermessung des 57 km langen Gotthard-Basistunnels
R. Stengele, R. Haag ..... S. 301

Kontinuierliche Überwachung von Bauwerken mit geodätischen Meßsystemen
W. Niemeier ..... S. 313

Meßungenauigkeit von Inklinometer - Meßergebnissen
R. Marte, S. Semprich, M. Fritz, W. Weber ..... S. 327

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg
G. Stegner, J. Gattermann ..... S. 351

Anwendung der Beobachtungsmethode bei der Nachverankerung einer stark ausgelasteten Spundwandkonstruktion im Rahmen eines 20-jährigen geotechnischen Überwachungsprogrammes
B. Plaßmann, T. Vittinghoff ..... S. 371

Verformungsmessungen mit optischen Glasfasersensoren
N. Casanova ..... S. 387

Stationäre wiedergewinnbare Bohrlochmeßketten – ein Komplettsystem
H. Bock ..... S. 401

Automatisierung weiträumig verteilter Porenwasserdruck- und Wasserstandsmessungen
C.M. Fischer ..... S. 411

Bohrlochmodulsonde – Entwicklung und Einsatz
F. Glötzl, H.-J. Haberland ..... S. 427

Elektronische Neigungsmesser für die Überwachung geotechnischer Bauwerke
P. Knoll, J. Kramer, G. Kowalle, R. Schmidtke ..... S. 443.

Auswertungen von Messungen an der 'Debis'-Baugrube Los 4, Potsdamer Platz
K. Merz, A. Hettler ..... S. 461

FELDMESSUNGEN IN DER GEOTECHNIK

Prof. Dr. K. Kovári, Dipl. Ing. Ch. Amstad
Institut für Geotechnik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

1. GRUNDLAGEN

Feldmessungen stellen in der Geotechnik eines der Hilfsmittel dar, welches zur Lösung praktischer oder wissenschaftlicher Aufgaben wertvolle Dienste leisten kann. Die Entscheidung, ob bei einer bestimmten Aufgabenstellung Feldmessungen durchgeführt werden sollen und wenn ja, wie und in welchem Umfang, setzt Kenntnisse und Erfahrungen in der Geotechnik allgemein und über das Messwesen im besonderen voraus.

Den Ausgangspunkt eines jeden Messvorhabens bildet die klare Formulierung des geotechnischen Problems, zu dessen Lösung Messungen einen Beitrag leisten sollen. In dieser Phase ist in erster Linie der verantwortliche Projektleiter gefordert. Wenn er zur Erkenntnis gelangt, dass Messungen zielführend sind, so sollte er sich mit Messspezialisten in Verbindung setzen, mit ihnen ein Messprogramm entwerfen und noch vor dem Beginn der Messkampagne verschiedene Szenarien über die möglichen Erkenntnisse aus den Beobachtungen entwerfen. Das Aufstellen von Hypothesen über mögliche Messergebnisse schärft den Blick für die Festlegung der Details des Messprogrammes und für die Auswertung und Interpretation der Messergebnisse. Falls Feldmessungen keinen Beitrag zur Lösung eines konkreten Problems leisten, so sind sie nicht gerechtfertigt.

Wichtig ist, dass das eigentliche Ingenieurproblem in allen Phasen der Messkampagne, d.h während der Planung, Durchführung und Datenauswertung, im Auge behalten wird.

Für die fachgerechte Ausführung der Messkampagne ist der Messspezialist verantwortlich. Die Interpretation der Messergebnisse ist Sache des Projektleiters in Zusammenarbeit mit dem Messspezialisten. Aus diesen stark vereinfachten Überlegungen geht bereits hervor, dass vom Projektleiter bzw. vom Projektverantwortlichen grundlegende Kenntnisse über das Messwesen und vom Messspezialisten grundlegende Kenntnisse über die Geotechnik mit all ihrer Spezialgebieten vorausgesetzt werden.

Im folgenden wollen wir das Gesamtproblem so strukturieren, dass wir zunächst die häufigsten Problemstellungen aufzählen, bei denen Messungen wertvolle Hilfe leisten können. Wir werden sodann die Eckpfeiler des Handwerks "Feldmessungen" näher betrachten und uns eingehend mit Deformationsmessungen befassen.

Problemstellung	
a) Physikalische Grössen b) Messprinzip c) Messinstrumente d) Messprogramm e) Datenverarbeitung f) Interpretation der Resultate	Instrumentierung
Lösung / Massnahmen	

Bild 1: Übersicht über die wichtigsten Faktoren zur Planung und Durchführung von Feldmessungen

Es sei hier schon darauf hingewiesen, dass die Bedeutung von Feldmessungen, je nach Problemstellung, in weiten Grenzen schwanken kann. In gewissen Fällen tragen sie nichts zur Problemlösung bei, in anderen leisten sie, neben anderen Hilfsmitteln, wertvolle Entscheidungshilfe. Oft sind Feldmessungen die einzige Entscheidungsgrundlage des Ingenieurs.

Als Übersicht über die wichtigsten Aspekte von Feldmessungen sei auf Bild 1 hingewiesen. Dort erkennen wir die Einzelfaktoren a bis f, welche bei der Planung und Durchführung der Instrumentierung zu beachten sind.

Bevor wir auf die in Bild 1 dargestellten Einzelfaktoren näher eingehen, wollen wir auf eine begriffliche Unterscheidung zwischen "Messung" und "Versuch" hinweisen. Man spricht von einem Feldversuch, wenn auf Boden bzw. Fels oder auf einem Bauwerk planmässig Lasten aufgebracht werden und ihr Einfluss messtechnisch erfasst wird. Bei "Feldmessungen" wird die Auswirkung verschiedener Vorgänge ohne beabsichtigte Lastaufbringung messtechnisch erfasst. Als Beispiel sei die Messung der Oberflächensetzung infolge Tunnelbau erwähnt. Oft werden "Versuche" und "Messungen" nicht scharf getrennt. So spricht man beispielsweise bei einem Belastungsversuch von Pfählen auch von "Messungen".

1.1 Geotechnische Problemstellung

Feldmessungen können durch mannigfaltige Fragestellungen der Praxis veranlasst werden. Die folgenden Stichworte sollen dies veranschaulichen:

- Ermittlung der Materialeigenschaften des Baugrundes bzw. des Gebirges in situ
- Bestimmung des Spannungszustandes im Fels
- Kontrolle der Sicherheit von Bauwerken in den verschiedenen Phasen der Erstellung
- Erfassung des Bauwerksverhaltens
- Erfassung der Interaktion zwischen verschiedenen Bauwerkselementen
- Validierung von Berechnungsverfahren usw.

Entsprechend der Aufgabenstellung können die Ansprüche an Messungen ganz spezifisch ausfallen. So kann sich beispielsweise eine Gefährdung in einem bestimmten Tunnelabschnitt in der Bestätigung eines neuen Gleichgewichts durch einfache Deformationsmessungen erschöpfen. Die Überwachung eines gleitgefährdeten Hanges im Bereich des Reservoirs einer Talsperre kann hingegen ein sehr komplexes Messprogramm erfordern, mit dem eine Reihe von physikalischen Grössen erfasst werden. Auch das angestrebte "Verstehen" des Verhaltens eines Bauwerkes gehört zu den Messproblemen, welche an alle Beteiligten hohe Anforderungen stellt.

1.2 Physikalische Grössen

Die zu messenden physikalischen Grössen können nach verschiedenen Kriterien gegliedert werden. Zunächst unterscheidet man zwischen: skalaren, vektoriellen und tensoriellen Grössen. Als Beispiele denke man an Quantitäten wie Temperatur, Verschiebung und Spannungszustand.

Eine weitere Einteilung nimmt folgende Form an:

- Deformationen
  (Dehnung, Neigungsänderung, Krümmungsänderung, Verschiebung usw.)
- Kräfte in Bauwerksteilen
  (Ankerkraft, Normalkraft in einem Druckglied oder Stahlbogen usw.)
- Spannungen
  (Kontaktspannung, Randspannung in einem Balken, Spannungszustand usw.)
- Porenwasserdruck.

Es ist selbstverständlich, dass auch andere Grössen wie die elektrische Leitfähigkeit, die Geschwindigkeit der Wellenausbreitung, die Bewegungsgeschwindigkeit und die Beschleunigung den Gegenstand von Messungen bilden können.

1.3 Messprinzip

Es gibt unterschiedliche Gesichtspunkte nach denen eine bestimmte physikalische Grösse messtechnisch ermittelt werden kann:

- Die räumliche Verteilung der Messgrössen kann punktweise, linienweise oder flächenhaft gewählt werden (Bild 2) [4].

- Ein Messverfahren kann eine bestimmte Grösse nur in bestimmten Zeitabständen ermitteln, ein anderes aber kontinuierlich registrieren. In bestimmten Fällen gelingt es, eine Grösse zugleich in Funktion einer Ortskoordinate oder der Zeit zu registrieren.
- Messmethoden können in der Lage sein, eine zu messende Grösse direkt zu erfassen oder, durch Anwendung eines gewissen mathematischen Formalismus, indirekt zu bestimmen. In diesem Fall spricht man von einer "abgeleiteten" Grösse. Es gibt aber Fälle, bei denen die gefragte Grösse nur mittels Rückrechnungen und unter Zuhilfenahme von Berechnungsmodellen bzw. von fremden Parametern aus den Messwerten bestimmt werden kann. In diesem Fall sprechen wir von einer "rückgerechneten" Messgrösse.

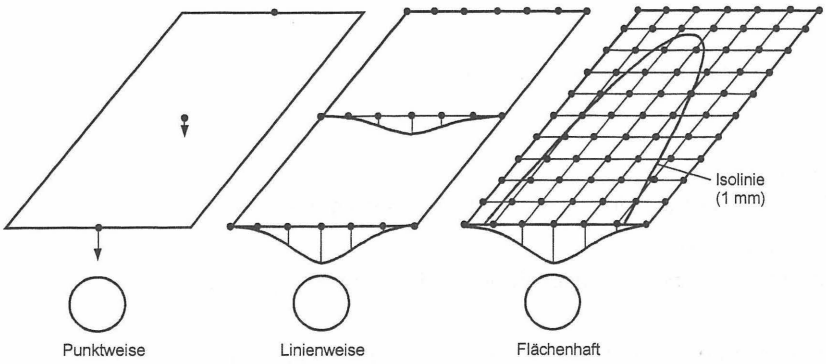


Bild 2: Mögliche Erfassung der Oberflächensetzungen beim Tunnelbau

1.4 Messinstrumente

Die Wahl der Messgrösse, die Festlegung des Messprinzipes und die Wahl des Messinstrumentes hängt eng zusammen. Bei letzterem muss, je nach der praktischen geotechnischen Problemstellung, auf folgende Punkte geachtet werden:

- Empfindlichkeit
- Genauigkeit im Feld
- Messbereich
- Verfügbarkeit
- Zuverlässigkeit
- Kosten.

Bei den meisten Messverfahren nimmt die Genauigkeit der Messung mit zunehmendem Messbereich ab.

1.5 Messprogramm

Nachdem die zu messenden physikalischen Grössen, die Messprinzipien und die Messinstrumente bestimmt worden sind, müssen die Einzelheiten der Durchführung festgelegt werden. Diese führen zum Messprogramm, welches sich streng nach dem zu lösenden geotechnischen Problem richtet. Die wichtigsten Elemente eines Messprogrammes beziehen sich auf die:

- Wahl des Ortes von Messpunkten, Messlinien oder der Bereiche von "Messflächen"
- Häufigkeit der Ablesungen
- Art und Schnelligkeit der Datenübertragung bzw. des Informationsflusses
- Redundanz der Messgrössen
- Art und Zeitpunkt der Zuverfügungstellung der Auswertung (Tabellen, grafische Darstellung)
- Festlegung der Zuständigkeit und Verantwortung für die verschiedenen Tätigkeiten (Ausführung der Messung, Interpretation, Schwellenwerte, Alarmorganisation, Art der Massnahmen, Entscheid zur Ergreifung von Massnahmen).

1.6 Datenverarbeitung und Interpretation

Die Datenverarbeitung beginnt im weitesten Sinne schon bei den Ablesungen. Bereits während des eigentlichen Messvorganges lassen sich oft Sprünge, Abweichungen, die Entwicklung von Tendenzen im zeitlichen Verlauf oder im räumlichen Bereich erkennen. Insbesondere bei Sicherheitsproblemen sollten sie vor Ort auf ihre praktische Relevanz überprüft werden.

Die abgelesenen Messwerte sind kritisch zu betrachten, da die soeben erwähnten Abweichungen nicht einem wahren geotechnischen Sachverhalt, sondern einem Ablesefehler oder einem Instrumentenmangel entspringen können. Beim Vorliegen von Redundanz ist die Überprüfung der Konsistenz zwischen den unterschiedlichen Informationsquellen ein wichtiges Hilfsmittel bei der Aufdeckung von Messfehlern. Es ist eine Binsenwahrheit, dass erst die visuelle Darstellung der Messdaten in Form von Diagrammen das Verständnis der Messergebnisse und die Interpretation der Resultate ermöglicht. Bei der Darstellung der Messdaten sollte man auf Ereignisse hinweisen, welche die Messgrössen beeinflussen könnten.

2. MESSPRINZIPIEN BEI DEFORMATIONSMESSUNGEN

Es soll anhand von Beispielen aus der Praxis die Aussagekraft von Deformationsmessugen, je nach dem Prinzip ihrer Durchführung, erörtert werden. Im Bild 2 erkennen wir deutlich, wie mit zunehmendem Aufwand an Messung die Information über das Baugrund- und Bauwerksverhalten zunimmt.

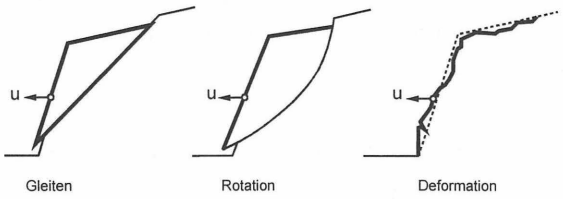


Bild 3: Mögliche Ursachen einer Hangbewegung

Erst die linienweise Durchführung von Nivellements gestattet die Bestimmung von Setzungsdifferenzen bzw. die Ermittlung der Neigung quer zur Bauwerksachse. Im Gegensatz

dazu ermöglichen flächenhaften Nivellements die Bestimmung der Neigung der Oberflächensetzung in jeder Richtung. Die geplante Unterfahrung eines Bauwerkes (Strasse, Eisenbahn, Gebäude, Brückenfundament usw.) kann, je nach Baugrundverhältnissen, die Beschaffenheit des zu unterfahrenden Objektes sowie die möglichen Auswirkungen eines Schadenfalles, die Anwendung eines der in Bild 2 angeführten Messprinzipien klar begründen. Bei einem rutschgefährdeten Hang (Bild 3) kann man aus der gemessenen Horizontalverschiebung (u) nur auf Ruhe oder auf Bewegung bzw. auf die Geschwindigkeit und Beschleunigung des Messpunktes schliessen. Die Kinematik der Hangbewegung, die ja verschiedene Formen annehmen kann, bleibt in der Regel im Dunkeln. Aus Bild 3 erkennen wir, dass selbst in einfachen Fällen Translation, Rotation oder Formänderung die Hauptauslöser einer Verschiebung (u) sein können.

In Bild 4 ist am Beispiel einer Hangbewegung der Unterschied im Informationsgehalt zwischen den Funktionen v(x) und v(t) klar erkennbar. Aus der Verteilung der horizontalen Verschiebungskomponente v(x) schliessen wir auf den Ort einer Gleitfläche. Der zeitliche Verlauf der Verschiebung eines Oberflächenpunktes $v_0(t)$ lässt oft auf die Wahrscheinlichkeit des Eintretens einer Rutschung oder eines Böschungsbruchs schliessen. Man vergisst allerdings oft, dass die kontinuierliche Beobachtung einer Hangbewegung nicht zwingend gültige Schlüsse liefert.

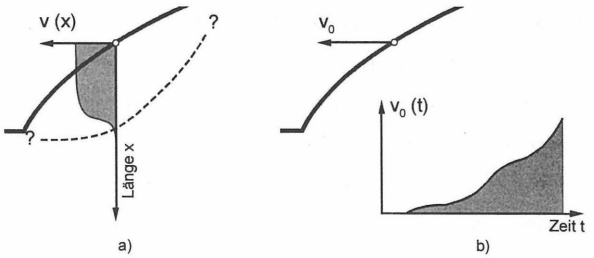


Bild 4: Verschiebungsmessungen
a) linienweise: Verschiebungen v(x)
b) punktuell in Funktion der Zeit: Verschiebung $v_0(t)$

In Bild 5 links ist das Ergebnis eines kontinuierlich ablaufenden Vorganges dargestellt. Die rechte Bildhälfte zeigt den Einfluss eines unvorhersagbaren Ereignisses, wie beispielsweise jenem eines plötzlichen Wasserzutrittes oder Erdbebens. Bei der Interpretation von Messergebnissen geht man oft unbewusst von gewissen Voraussetzungen aus, die eben nicht immer der Wirklichkeit entsprechen.

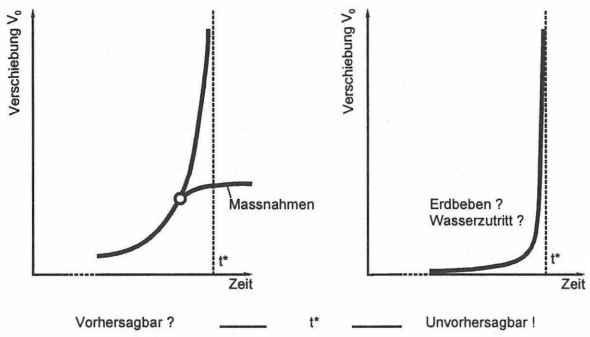


Bild 5: Überwachung von Böschungen: Bruchvorhersage

Der Unterschied zwischen punktweise und linienweise ermittelten Deformationsgrössen wird im Bild 6 anhand zweier Beispiele nochmals vertieft. Bei einem Pfahlbelastungsversuch wird oft nur die Verschiebung des Pfahlkopfes (u) in Funktion der Last bzw. der Zeit (bei konstanter Belastung) gemessen. Aus solchen Versuchen kann man zwar auf die Traglast schliessen, nicht aber auf das Tragverhalten des Pfahles. Die Frage, inwieweit der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung an der Aufnahme der Last P beteiligt sind, lässt sich nicht beantworten.

Misst man hingegen den lückenlosen Verlauf der Axialdehnung entlang des Pfahlmantels, so kann aus der bezogenen Differenz der Dehnung $\Delta\varepsilon / \Delta X$ bereichsweise auf die Mantelreibung geschlossen werden [3]. Werden für den Pfahl elastische Materialeigenschaften angenommen, so lässt sich aufgrund des Verlaufs ε (x) der Verlauf der Normalkraft N und aus $\Delta N / \Delta x$ die aus der Mantelreibung resultierenden Schubkraft T ermitteln.

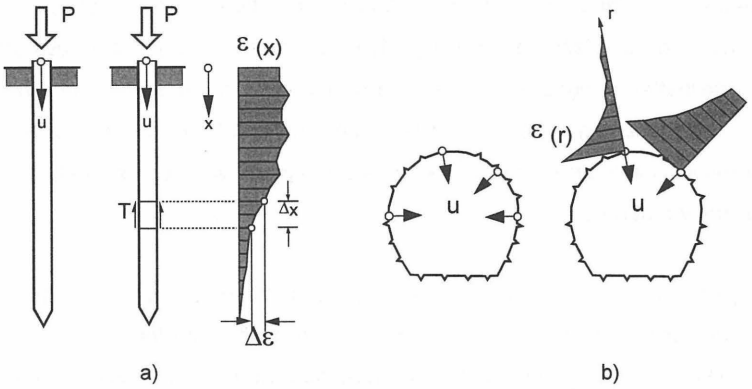


Bild 6 Vergleich von punktweise und linienweise ermittelten Deformationsgrössen
a) beim Pfahlbelastungsversuch
b) bei einem unterirdischen Hohlraum

Im Falle eines unterirdischen Hohlraumes gemäss Bild 6 b erhält man mittels Konvergenzmessungen, Nivellements oder der Lasertechnik Verschiebungen am Ausbruchsrand. Daraus kann man beispielsweise auf ein neues Gleichgewicht oder oft auf die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Einbruchs schliessen. Misst man aber den Verlauf der differentiellen Verschiebungen (r) entlang von Bohrungen im Gebirge, so gewinnt man zusätzlich Einsicht in die Mechanik des Gebirgsdruckes oder des Setzungsvorganges (im städtischen Tunnelbau).

3. LINIENWEISE DEFORMATIONSMESSUNGEN

Eine bestimmte Deformationsgrösse kann, wie bereits erwähnt, direkt gemessen oder mittels mathematischen Operationen von solchen Messungen abgeleitet werden (Bild 7). Vom mathematischen Standpunkt aus kann man von differentiellen und integrierten Grössen sprechen. In Bild 8 erkennen wir die Zusammenhänge zwischen jenen Deformationsgrössen, welche bei einer linienweisen Beobachtung bestimmbar sind.

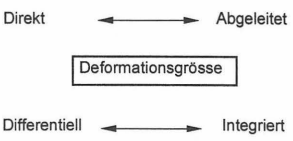


Bild 7: Direkt gemessene oder hergeleitete Deformationsgrösse?

Die grundlegende Frage lautet: Soll man den Verlauf differentieller Grössen, wie ε, κ (oder α) direkt messen und aus diesen durch Integration die Grössen u, (α) und v bestimmen? Oder ist es vorteilhafter, integrierte Grössen wie u, (α) und v direkt zu messen und aus diesen mittels Differenzierung (Ableitung) die Grössen ε, (α) und (κ) zu ermitteln. Aus Bild 8 geht deutlich hervor, dass die Grösse α sowohl als integrierte wie auch als differenzierte Grösse betrachtet werden kann.

Sowohl vom geotechnischen wie auch vom mathematischen Standpunkt aus sollten differentielle Grössen direkt gemessen werden. Der Verlauf der differentiellen Grössen entlang einer Linie enthält zum einen einen hohen Informationsgehalt und fordert zum andern eine Integration zur Gewinnung abgeleiteter Grössen. Die Durchführung einer numerischen Integration ist, im Gegensatz zur numerischen Differentiation, nicht fehleranfällig. Bei diesen Betrachtungen muss man selbstverständlich bedenken, dass man hinsichtlich der direkt gemessenen Grössen von den Möglichkeiten der vorhandenen bzw. erhältlichen Messinstrumente abhängig ist.

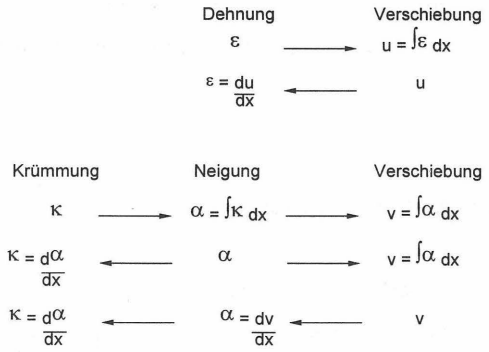


Bild 8: Zusammenhänge zwischen direkt gemessenen und abgeleiteten Messgrössen

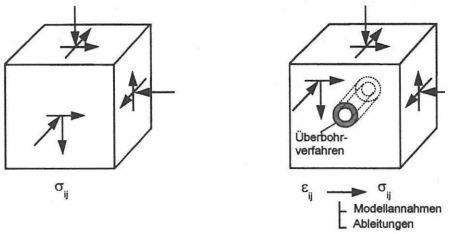


Bild 9: Rückgerechnete Grössen am Beispiel der Messung des primären Spannungszustandes

Wie zuvor ausgeführt kann man neben direkt gemessenen und abgeleiteten Grössen auch von sogenannten "rückgerechneten" Grössen sprechen. Die Ermittlung des primären Spannungszustandes (Bild 9) stellt dafür ein gutes Beispiel dar. Das sog. "Überbohrverfahren" dient dazu, die Dehnungsänderungen $\Delta\varepsilon_{ij}$, welche an der Wandung einer Vorbohrung infolge der totalen Entlastung entstehen, zu messen. Die Entlastung erfolgt durch ein Überbohren der ersten, z.B. mit Messstreifen ausgestatteten Bohrung. Die klassische Elastizitätstheorie liefert den Formalismus, mit dem, unter Annahme von Materialkennwerten, der primäre Spannungszustand σ_{ij} (Spannungstensor) berechnet werden kann.

Wie man sieht, ist hier die gesuchte Grösse σ_{ij} nicht nur von mathematischen Operationen bedingt, sondern auch von einer Reihe von Modellannahmen. In unserem Falle sind es die Homogenität, Isotropie und das ideal elastische Materialverhalten des Gesteins. Die Verlässlichkeit der ermittelten Werte σ_{ij} hängt somit nicht nur von der Genauigkeit der Messwerte ε_{ij} ab, sondern auch von der Übereinstimmung der getroffenen Modellannahmen und der gewählten Modellparameter mit den wirklichen Verhältnissen.

Bild 10 vermittelt einen Gesamtüberblick über die Deformationsgrössen, deren Verlauf entlang einer geraden Linie von praktischem Interessen sein kann. Zwischen diesem Bild und Bild 8 besteht ein enger Zusammenhang, auf den wir hier näher eingehen möchten.

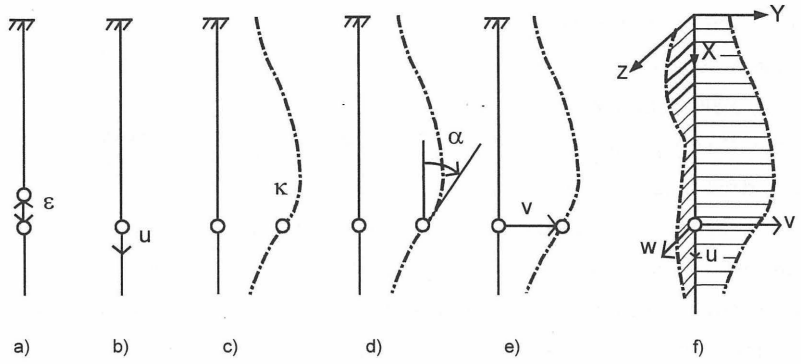


Bild 10: Deformationsgrössen bei linienweiser Messung
a) Dehnung
b) Axiale Verschiebung
c) Krümmung
d) Neigung
e) Seitliche Verschiebung
f) 3-dim. Verschiebung

Es geht um die Frage, was bei welcher bekannten Messtechnik direkt gemessen und was mittels mathematischer Ableitung ermittelt wird. Das Torpedo [1], das Gleitmikrometer [2] und das Inkremental Extensometer [Interfels] gestatten die Messung des lückenlosen Verlaufes der Axialdehnung ε (Bild 10 a), woraus durch Integration die Axialverschiebung (u) bestimmt werden kann (Bild 10 b).

Das Bohrlochinklinometer misst in vertikalen Bohrlöchern die Abweichung α vom Lot (Bild 10 d), woraus der Verlauf der Querverschiebung (v) ebenfalls durch Integration bestimmt werden kann (Bild 10 e)

Die Bohrlochsonde "Trivec" [5] stellt die Kombination eines Gleitmitkrometers mit einem Inklinometer dar. Dieses Instrument misst direkt die Axialdehnung ε und die Winkeländerung α in lotrechten Bohrungen in zwei zueinander orthogonalen Ebenen (Bild 10 f). Aus den drei gemessenen Grössen lässt sich der lückenlose Verlauf der drei Komponenten des

Verschiebungsvektors entlang der Messlinie durch Integration ermitteln. Die drei Verschiebungskomponenten u, v und w stellen den Verlauf des resultierenden Vektors dar.

3.1 Die Definition von Messketten für Gleitinstrumente

Der Grundgedanke von Gleitinstrumenten hoher Präzision, welche entlang von Bohrungen die Bestimmung von Grössen nach Bild 10 gestatten, sei anhand der Bohrlochsonde "Trivec" erläutert. In einer lotrecht gerichteten Bohrung wird zunächst eine durchgehende Verrohrung mittels Vermörtelung mit dem Boden, Fels oder Beton fest verbunden. Die Verrohrung enthält in regelmässigen Abständen von 1.00 m sogenannte Messmarken, welche die „Stützpunkte" der Messkette bildet (Bild 11). Erfährt das Medium in der Umgebung der Bohrung eine Formänderung, so bewirkt dies eine Formänderung der Messkette, welche mit den differentiellen Grössen $\Delta\alpha_i$ und Δl_i eindeutig beschrieben werden kann.

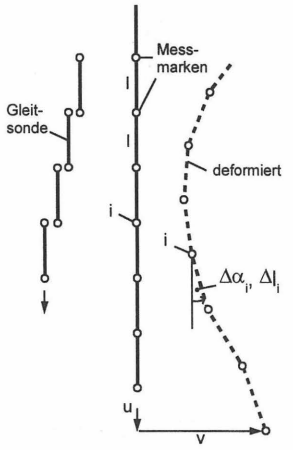


Bild 11: Beispiel einer Messkette für Gleitinstrumente: Lotrecht gerichtete Kette von Referenzpunkten

Wie schon erwähnt, wird $\Delta\alpha_i$ in zwei orthogonalen Ebenen gemessen. Die Gleitsonde wird vom Bohrlochmund ausgehend schrittweise in die Verrohrung eingelassen und bei jedem Schritt mit einem besonderen Mechanismus zwischen zwei benachbarten Messmarken (Stützpunkte der Messkette) in Ableseposition gebracht. Die Messmarken weisen die Form eines Kreiskegels, die Köpfe des Messinstrumentes jene einer Kugel auf. Die Kugel passt sich in dem Kegel in einer Weise ein, dass die Reproduzierbarkeit der Lage des Kugelmittelpunktes mit einer Genauigkeit erfolgt, welche im Mikronbereich ($\approx 5\mu m$) liegt. Die beiden Köpfe des Instrumentes sind im Verhältnis zueinander federverspannt, so dass sie sich den jeweils veränderten Positionen der Stützpunkte anpassen können.

Die Ablesungen erfolgen Schritt für Schritt von oben nach unten und, zum Zwecke der Redundanz, wieder zurück zum Bohrlochmund.

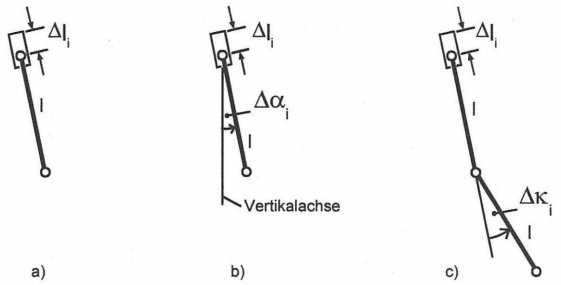


Bild 12 Messprinzipien für linienweise Deformationsmessungen
a) Gleitmikrometer
b) Trivec
c) Extenso-Deflektometer

Bild 12 zeigt neben dem "Gleitmikrometer" und dem "Trivec" auch das Prinzip der Bohrlochsonde "Extenso-Deflektometer". Dieses Gerät ist nicht auf lotrecht gerichtete Bohrungen beschränkt, da es neben der Axialdehnung $\Delta\lambda_i$ auch die Krümmungsänderung $\Delta\kappa_i$ in zwei orthogonalen Ebenen misst. Dies bedingt die Notwendigkeit von zwei Messgliedern und drei Messköpften (Bild 12 c).

4. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Jedes erfolgreich abgeschlossene Messprogramm wurzelt in einer deutlich erkennbaren und klar formulierbaren geotechnischen Problemstellung. Bei misslungenen Messvorhaben wird oft zu Unrecht den Fachleuten der Messtechnik die Schuld zugewiesen. Die Erfahrung zeigt, dass Feldmessungen ohne vorgängig durchgeführte theoretische Analysen bzw. beim Fehlen klarer Modellvorstellungen kaum erfolgreich sein können. Das spezifische Fachwissen in der Messtechnik bildet ebenfalls eine Grundvoraussetzung für praktisch verwertbare Messergebnisse.

In diesem Beitrag wurde der Versuch unternommen, die Problematik des Messwesens in der Geotechnik grundlegender zu erfassen, als dies in der Praxis gemeinhin geschieht. Die Bauingenieure und Ingenieurgeologen, welche für Messaufgaben zuständig sind, sollten für das Messwesen die gleiche kritisch-intellektuelle Einstellung aufbringen bzw. das Streben nach Wissen zeigen, wie sie dies in den Spezialgebieten ihres Faches gewohnt sind.

Literatur

[1] Londe P. (1977), Field Measurements in Tunnels, Proceedings of the Int. Symp. in Rock Mechanics, Zurich, Switzerland

[2] Kovári K., Amstad Ch., Köppel J. (1979): New Developments in the Instrumentation of Underground Openings, Proc. of the 4th Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Atlanta, USA

[3] Kovári K., Amstad Ch. (1982), A New Method of Measuring Deformations in Diaphragm Walls and Piles, Géotechnique Vol. XXXII, Nr. 4

[4] Kovári K., Amstad Ch. (1983), Fundamentals of Deformation Measurements, Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Switzerland

[5] Köppel J., Amstad Ch., Kovári K. (1983): The measurement of displacement vectors with the "TRIVEC" borehole probe, Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Switzerland

S-Bahnhof Potsdamer Platz, Berlin
Überwachung mit einem automatischen, stationären Meßsystem

Dr.-Ing. D. Winselmann, Ingenieurbüro Prof. Duddeck + Partner GmbH, Braunschweig

1. Einleitung

Entlang der ehemaligen Grenze zwischen dem Ostteil und dem Westteil der Stadt baut die Deutsche Bahn AG im Zentrum Berlins die Tunnel für die neue Nord-Süd-Fernbahnachse. Im Rahmen dieser Verbindung entsteht am Potsdamer Platz - zusammen mit umfangreichen Bauten privater Investoren und mit dem Land Berlin - in unmittelbarer Nähe des vorhandenen unterirdischen S-Bahnhofes ein neuer, ebenfalls unterirdischer Regionalbahnhof. Für diesen neuen Regionalbahnhof und Teile der Investorenbauten ist eine gemeinsame, ca. 250 m lange Baugrube erforderlich, die bis zu ca. 20 m tief ist und 17 m in das Grundwasser einbindet.

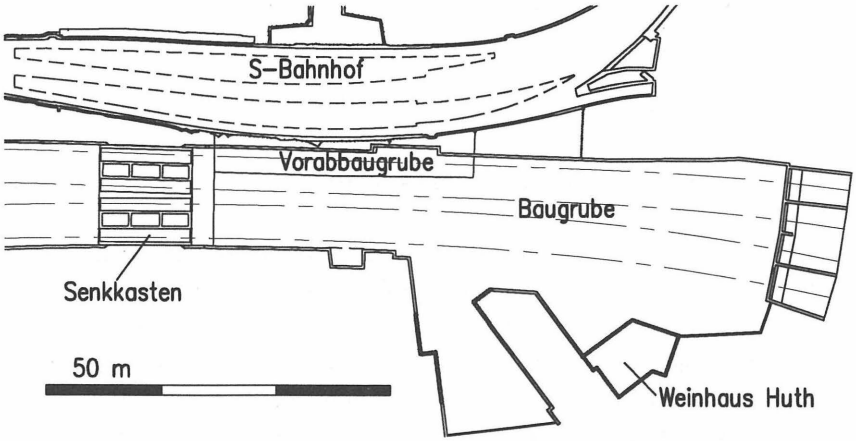


Bild 1: Grundriß Gemeinsame Baugrube für den neuen Regionalbahnhof und Investorenbauten

Aufgrund der Nähe des bestehenden S-Bahnhofes, der unmittelbar im Osten neben der Baugrube liegt und z.T. nur einen Abstand von ca. 2 m zur Baugrubenwand hat, war es erforderlich, den S-Bahnhof während der Bauzeit meßtechnisch zu überwachen. Um eine möglichst schnelle Rückkopplung zu den einzelnen Bautätigkeiten zu gewährleisten, wurde entschieden, im S-Bahnhof ein stationäres Meßsystem zu installieren. Dieses Meßsystem ist seit Ende 1995 in Betrieb und wird auch genutzt, wenn im Anschluß an die Baugrubenherstellung ein ca. 15 m langer Deckenstreifen des S-Bahnhofes für eine neue U-Bahnquerung geöffnet werden muß.

2. Bestehender S-Bahnhof

Der S-Bahnhof Potsdamer Platz wurde in den 30-er Jahren als Stahlbetonbauwerk mit Stahlträgerdecken und mehrlagiger Außenabdichtung im Schutze einer Grundwasserabsenkung errichtet. Er besteht aus dem unteren Gleistrog, der darüber angeordneten Passerellenebene mit den Zugängen und einem im Osten an die Passerelle anschließenden Fußgängertunnel. Der S-Bahnhof ist in Querichtung als Rahmentragwerk mit Mittelstützen ausgebildet. In Längsrichtung ist er in einzelne Blöcke mit Längen von 35 m bis 45 m eingeteilt, die miteinander nicht verzahnt sind.

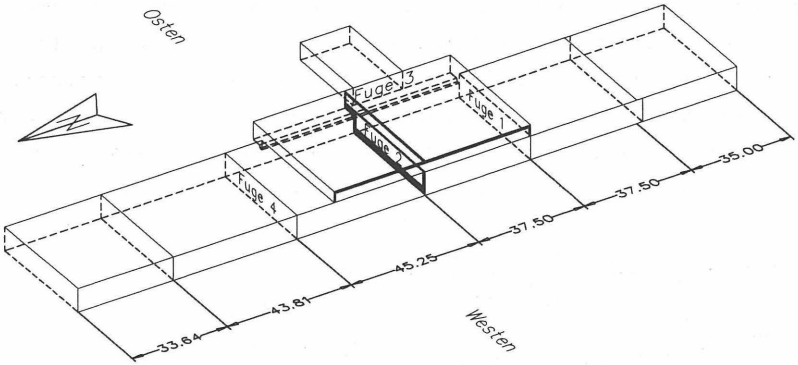


Bild 2: Vereinfachte räumliche Darstellung des S-Bahnhofes

Eine vereinfachte Übersicht des Tragsystems und der Fugeneinteilung zeigt das Bild 2. Es verdeutlicht, daß der untere Teil des S-Bahnhofes dem Streckentunnel entsprechend fortgesetzt wurde und die Passerelle und der Fußgängertunnel im Osten an diesen Teil "angekoppelt" wurden. Die Unterkante des S-Bahnhofes liegt bei ca. NN +21 m und damit ca. 13,5 m unter Gelände. Sie verläuft unregelmäßig, da die Sohle des S-Bahnhofes - offensichtlich den jeweiligen Erfordernissen der Auftriebssicherheit folgend - unterschiedlich stark ausgebildet wurde. Der Gleistrog im Bahnhofsbereich ist aus Gewichtsgründen eine massive Stahlbetonkonstruktion, die jedoch mit 4,7 cm^2/m vertikaler Wandbewehrung (Stahl I) nur sehr schwach bewehrt ist. Neben den Setzungen, die Gefährdungen vor allem im Hinblick auf unterschiedliche Bewegungen in den Fugen bedeuten können, waren besonders auch die Schiefstellungen der Außenwände in Ost-West-Richtung infolge von Baugrubenwandverschiebungen von Interesse, da der S-Bahnhof infolge der geringen Bewehrungsquerschnitte rechnerisch nur sehr begrenzt unsymmetrische Horizontalkräfte abtragen kann. Deswegen und infolge der durch den Auftrieb und die vorhandene Schwarzabdichtung kleinen rechnerischen Reibung in der Bahnhofssohlfuge mußte theoretisch

auch davon ausgegangen werden, daß die im Osten auf den S-Bahnhof wirkenden Erddrücke voll auf die Baugrubenwand durchgepaust werden.

3. Baugrube für den Regionalbahnhof

Den Grundriß der Baugrube für den neuen Regionalbahnhof zeigt das Bild 1. Er ist vor allem im Westen sehr unregelmäßig, da hier Teile der Investorenbauten in der gemeinsamen Baugrube mit dem Bahnhof errichtet werden. Eine Grundwasserabsenkung ist für diese Bauten, die ca. 18 bis 20 m unter GOK reichen, nicht möglich, so daß die Baugrube in den Regelbereichen mit einer am Kopf einfach verankerten Schlitzwand und einer rückverankerten Unterwasser-Betonsohle ausgeführt wird. Aufgrund des unmittelbar im Osten an die Baugrube angrenzenden unterirdischen S-Bahnhofes ist die Ausführung der Schlitzwände mit der Verankerung am Kopf in diesem Bereich aus geometrischen Gründen auf einer Länge von ca. 120 m nicht möglich. Nach Abwägung der Vor- und Nachteile gegenüber einer Absteifung wurde daher - vor allem auch aus Gründen des Bauablaufes für den späteren Rohbau - eine tiefliegende Verankerung der Wand mit Verpreßankern unter dem S-Bahnhof gewählt. Hierzu mußte innerhalb der eigentlichen Baugrube für den neuen Regionalbahnhof entlang der Baugrubenwand am S-Bahnhof vorab eine 14 m tiefe ausgesteifte Teil-Baugrube hergestellt werden, um die Anker unter dem S-Bahnhof einbauen zu können. Gegen das Grundwasser ist diese Baugrube mit einer tiefliegenden Dichtsohle gesichert. Diese Bauphase zeigt Bild 3.

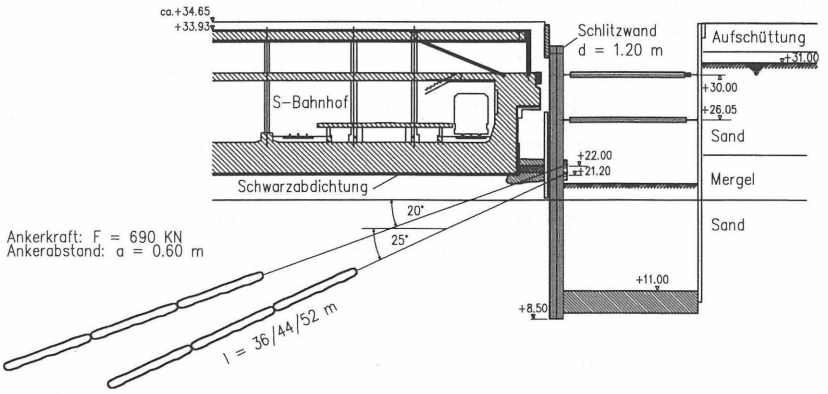


Bild 3 : Vorabbaugrube für Ankerherstellung

Nach Fertigstellung der Anker wurde die Vorabbaugrube geflutet und rückgebaut, so daß der Aushub für die Gesamtbaugrube erfolgen konnte.

Durch die tiefe Lage der Anker im Schwerpunkt des Erd- und Wasserdruckes waren große Ankerkräfte von ca. 2.300 kN/m rückzuverankern, so daß die Anker in 2 Lagen und Abständen von nur 60 cm auszuführen waren. Hieraus ergaben sich die wesentlichen Beeinflussungen des bestehenden S-Bahnhofes.

4. Meßsystem

Zur Überwachung des S-Bahnhofes wurde gemäß den gemeinsamen Vorgaben der Gutachter und Planer von der Fa. Solexperts ein Meßsystem aus Setzungsmessungen, Fugenmessungen, Temperaturmessungen und Kettendeflektometermessungen installiert. Alle Meßwerte werden von einer zentralen Rechneranlage digital erfaßt. Die Daten sind von externen Stationen aus über normale Telefonanschlüsse abfragbar. Die Dateienstruktur ist dabei so aufgebaut, daß wöchentlich neue Datensätze begonnen werden und immer nur die gegenüber der letzten Abfrage veränderten Datensätze übertragen werden. Die Überwachung und Interpretation der Meßergebnisse erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft der Ingenieurbüros Prof. Duddeck und Partner GmbH und Geotechnik und Dynamik Consult GmbH. Von den externen Stationen aus ist auch die Steuerung der Meßanlage und damit z.B. die Veränderung der Meßintervalle möglich. Die Stationen bestehen aus üblichen PCs mit Modemanschluß und einer Standard-Kommunikationssoftware sowie aus speziellen - auf die jeweilige Meßanlage abgestimmten - Auswerteprogrammen. Um die Auswertung zu vereinfachen, sind zusätzlich zur numerischen Verfügbarkeit aller Daten die Geometrie des S-Bahnhofes und die Meßanlage zum großen Teil grafisch im Rechner nachgebildet, so daß durch Anwählen einzelner Meßpunkte sofort die Meßwerte und deren zeitlicher Verlauf in Diagrammen zur Verfügung stehen. Dabei kann zwischen den eigentlichen Meßwerten und berechneten, kombinierten Werten unterschieden werden. Die berechneten Werte können z.B. für Temperaturkorrekturen etc. oder die Kopplung mehrerer Meßwerte benutzt werden, s.u..

Zur Überwachung der Setzungen des S-Bahnhofes wurden über die gesamte Fläche des zugänglichen Bahnsteigbereiches verteilt an der Decke 39 Meßlatten mit Strichcode und drei Digitalnivelliergeräte angebracht, s Bild 4.

Über Meßlatten, die von jeweils zwei Nivelliergeräten erfaßt werden, ist eine rechnerische Kopplung aller Nivelliergeräte und Setzungsmeßpunkte möglich. Dies ist erforderlich, da die einzelnen Meßwerte jeweils nur Setzungsunterschiede zu den Nivelliergeräten angeben, diese jedoch aufgrund ihrer Lage im Bahnhof innerhalb des Meßfeldes selbst keine Festpunkte sind. Durch die rechnerische Kopplung ist es einfach möglich, alle Meßwerte auf einen Meßpunkt zu beziehen, der ausreichend weit von den jeweiligen Bauaktivitäten entfernt liegt und so als Festpunkt angesehen

werden kann. Für die Arbeiten an der Baugrube wurde hierfür der Punkt 3.12 an der Ostwand des S-Bahnhofes ca. 30 m nördlich der Baugrube ausgewählt. Im Laufe der Bauarbeiten durchgeführte geodätische Kontrollvermessungen haben dieses Vorgehen voll bestätigt und gezeigt, daß dieser Punkt nicht beeinflußt wurde.

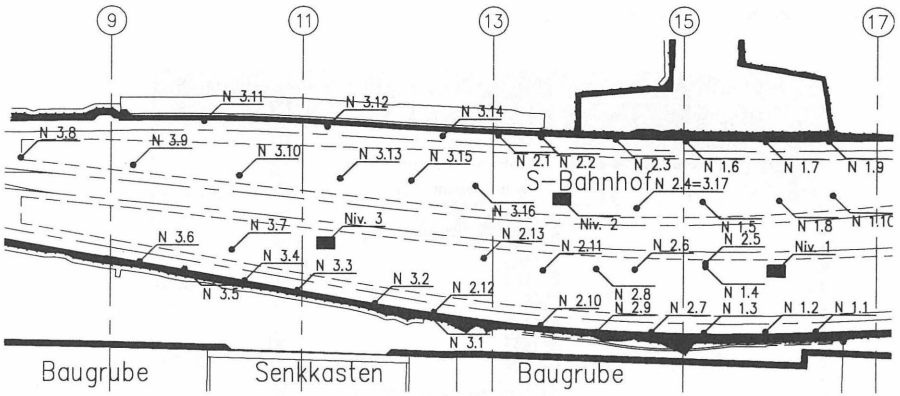


Bild 4: Setzungsmeßpunkte

Zusätzlich zu den Setzungsmessungen werden in den Fugen an der Westwand des S-Bahnhofes und in der Anschlußfuge des Fußgängertunnels die Relativverschiebungen gemessen. Da aufgrund der geringen Bewehrung in den Außenwänden des S-Bahnhofes die gegenseitige Ver-

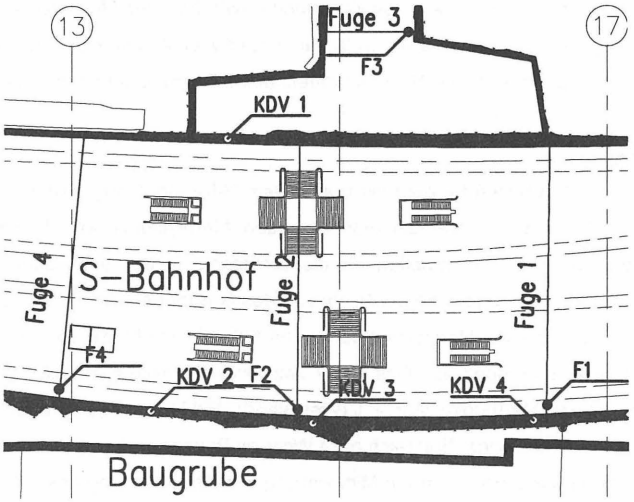


Bild 5: Fugenmeßquerschnitte und Lage der vertikalen Kettendeflektometer

schiebung der Decken und der Sohle beim Aushub der Baugrube und beim Lenzen überwacht werden mußte, wurden in Kernbohrungen in der Westwand drei und in der Ostwand ein vertikales Kettendeflektometer eingebaut. Die Orte sind im Bild 5 eingetragen. Die Kettendeflektometer sind schematisch im Bild 6 dargestellt. Dieses Bild zeigt exemplarisch auch die Auswertemöglichkeit mit grafischer Anwahl der einzelnen Meßwerte.

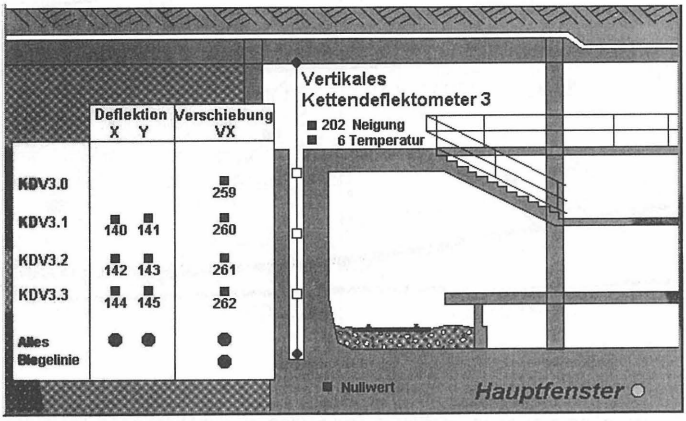


Bild 6: vertikale Kettendeflektometer in den Außenwänden

Die Kettendeflektometer messen jeweils den Knickwinkel zwischen den Meßstrecken. Um hieraus die absolute Stellung der Wand zu erhalten, muß daher zusätzlich an einer Sehne (hier im oberen, zugänglichen Passerellenbereich) die Neigung mittels eines Neigungssensors erfaßt werden.

5. Meßergebnisse

Mit dem Beginn der Bohrarbeiten für die Anker unter dem S-Bahnhof zeigte sich, wie sinnvoll die Installation des zunächst z.T. aufwendig erscheinenden Meßsystems war. Nachdem - wahrscheinlich als Folge der Injektionsarbeiten für die Dichtsohle in der Vorabbaugrube - leichte Hebungen der der Baugrube zugewandten Westwand des S-Bahnhofes zu beobachten gewesen waren, stellten sich schon bei der Herstellung der ersten Anker im südlichen Teil der Vorabbaugrube im Mai 1996 starke Setzungen ein. Das Bild 7 zeigt exemplarisch den zeitlichen Verlauf der Setzungen für die beiden Meßpunkte Niv. 1.1 (Westwand) und Niv. 1.9 (Ostwand) am südlichen Ende des Beobachtungsbereiches. Erst nach ca. 4 Wochen Pause wurden die Ankerarbeiten nach verschiedenen Optimierungsversuchen zur Minimierung der Beeinflussung des S-Bahnhofes und mit geändertem Bohrablauf entlang der Westwand fortgesetzt.

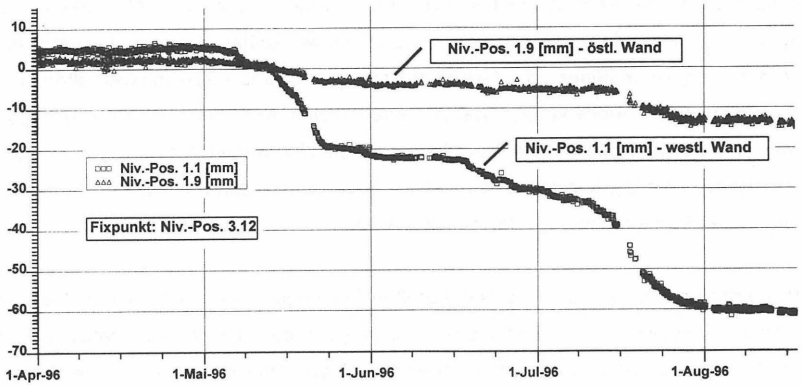


Bild 7: Setzungen während der Ankerbohrarbeiten

Die Bohrarbeiten führten insgesamt zu Setzungen von ca. 65 mm. Aufgrund der Länge der Anker sind auch an der Ostseite des Bahnhofs noch Setzungen zu beobachten, deren zeitlicher Verlauf mit der Westseite zusammenfällt.

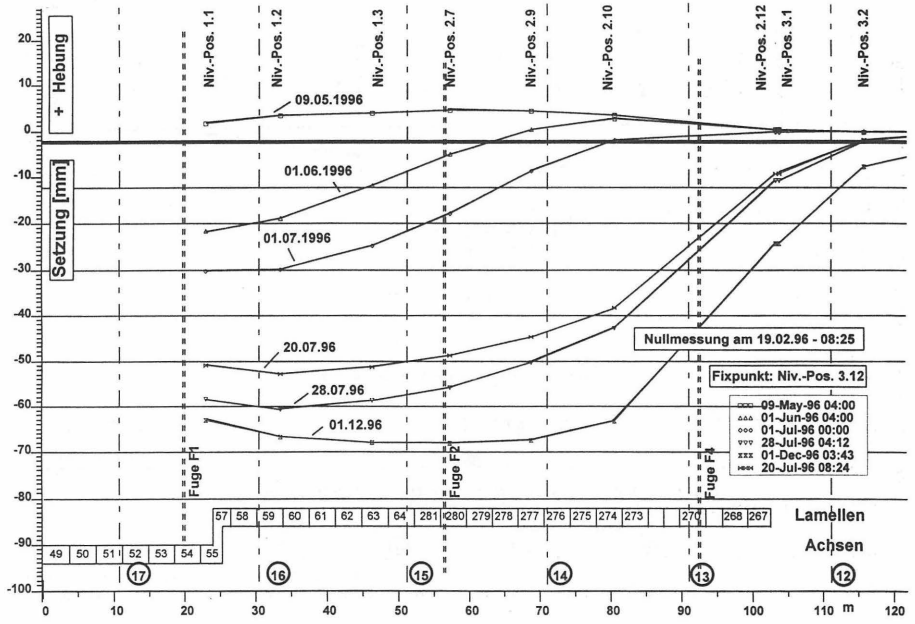


Bild 8: Setzungsverlauf unter der Westwand des S-Bahnhofes

Bild 8 zeigt die Entwicklung der Setzungsmulde zu verschiedenen Zeitpunkten. Man erkennt, wie die Setzung zunächst als Welle durch den Bahnhof läuft und wie später, aufgrund des umgestellten Bauablaufes, ein gleichmäßiges - für die Konstruktion günstigeres - Setzungsverhalten in der Form eines gleichmäßigen "Kippens nach Westen" erreicht wird. Kritisch ist der steile Rückgang der Setzungsmulde am nördlichen Ende des Ankerbereiches. Hier wurden Entlastungsbohrungen ausgeführt, um den Übergang auszugleichen und um Reserven für den Fall weiterer Setzungen beim Einbringen der Sohlverankerungspfähle vorzuhalten.

Die Fortsetzung der Arbeiten war angesichts der großen Setzungen - u.a. auch nach Einberufung eines gerichtlichen Beweissicherungsverfahrens - nur möglich, da über das automatische Meßsystem auch kleinste Veränderungen registriert werden konnten und eine kontinuierliche Überwachung des S-Bahnhofes unter Einbeziehung aller Beteiligten über tägliche Meßberichte erfolgte. Die Setzungsmulde war so zu jedem Zeitpunkt bekannt und es konnte u.a. immer nachgewiesen werden, daß in den Fugen keine - für die Abdichtung gefährlichen - Relativverschiebungen auftraten.

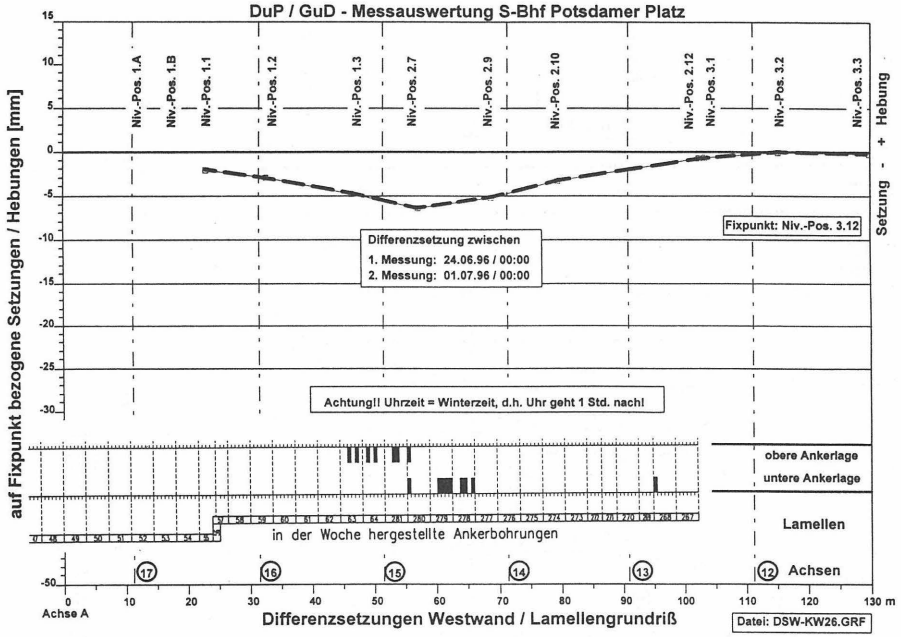


Bild 9: Differenzsetzungen Westwand und zugehörige Ankerbohrungen

Durch die Messungen war eine eindeutige Zuordnung zu den einzelnen Arbeiten möglich. Das Bild 9 zeigt die Differenzsetzungen der Westwand für eine Woche und die in dieser Zeit hergestellten Anker. Nördlich der Arbeiten klingt die Setzungsmulde deutlich ab. Die Empfindlichkeit des Meßsystems zeigte sich auch bei kleineren Unregelmäßigkeiten, so daß selbst die Setzungen infolge eines lokalen Wasserzutritts beim Bohren zeitlich genau zugeordnet werden konnten.

Weitere Setzungen stellten sich erwartungsgemäß beim Einrütteln der RI-Pfähle für die Sohlverankerung der Unterwasserbetonsohle ein. Das Bild 10 zeigt dies am Beispiel des im mittleren Bahnhofsbereich liegenden Punktes Niv. 1.3. Es zeigt auch die Hebungen des S-Bahnhofes beim späteren Lenzen der Baugrube.

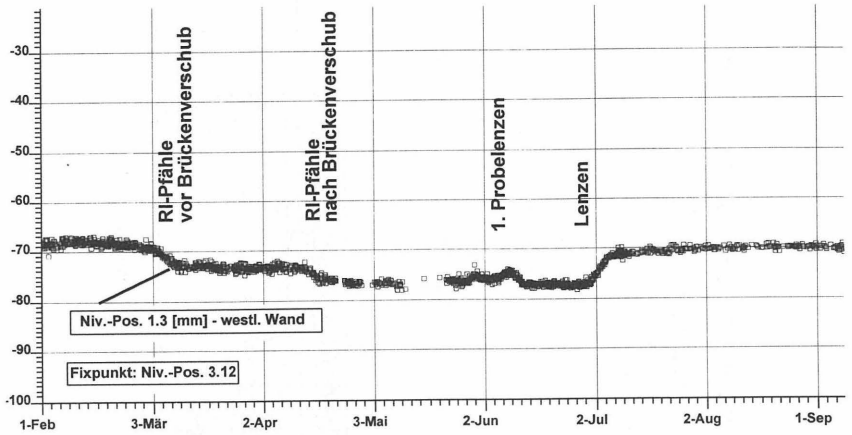


Bild 10: Setzungen RI-Pfahlherstellung und Hebungen beim Lenzen

Das erste Probelenzen fand Anfang Juni statt. Anschließend stieg der Wasserspiegel wieder auf das Niveau des Grundwassers an. Anfang Juli 1997 wurde endgültig gelenzt. Die Hebungen im S-Bahnhof betrugen dabei ca. 8 mm. Sie korrespondierten stets mit dem zugehörigen Wasserstand in der Baugrube und belegen damit noch einmal, wie sensibel das Meßsystem die Veränderung der äußeren Randbedingungen dokumentiert.

Die Meßergebnisse der vertikalen Kettendeflektometer in den Wänden haben im Frühjahr 1996, d.h. vor den Ankerbohrarbeiten bis zum Mai, in der Westwand eine Bewegung nach Westen und in der Ostwand eine Bewegung nach Osten ausgewiesen. Auswertungen zusammen mit der ebenfalls im Bahnhof gemessenen Temperatur haben dabei eine eindeutige Korrelation ergeben,

die darin begründet ist, daß sich die Zwischendecke und die obere Decke mit steigender Temperatur erwärmen und somit gegenüber der Sohle ausdehnen. Mit Beginn der Ankerbohrarbeiten nahmen die westwärts gerichteten Verschiebungen der Decke stark zu, s. Bild 11. Dies entspricht der Schiefstellung des Bahnhofs infolge der einseitigen Setzungen, s. auch Bild 12, in dem ein Querschnitt durch den Bahnhof dargestellt ist.

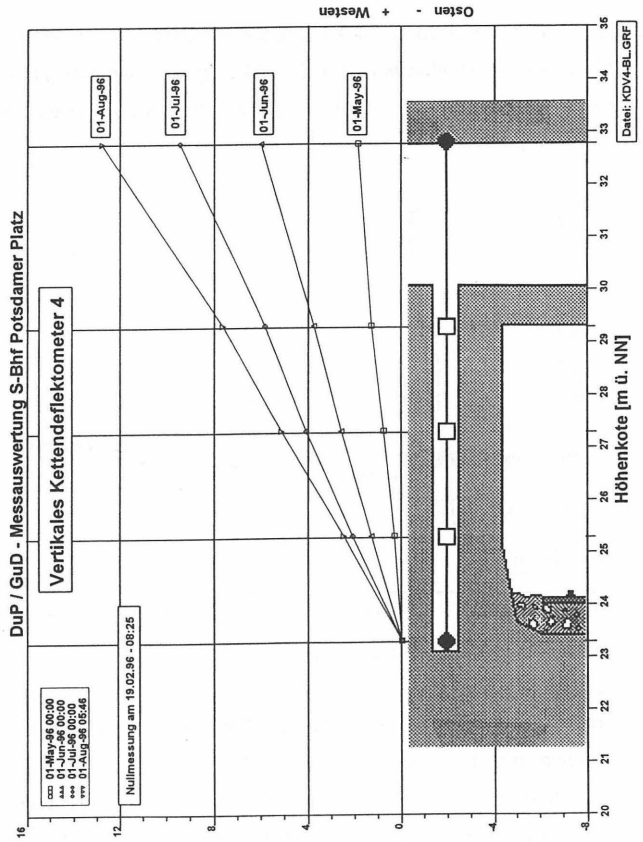


Bild 11: Schiefstellung / Horizontalverschiebung Westwand zu verschiedenen Zeitpunkten

Die Relativverschiebungen, die als Folge der Setzungen in den Fugen der Westwand gemessen wurden, waren während der gesamten Beobachtungszeit vernachlässigbar klein und lagen immer unter 1 mm.

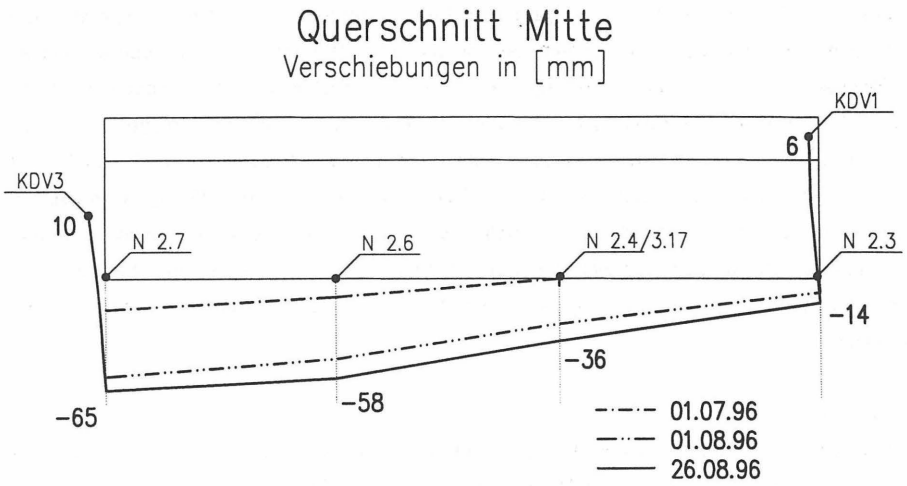


Bild 12: Querschnitt durch den S-Bahnhof mit gemessenen Verschiebungen

Interessant ist auch der zeitliche Verlauf der Öffnung der Fuge "3", die den Fußgängertunnel in Nord/Süd-Richtung vom eigentlichen Bahnhof abtrennt, s. Bild 13.

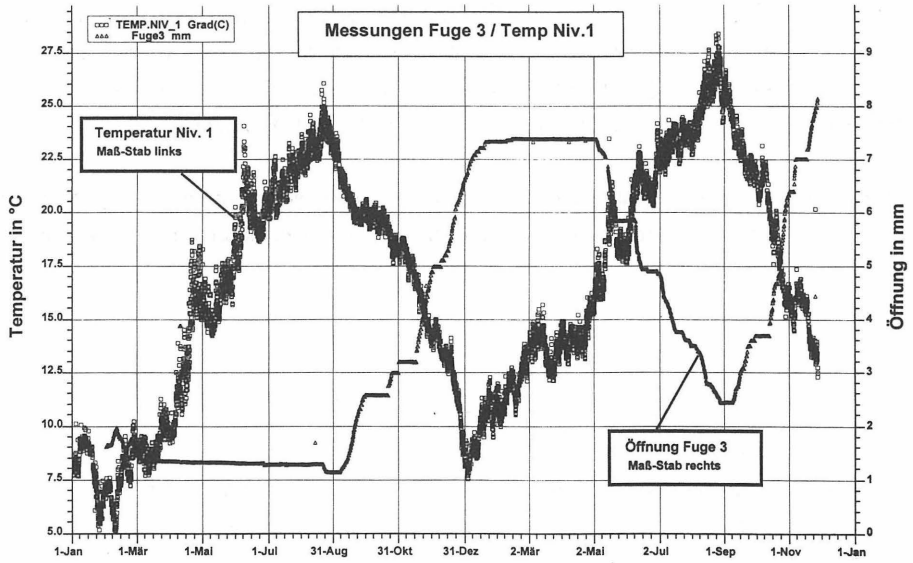


Bild 13: Öffnung Fuge "3"

Sie erreicht Werte bis zu 7,5 mm und korreliert mit der im Bahnhof gemessenen Temperatur. Die Fuge öffnet und schließt sich in Abhängigkeit von der Temperaturverformung der oberen Decken gegenüber der Bahnhofssohle und zeigt damit auch, wie wichtig bei der Beobachtung eines Bauwerks der eigentlichen Bautätigkeit vorlaufende bzw. z.T. von ihr unabhängige Messungen sind, um das "Eigenleben" einer Konstruktion zu erkennen. Während der Ankerbohrarbeiten bis zum August 1996 wurden erstaunlicherweise keine wesentlichen Fugenöffnungen gemessen, obwohl sie zunächst wegen der Verkippung des S-Bahnhofes zu erwarten gewesen wären. Wahrscheinlich lag dies an der gleichzeitig stattfindenden Erwärmung, die die Fuge überdrückt hat, wie die weiteren Verformungen infolge der folgenden jahreszeitlichen Temperaturwechsel vermuten lassen.

6. Schluß

Aufgrund der in unmittelbarer Nähe zu erstellenden Baugrube wurde der S-Bahnhof am Potsdamer Platz in Berlin mit einem stationären Meßsystem ausgestattet, das rechnergesteuert stündlich die Messungen durchführt. Die Ergebnisse sind über Telefonleitungen abfragbar und werden auf externen Stationen ausgewertet. Mit den Messungen ist bisher eine sehr detaillierte, kontinuierliche Überwachung während aller Bauphasen möglich gewesen. Auf der Grundlage dieser Messungen konnten die Arbeiten auch während kritischer Situationen beim Bohren der Anker unter dem S-Bahnhof fortgesetzt werden, da alle Beteiligten sich einig darüber waren, daß die Verformungen des Bahnhofes stets genau bekannt waren und somit "kontrolliert" weitergearbeitet wurde. Die Messungen werden weitergeführt, um den S-Bahnhof beim Öffnen eines Teils der Decke und bei den weiteren Arbeiten zur Errichtung der angrenzenden Rohbauten zu überwachen.

Ich möchte mich an dieser Stelle herzlich bei den Bauherrn, vertreten durch die DB Projekt Knoten Berlin GmbH, dafür bedanken, daß ich die Ergebnisse im Rahmen dieses Vortrages veröffentlichen durfte.

Dr.-Ing. D. Winselmann
Geschäftsführender Gesellschafter, Ingenieurbüro Prof. Duddeck und Partner GmbH
Varrentrappstraße 14
38114 Braunschweig

Qualitätssicherung für tiefe Baugruben am Beispiel des Lehrter Bahnhofes in Berlin

Von Dipl.-Ing. Ch. Rinke
und
Dr.-Ing. habil. Th. Triantafyllidis
Brückner Grundbau GmbH

1. Einführung

Zum Zentrum der Stadt Berlin wird in Zukunft auch der Lehrter Bahnhof gehören. Zum einen verbindet dieser Bahnhof die alten eigenständigen Verkehrskreisläufe einer ehemals geteilten Stadt und zum anderen bildet er einen Kreuzungspunkt für den Schienenfernverkehr (ICE), der die zukünftige europäische Hauptstadt mit anderen Städten in Nord-Süd und West-Ost-Richtung verbindet. Integriert in diesen Bahnhof ist nicht nur die S-Bahn, die das Zentrum der Stadt mit den umliegenden Stadtteilen verbindet, sondern auch die geplante U-Bahnlinie 5, die das künftige Regierungsviertel im Spreebogen mit der Stadt verbinden soll und die Entlastungsstraße B96 für den Autoverkehr, die jeweils Anschlüsse zum oberirdischen Straßennetz an der Invalidenstraße und am Potsdamer Platz haben wird.

Dieser Kreuzungsbahnhof hat insgesamt 5 Ebenen (-2, -1, 0, +1/2 und 1- Ebene) zur Unterbringung aller Fahrtrichtungen und Schienennetze (S-, U- und Fernbahn). Aufgrund der vorhandenen Topologie wurde die Ebene -2 (15 m unter GOK) für die Nord-Südtrasse des Fern- und Regionalverkehrs (4 Bahnsteige) sowie der U5-Linie (1 Bahnsteig) vorgesehen. In der Ebene -1 sind die Fußgängerebene, eine Bahnhofshalle sowie bahntechnische und bahnbetriebliche Anlagen vorgesehen. In der Ebene 0 sollen sich Bahnbetriebe und Dienstleistungsanlagen befinden, sowie der Verkehr mit Straßenbahnen, Bussen und Taxen stattfinden. Die Ebene +1/2 ist als Fußgängerebene vorgesehen. Die oberste Ebene +1 ist für die Ost-West Verbindungstrasse für den Fern- und Regionalverkehr sowie die Stadtbahntrasse für die

S-Bahnlinie (S3, S5, S6 und S9) vorgesehen. Diese Ost-West Ebene integriert die S-Bahn, die auch bislang am Lehrter Stadtbahnhof hält. Diese Trasse wird über eine Brücke den Humboldthafen Richtung Osten überqueren. Einen ersten Eindruck über das Projekt vermittelt das Modell des Bahnhofes, welches im Bild 1 abgebildet ist [1].

Die B 96 mußte unterirdisch verlegt werden, um die heutige unnatürliche Trennung des Tiergartens zu beseitigen und den Durchgangsstraßenverkehr der Nord-Süd-Richtung vom Regierungsviertel im Spreebogen fernzuhalten. Diese Notwendigkeit zusammen mit dem Bau von U5, die das Regierungsviertel mit dem Rest der Stadt verbindet, machen den Zusammenhang zwischen Regierungsbauten und Lehrter Bahnhof deutlich.

Aufgrund der Größe des Projektes und der Nebenbedingungen, wie ungestörter Betrieb der Stadtbahn und des vorhandenen S-Bahnhofes sowie Aufrechterhaltung des Verkehrsprovisoriums der Invalidenstraße während der ganzen Bauzeit (bis zum Jahre 2000), hat man das ganze Projekt in mehrere Projektlose ausgeschrieben. Eine Abgrenzung der Lose, die mit den Baugruben des Lehrter Bahnhofes im Zusammenhang stehen, ist in Bild 2 angegeben.

Los 1.1: Baugruben C/D1 und A des Lehrter Bahnhofes mit jeweils ca. 36.000 m² und 18.000 m² Grundrißfläche

Los 1.2: Eisenbahnbrücke über den Humboldthafen für S-Bahn und Fernbahnverbindungen in Ost-West-Richtung

Los 1.3: Nordringverbindung mit dem Lehrter Bahnhof (Eisenbahnbrücke Nordost, incl. Rampenbauwerk)

Los 1.4: Baugruben M, N mit Rohbauten sowie die Baugruben B, D2 incl. des Rohbaus des Bahnhofes, der U 5, B 96 und der Eisenbahnbrücke Lehrter Bahnhof.

Die wesentlichen Baugruben sind im Los 1.1 und Los 1.4 enthalten. Das Los 1.1 wurde als erstes ausgeschrieben. Die Vergabe erfolgte im Frühjahr '96 an die Arbeitsgemeinschaft B3 (Brückner Grundbau GmbH und Ballast Nedam AG) unter der Federführung von Brückner Grundbau GmbH. Das Los 1.4 wurde ca. 1 Jahr später an ein anderes Konsortium vergeben.

Das Los 1.1 unterteilt sich in zwei Hauptbaugruben, die Baugrube A und die Baugrube C/D1. Die Baugrube A befindet sich nördlich des z.Zt. in Betrieb befindlichen Lehrter Stadtbahnhofes und nördlich der umverlegten Invalidenstraße. Die Baugrube C/D1 liegt unmittelbar südlich des Lehrter Stadtbahnhofes zwischen der Spree, dem Humboldthafen und dem Verkehrsprovisorium der umverlegten B96 (siehe Bild 3).

Die Herstellung der Baugruben erfolgt mit einem Verfahren, welches Grundwasserabsenkungen meidet. Gewählt wurde die offene Bauweise, bei der die Baugrube als Trog (Trogbauweise) ausgebildet wird, wobei die Sohle des Troges entweder als hochliegende rückverankerte Unterwasserbetonsohle oder als tiefliegende Injektionssohle ausgebildet wird [4, 5]. Die Verbauwände werden als Schlitzwände ausgebildet, welche mit Injektionsankern gesichert werden.

2. Geologische Situation

Im Rahmen der Verkehrsanlagen im Zentralbereich (VZB), insbesondere in dem von der Arge Brückner Grundbau und Ballast Nedam ausgeführten Los 1.1 Lehrter Bahnhof, wird die Vielfalt der geologischen Situation in Berlin deutlich.
Im Zentrum Berlins sind die pleistozänen Sande und Kiese der maßgebende Teil des Baugrundes. Sie bilden das sog. Liegende. Die Sande und Kiese sind im Bereich unterhalb der Kulturschuttauffüllungen meist locker gelagert. Mit zunehmender Tiefe erreichen die Sande im Bereich des späteren Gründungsniveaus des zukünftigen Lehrter Bahnhofes die sehr dichte Lagerung. Bei einer Geländeoberfläche von etwa +36 mNN (im Bereich der

denkmalgeschützten Mauer des ehemaligen Zellengefängnisses) über rund +34 mNN (Bereich vorhandener Lehrter Stadtbahnhof und Invalidenstraße) bis zu +32 mNN (Bereich an der Spree) beginnen diese sehr dicht gelagerten Sande und Kiese in einer Tiefe von rund + 15 bis + 20 mNN (siehe Bild 4, Schnitt entlang der östlichen Wand der Baugrube A). In der Tiefe von + 15 bis + 20 m NN ist auch vereinzelt mit Steinen und Blöcken zu rechnen.

Neben diesen in Berlin vielfach anzutreffenden geologischen Verhältnissen sind im Bereich des Lehrter Bahnhofes zwei Besonderheiten zu verzeichnen:
- zum einen eine sehr mächtige und tiefe organische Rinne an der östlichen Seite des Loses 1.1 vom Humboldthafen, Richtung Heidestraße parallel zur zukünftigen Trasse der Fernbahn (siehe Bild 5) [6] und
- zum anderen eine im Bodengutachten nicht in diesen Ausmaßen beschriebene Schluff- bzw. Geschiebemergelschicht am südlichen Bereich des Loses 1.1 bis fast unmittelbar vor den Lehrter Stadtbahnhof.

Die organische Rinne hat ihren Ursprung vermutlich in der unmittelbaren Nähe zur Spree. Sie setzt sich überwiegend aus Torf und Faulschlamm in breiiger bis steifer Konsistenz zusammen. Die organischen Böden stehen ab rund 5 m unter Gelände an und erreichen eine Mächtigkeit von bis zu 20 m mit einer teilweisen Zweiteilung durch Einlagerungen von stark organisch durchsetzten Sanden. Diese vorhandene geologische Situation stellt die ungünstigen Verhältnisse im Bereich des Lehrter Bahnhofs / Los 1.1 dar.

Die im vorhergehenden angesprochenen Schluff- und Geschiebemergelschichten sind im Bereich südlich der Spree mit Mächtigkeiten von über 7 m in einer Tiefe ab etwa +18 mNN sehr stark ausgeprägt. Im Bereich des Loses 1.1 / Lehrter Bahnhof nördlich der Spree war davon auszugehen, daß eine durchgehende Schicht nicht mehr vorhanden ist. Im Rahmen der Auswertungen von alten Bohrungen (aus den 30er Jahren dieses Jahrhunderts) wurden zusätzliche Aufschlüsse zur Erkundung dieser Schluff- und Geschiebemergelschichten durchgeführt. Bei dem ersten Erkundungszyklus wurde entgegen den Erwartungen die Grenze/Lage der entsprechenden Schicht nicht erbohrt. Der zweite Erkundungszyklus lieferte endlich

die gewünschten Grenzen. Es ergab sich aber eine erheblich größere Ausdehnung und Mächtigkeit (bis zu 4 m), die teilweise unter das zukünftige Gründungsniveau reichte. Aufgrund des engen Terminplanes ergab sich dadurch die Notwendigkeit der baubegleitenden Planung. Bereits geprüfte Statik (Wände und Sohle) mußte überarbeitet werden. Für den geplanten Unterwasseraushub mit den Saugschiffen mußten neue Einsatzgrenzen definiert werden.

Durch die umfangreiche Altlastenerkundung des Bauherrn waren größtenteils die kontaminierten Problembereiche vor Beginn der Bautätigkeit bekannt, so daß fast keine unliebsamen Überraschungen auftraten. Durch eine regelmäßige Beprobung des Aushubmaterials durch Fachingenieurbüros des Bauherrn war eine ausreichende Qualitätssicherung gegeben.

Bezüglich der hydrologischen Situation sind die Randbedingungen durch die unmittelbare Grenze zur Spree vorgegeben. Der erwartete Wasserstand während der Bauzeit war mit +30,60 mNN ± 30 cm angegeben. Als Berechnungsansatz für die Bauzeit waren +31,20 mNN und für den Endzustand +32,20 mNN zu berücksichtigen. Durch die Einrichtung eines Grundwassermanagements für die gesamten Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins (VZB) wurden sogar Vorgaben bzgl. eines niedrigsten Wasserstandes NGW von + 29,60 m NN getroffen.

3. Baugrubenkonzept für Los 1.1

Das Los 1.1 umfaßt die beiden Baugruben A und C/D1 nördlich und südlich des aktuellen in Betrieb befindlichen Lehrter Stadtbahnhofes (siehe auch Bild 3).

Der Ausschreibungsentwurf des Bauherrn sah für die Baugrube A mit der Nord-Süd-Länge von 140 m und einer Ost-West-Breite von 140 m (im Süden) bzw. 110 m (im Norden) eine einfach, am Kopf verankerte Stahlbetonschlitzwand mit einer Auflagerung durch die Unterwasserbetonsohle (UWBS) im Fußbereich vor. Die

Stahlbetonschlitzwände bildeten dabei die vertikale Baugrubenumschließung und die UWBS die horizontale Umschließung. Diese Trogbauweise wurde wegen der guten Umweltverträglichkeit insbesondere durch die Schonung des Grundwassers vom Bauherrn als die geeignetste Konstruktion angesehen. Die UWBS sollte in Richtung Westen (außerhalb des zukünftigen Lehrter Bahnhofs) mit einem Anstieg von 1:10 ausgebildet werden. In diesem Teilbereich sollte nach einer Wiederverfüllung von teilweise 12 Höhenmetern die zukünftigen Bauten der B 96 die Tunnelbauwerke der Fernbahn und der U 5 überqueren.

Der beauftragte Sondervorschlag der Arge sieht die Teilung der Baugrube A durch die Abtrennung der Teilbaugrube A-West vor. Diese Teilbaugrube beinhaltet ausschließlich die ansteigenden B 96 Tunnel. Die Hauptbaugrube A umschließt weiterhin das Bauwerk des zukünftigen Lehrter Bahnhofs. Zur Trennung der Baugruben wurde eine sog. Differenzwand-Stahlbetonschlitzwand d=120 cm vorgesehen, die im Endzustand mit einer Ankerlage an der Westwand verankert wird. Die Teilbaugrube A-West erhält als "neue" Horizontalabdichtung eine tiefliegende Dichtsohle - eine Hochdruckinjektionssohle (HDI).

Für die Baugrube C/D1 mit den Abmessungen 160 x 200 m sah der Bauherren-entwurf eine Trennung der Baugruben C und D1 mittels Fangedämmen in Ost-West-Richtung vor (Bild 6). Die Fangedämme sind erforderlich, um die Anforderungen des Bauherren bzgl. einer maximalen Baugrubengröße von 20.000 m^2 zu erfüllen. Im Bereich der Fangedämme, der Baugrube D1 sowie der Baugrube C/Ost sind die gleichen Systeme wie in der Hauptbaugrube A, mit der UWBS als hochliegender Dichtsohle vorgesehen. Als Baugrubenwände wurden für den Fangedamm als Bauhilfsmaßnahme Stahlspundwände ausgeschrieben, welche im Zuge der Erstellung des Rohbaus rückgebaut werden. Die anderen Baugrubenwände bilden wieder die Stahlbetonschlitzwände, analog dem System der Hauptbaugrube A.

Die Teilbaugrube C/West wurde aufgrund des deutlich geringeren Aushubniveaus von +25,00 mNN gegenüber +14,50 mNN als Baugrube mit tiefliegender Dichtsohle -Weichgelsohle- ausgeschrieben. Die Baugrubenwände zum Erdreich wurden als einfach am Kopf verankerte Stahlbetonschlitz- bzw. Spundwand vorgesehen. Die Trennung zur Baugrube C/Ost sollte durch eine unverankerte Differenzwand hergestellt werden. Im Rahmen einer wirtschaftlichen Dimensionierung stellt diese Differenzwand hohe Anforderungen an die Einhaltung der nachgewiesenen Bauphasen. Der Bauablauf des Bauherrenentwurfes sah die Herstellung der Baugruben C/West, C/Ost und D1 vor dem Fangedamm vor. Die Baugruben im Bereich des Fangedammes sollten erst nach der Erstellung der Rohbauten in den anderen Baugruben hergestellt werden. Die Notwendigkeit hierfür ergab sich aus der "frühen" Herstellung der Baugrube C, da sich in diesem Bereich die neue Ost-West-Verbindung mit der Brücke über dem Humboldthafen befinden wird.

Der beauftragte und zur Ausführung gebrachte Sondervorschlag der Arge sieht den Entfall des Fangedammes in Ost-West-Richtung sowie die Fortsetzung der Differenzwand in Westrichtung zur Trennung der Baugrube C/West und der neuen Baugrube D1-West vor. Zur Gewährleistung der maximalen Baugrubengröße von 20.000 m² wurde ein Fangedamm in Nord-Süd-Richtung vorgesehen. Dieser Fangedamm wurde entgegen dem Bauherrenentwurf vorlaufend erstellt, so daß dem Bauherren eine größere Baugrube aus C/D1-Ost und D1-West gleichzeitig übergeben werden kann.

Zur Gewährleistung der Betriebssicherheit des S-Bahnverkehrs im Lehrter Stadtbahnhof sowie auf den sich anschließenden Hochbahnstrecken hatte der Bauherr für die Nordwand der Baugrube C/D1 eine besonders steife Wandkonstruktion ausgeschrieben. Diese Wandkonstruktion sah die Ausführung einer Stahlbetonschlitzwand d=1,20 m mit Schlitzwandbaretten im Abstand von etwa 5,40 m und eine Barette-Höhe von etwa 3,00 m vor. Das Wandsystem wies zwar eine sehr große rechnerische Steifigkeit auf, berücksichtigte aber die baubetrieblichen Einflüsse und Anforderungen nicht.

So hätte diese Wandkonstruktion

1. einen sehr kleinen Abstand des offenen Schlitzes zum bestehenden Lehrter Stadtbahnhof bedingt,
2. die Nachweise der offenen Schlitze wären durch den geringen Abstand und durch die größere Schlitzbreite fraglich gewesen und
3. eine große Konzentration der Anker im Bereich zwischen den Baretten bewirkt.

Da zum Weiteren die Einflüsse, insbesondere die Setzungen aus der Schlitzwandherstellung und aus der Ankerherstellung, nicht ausreichend beurteilt werden können, hätte die ausgeschriebene Konstruktion viele Nachteile gehabt.

Die geprüfte und ausgeführte Konstruktion der Arge sieht eine durchgehende Stahlbetonschlitzwand von d=160 cm mit einer Lamellenlänge von 3,60 m vor. Die Wand hat den Nachteil einer rechnerisch geringeren Steifigkeit, aber die Vorteile einer kleineren Lamellenlänge bei einem lichten Abstand vom Bahnhof von mindestens 3,50 m sowie einer gleichmäßigen Verteilung der 7 Anker pro Lamelle über 2 Ankerlagen.

4. Elemente der Konstruktion

Die gewählte Trogbauweise mit rückverankerter hochliegender UWBS oder tiefliegender Injektionssohle, die eine GW-schonende Bauweise ermöglicht, beinhaltet die Elemente: Schlitzwände / Spundwände mit Rückverankerung und UWBS mit Rückverankerung bzw. tiefliegende HDI- oder Weichgelsohle.

4.1 Verbauwände

4.1.1. Stahlbetonschlitzwand

Die vertikalen Baugrubenumschließungen beim Los 1.1 bestehen zu 80 % aus Stahlbetonschlitzwänden und zu 20 % aus Stahlspundwänden. Die Stahlspundwände wurden größtenteils für temporäre Baugrubenkonstruktionen, wie z.B. den Fangedamm, in der Baugrube C/D 1 sowie für untergeordnete Baugrubenwände mit geringen freien Höhen eingesetzt.

Die Stahlbetonschlitzwände bilden somit aufgrund ihrer größeren Steifigkeit gegenüber den Spundwänden, den überwiegenden Teil der Wände. Die Stahlbetonschlitzwände werden als Zweiphasenwände in den Dicken d = 80 cm, 100 cm, 120 cm und 160 cm ausgeführt. Die tiefsten Schlitze wurden vor dem Lehrter Stadtbahnhof und im Bereich der Brücke über den Humboldthafen mit 30 - 35 m Tiefe ausgehoben. Die Bewehrungskörbe erreichten ein Gewicht von bis zu 20 t. Die Schlitze wurden in den geologisch ungünstigen Bereich und vor dem Lehrter Stadtbahnhof in einer Länge von 3,60 m geöffnet. Die anderen Bereiche wurden als s. g. Doppellamellen mit 7,20 m Länge geschlitzt.

Das für die Berechnung der Wand anzusetzende statische System ergab sich aus den beiden maßgebenden Bauzuständen (siehe Bild 7). Die erste Bauphase stellt den UW-Aushub bis zur Sohlkote dar. Die Wand ist in diesem Zustand einfach, am Kopf verankert und im Boden frei aufgelagert. Die Belastung stellt der Erddruck dar. Diese erste Bauphase liefert die maßgebende Einbindung. Die Ankerlage befindet sich etwa in Höhe des Grundwassers bei 30,70 m NN und somit rund einen Meter unterhalb der Oberkante der Stahlbetonschlitzwand. Pro Einzellamelle von 3,60 m Länge wurden in einer Lage 3 Anker vorgesehen. Falls die rechnerischen Nachweise eine durch 3 Anker nicht mehr aufnehmbare Kraft lieferte, so wurde in einer s.g. B-Lage etwa 1 m unterhalb der ersten Lage ein- bzw. mehrere weitere Anker gesetzt. Unmittelbar am Lehrter Stadtbahnhof sind so z.B. 7 Anker mit jeweils 1.000 kN in einer Lamelle über 3,60 m vorgesehen.

Die zweite Bauphase ist der Endzustand nach dem Lenzen. Die Wand ist ähnlich einem Balken am Kopf durch die Anker und im Bereich der UW-Betonsohle zweifach gelagert. Als Belastung wirkt der Erddruck und der Wasserdruck (oberhalb der UWBS) auf die Wand. Diese zweite Bauphase liefert die maßgebenden Schnittgrößen.

Die Stahlbetonschlitzwände haben ihre Oberkante im allgemeinen bei +31,70 mNN mit Ausnahme des Bereiches unmittelbar vor dem Lehrter Stadtbahnhof. Bei einem höher anzutreffenden Gelände wurde der Höhenunterschied mittels Steckträgern überbrückt. Diese Steckträger sind normale IPB oder HEM-Träger, die entsprechend dem statischen Nachweis dimensioniert und in der Stahlbetonschlitzwand fest einbetoniert sind.

Ein interessantes System stellt die unverankerte Differenzwand in der Baugrube C/D1 dar. Diese Wand ist durch die Wasser- und Erddrücke im Gleichgewicht "gehalten". Dadurch ergeben sich natürlich im Rahmen einer wirtschaftlichen Dimensionierung enge Grenzen für den Baubetrieb, bei relativ großen rechnerischen Verformungen.

4.1.2. Stahlspundwand

Die Stahlspundwände beim Los 1.1 wurden in zwei Varianten ausgeführt. Bei geringer Tiefe wurden die Spundprofile in den Profilen PU 25 und 32 eingerüttelt. Bei größerer Tiefe bzw. höheren Belastungen wurden die Profile PSP 370, 400, 600 und 700 in eine gegriffene Einphasendichtwand eingestellt.

Die Spundwände wurden außer im Bereich des Fangedammes, wo sie eine temporäre Bauhilfskonstruktion darstellen, nur im Bereich mit tiefliegenden Dichtsohlen eingesetzt. Die statischen Systeme sind im Boden eingespannte Wände bzw. einfach verankerte Wände, die jeweils auf Erd- und Wasserdruck bemessen sind.

Die Verankerung des Fangedammes erfolgt über eine Stahlkonstruktion, die auf Druck und Zug entsprechend den maßgebenden Bauzuständen bemessen ist.

4.2 Verbauverankerungen

4.2.1 Litzenanker System "Brückner"

Als Verbauwandanker kam der sog. "Semi-Permanent-Anker" System Brückner zum Einsatz. Aufgrund der längeren Standzeit der Anker in den Baugruben, die mit fünf Jahren angesetzt wird, konnten temporäre Verpreßanker (2 Jahre) nicht zum Einsatz kommen. Der sog. Semi-Permanent-Anker von Brückner ist im Grunde ein Temporäranker, weist aber einen erhöhten Korrosionsschutz insbesondere dadurch auf, daß der Ankerkopf identisch mit demjenigen des Daueranker ist (siehe Bild 8).

Die Stahlzugglieder bestehen aus sieben-drahtigen Spannlitzen St 1570/1770, Ø 5 mm. Die Litzen sind mit einem aufextrudiertem PE-Mantel (1,5 mm dick) ausgestattet. Im Bereich der Verankerungslänge werden die Litzen blank durch PE-Abstandshalter gespreizt und durch Bindedraht zusammengehalten. Im Bereich der freien Stahllänge wird über die Litze ein PE-Rohr, Ø 28 mm, mit 2 mm Wandstärke angeordnet, welches bis in das Schutzrohr des Ankerkopfes hineinreicht. Das Ende des PE-Rohres wird mit der ummantelten Litze im Bereich der freien Stahllänge mit Coroplastbandage abgedichtet. Im Übergangsbereich zwischen freier Stahllänge und Verpreßkörper, wo die größte Rißbildung im Verpreßkörper aufgrund der Krafteintragung erwartet wird, wurde ein 1,2 m langes Hüllwellrohr über das Litzenbündel übergeschoben. Der Durchmesser des Hüllwellrohres richtet sich nach der Litzenanzahl und besteht aus PVC 100 mit einer Wanddicke von 1,0 mm.

Die Ankerkopfplatten bestehen aus Stahl C 45 und weisen Bohrungen auf, welche zur Aufnahme von 3-teiligen Segmentteilen konisch ausgeführt sind. Die Segmentkeile aus Stahl C 15 weisen eine Ansichtsfläche auf, die gewindeartig profiliert ist, um eine sichere Haftung zwischen Spannstahldrahtlitze und Keil zu gewährleisten. Ein Schutzrohr ist unterhalb der Kopfplatte endseitig angebracht und

wird mit einem Litzenendpacker sowie Korrosionsschutzmasse abgedichtet. Der Litzenendpacker verhindert ein Ausfließen der Schutzmasse und gleichzeitig das Eindringen von korrosiven Stoffen im Ankerkopfbereich.

Zum Schutz des Ankerkopfes vor äußerer Beschädigung oder starker Sonneneinwirkung ist eine Schutzkappe aus PVC bzw. Stahl vorgesehen. Sie wird mit einer Korrosionsschutzmasse gefüllt, damit Litzen und Segmente am Ankerkopf geschützt sind. Diese Kappe ist abnehmbar, um eine spätere Kontrolle des Ankers zu ermöglichen.

Für die Baugrube A wurde ein zweimaliges Vorspannen der Anker vorgesehen, deshalb war dort die Anordnung der Kappen nicht möglich. In der Bauphase vor dem Erdaushub wurden die Anker auf 80 % des aktiven Erddruckes vorgespannt. Kurz vor Beginn des Lenzens ist dann das Spannen der Anker auf 100 % des Wasser- und Erddruckes geplant. Da Anker teilweise unterhalb des Wasserspiegels liegen, war ein Teillenzen vor dem zweiten Spannen erforderlich. Große Überstände der Litzen vor dem zweiten Spannen der Anker waren erforderlich, die über die ganze Zeit bis zum zweiten Anfassen der Anker geschützt werden mußten. Generell ist bei Litzenankern anzumerken, daß ein zweimaliges Spannen die Tragfähigkeit und den Korrosionsschutz des Ankers beeinträchtigen kann, und dies gilt es zu vermeiden.

4.2.2 Rückbaubarer Verpreßanker System "Brückner"

Ein Teil der eingebauten Verbauanker und speziell diejenigen, die entlang der Nord-Süd Trassenrichtung der Fernbahn plaziert sind, sollten als rückbaubar gebaut werden. Im Hinblick auf die alternierende Zugehörigkeit der A, C/D1 und B, D2 Baugruben zu den Losen 1.1 und 1.4 sowie des Anschlusses der Baugrube A an die Baugrube M war es zweckmäßig, die Anker der Trennwände der Baugruben vor dem jeweiligen Aushub der Nachbarbaugrube als rückbaubar zu gestalten, damit die größtmögliche Störung beim Aushub vermieden wird.

Die bekannten Systeme von rückbaubaren Ankern sehen eine Sollbruchstelle in der freien Ankerlänge kurz vor der Verpreßstrecke des Ankers vor, welche bei entsprechender Belastung reißen soll. Dabei bleibt der Teil des Stahles in der Verpreßstrecke unzerstört und bildet ein Hindernis beim späteren Aushub. Der rückbaubare Anker von Brückner wurde so konzipiert, daß

(a) eine sehr hohe Rückbaubarkeitsrate gewährleistet wird
und
(b) ein vollständiger Rückbau der Stahlglieder sichergestellt wird.

Das System des rückbaubaren Ankers System Brückner basiert auf einen Aufbrechkörper (Konus), welcher in einem Starttopf eingebunden ist. Der Aufbrechkörper ist mit einer Litze verbunden, die keine statische Funktion beim Spannen des Ankers übernimmt. Eine detaillierte Systemdarstellung des rückbaubaren Ankers mit Konus ist in [2] zu finden. Beim Verpreßanker mit Konus ist die Konuslitze in einem HDPE-Rohr eingebunden. Nach Beendigung der Gebrauchsdauer des Ankers wird der Konus durch die Litze nach oben (Richtung Ankerkopf) hingezogen. Die Konuslitze wird gezogen in einem Zustand, bei dem alle übrigen Spannglieder (Drahtlitzen) gespannt sind.

Der Konus (auch in abgestufter Form) ist so dimensioniert, daß beim Ziehen durch den Verpreßkörper des Ankers die Spaltzugfestigkeit des Zementsteins überschritten wird. Durch das Ziehen des Konus durch den Verpreßkörper wird der Verpreßkörper nach dem Prinzip eines Steinspaltgerätes aufgesprengt. Die beim Ziehen des Konus erzeugten Radialkräfte sind um ein Vielfaches höher als die aufgebrachte Zugkraft an der Konuslitze. Nach Aufbrechen des Verpreßkörpers können die Zugglieder des Ankers herausgezogen werden.

Der Konus wird in einen sogenannten Starttopf eingebettet (siehe Bild 9). Dieser Starttopf wird im Einbauzustand wie auch der HDPE-Schlauch mit Fett gefüllt, um möglichst geringe Reibungskräfte zu erhalten und das Eindringen von Zementschlämme bei der Herstellung zu verhindern. Der Starttopf bewirkt einerseits, daß

in der Phase des Ziehvorganges des Konus das Abtragen von Lasten über die gesamte Mantelfläche verhindert wird, aber erlaubt andererseits auch einen ausreichenden Konusdurchmesser, um die notwendige Verformungsarbeit im Verpreßkörper zu erreichen.

Von enormer Bedeutung für die Funktionalität des rückbaubaren Verpreßankers ist das sorgfältige Abdichten des Ringraumes zwischen der Spanndrahtlitze bzw. Konuslitze und den HDPE-Rohren. Für die Zugglieder ist im Ankerkopfbereich ein um einige Meter langer Fettpfropfen im Ringraum vorgesehen. Am unteren Übergang zwischen freier Stahllänge und Verpreßstrecke wie im Kopfbereich ist außerdem zusätzlich eine Abdichtung mittels Schrumpfschlauch und eingelegtem Abdichtband eingebaut. Durch diese Abdichtungen ergibt sich eine Redundanz beim Ausfall einer der Dichtungssysteme bzw. bei einer geringfügigen Beschädigung des HDPE-Rohres.

Dieses System wurde bereits vor der Bauausführung auf der Baustelle Lehrter Bahnhof durch Baustellenversuche an Probeankern mit ca. 60 m Länge erfolgreich getestet. Außer den Probeankern wurden auch baubegleitende Versuche zum großtechnischen Einsatz dieser Anker durchgeführt mit reellen Einbaubedingungen. Die durchgeführten Versuche lassen den Schluß zu, daß eine Rückbaubarkeitsrate von über 95 % der Anker möglich ist. Diese Rate ist bislang von keinem anderen rückbaubaren Ankersystem erreicht worden.

4.3 Baugrubensohlen

Die horizontalen Baugrubenabdichtungen bilden beim Los 1.1 die Unterwasserbetonsohlen (UWBS) als hochliegende, rückverankerte Sohle und die Weichgel- bzw. Hochdruckinjektionssohlen als tiefliegende Dichtsohle. Die UWBS wird in dem Bereich des zukünftigen Lehrter Bahnhofs, d. h. in der Hauptbaugrube A und in der Baugrube C/D1-Ost sowie in D1-West eingebaut. Die kleinen Teilbaugruben A-West und C/West werden mit einer tiefliegenden Dichtsohle ausgeführt. Die Kombination C/West – C/Ost mit UWBS bzw. Weichgel stellten

besondere Anforderungen an statische Berechnungen und Qualitätssicherungspläne.

4.3.1. Tiefliegende Dichtsohlen

Als tiefliegende Dichtsohlen wurden beim Los 1.1 sowohl Weichgelsohlen als auch HDI-Sohlen ausgeführt.

Die Herstellung der Bohrung der Weichgelsohlen erfolgt mittels Rüttelbohrmethode bei einem Bohrlochdurchmesser von bis zu 150 mm. Die Rohre wurden für das Bohren mit einem Zement-Betonit-Gemisch ummantelt. Das Raster der Bohrungen betrug etwa 1,5 m. Um die Auflagen der Berliner Wasserbehörde zu erfüllen, wurden die Weichgelsohle mit einer Injektion von Feinstbindemittel unterlagert. Die Weichgelsohle wurde in einer Tiefe bis zu 25 m unter Gelände, d. h. bei 7,00 m NN hergestellt. Bezug nehmend auf die notwendige Dichtigkeit der Sohlen lagen 2 Teilbaugruben mit Weichgel unter einem Restwasserzufluß von 0,5 l/s x 1000 m² und eine Sohle im Grenzbereich um 1,5 l/s x 1.000 m².

Die HDI-Sohle wurde in den beiden Baugruben A und C/D1 ausgeführt. Dabei traten insbesondere in der Baugrube C/D1 bei Bohrtiefe bis zu 25 m Dichtigkeitsprobleme auf. Das minimale Raster in diesem Bereich liegt bei 1,60 x 1,35 m. In Teilbereichen der C/D1-Baugrube wurde zudem noch jeweils eine statische Sohle zur Aufnahme der Horizontalkraft aus der UWBS eingebaut.

Die HDI-Sohlen der Baugrube A-West wurde in einer Tiefe von bis zu 19 m, d.h. bei rund + 15 m NN hergestellt. Das Raster lag bei 1,5 x 1,70 m. Während der Probeabsenkung wurde ein Wasserzufluß von 1,0 l/s x 1000 m² festgestellt.

4.3.2. Unterwasserbetonsohle

Die UWBS liegt ca. 13 - 18 m unterhalb des Grundwasserspiegels (zwischen + 13,6 m NN und ca. 17,9 m NN) und wurde mit einer Nominaldicke von 1,4 m eingebracht, um einschließlich aller Toleranzen das vorgegebene Mindestmaß von 1,2 m Dicke zu gewährleisten. Aufgrund der großen Grundrißflächen der Baugruben wurden Teilbetonierabschnitte der Größen 1.000 bis 8.000 m² verwendet, die mit unter Wasser gestellten Abschnittswänden aus Betonfertigteilen unterteilt wurden. Die Einbringung des Betons unter Wasser geschieht vom Ponton aus mit Hilfe des sog. Hopdoppers ("Betonsurfer"), der ein Stahlrohr mit einem Auftriebskörper ist, welcher so angelegt ist, daß beim Erreichen der erwünschten Höhe der UWBS der Hopdopper gerade auf der Oberfläche des UWBS liegt. Der Erfolg des Einbringens des UW-Betons hängt entscheidend von der verwendeten Betonrezeptur ab. Die Rezeptur soll ein gutes Fließverhalten des Betons aufweisen, insbesondere bei langen Transportwegen soll das Ausbreitmaß zwischen 500 - 650 mm liegen. Um Beton mit verringerter Entmischung herzustellen ist ein Kornaufbau im Mehlkornbereich notwendig. Hierbei ist es sinnvoll, Zement (möglichst geringe Menge) wie Flugasche und Feinsand zu verwenden. Bei relativ dicken Bauteilen sollen Temperaturunterschiede zwischen Kernbeton und Betonoberfläche $< 20°$ K gehalten werden, um eine Rißbildung infolge Wärmeentwicklung zu vermeiden. Ein HOZ-Zement in Kombination mit Flugasche kann in Frage kommen, allerdings sind begleitende und vergleichende Untersuchungen mit verschiedenen Zementsorten notwendig, um die optimale Mischung herauszufinden. An den Nahtstellen der UWBS und der Schlitzwand sowie an den Abschnittswänden wurden Rißeinleiter verwendet, um dort gezielt die Risse entstehen zu lassen, wo man sie mit Hilfe von Injektionsschläuchen verpressen und abdichten kann.

4.4 Sohlverankerungen

Die bisherigen Lose der Zentralen Verkehrsanlagen, die mit UWBS hergestellt wurden, haben Rüttelinjektionspfähle (Mantelverpreßpfähle) benutzt. Eine Ausnahme bildet das Los 1.1. Hier wird die Verankerung der UWBS mittels GEWI-Pfählen, ∅ 63,5 mm, durchgeführt. Aufgrund der maximalen Gebrauchslast dieser Auftriebspfähle, die bei 1 MN liegt, mußte der Rasterabstand der Pfähle zwischen 2,6 m und 2,7 m gewählt werden, um eine wirtschaftliche Dimensionierung zu erzielen. Die Länge der Auftriebspfähle bewegte sich je nach Tiefe der UWBS zwischen 16 und 22 m. Interessant ist bei dem hier verwendeten System der Pfahleinbringung der Spülbohrung mit Zementaußenspülung, daß die sich einstellenden Verformungen der Verbauwand kleiner gehalten wurden als bei dem Rütteln von RI-Pfählen [siehe auch Kap. 6]. Besondere Sorgfalt muß allerdings bei diesem Verfahren dem Verpressen des Pfahles gewidmet werden, da sich evtl. Zementsuspension aus dem Bohrloch horizontal auf dem Aushubniveau ausweiten und das spätere Niveau der einzubringenden UWBS beeinträchtigen kann. Eine Pfahlkopfplatte wird mechanisch unter Wasser am GEWI-Pfahl aufgeschraubt, wenn die Zementsuspension ausreichend gehärtet ist (ca. eine Woche). Probebelastungen an Einzelpfählen und einer Gruppe von 5 Pfählen wurden bereits an Land vor dem UW-Aushub durchgeführt. Diese Versuche, sowie die Abnahmeversuche an 3 % der Auftriebspfähle der Baugrube A zeigten, daß die Ansätze der Mantelreibung (τ_{max} = 300 Kpa, siehe auch [5] auch für die gebohrt hergestellten Auftriebspfähle anwendbar sind.

Ein anderes Ergebnis hinsichtlich der Pfahlhebungen bei den Probebelastungen vom Land aus und Abnahmeprüfungen vom Wasser aus ist noch erwähnenswert: generell ist festzustellen, daß die Pfahltragfähigkeit an der Grenzfläche zwischen Pfahl- und Boden unwesentlich von dem Vorhandensein der Bodenauflast abhängt. Allerdings, die Hebungen der Pfähle am Pfahlkopf, bei denen die jeweiligen Belastungen (Gebrauchs- bzw. Testlast) vom Boden aufgenommen wurden, waren bei beiden Probeversuchen (vom Land mit 18-20 m Bodenauflast und vom Wasser aus ohne eine Bodenauflast) unterschiedlich. Die Gesamthebungen der Pfähle bei

den Abnahmeversuchen vom Wasser aus waren ca. um 1,5 - 2,0-fach höher als diejenigen, die bei den Probebelastungen vom Land aus durchgeführt wurden. Für die bleibenden Setzungen sowohl bei den Gebrauchslasten (1030 kN), wie auch bei den Testlasten (1550 kN) ist festzuhalten, daß etwa ein Faktor von 2 und 2,5 zwischen den UW-Tests und Probetests vom Land aus ermittelt werden (für UW-Tests bei einer Belastung von 1550 kN wurden 1,5 – 9 mm bleibende Hebungen gemessen). Bei den Verformungen der Pfähle scheint, daß die Überlagerung eine wesentliche Rolle spielt. Es ist davon auszugehen, daß die natürliche Überlagerung (Bodenauflast) ein steiferes Verhalten an der Mantelfläche des Pfahles bewirkt, welche natürlich durch den Erdaushub und teilweise durch örtliche Auflockerungen bei der Pfahlherstellung weggenommen wird.

5. Qualitätssicherungskonzept der Baugruben Los 1.1

Die Aufrechterhaltung des Stadtbahnverkehrs während der Herstellung der Baugruben und die Gewährleistung der vollen Funktionstüchtigkeit des vorhandenen S-Bahnhofes, welcher unmittelbar entlang der nördlichen Baugrubenwand der Baugrube C liegt und andere zu schützende Objekte in der Nähe der Baugruben (Zellengefängnismauer, alte Lagerhalle Grünes Berlin) machten die Erstellung eines Qualitätssicherungskonzeptes mit der begleitenden Meßtechnik und Beobachtung erforderlich.

Das gewählte relativ empfindliche einfache statische System der Verbauwände als einfeldriger Träger (einlagige Verankerung, UW-Betonsohle) ist aufgrund der vorliegenden Randbedingungen und der Bodenverhältnisse schwer in seinem Verformungsverhalten prognostizierbar. Es gibt nicht nur Verformungen aufgrund der vorliegenden Belastung und des statischen Systems, sondern auch herstellungsbedingte Einflüsse auf das Verformungsverhalten von benachbarten Bauwerken an Baugruben. Letztere sind nur mit Hilfe der Beobachtung und der Geomeßtechnik zu erfassen um rechtzeitig Tendenzen zu erkennen, die eine Prognose gegen Ende eines Herstellungsprozesses ermöglichen. Das wichtigste Kriterium für das Bahnhofsgebäude war ein Setzungsdifferenzkriterium, welches für

alle Konstruktionsphasen der Baugruben eine Setzungsdifferenz von benachbarten Stützpunkten (~ 20 m) von max. 5 cm erlaubte. Noch strengere Anforderungen für die Lage- und Höhenbewegungen der sich in Betrieb befindlichen Gleise wurden gestellt. Die Gleismessungen konnten aus bahnbetrieblichen Gründen nur nachts mit entsprechenden Sicherheitsposten vorgenommen werden. Diese Messungen, wie auch die Messungen am Bahnhofsgebäude, wurden mit geodätischen Mitteln durchgeführt.

Eine schematische Darstellung der installierten Meßinstrumente im Grundriß ist im Bild 10 angegeben. Außer der geodätischen Beobachtung des Bahnhofes wurden auch solche Messungen im Bereich des Verbauwandkopfes, des Ankerkopfes und des Geländes in der Nähe der Baugruben bei ausgewählten Meßquerschnitten durchgeführt. Die Messungen im Gelände neben den Verbauwänden bzw. senkrecht hierzu sollen Auskunft über die Setzungen des Bodens aufgrund der Verbauwandverformungen geben. In der Nähe und unterhalb des Bahnhofes sind entsprechend vertikale und horizontale Inklinometer installiert, um die Bodenverschiebungen (horizontale, senkrecht zur Verbauwand und vertikale) unterhalb des Bahnhofsgebäudes zu erfassen. Wasserstandsmessungen außerhalb und innerhalb der Baugruben wurden mit Hilfe von Pegelrohren erfaßt.
In ausgewählten Meßquerschnitten wurden in der Wand Inklinometerrohre installiert. Diese Rohre sind sowohl in Differenzwänden zwischen Baugruben wie auch an repräsentativen Verbauwänden installiert. Parallel zu den Inklinometermessungen wurden im Meßquerschnitt auch Ankerkraftmessungen durchgeführt. Dabei sind in der Meßlamelle eine entsprechende repräsentative Ankeranzahl und Meßanordnung je nach Ankerbild ausgewählt worden. Die Inklinometermessungen geben Auskunft über die horizontalen Wandverschiebungen. Bei Berücksichtigung der Ankerkraftmessungen ergeben sich hieraus Rückschlüsse auf die Wandbelastung bzw. -verformung beim jeweiligen Bauzustand.

Eine wesentliche Verbesserung der Qualitätsüberprüfung von Schlitzwandfugen wird nach Beendigung der Ultraschallmessungen erwartet, die an den Schlitzwandfugen durchgeführt werden. Es wurden bereits seit etwa September 1996

systematisch an den Ecken der Bewehrungskörbe Beschallungsrohre (siehe Bild 11) installiert, um die Ultraschallmessungen quer über die Fuge zwischen zwei benachbarten Schlitzwandlamellen durchzuführen. Diese Ultraschallmessungen werden nicht nur benutzt, um Laufzeitmessungen zwischen zwei Rohren durchzuführen, sondern auch um Intensitätsmessungen der refraktierenden und reflektierenden Signale bzw. Impedanzmessungen des Fugenmaterials durchzuführen.

Die Anforderungen an die Anker, die ein wesentliches Element der Verbaukonstruktion sind, waren höher als die Forderungen der DIN 4125. So mußte z.B. im Rahmen der Qualitätssicherung bei dem relativ engen (90 cm) Ankerabstand und den großen Ankerlängen von 70 m die Bohrgenauigkeit nachgewiesen werden, um eine gegenseitige Zerstörung von benachbarten Ankern beim Bohren weitgehend auszuschließen. Bohrlochvermessungen, um die Lagegenauigkeit der Bohrungen zu bestimmen, wurden durch die Fa. INTERFELS durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten, daß die angenommene Bohrgenauigkeit auch eingehalten wurde (siehe Kap. 6).

Bei der Ankerherstellung unterhalb des bestehenden S-Bahnhofes und unterhalb der Invalidenstraße (Provisorium) mußte auf die vorhandenen Gründungen des Bahnhofes, auf die gegenseitige Beeinflussung der Anker der südlichen Verbauwand der Baugrube A sowie auf die geforderten strengen Kriterien der Setzungsdifferenz von 5 cm zwischen benachbarten Stützungen des S-Bahnhofes Rücksicht genommen werden. Ähnliches galt auch für die Ankerherstellung unter der Spree, wo Rücksicht auf die Geometrie des Spreebettes und auf die Anker des benachbarten Loses 2 genommen werden mußte.
Abweichend von der DIN 4125 wurden an allen Ankern Abnahmeprüfungen mit der 1,5-fachen Last durchgeführt, womit der evtl. Ausfall eines Verbauwandankers abgedeckt ist. Aufgrund des vorliegenden Ankerabstandes und der Anordnung war außerdem eine gleichzeitige Prüfung von mehreren benachbarten Ankern erforderlich, um die Blockwirkung der benachbarten Verpreßkörper im Boden nachzuweisen. Die extrem großen Ankerlängen erforderten spezielle Hohlkolbenpressen, die über einen Hub von größer als 43 cm verfügen. Damit wird eine

Prüfung der Anker ohne einen komplizierten Aufbau und Kopplung mit den üblichen Pressen von nur 25 cm Kolbenhub möglich.

Qualitätssicherungskonzepte wurden auch für die Sohlen (Unterwasserbeton- sowie Injektionssohlen) erarbeitet. Im Bereich des Anschlusses zwischen UWBS- und Verbauwand wurden Injektionsschläuche angelegt, um evtl. Fehlstellen dort abdichten zu können. Rißeinleiter wurden gezielt an den Stellen der Unterwasserbetonsohle untergebracht, wo man später mit Injektionsschläuchen diese Stelle abdichten kann. Diese Stellen wurden meistens zwischen den Betonierabschnitten in den Trennwänden eingebaut. Nach dem erfolgten UW-Aushub erfolgte eine Echolotmessung, um die tatsächliche Tiefe des Aushubes zu bestimmen. Diese Prozedur wurde auch nach dem Gewi-Pfahleinbau wiederholt. Die Genauigkeit der Messung des Echolotes für die üblichen Tiefen der Baugruben in Berlin beträgt +/- 5 cm. Zur Bestimmung der Dicke der Schlammschicht vor dem Betonieren wurde ein Echolot mit einem Bündel von 2 Signalen benutzt. Das hochfrequentige Signal (ca. 200 kHz) wird zur Bestimmung der Schlammoberfläche benutzt, während das parallel hierzu verwendete niedrigfrequentige Signal (15 - 30 kHz) zur Bestimmung der Oberfläche von gewachsenem Boden verwendet wird. Echolote werden mit der Schallgeschwindigkeit des Wassers kalibriert. Eine weitere Kalibrierung erfolgt an den Stellen, wo die Schlammdicke durch Taucher festgestellt und ein Vergleich mit den Daten des Echolotes durchgeführt wird.

Zur weiteren Beobachtung der Sohlbewegung wird etwa 1 Woche nach dem Betoniervorgang mit Hilfe von Tauchern ein Inklinometerrohr auf der Unterwasserbetonsohle befestigt, welches mit mobilen 3-axialen Sonden vermessen wird, um die Sohlbewegungen während der Phase des Lenzens zu beobachten. Dieses Meßsystem kann auch zu einem späteren Zeitpunkt eingesetzt werden, um die Sohlsetzungen während der Herstellung des Rohbaues für den Hochbau zu beobachten. Dieses System unterscheidet sich von Extensometermessungen [3] innerhalb der Baugruben, die auch Informationen über die Bodenbewegung unterhalb der Bohle für tiefere Bereiche des Bodens und nicht nur der Baugrubensohle für alle Bauzustände liefern.

Bei den Teilbaugruben, die eine tiefe Injektionssohle aufweisen (HDI oder Weichgel) wurden während der Pumpversuche geophysikalische Verfahren (Temperaturmessungen, Ionenaustauschverfahren etc.) eingesetzt, um evtl. vorliegende Fehlstellen der Sohle zu lokalisieren. Solche Verfahren haben bislang nicht in vollem Umfang evtl. Leckagen bestimmen können, da noch Spielräume für die Interpretation der gemessenen Werte vorliegen. Das wichtigste Kriterium der Dichtigkeit dieser Baugruben bleibt die Restwassermenge, die bei 1,5 l per 1.000 m² und sec. liegen muß. Dies kann durch einen Pumpversuch verifiziert werden.

6. Auswahl an Meßergebnissen

Nur ein kleiner Teil der Ergebnisse der bereits durchgeführten Messungen sind hier dargestellt. Die Baugruben sind einerseits nur zum Teil gelenzt sind, andererseits haben sich bereits interessante Effekte gezeigt.

Im Bild 12 sind die Verformungen der Wand am Meßquerschnitt MQ A1 (siehe auch Bild 10) für den Zustand des Spannens der Verbauanker, UW-Aushub mit Schlammabsaugung und des Einbringens der GEWI-Pfähle zu sehen.

Beim Ankerspannen wurde eine Verschiebung des Verbaukopfes Richtung Erdreich um 2 cm registriert. Im Verlauf des Aushubes hat sich die Kopfverschiebung um 1 cm Richtung Baugrube bewegt. Diese Bewegung hat sich beim feineren Aushub (Schlammabsaugung) vor die Wand und beim Einbringen der Gewi-Pfähle fortgesetzt.

Interessant ist die Fußverschiebung im Einbindebereich der Wand, die sich in der Größenordnung von 3 cm bewegte. Das Herstellen der 3 ersten Reihen der GEWI-Pfähle vom Meßquerschnitt brachte Bewegungen der Wand bis ca. max. 1 cm. Das Herstellen der restlichen Pfähle in der Baugrube hatte so gut wie gar keinen Einfluß auf die horizontalen Wandverschiebungen. Dieser Effekt ist detrimetral zu den Messungen der Wandverformungen am Potsdamer Platz, wo Schlitzwand-bewegungen am Fuß in der Größenordnung von 2,5 bis 4,5 cm gemessen wurden.

Allerdings wurden hier im Gegensatz zu den Ergebnissen am Potsdamer Platz die Pfähle zur Sicherung der Auftriebssohle nicht gerüttelt sondern gebohrt.

Das Bild 13 zeigt die Verformungen der Wand am Meßquerschnitt MQ A1 beginnend mit dem Einbringen der Gewi-Pfähle (siehe auch Bild 12) über die Betonage der UW-Betonsohle, das 2. Spannen der Anker, das Lenzen um 5,00m bis zur gelenzten Baugrube.

Nach der Betonage der UW-Betonsohle wurde eine Zunahme der Fußverschiebung um 0,5cm in Richtung der Baugrube gemessen. Der Schlitzwandkopf bewegte sich gleichzeitig um 0,5cm in Richtung Erdreich. Dieser Effekt hat seine Ursache in der Abnahme der baubetrieblichen Beanspruchungen durch horizontale Zugkräfte aus dem Pontonverkehr.

Das 2. Ankerspannen bewirkt eine Zunahme der Verschiebung am Kopf um wiederum 2,0 cm (vgl. Bild 12 - 1.Ankerspannen) zum Erdreich hin. Die UW-Betonsohle stellt ein unverschiebliches Auflager dar. Während des Lenzens stellt sich ein Vergrößerung der Durchbiegung in der Feldmitte in Richtung der Baugrube um 0,5cm ein. Die prognostizierte Rückdrehung der Schlitzwand unterhalb der UW-Betonsohle in Richtung Erdreich während des Lenzen ist erwartungsgemäß eingetreten. Die Zunahme der Durchbiegung sowie die größte Durchbiegung in der Feldmitte von 4,0 cm liegen allerdings unter den rechnerisch ermittelten Werten der statischen Berechnungen. Diese Tendenzen zeigen sich auch in den anderen Meßquerschnitten.

Im Bild 14 ist der Ankerkraftverlauf bis zum Einbringen der GEWI-Pfähle dargestellt. Der leichte Abfall der Ankerkräfte am Anfang des Aushubs ist noch deutlicher in anderen Meßquerschnitten, wobei dort Kraftabnahmen bis zu 12,5% registriert wurden. Die Ankerkraft ist 10% über die Festlegekraft von 400 kN (80% der Kraft aus dem aktiven Erddruck) beim endgültigen Aushub und Einbringen der GEWI-Pfähle angewachsen (440 kN).

Kurz vor dem Lenzen wurden die Anker ein zweites Mal gespannt, allerdings liegt hier die Größenordnung bei 886 kN. Das Bild 15 zeigt den Ankerkraftverlauf bis zur gelenzten Baugrube. Mit der Beendigung des Einbaus der Gewi-Pfähle fällt die Ankerkraft wieder ab (vgl. Bild 13 - Kopfverschiebung nach Betonage). Nach dem 2. Ankerspannen fällt die Ankerkraft auf unter 90% der Festlegekraft. Dieser Effekt zeigt sich bereits beim 1. Ankerspannen. Im Verlauf des Lenzen steigt die Ankerkraft auf fast 95 % unmittelbar nach dem Lenzen an.

Wie im Bild 16 für einen Anker dargestellt, sind Ankerbohrlöcher selektiv nach deren Herstellung auf ihre Lagegenauigkeit hin überprüft worden. Die Ergebnisse bei allen Messungen zeigten relativ geringe Abweichungen innerhalb der vorgesehenen Bohrtoleranz, so daß man hieraus die Lage der Anker und speziell der Verpreßkörper bestimmen konnte.

Speziell unter dem Gebäude des Lehrter Stadtbahnhofes mußten Anker mit hoher Dichte eingebaut werden. Es ist bekannt, daß Anker dicht unterhalb einer Bebauung zu Setzungen führen. Dieser Effekt ist um so stärker je mehr Ankerlagen mit einer hohen Ankerdichte eingebaut werden. Die Größe dieser Setzungen ist nicht vorhersehbar und deshalb sind beim gewählten Bohrverfahren Beobachtungen und Probebohrungen durchzuführen. Überlagerungsbohrverfahren und Verdrängerbohrverfahren gelten als setzungsarme Verfahren, aber eine Auswahl des optimalen Bohrverfahrens ist nur in Abhängigkeit vom jeweiligen Boden möglich.

In den Bildern 17 bis 18 ist die Entwicklung der Setzungen der Südseite des Bahnhofgebäudes in Abhängigkeit von der Ankerherstellung in der nördlichen Baugrubenwand C/D1-Baugrube angegeben. Ersichtlich ist im Bild 17 zunächst die Ausbildung einer Setzungsmulde in demjenigen Bereich, bei dem hauptsächlich die Anker hergestellt wurden. Die absolute maximale Setzung bei der Herstellung von etwa 1/3 der Anker an einem Punkt betrug ca. 8 cm, allerdings wurde die Setzungsdifferenz von 5 cm bei allen benachbarten Stützpunkten eingehalten. Bei Fertigstellung der benachbarten Anker (etwa 2/3 der Gesamtankeranzahl) flachte sich diese Setzungsmulde weiter ab, so daß die Setzungsunterschiede immer

kleiner wurden (siehe hierzu Bild 18). Bei der Fertigstellung der Anker entlang der nördlichen Wand der Baugrube C/D1-West hat sich die Setzungsmulde weiter abgeflacht und beim endgültigen Zustand ist eine Setzung von max. 9 cm eingetreten.

Allerdings konnte man in allen Phasen der Herstellung der Anker solche Bereiche anbohren, die die maximalen Setzungsdifferenzen aufwiesen, so daß immer das Setzungsdifferenzkriterium eingehalten werden konnte. Dabei ist zu beachten, daß etwa 7 Anker innerhalb einer Lamellenbreite (3,60 m) untergebracht waren. Dies entspricht einer relativ hohen Ankerdichte unterhalb des Bahnhofgebäudes.

Literaturverzeichnis

[1] PVZB: "Lehrter Bahnhof", Prospekt der Projektgesellschaft für Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin

[2] Gipperich, Ch.; Triantafyllidis, Th.: "Entwicklung eines rückbaubaren Verpreßankers", Bauingenieur 72 (1997), S. 221-234.

[3] Triantafyllidis, Th.; G. Brem und U. Vogel: "Construction, monitoring and performance of the deep basement excavation at Potsdamer Platz, Berlin", Proc. of the XIV Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Hamburg 1997, pp. 1347-1351.

[4] Mönnich, K.-D., Kramer J.: "Tiefe Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich", Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, DGGT, S. 25 - 40.

[5] Brem, G., Vogel, U., Wooge, M und Th. Triantafyllidis: "Tiefe Baugruben mit Schlitzwänden und Unterwasserbetonsohlen am Potsdamer Platz in Berlin", Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, DGGT, S. 55 - 76.

[6] Borchert, K.-M., Klapperich H., S. Savidis und R. Scherbeck : "Besondere Aufgabenfelder der geotechnischen und wasserwirtschaftlichen Gutachter bei Planung und Bau der VZB-Verkehrsanlagen in Berlin", Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, DGGT, S. 77-97.

Referent:

Dipl.-Ing. Ch. Rinke
Brückner Grundbau GmbH
Lehrter Straße 16/17
D - 10557 Berlin

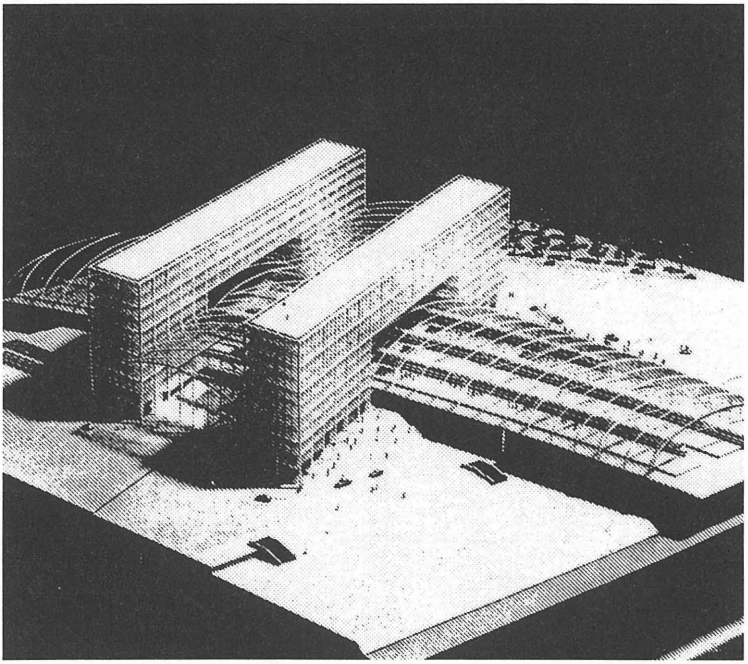


Bild 1: Modell des Lehrter Bahnhofs [1]

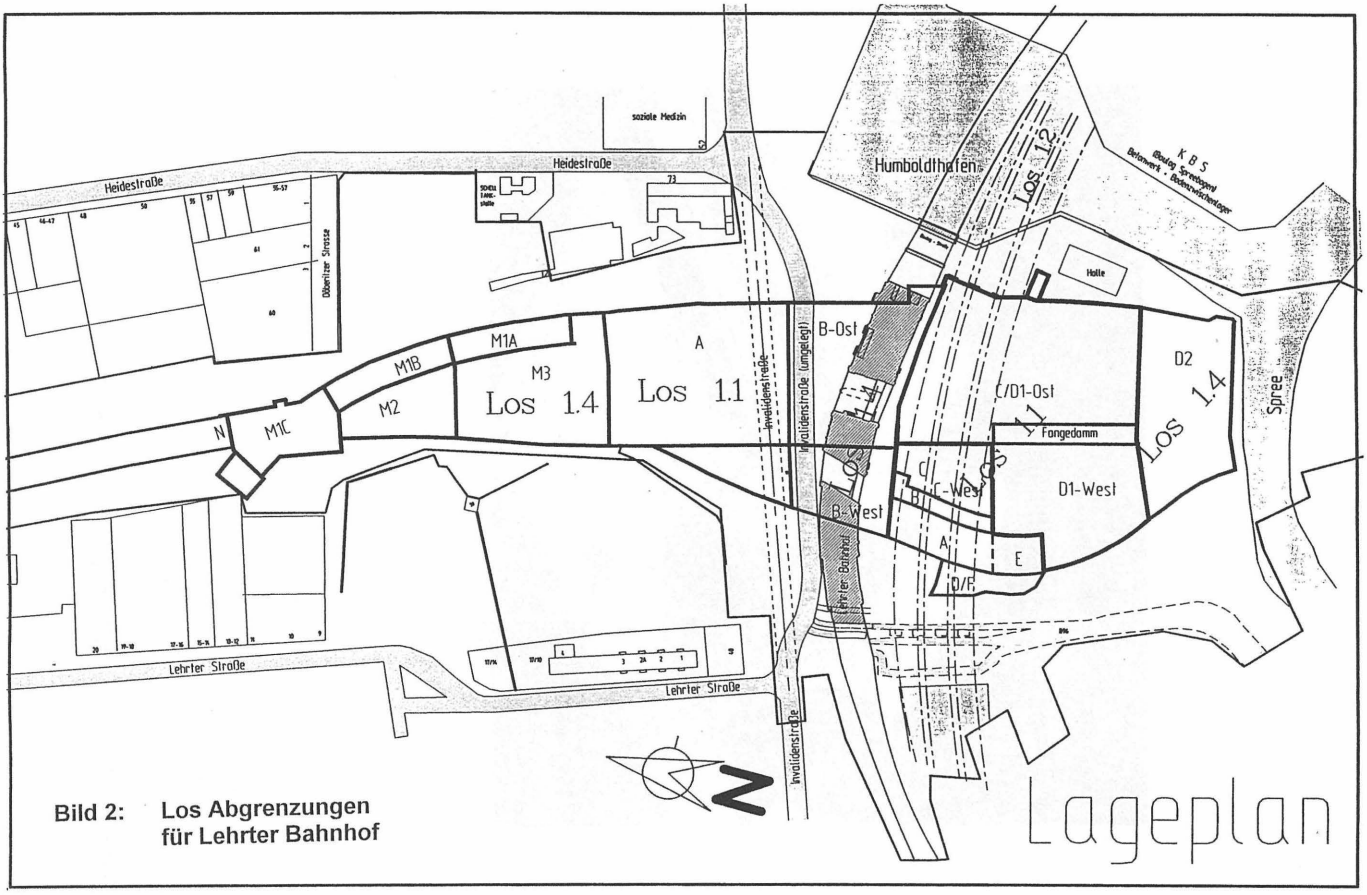


Bild 2: Los Abgrenzungen für Lehrter Bahnhof

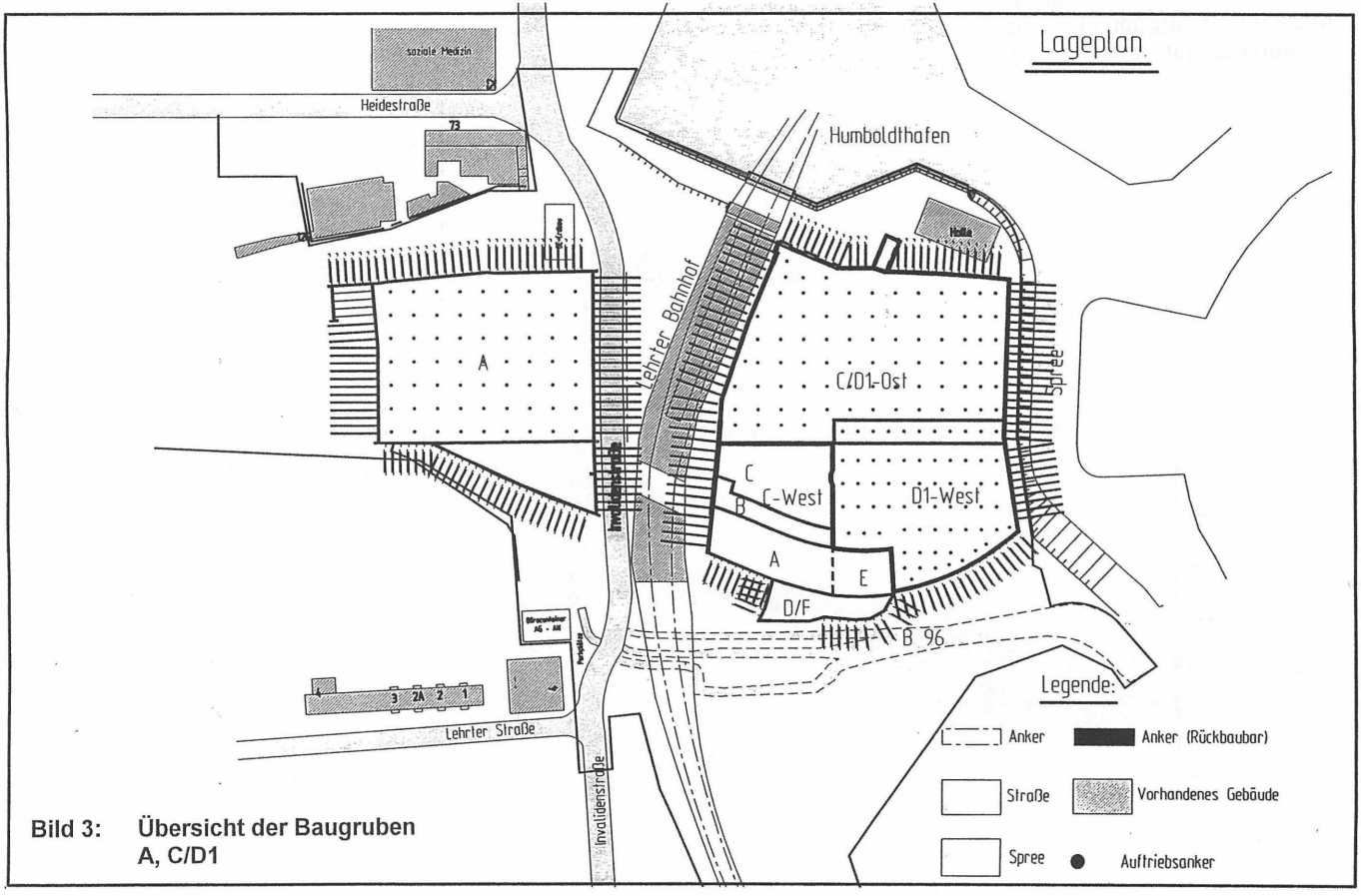
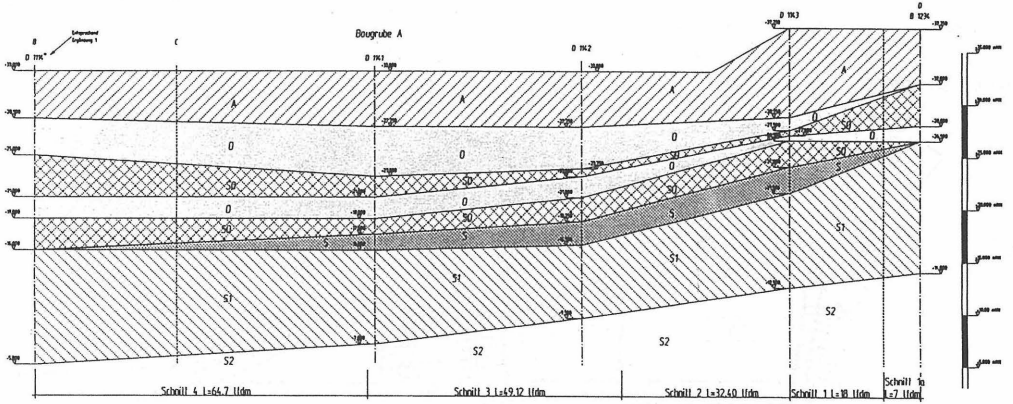


Bild 3: Übersicht der Baugruben A, C/D1



Legende

Symbol	Bodenart	Reibungs-winkel φ (°)	Wichte γ/γ' (kN/m³)
A	Auffüllung (Sand, teils Humus, Bauschutt, Feuchtk.)	28	18 / 11
O	Organische Böden Torf, Faulschlamm, Wiesenkalk, org.Schluff H, F, MH, OU	15	14 / 4
SO	Sand mit org.Beimengungen Lockerer gelagert SE-SW, SU-SW	30	17 / 8
S	Sand lockerer gelagert SE, SW, SW	32.5	17.5 / 9.5
S1	Sand u. Kies mitteldicht gelagert SE, SW, GE	35	18 / 10.5
S2	Sand u. Kies dicht gelagert SE, SW, GE	37.5	19 / 11

Lageplan

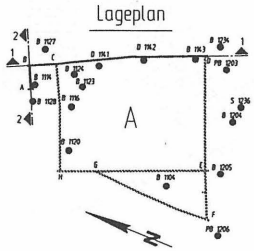


Bild 4: Geologischer Schnitt entlang der östlichen Baugrubenwand (A-Baugrube)

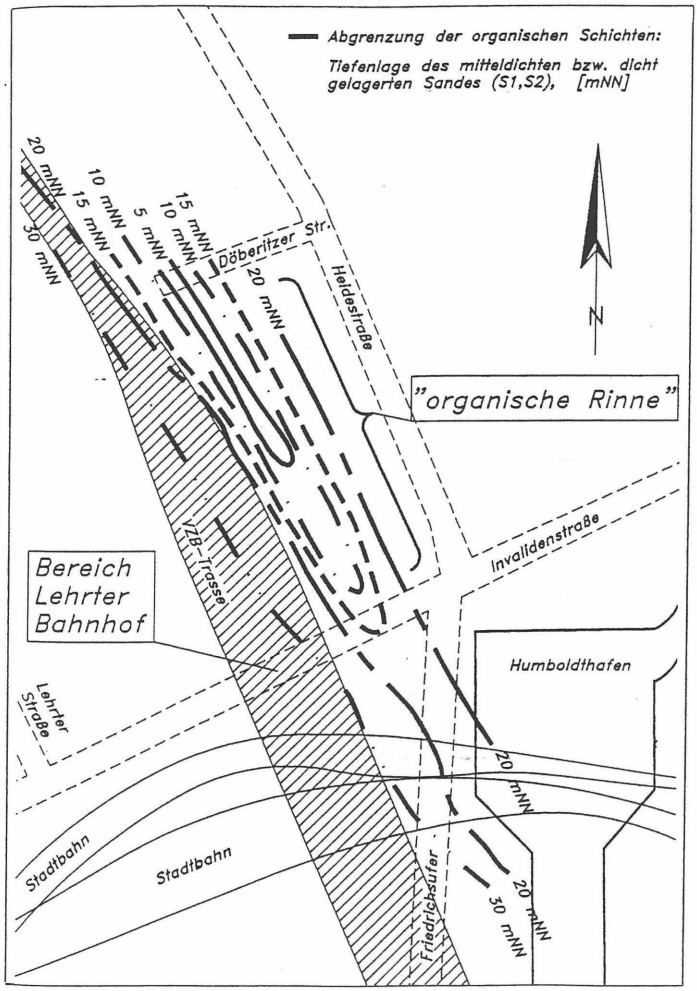


Bild 5: Lage der organischen Rinne östlich des Loses 1.1 [6]

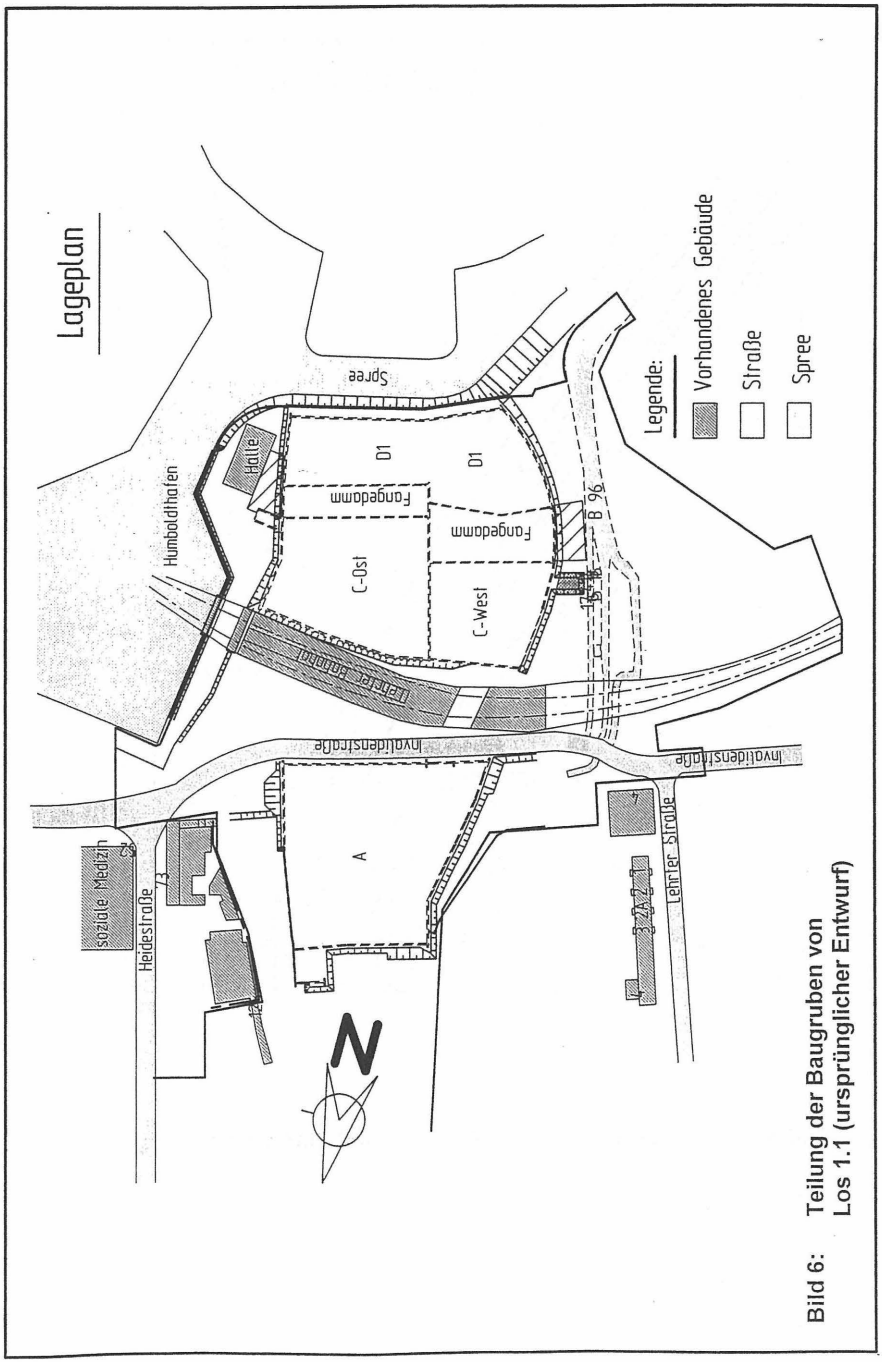


Bild 6: Teilung der Baugruben von Los 1.1 (ursprünglicher Entwurf)

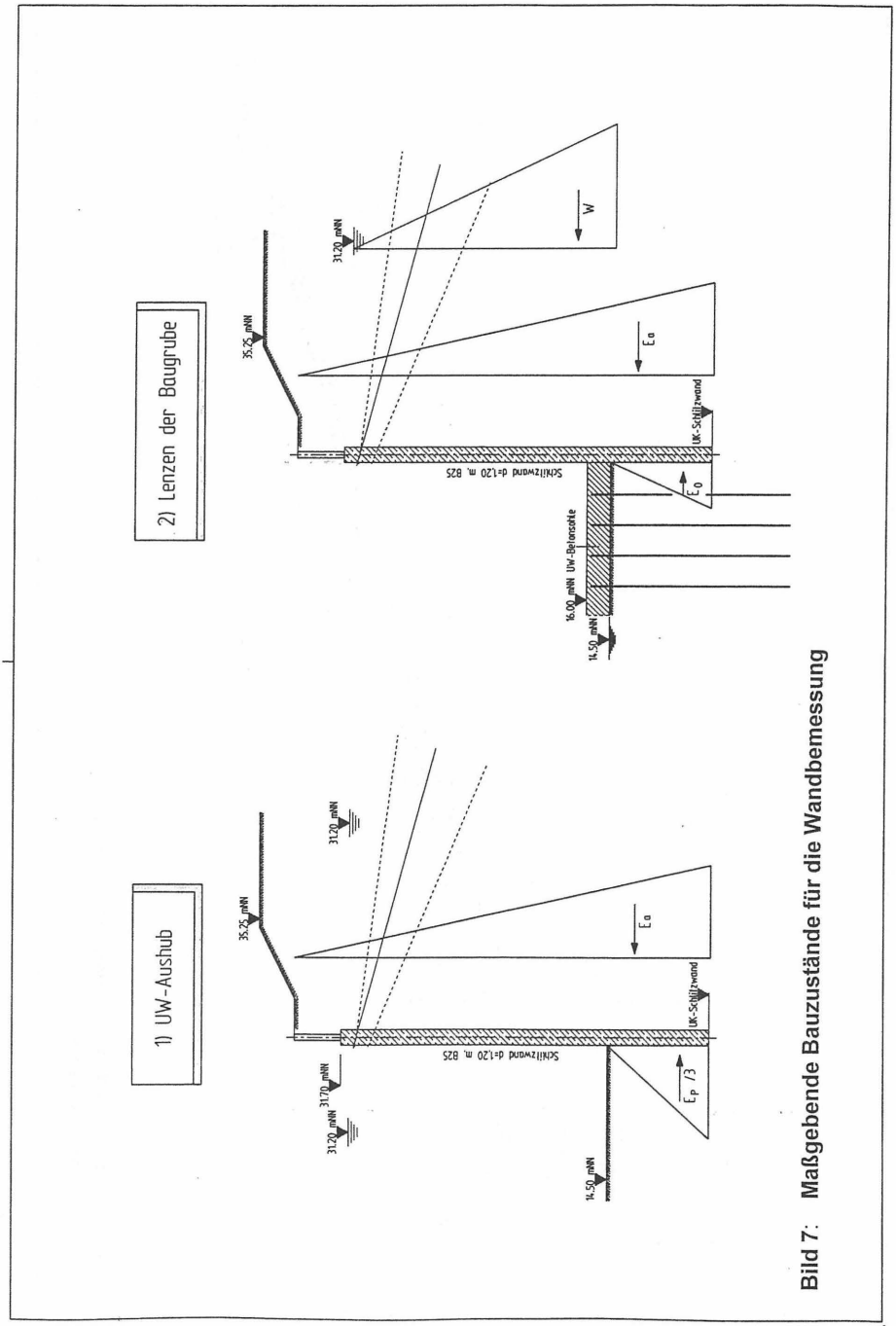


Bild 7: Maßgebende Bauzustände für die Wandbemessung

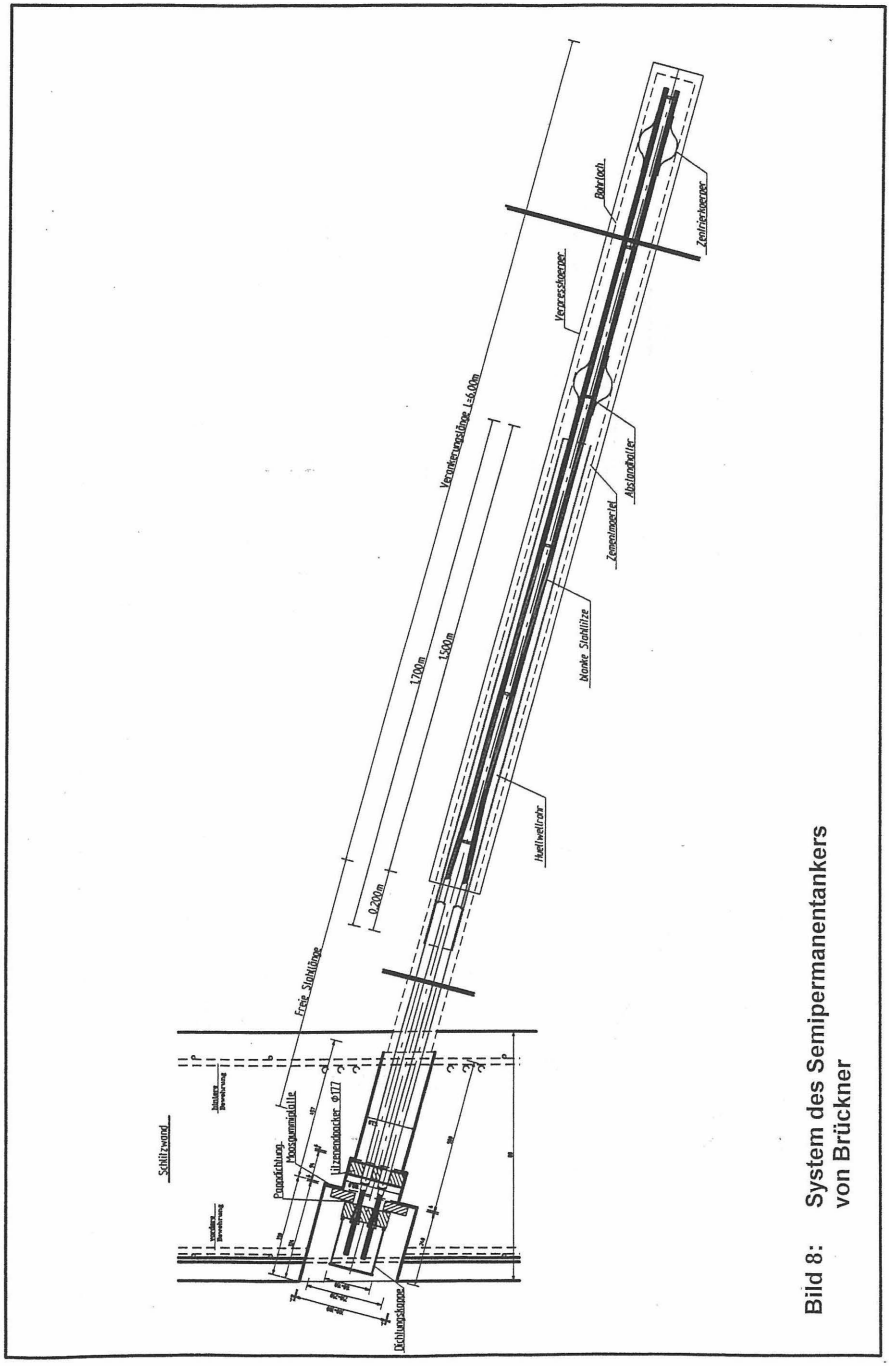


Bild 8: System des Semipermanentankers von Brückner

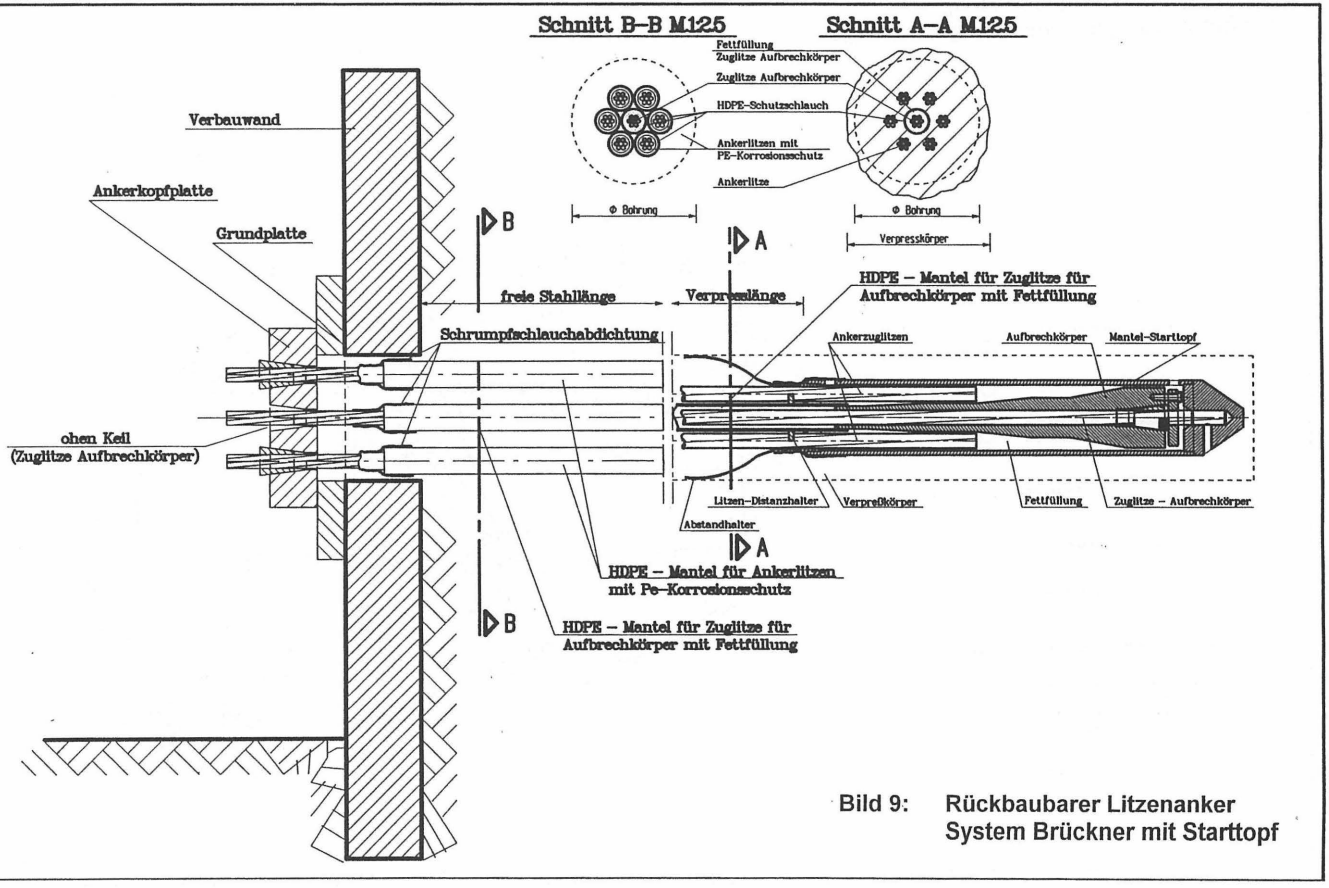


Bild 9: Rückbaubarer Litzenanker System Brückner mit Starttopf

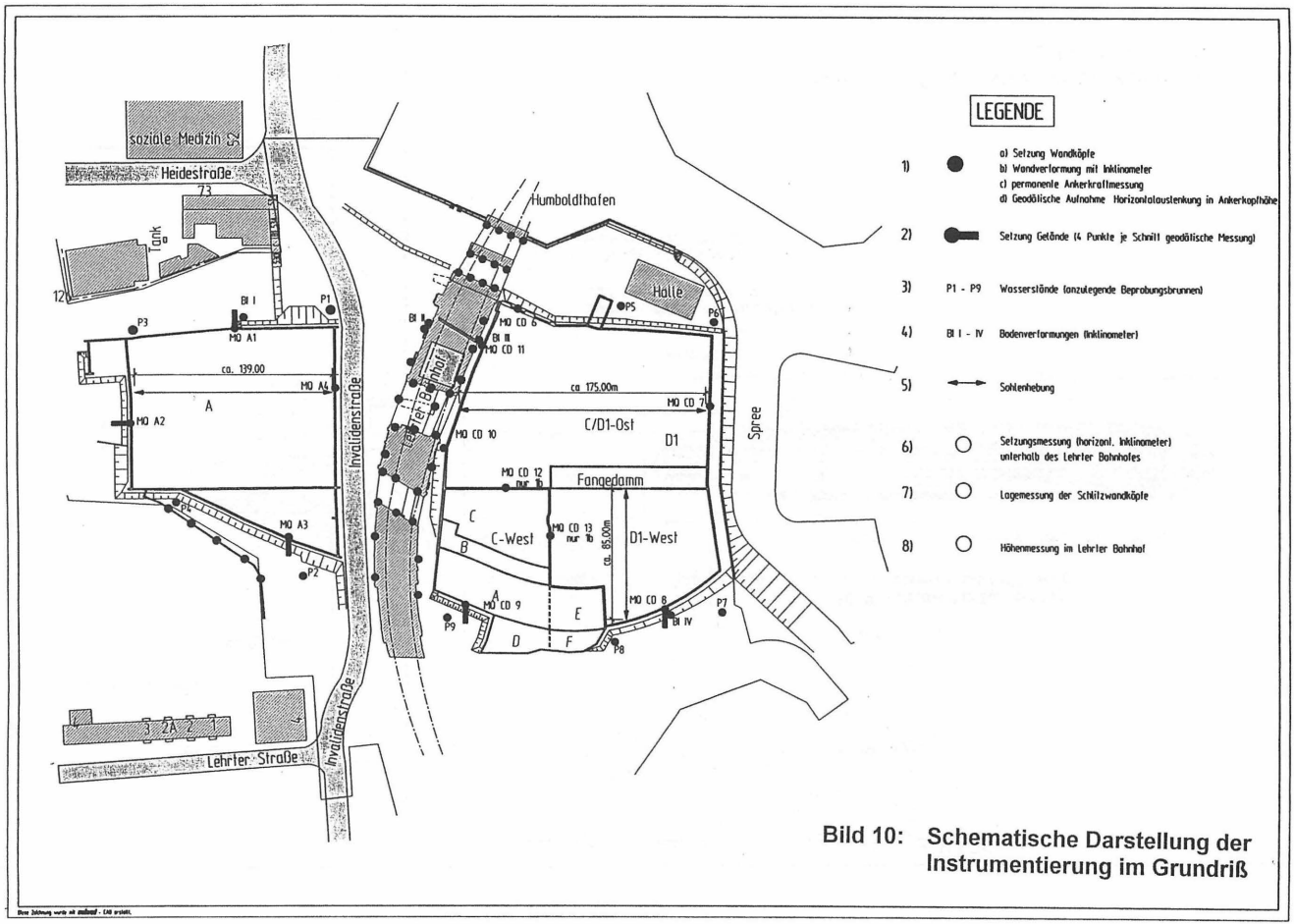


Bild 10: Schematische Darstellung der Instrumentierung im Grundriß

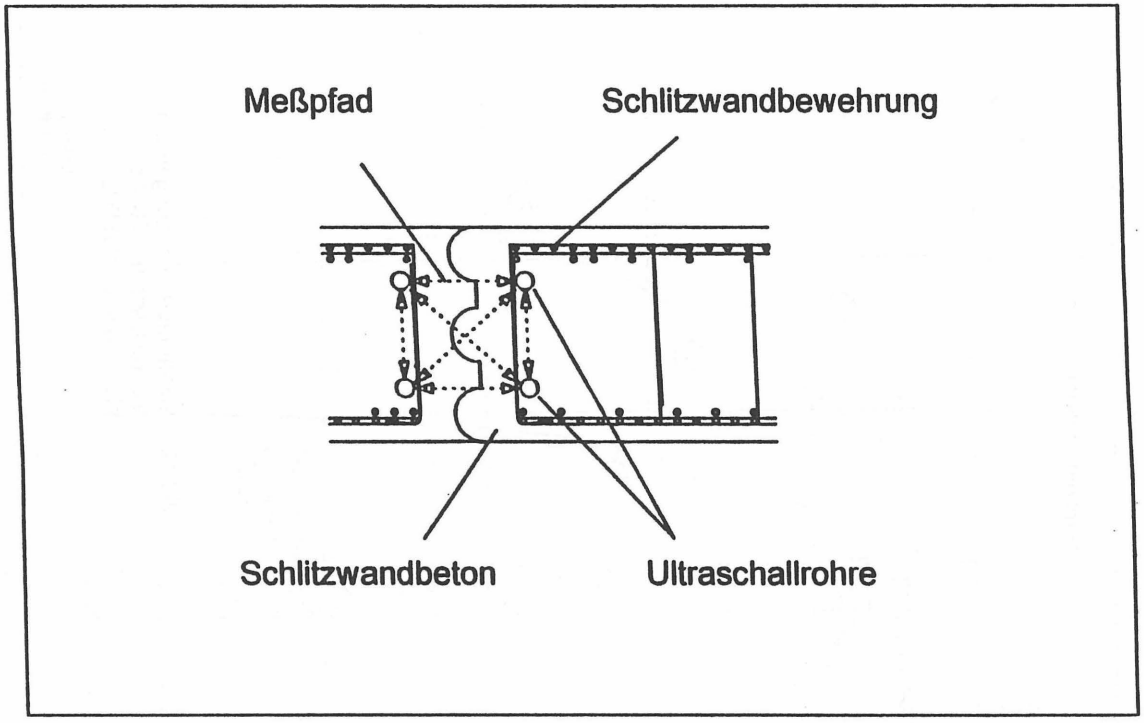


Bild 11: Beschallungsrohre zur Prüfung der Integrität von Schlitzwandfugen

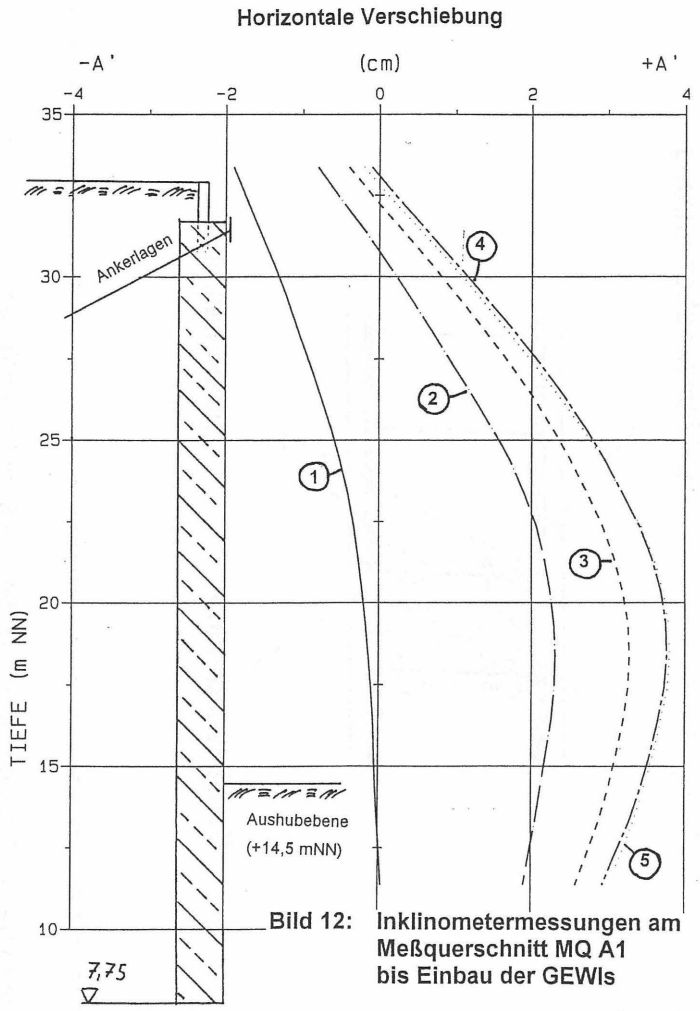


Bild 12: Inklinometermessungen am Meßquerschnitt MQ A1 bis Einbau der GEWIs

GLÖTZL NPB.15.03 11/95

KURVE	MS	Auftrag	MR	DATUM	DIFF TAGE	TIEFE (m)	SL (m)
———	1	DB-Knoten-	00-01	07.01.97-13.02.97	37	22	1
—— -	1	DB-Knoten-	00-03	07.01.97-28.05.97	141	22	1
- - - -	1	DB-Knoten-	00-04	07.01.97-09.07.97	183	22	1
——- -	1	DB-Knoten-	00-05	07.01.97-06.08.97	211	22	1
	1	DB-Knoten-	00-06	07.01.97-04.09.97	240	22	1

Legende Meßquerschnitt MQA1

1	Ankerspannen
2	UW-Aushub (+15mNN)
3	Schlammabsaugung (+14,5mNN)
4	3 Reihen GEWIs hergestellt
5	alle GEWIs hergestellt

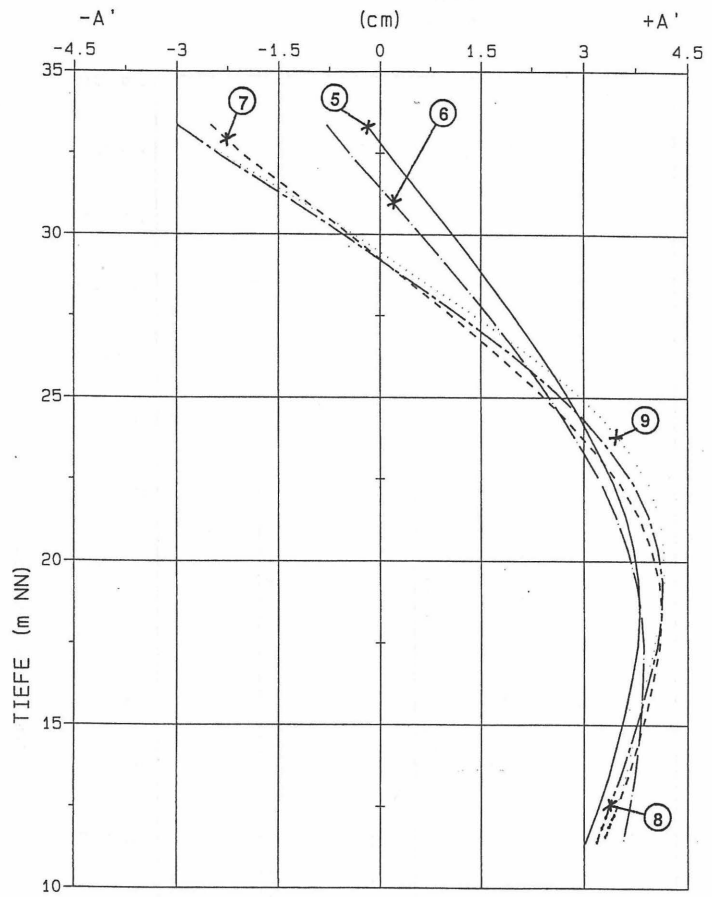


Bild 13: Inklinometermessungen am Meßquerschnitt MQ A1 ab Einbau der GEWIs

GLÖTZL NP8.15.03 11/95

KURVE	MS	Auftrag	MR	DATUM	DIFF TAGE	TIEFE (m)	SL (m)
———	1	DB-Knoten-	00-06	07.01.97-04.09.97	240	22	1
——— -	1	DB-Knoten-	00-08	07.01.97-17.11.97	314	22	1
- - - -	1	DB-Knoten-	00-09	07.01.97-27.11.97	324	22	1
——— - -	1	DB-Knoten-	00-10	07.01.97-12.12.97	339	22	1
.....	1	DB-Knoten-	00-11	07.01.97-06.01.98	365	22	1

Legende Meßquerschnitt MQA1

5	alle GEWIs hergestellt
6	UW-Betonsohle betoniert
7	2. Ankerspannen
8	Lenzen um 5 m (+25,70 mNN)
9	Lenzen beendet

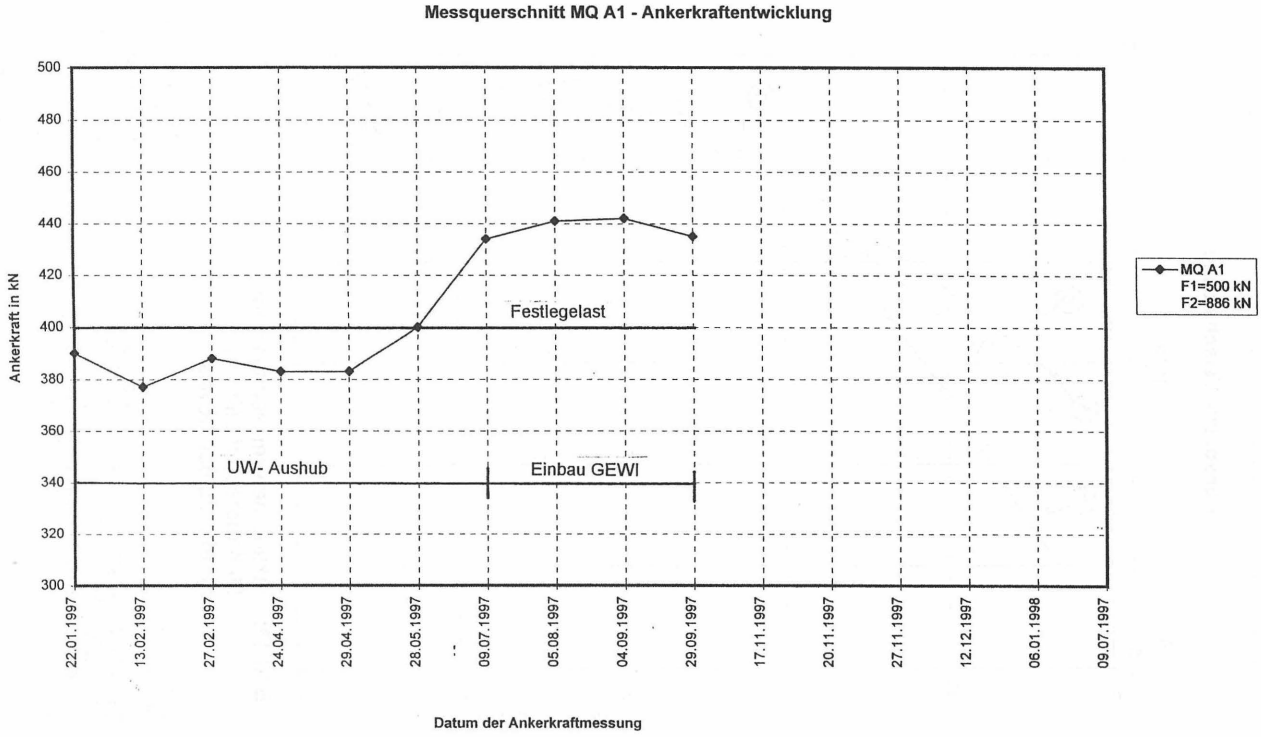


Bild 14: Entwicklung der Ankerkräfte beim UW-Aushub und GEWI-Einbau

Messprogramm Baugrube A
Ankerkraftmessungen

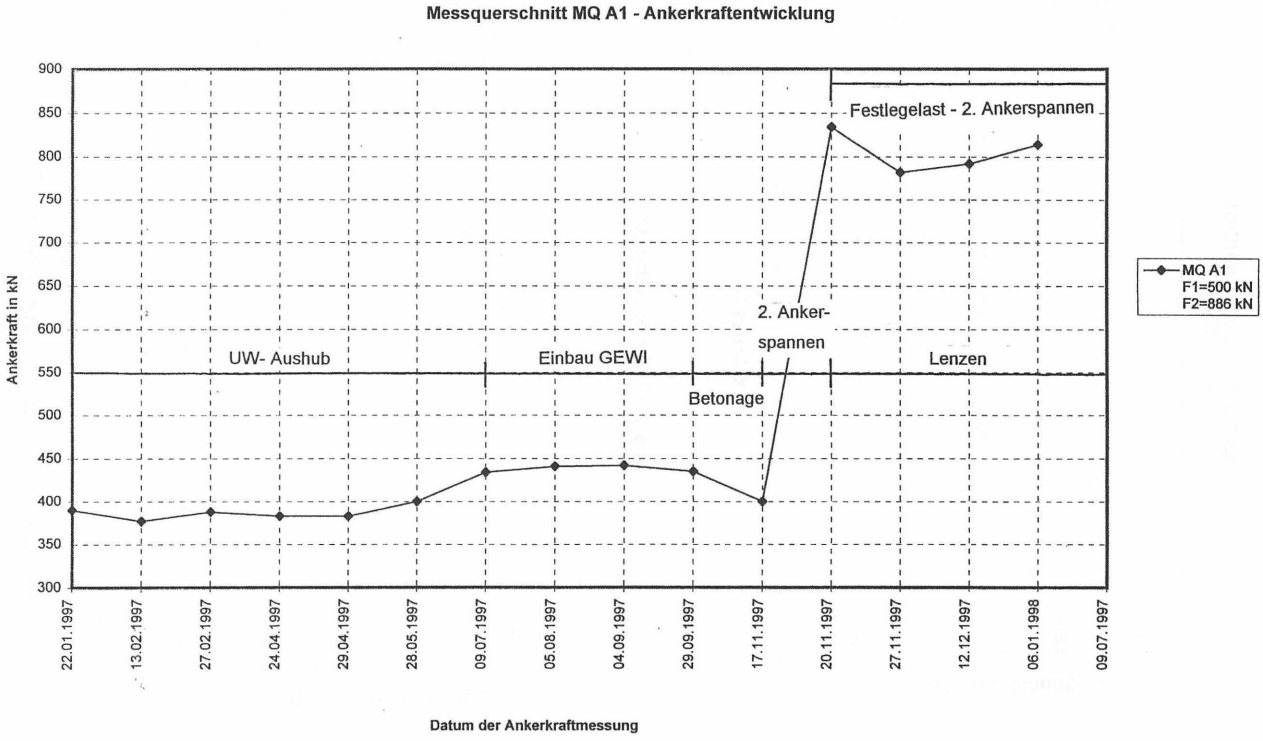
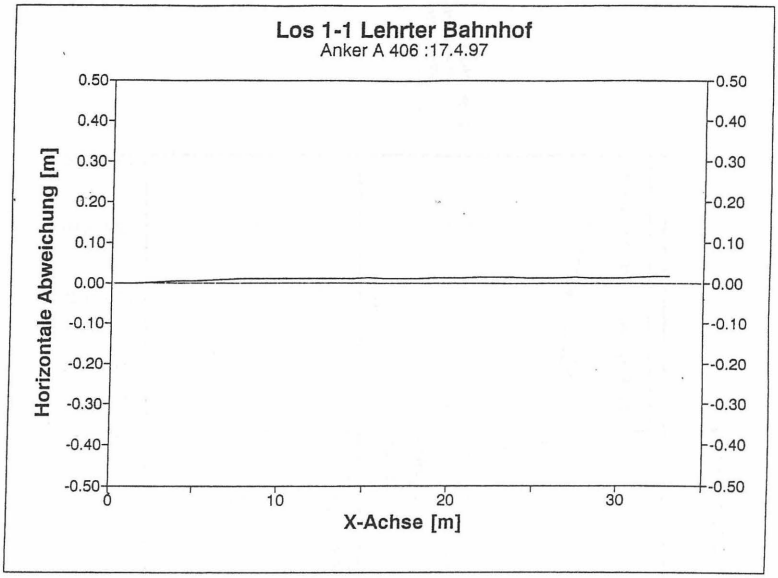


Bild 15: Entwicklung der Ankerkräfte beim 2. Ankerspannen und Lenzen



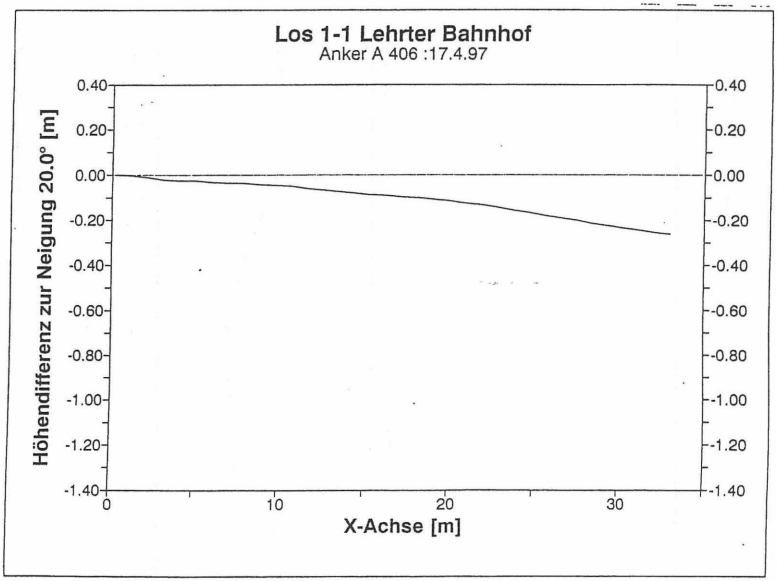
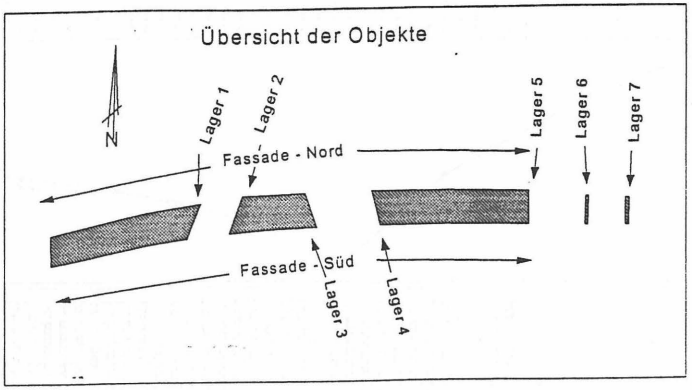


Bild 16: Lagevermessung eines Ankerbohrloches



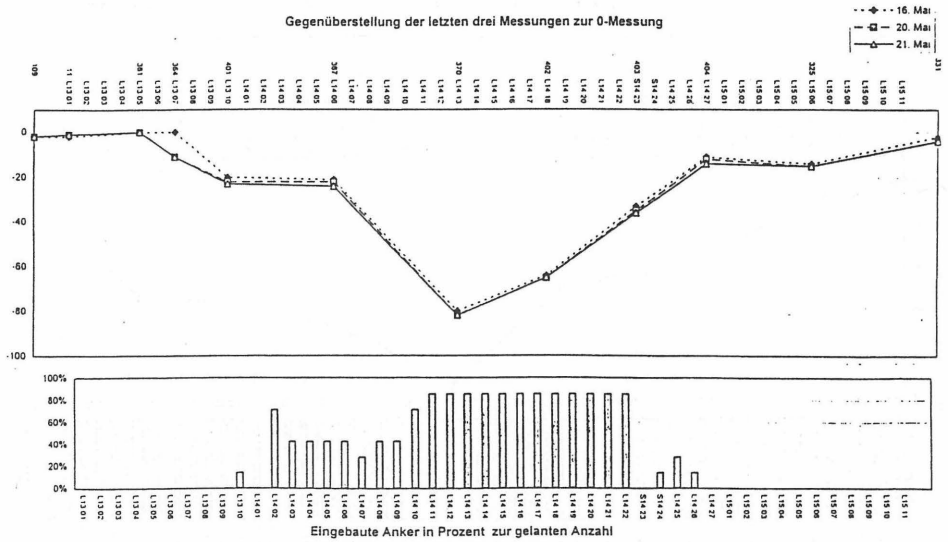
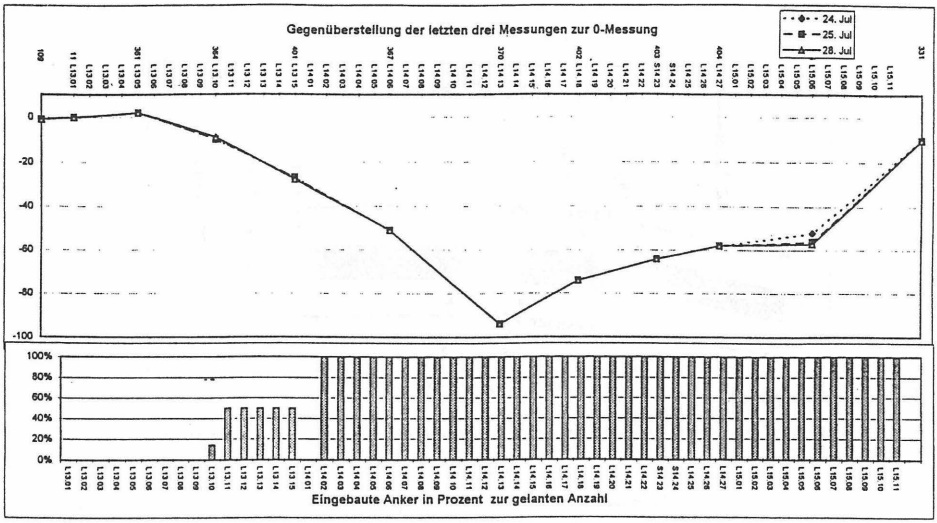


Bild 17: Setzungsentwicklung bei der Ankerherstellung unterhalb des Bahnhofs



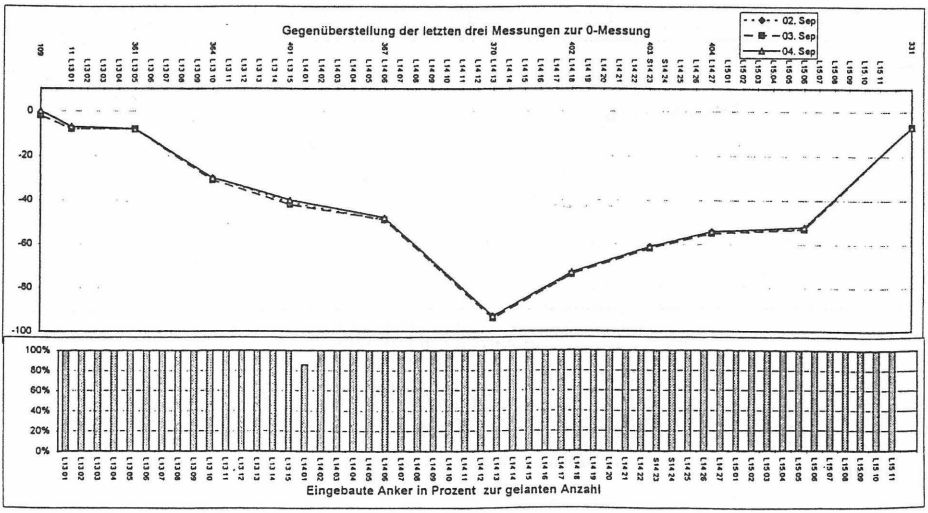


Bild 18: Entwicklung der Setzungsmulde entlang der Südseite des Bahnhofs

Kraft-, Verformungs- und Sohlhebungsmessungen an tiefen Baugruben

Dr.-Ing. G. Maybaum

1 Einleitung

Die Verknüpfung Berlins mit dem Umland und die Einbindung in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz wird durch umfangreiche Infrastrukturmaßnahmen realisiert. Die Forderung nach möglichst umweltverträglicher Abwicklung der Verkehrsströme erforderte die Planung von in weiten Bereichen unterirdisch geführten Trassen.

Die zur Erstellung der Verkehrsanlagen erforderlichen Baugruben im sog. Zentralen Bereich Berlin werden in der Wand-Sohle-Bauweise ausgeführt. Die horizontale Begrenzung erfolgt über bewehrte Stahlbetonschlitzwände. Die Sohlen werden als verankerte Unterwasserbetonsohlen hergestellt. Zur Verankerung werden Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) mit HEB-Profilen oder GEWI-Pfähle eingesetzt.

Die ungewöhnlich großen und tiefen Baugruben stellen eine Herausforderung für alle Beteiligten dar. Aus dem großen Risikopotential wurde im Sinne der Beobachtungsmethode die Verpflichtung zur baubegleitenden meßtechnischen Überwachung der Bauwerke abgeleitet. In diesem Beitrag soll die Umsetzung der geotechnischen Meßkonzepte zur Validierung der Berechnungsanahmen bezüglich der Tragfähigkeit der Bauelemente Anker, Schlitzwand und Unterwasserbetonsohle dargestellt werden.

Die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich beinhalten für die Fernbahn die beiden Bahnhöfe Lehrter (Fern-)Bahnhof und Potsdamer Platz sowie die Teilstrecken der U-Bahnlinien U 5 und U 3 mit den Stationen Reichstag und Lehrter (Stadt-)Bahnhof. Die Trasse unterfährt im Bereich des Spreebogens, in dem das Regierungsviertel entsteht, die noch zu erstellenden Gebäude des Bundeskanzleramtes, quert die Spree und taucht nach der Durchfahrung des Lehrter Bahnhofes auf. Die Baugruben im Bereich 'Spreebogen' (Projektlos 2) werden im Auftrage der Projektgesellschaft für Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin mbh (PVZB) von der SPIE Spezialtiefbau GmbH, Berlin erstellt.

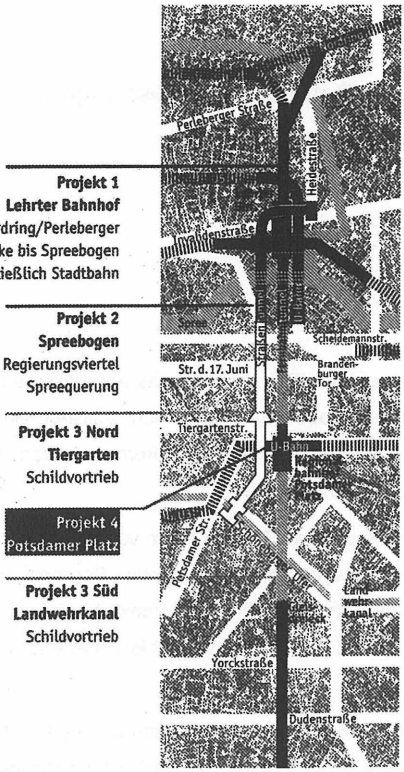


Bild 1: Projekte im Zentralen Bereich Berlin

Das Ing. Büro Prof. Rodatz und Partner (RuP) wurde mit der Konzeptionierung, der Installation der geotechnischen Meßeinrichtungen, der Durchführung der geotechnischen Messungen und deren ingenieurtechnischer Interpretation beauftragt. Zu den Leistungen gehören die Messungen der Ankerkräfte, der Schlitzwand- und Bodenverformungen (Inklinometer), der Rißbreiten (Kurzextensometer) sowie der Sohlhebungen. Über das Geotechnische Sicherheits- und Meßkonzept der Verankerung der Unterwasserbetonsohle wurde bereits berichtet [2].

Die PVZB beauftragte für die Verkehrsanlagen nördlich der Spree die ARGE 'Baugruben Lehrter Bahnhof' der Firmen Brückner Grundbau GmbH, NL Berlin Brandenburg und Ballast Nedam mit den Bauleistungen des Projektloses 1.1. Die Installation der Sohlhebungsmeßsysteme und die Durchführung der Sohlhebungsmessungen wird durch RuP realisiert.

2 Ankerkraftmessungen

2.1 Zielsetzung

Die meßtechnische Beobachtung der Anker verfolgt das Ziel, sowohl die absolute Beanspruchungsgrößen als auch die zeit- und lastabhängige Entwicklung der Ankerkräfte für die ingenieurtechnische Interpretation zur Verfügung zu stellen. Die Gegenüberstellung der tatsächlichen Beanspruchung und der Grenztragfähigkeit der Anker ermöglicht die Quantifizierung des Ausnutzungsgrades. Die Beobachtung der zeit- und lastabhängigen Entwicklung der Ankerkräfte erlaubt - ggf. unter Hinzuziehung ergänzender geodätischer und geotechnischer Meßergebnisse - Rückschlüsse auf Kriechvorgänge und belastbare Aussagen zur äußeren Standsicherheit.

2.2 Ausbildung des Meßsystems

Zur Gewährleistung zentrischer Krafteinleitung wurden die Meßgeber vor dem Anspannvorgang zwischen zwei planen Ankerplatten eingelegt. Als Meßwertaufnehmer kamen hydraulische Ankerkraftmeßgeber mit elektrischem Druckumsetzer der Fa. Glötzl, Rheinstetten (Typ KN...DK) zum Einsatz, die sich durch Unempfindlichkeit gegenüber geometrischen Imperfektionen bei der Montage auszeichnen. In Kombination mit Litzenankern ergab sich eine momentenfreie Übertragung der Ankerkäfte auf das Meßsystem.

Die Kalibrierprotokolle der Meßwertgeber wiesen die Linearität des Meßsignals bei steigender Belastung nach. Die Meßwerte werden mit einem digitalen Meßgerät abgefragt und händisch notiert.

2.3 Meßergebnisse

Die Meßergebnisse wiesen bei allen beobachteten Ankern der Baugruben des Projektloses 2 die Zulässigkeit der Beanspruchung nach. Da für den Bauzustand 'Vollaushub, ungelenzt' tw. größere Ankerkräfte als in der originären statischen Berechnung prognostiziert gemessen wurden, führte RuP zur frühzeitigen realistischen Beurteilung der Entwicklung der 'Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge' ergänzende geotechnische Berechnungen durch.

Dafür wurden die Ankerkräfte für den Bauzustand 'Vollaushub, ungelenzt' mit der tatsächlichen Geometrie unter den tatsächlichen Lasten rechnerisch bestimmt. Der Vergleich der rechnerischen mit den gemessenen - und mit Hilfe von Abhebeversuchen bestätigten - Ankerkräften ergab an den untersuchten Meßstellen marginale Abweichungen.

Zur Bestimmung des Anstiegs der Ankerkräfte infolge Lenzen wurden Berechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Steifigkeiten von Anker und Unterwasserbetonsohle durchgeführt. Die rechnerischen Differenzen sind - unbeschadet des gleichen Bezugswertes für den Bauzustand 'Vollaushub, ungelenzt' erheblich.

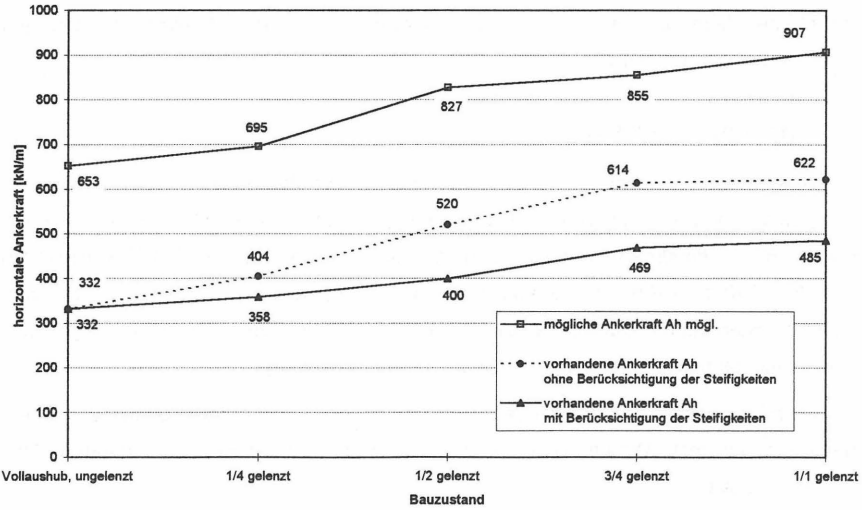


Bild 2: Entwicklung der Ankerkräfte infolge Lenzvorgang

Der bei Berücksichtigung der Steifigkeiten zu erwartende Anstieg der Ankerkräfte infolge Lenzen ist deutlich niedriger als seinerzeit - mit der originären statischen Berechnung ohne Steifigkeitsberücksichtigung - prognostiziert. Die Richtigkeit des Ansatzes von tatsächlichen Steifigkeiten von Ankern und Unterwasserbetonsohle wurde durch die gemessenen Ankerkräfte im Endzustand bestätigt. Die erforderlichen Sicherheiten wurden somit - unbeschadet der Überschreitung der für den Bauzustand 'Vollaushub, ungelenzt' prognostizierten Ankerkräfte - eingehalten.

3 Verformungsmessungen

3.1 Zielsetzung

Die meßtechnische Beobachtung der Schlitzwandverformungen verfolgt das Ziel, sowohl die Beanspruchung des Stahlbetonbauteils als auch die zeit- und lastabhängigen Verformungen für die ingenieurtechnische Interpretation zur Verfügung zu stellen. Die Gegenüberstellung der tatsächlichen Deformation und der berechneten Durchbiegung ermöglicht die Quantifizierung des Ausnutzungsgrades. Die Beobachtung der zeit- und lastabhängigen Entwicklung der Schlitzwandverschiebungen erlaubt u. a. die Bewertung des gewählten Ablaufes und Fortschrittes der Pfahleinbringung.

3.2 Ausbildung des Meßsystems

Als Meßinstrument wurde eine digitales Inklinometer der Fa. Glötzl, Rheinstetten mit einer Meßlänge von 0,5 m eingesetzt. Als Führungsrohre wurden in mit den Bewehrungskörben verschweißte Stahlschutzrohre eingesetzte Kunststoff-Spezialprofile mit vierfacher Nut verwandt. Der verbleibende Raum zwischen Meß- und Schutzrohr wurde anschließend mit Zementsuspension aufgefüllt, um einen innigen Verbund zu gewährleisten.

Die Köpfe der IKL werden bauseits in ihrer Höhenlage geodätisch eingemessen. Die Positionierung innerhalb des Meßrohrs erfolgt über entsprechende Kabelmarkierungen. Die IKL-Messungen werden grundsätzlich mit einer Umschlagmessung (Drehung der Sonde um 180° um die Längsachse) ausgeführt.

3.3 Meßergebnisse

Die Meßergebnisse wiesen bei allen beobachteten Schlitzwänden der Baugruben des Projektloses 2 die Zulässigkeit der Beanspruchung nach. Die Meßergebnisse der Inklinometer zeigten eine bis zum Bauzustand 'Vollaushub, ungelenzt' kontinuierlich fortschreitende Deformationen bei durchweg geringen Wandfußverschiebungen. Die zusätzlichen Schlitzwandverformungen infolge Lenzen waren marginal.

Die Meßwerte werden so aufgearbeitet, daß eine zügige Beurteilung des aktuellen Sachstandes gewährleistet ist. Dazu wird neben der skizzenhaften Darstellung des Meßquerschnittes (Lage der Anker und der Unterwasserbetonsohle) der jeweils aktuelle Bauzustand (Aushub resp. Absenkung) eingetragen. Die Beanspruchung der Anker ist tabellarisch und grafisch ablesbar.

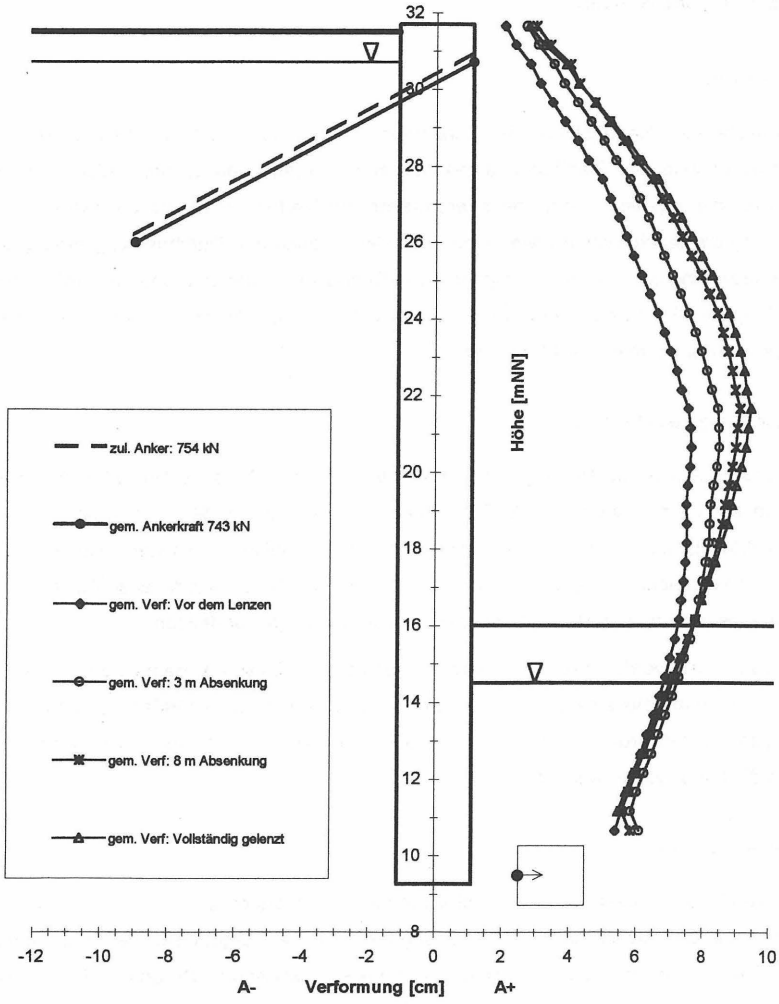


Bild 3: Entwicklung der Schlitzwandverformungen

Ergänzend wurden in Erwartung maßgeblicher Schlitzwanddeformationen und Fußpunktverschiebungen infolge des Rüttelns der Verankerungspfähle geotechnische und geodätische Messungen vor, während und nach der Pfahleinbringung ausgeführt.

Mit diesen Messungen konnte nachgewiesen werden, daß die bei anderen Bauvorhaben in Berlin beobachteten großen Fußpunktverschiebungen beim Einbringen von Pfählen unter den hier vorliegenden Bedingungen auf nur wenig mehr als 1 cm begrenzen ließen.

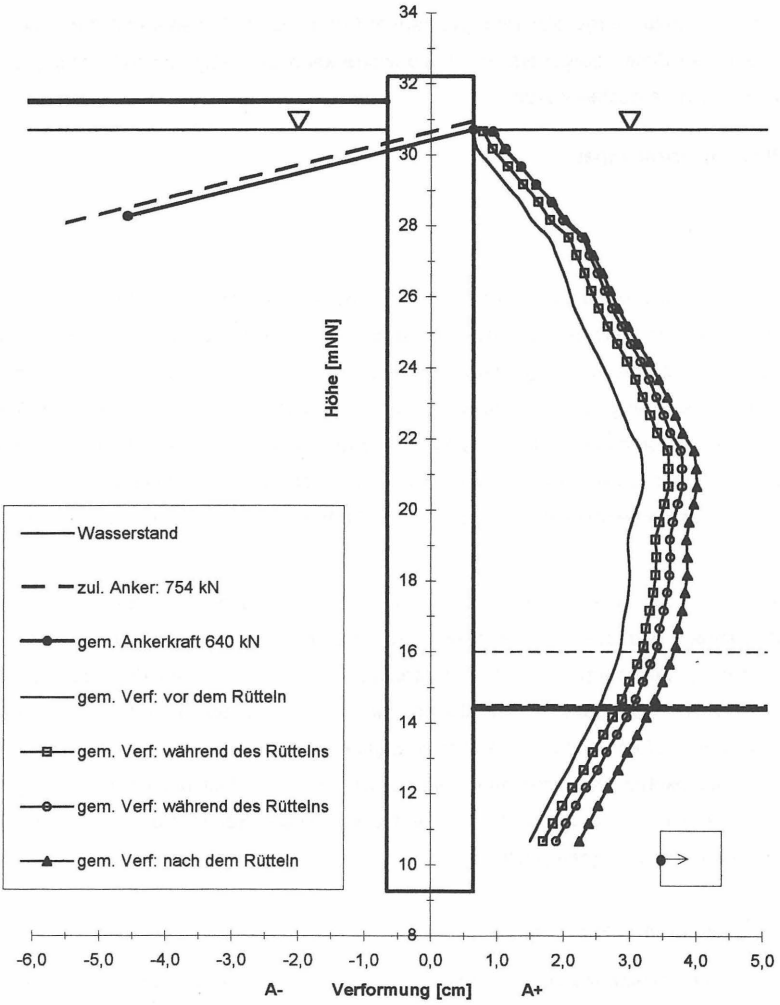


Bild 4: Schlitzwandverfomungen infolge Pfahleinbringung

3.4 Kurzextensometermessungen

Die Inklinometermessungen wurden an ausgewählten, als kritisch erachteten Baugrubenecken durch sog. Kurzextensometermessungen ergänzt. Dazu wurden zunächst in zwei benachbarte Schlitzwandlamellen Metallbolzen, auf deren Gewinde zur Abstandsbestimmung ein Kurzextensometer aufgesetzt wird, permanent fixiert. Durch Gegenüberstellung der zu unterschiedlichen Zeiten aufgenommenen Meßwerte kann die Rißbreitenentwicklung über die Zeit verläßlich dargestellt werden.

4 Sohlhebungsmessungen

4.1 Zielsetzung

Ziel der Sohlhebungsmessungen ist es, ergänzend zu den einschlägigen Beton- und Pfahlprüfungen sowie den übrigen geodätischen und geotechnischen Messungen, insbesondere in der Lenzphase die Berechnungsannahmen und die für den Nachweise der Standsicherheit der jeweiligen Baugrube zu validieren. Potentielle Versagensmechanismen der Baugrubenkonstruktion sind eine - für das spätere Bauwerk unverträgliche - Hebung der Sohle insgesamt und/oder lokale Hebungsdifferenzen mit einer Überbeanspruchung der unbewehrten Unterwasserbetonsohle und/oder eine Überbeanspruchung der Sohlenverankerung.

Die meßbaren Hebungen resultieren aus der Entlastung der Baugrubensohle (Bodenhebungen) und aus den Dehnungen der Verankerungselemente sowie den zur Weckung der Mantelreibung erforderlichen Verschiebungen zwischen der Verankerung und dem Boden (Pfahlhebungen). Die hinsichtlich der Standsicherheit beurteilungsrelevante Meßgröße ist die Deformation und die daraus abgeleitete Deformationsgeschwindigkeit der Unterwasserbetonsohle. Des weiteren geben die Meßwerte zur Bestimmung der Beanspruchung der Unterwasserbetonsohle Hinweise auf das aktivierte Bodenvolumen in der Lenzphase und auf die Pfahltragfähigkeiten.

4.2 Ausbildung des Meßsystems

Für die Verschiebungsbeobachtung wurde von RuP ein Linienmeßverfahren mittels eines 'Kombinierten Horizontal/Vertikalinklinometers' zwischen gegenüberliegenden Baugrubenwänden mit einem Abstand der Meßorte von 1 m konzipiert.

Das Meßsystem für Sohlhebungsmessungen besteht i. w. aus einer in drei Raumrichtungen arbeitenden Inklinometersonde (Fa. Glötzl, Rheinstetten), der fest installierten Meßstrecke sowie der Auswerte-Software.

Das Meßsystem erlaubt die Bestimmung der lokalen Hebungsdifferenzen benachbarter Meßorte mit einer Genauigkeit von rd. 0,2 mm. Des weiteren werden die - weniger versagenskritischen - Hebungen der Unterwasserbetonsohle als Absolutverschiebungen mit einer Meßsystem-Genauigkeit von rd. 2 mm gemessen, wobei die jeweilige geotechnische Meßreihe geodätisch an Festpunkte angebunden wird. Bezugnehmend auf die Nullmessung werden die jeweiligen Verschiebungen bei den einzelnen Lenzzuständen ermittelt.

Das Sohlhebungs-Meßsystem bietet folgende Leistungsmerkmale:

- Hohe Auflösung der Meßwerte
- Repetierbarkeit der Messung zur statistischen Bewertung
- Kontrolle des Systems durch mobile Meßwerterfassung (Kalibrierung)
- Visuelle Kontrolle der Meßstrecke durch Taucher möglich
- Verdichtbarkeit des Meßrasters bei unvorhergesehenen Ereignissen möglich
- Meßstrecke kann nach Erfordernis im Bauwerk verbleiben
- Sichtprüfung des UWB nach dem Lenzen möglich
- Keine Beeinträchtigung der Dränage, Überbauung mit Dränbeton möglich
- Fortsetzung der Messungen unter dem aufgehenden Bauwerk möglich
- Zweiseitige Zugänglichkeit der Meßstrecke

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle wird die Meßstrecke landgestützt sukzessive aus Inklinometerrohren einschl. Befestigungsmittel konfektioniert und lagerichtig in die Baugrube eingeschwommen. Unter Einsatz von Tauchern wird die Meßstrecke im Detail positioniert und anschließend mit Dübeln auf der Sohle und an den Wänden fixiert.

Der Meßstreckenverlauf beginnt mit einer Neigung von ca. 45° an der Baugrubenwand, schwenkt in einem Bogen auf das Niveau der Unterwasserbetonsohle und in einem weiteren Bogen in die projektierte Meßrichtung ein und führt bis zur gegenüberliegenden Baugrubenwand, um dort analog zum Meßstreckenbeginn verlegt in Höhe der OK Baugrubenwand zu enden.

Für die jeweilige Messung des Meßstreckenverlaufes (Nullmessung und Folgemessungen) wird die Inklinometersonde in das Meßrohr eingeführt und mit Hilfe eines Seiles im Meßrohr transportiert. Alternativ dazu wird nach Erfordernis ein koppelbares Schubgestänge verwendet.

Die Meßsonde wird anhand von Kabel/Seil-Markierungen am jeweiligen Meßort positioniert. Die Meßwerte werden jeweils digital abgegriffen und in einem Meßgerät gespeichert. Durch die technische Spezifikation der Meßsonde kann der Meßrohrverlauf vom Anfangs- bis zum Endpunkt erfaßt werden. Nach Beendigung des o. g. Meßvorganges kann die Sonde um 180° bezüglich ihrer Längsachse gedreht werden. Die anschließende Umschlagmessung erlaubt die Kompensation der gerätechnischen Fehleranteile und liefert die Datenbasis für die mathematisch-statistische Bewertung der Messung.

Zunächst werden die Meßwerte vor Ort aus dem Meßgerät ausgelesen, zur Auswertung auf einen PC übertragen und auf Vollständigkeit und Plausibilität geprüft. Anschließend werden aus den gemessenen Meßstreckenverläufen mit Hilfe der einschlägigen mathematischen Algorithmen Sohlhebungen resp. Deformationen sowie die last- bzw. zeitbezogene Deformationsgeschwindigkeit berechnet.

4.3 Meßergebnisse

Das Meßsystem 'Kombiniertes Vertikal-Horizontalinklinometer' wurde bis dato in drei Berliner Baugruben eingesetzt. Der Installationsvorgang und die Befestigungstechnik haben sich dabei - von der technischen Optimierung im üblichen Rahmen abgesehen - als baupraktisch umsetzbar und bezüglich der Positionierungssicherheit als hinreichend erwiesen. Die nunmehr zahlreich vorliegenden Meßergebnisse belegen, daß - bauseitige Beschädigungen ausnehmend - die vorgenannte Meßgenauigkeit erzielt werden kann.

Die Messungen wurden vorlaufend, während des Lenzens mit verdichtetem Meßraster und tw. nachlaufend ausgeführt. Beispielhaft werden in Bild 5 die Sohlhebungen für ausgewählte Absenkziele und in Bild 6 die daraus abgeleiteten Sohlhebungsgeschwindigkeiten dargestellt.

Die Sohlhebungen verlaufen im mittleren Baugrubenbereich auf gleichem Niveau. Am Anschluß Schlitzwand/Sohle betragen die gemessenen Hebungen ungefähr 20% der in Baugrubenmitte detektierten Vertikalbewegungen. Die Hebungsdifferenzen werden auf einem rd. 10 m breiten Streifen abgebaut.

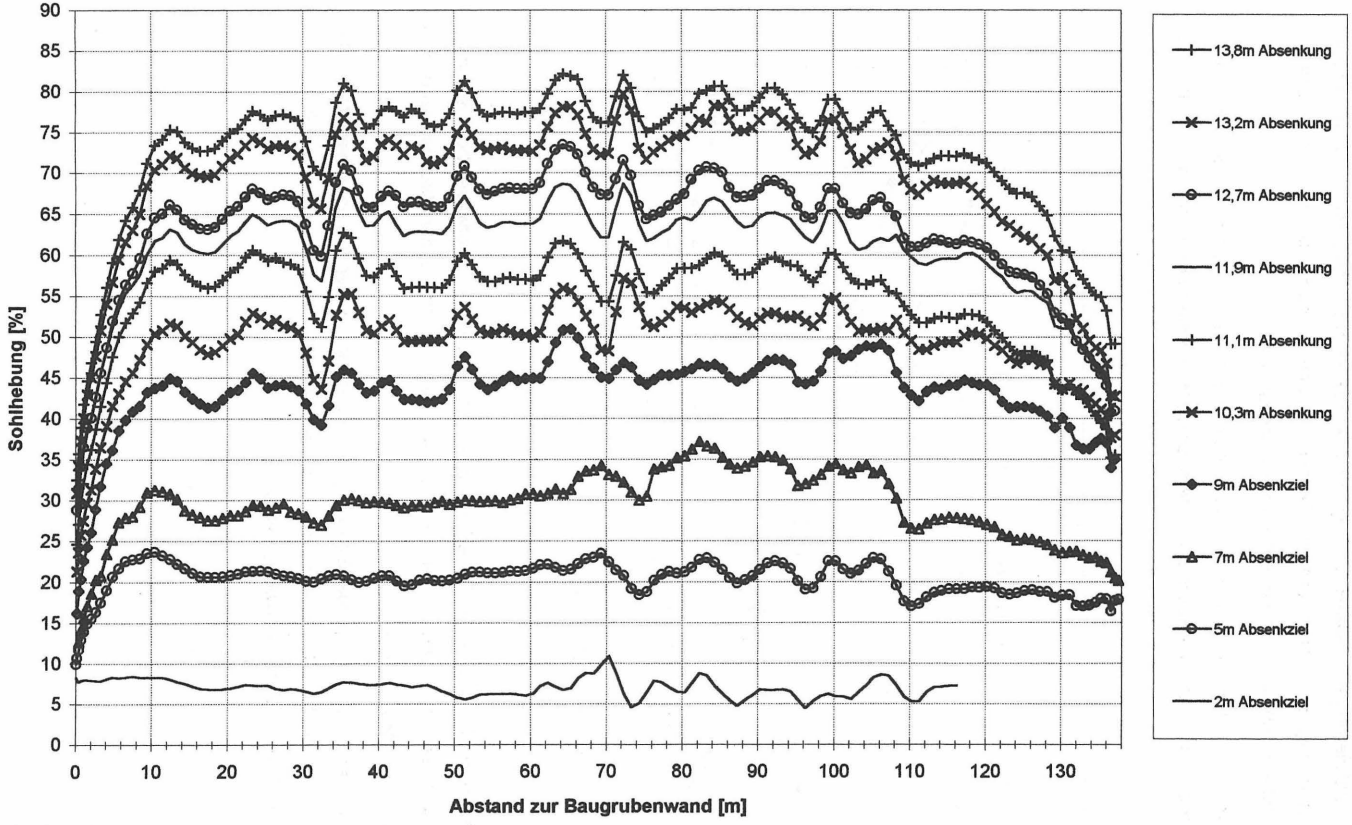


Bild 5: Sohlhebungen

Zur Quantifizierung der Beanspruchung der Unterwasserbetonsohle durch die vorgenannten Verformungen - insbesondere im Anschlußbereich Wand/Sohle - werden derzeit bei RuP kontinuumsmechanische Berechnungen durchgeführt.

Die gemessenen Hebungen im Rand- und Mittelbereich der Unterwasserbetonsohlen lagen i. ü. bei allen bis dato meßtechnisch untersuchten Baugruben in der gleichen Größenordnung.

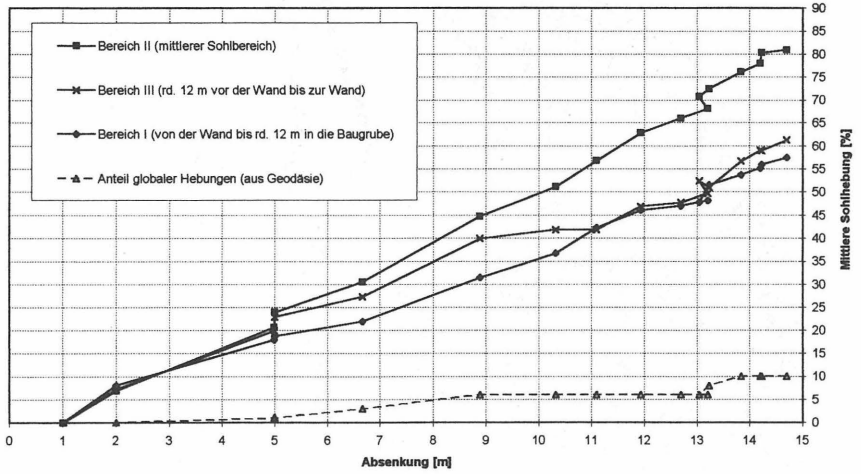


Bild 6: Bezogene Sohlhebungen

5 Schrifttum

[1] Mönnich, D., Kramer, J.: Tiefe Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin; Vorträge der Baugrundtagung in Berlin, 1996, S. 25 -40

[2] Maybaum, G.: Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle, Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 53

Dr.-Ing. Georg Maybaum

PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ UND PARTNER
BERATENDE INGENIEURE FÜR GEOTECHNIK GMBH
Rebenring 33 (Technologiepark) · D-38106 Braunschweig

MESSTECHNISCHE ÜBERWACHUNG VON BAUGRUBE UND GRÜNDUNG DES HOCHHAUSES MAIN TOWER IN FRANKFURT AM MAIN

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach · Dipl.-Ing. Christian Moormann

1 Einleitung

Bei dem Entwurf und der Ausführung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich sind die resultierenden Verformungseinflüsse auf die in der Regel hochwertigen Nachbarbebauung auf ein Minimum zu reduzieren. Sollen zugleich schwere Gebäudelasten verformungsarm in den Baugrund geleitet werden, so führt die Verknüpfung der Deckelbauweise mit der Gründungsform der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) zu einem sehr wirtschaftlichen und - im Hinblick auf die verformungsminimierte Herstellung von Baugrube und Gründung - optimalen Gesamtkonzept für die Erstellung von Bürogebäuden im innerstädtischen Bereich. Dabei können während der Phase der Deckelbauweise die Pfähle der KPP als Gründungspfähle für die Primärstützen des aufgehenden Tragwerkes genutzt werden.

Am Beispiel des derzeit im Bau befindlichen, 198 m hohen Hochhauses MAIN TOWER (Bild 1) wird im Rahmen eines Forschungsprojektes die Baugrund-Tragwerk-Interaktion dieses Gesamtkonzeptes durch dezidierte geotechnische Messungen untersucht. Für die meßtechnische Überwachung von

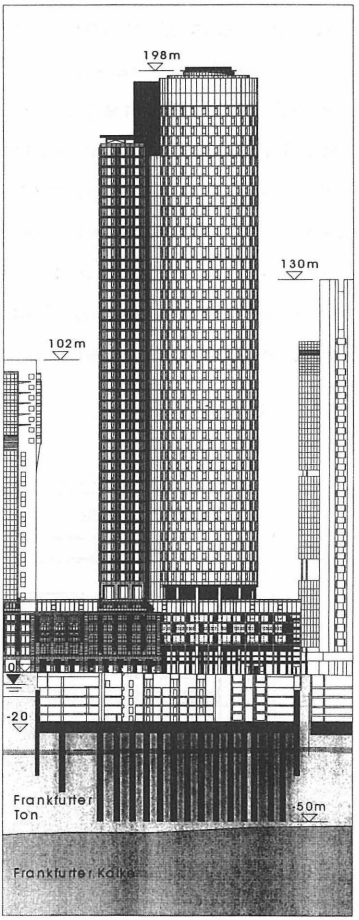


Bild 1: MAIN TOWER · Schnitt/Ansicht

Verbau und Gründung des MAIN TOWER wird eine große Anzahl unterschiedlichster Sensortypen in redundanter Anordnung eingesetzt, deren Meßdaten durch eine dezentral ausgelegte, über Telefonleitung ferngesteuerte Meßwerterfassungsanlage automatisch erfaßt und aufgezeichnet werden. Die meßtechnische Überwachung der Baumaßnahme nach den Prinzipien der Beobachtungsmethode ist ausgehend von konventionellen und numerischen Berechnungsmodellen fester Bestandteil des Sicherheitskonzeptes. Sie dient zudem der Qualitäts- und Beweissicherung.

2 Beschreibung der Baumaßnahme

Das Hochhaus MAIN TOWER entsteht gegenwärtig im Zentrum des dicht bebauten Bankenviertels von Frankfurt am Main. Das rund 52 m x 86 m messende Grundstück wird vollflächig mit fünf Untergeschossen unterkellert, so daß die Gründungssohle der 3,0 m bis 3,8 m dicken Bodenplatte 20 m bis 21 m unter Geländeoberkante und damit rund 14 m unter dem Grundwasserspiegel liegen wird. Der 57-geschossige Hochhausschaft, der oberirdisch von einer sechsgeschossigen Flachbebauung umgeben ist, besitzt Abmessungen von rund 30 m x 50 m und ist asymmetrisch zur Baugrube und zum Kellerkasten angeordnet. Der Hochhausschaft wird sich als Doppelanlage in einen quadratischen und einen runden Turm gliedern, die ineinander greifen (Bild 1 und 2).

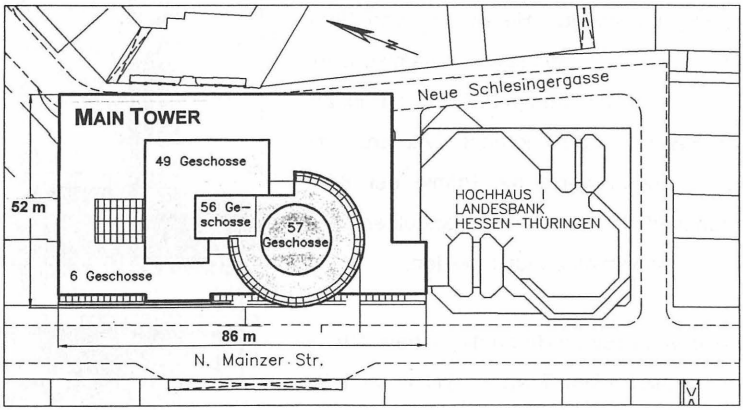


Bild 2: Grundriß: Im Bau befindlicher MAIN TOWER mit angrenzender innerstädtischer Nachbarbebauung

Die Hochhausbaugrube des MAIN TOWER grenzt allseits an hochsensible innerstädtische Bausubstanz (Bild 2). Im Süden reicht die Hochhausbaugrube unmittelbar an das bis zu 130 m hohe bestehende Hochhaus der Landesbank Hessen-Thüringen (Helaba-Hochhaus), das 20 m unter Geländeoberfläche in dem setzungsaktiven Frankfurter Ton flach gegründet wurde.

3 Baugrund- und Grundwassersituation

Am Standort des MAIN TOWER stehen unter geringmächtigen künstlichen Auffüllungen und den Ausläufern der quartären Sande und Kiese der Mainterrasse ab 6 m bis 10 m Tiefe unter der Geländeoberfläche bis in rund 50 bis 55 m Tiefe die als Frankfurter Ton bekannten Unteren Hydrobienschichten an. Das Frankfurter Ton genannte Schichtenpaket wird von einer Wechselfolge aus Tonen, Hydrobiensanden und Kalksteinbänken mit lokal eingelagerten Algenkalkriffen gebildet, wobei die Tone überwiegen. Unter dem Frankfurter Ton folgen bis in große Tiefen die als Frankfurter Kalke bezeichneten felsigen Inflaten- und Cerithienschichten (Bild 1). Die Frankfurter Kalke stellen ein außerordentlich heterogen aufgebautes, vergleichsweise gut tragfähiges und verformungsarmes Schichtpaket dar (Katzenbach et al. 1994). Das Grundwasser steht ab rund 6 m Tiefe unter der Geländeoberfläche in mehreren Grundwasserstockwerken an.

4 Bauverfahren

Der Entwurf der Baugrubensicherung der bis zu 21 m tiefen und rund 4.000 m² großen Baugrube und der Gründung des MAIN TOWER ist von außerordentlich komplexen geotechnischen Fragestellungen geprägt. Wegen der unmittelbaren Nachbarschaft zur hochwertigen und zum Teil gegen Gleichgewichtsänderungen sehr sensiblen Nachbarbebauung im Frankfurter Bankenviertel mußte für die Erstellung der Baugrube ein Bauverfahren gefunden werden, das die Auswirkungen der Baumaßnahme auf die Nachbarbebauung und damit auf die Umwelt auf ein unumgängliches Minimum beschränkt. Die gegebenen Entwurfskriterien führten zu einer geotechnischen Lösungs-

variante, nach der Gründung und Baugrubenverbau des neuen Hochhauses zu einem in sich stringenten Gesamtkonzept verbunden wurden.

Die setzungsminimierte Hochhausgründung im Frankfurter Ton erfolgt auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 112 Großbohrpfählen von 1,50 m Durchmesser und von in der Regel 30 m Pfahllänge ab Gründungsebene. Das Design der auf den Grundlagen von Katzenbach (1993) und Katzenbach et al. (1996) bemessenen KPP wurde dergestalt optimiert, daß die aus dem exzentrisch angeordneten Hochhauskörper resultierende Asymmetrie durch eine entsprechende Asymmetrie der installierten Pfahllast kompensiert wird (Bild 3).

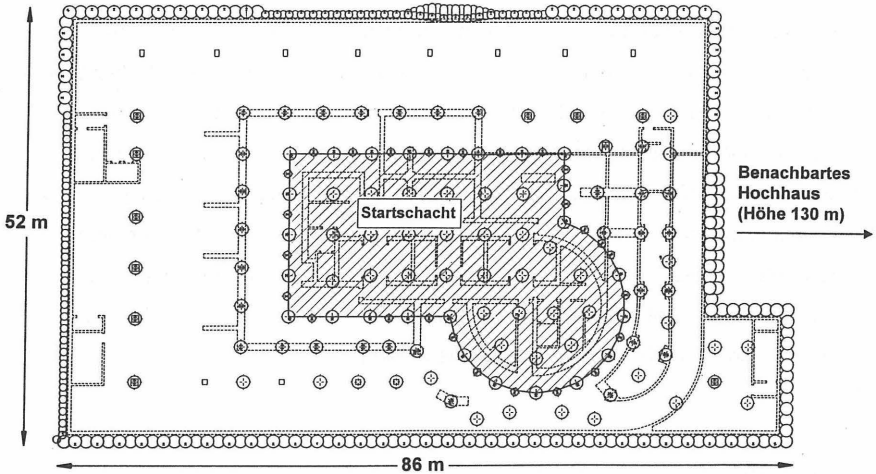


Bild 3: Grundriß Baugrube MAIN TOWER mit 112 Gründungspfählen, der überschnittenen Bohrpfahlwand als äußerer Baugrubenumschließung und dem Startschacht im Kernbereich

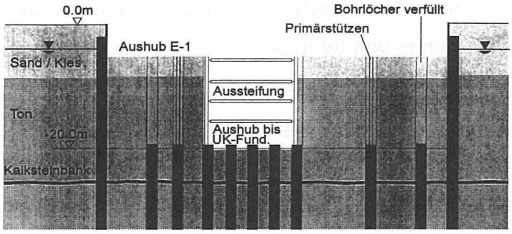
Die Baugrube selbst wird als wasserdichte Baugrube nach dem Konzept der Deckelbauweise (top-down-method) hergestellt. Um die Eingriffe in den Grundwasserhaushalt zu minimieren, wird die 14 m tief in das Grundwasser einbindende Baugrube des MAIN TOWER im Schutze eines wasserdichten Troges, das heißt im Schutze einer umlaufenden wasserdichten Verbauwand aus überschnittenen Großbohrpfählen ∅ 0,90 m und ∅ 1,50 m hergestellt. Die überschnittene Bohrpfahlwand ist unterhalb der Baugrubensohle aufgelöst,

wobei die Primärpfähle eine Länge von 25,4 m und die Sekundärpfähle bei einer Einbindetiefe von 14 m unter Baugrubensohle eine Länge von 34 m besitzen. Die horizontale Sohldichtung erfolgt unterstützt durch eine Grundwasserentspannung in der Baugrube durch den anstehenden, in vertikaler Richtung nur gering durchlässigen Frankfurter Ton.

Parallel und nachfolgend zu der Herstellung der Pfähle der überschnittenen Bohrpfahlwand erfolgte von einem Voraushubniveau von 5 m unter Geländeniveau aus die Herstellung der 112 Großbohrpfähle mit einer Pfahllänge von 30 m ab Unterkante der späteren Bodenplatte, wodurch eine Bohrtiefe von 45 m ab Bohrniveau bedingt wurde. In Abhängigkeit von Position und Funktion des jeweiligen Gründungspfahles wurden während der Pfahlbohrarbeiten in den Frischbeton des Pfahles mit Hilfe von speziell entwickelten Justiereinrichtungen Stahlprofile eingestellt, die im weiteren Bauablauf als Primärstützen zum Abtrag von Vertikallasten oder als Verbauträger zur Sicherung der Startbaugrube dienen (Bild 4 · Phase 1).

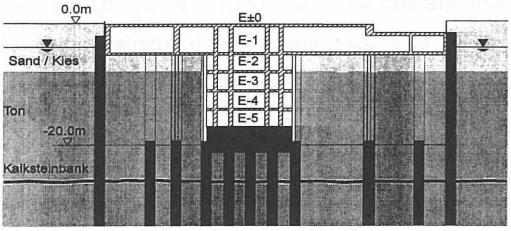
Bei der hier gewählten modifizierten Deckelbauweise wird nach der Herstellung der überschnittenen Bohrpfahlwand und der Gründungspfähle im Schutze dieser wasserdichten äußeren Baugrubenumschließung im Zentralbereich der Baugrube zunächst ein sogenannter Startschacht ausgehoben (Bild 3, Bild 4 · Phase 1). Diese bezogen auf die ursprüngliche Geländeoberkante 21 m tiefe Startbaugrube mit einer Fläche von rund 770 m² wird durch einen Bohlträgerverbau (Frankfurter Verbau) gesichert und durch eine vierlagige komplexe Steifenkonstruktion aus Stahl ausgesteift. Der der Deckelbauweise vorauseilende Aushub des Startschachtes ermöglicht die in Stahlbetonbauweise erfolgende Erstellung des Kerns des Hochhausschaftes, ohne daß zum Abtrag der schweren Vertikallasten aus dem Kern Primärstützen eingesetzt werden müßten (Bild 4 · Phase 2). Zeitgleich mit der Errichtung der Untergeschosse des Hochhauskerns im Startschacht und dem parallelen, sukzessive von der untersten zur obersten Steifenlage erfolgenden Rückbau der Aussteifungen im Startschacht beginnt außerhalb des Startschachtes die Herstellung des ersten Untergeschosses E-1.

Nachdem der Stahlbetonkern im Startschacht die Erdgeschoßebene erreicht hat, beginnt in dem zwischen dem Verbau des Startschachtes und der äußeren Baugrubenum-



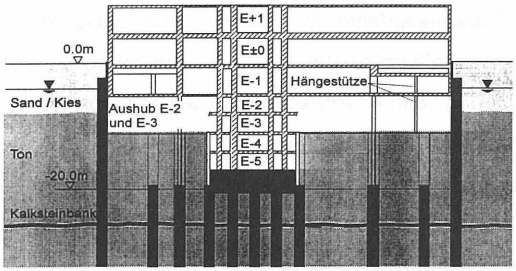
Phase 1:

Startschacht ausgehoben



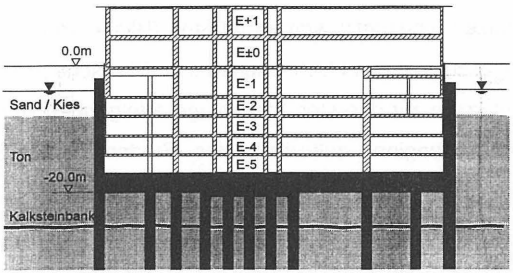
Phase 2:

Stahlbetonkern bis Erdgeschoß errichtet



Phase 3:

Aushub der Baugrube in Deckelbauweise



Phase 4:

Kellergeschoß errichtet, Gründungsplatte betoniert

Bild 4: Errichtung des MAIN TOWER in modifizierter Deckelbauweise · Bauablauf

schließung liegenden Bereich der Aushub des verbliebenen Erdkörpers in Deckelbauweise. Dabei übernehmen die sukzessive mit dem Aushub nach unten fortschreitend eingebrachten Deckenscheiben die stützende und aussteifende Funktion für die äußere Baugrubenumschließung, deren Verformungen somit wirkungsvoll minimiert werden können. Zeitgleich mit dem fortschreitenden Aushub und dem Einbringen der Deckenscheiben des Kellerkastens erfolgt der Bau der ersten Obergeschosse des aufgehenden Tragwerkes, wodurch unmittelbar den aus der Entlastung durch den Baugrubenaushub resultierenden Verformungen des Baugrundes durch eine Wiederbelastung entgegengewirkt wird (Bild 4 · Phase 3). Die aus dem aufgehenden Tragwerk und den Untergeschossen resultierenden Vertikallasten werden dabei sowohl über die Primärstützen setzungsminimiert in die Gründungspfähle als auch entlang des äußeren Umfanges der Baugrube in die überschnittene Bohrpfahlwand eingeleitet. Die Tragwirkung der Gründungspfähle entspricht in dieser Phase den Anforderungen einer freistehenden Pfahlgründung nach DIN 4014.

Durch das die Deckelbauweise abschließende Betonieren der Bodenplatte wird die Bodenplatte als weiteres vertikallastabtragendes Gründungselement aktiviert und zusammen mit den Gründungspfähle in das Konzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung integriert. Zum Zeitpunkt der Fertigstellung des Kellerkastens wird das 12. Obergeschoß des Hochhausturmes vollendet werden (Bild 4 · Phase 4).

5 Meßkonzept

5.1 Zielsetzungen

Die auf den Prinzipien der Beobachtungsmethode beruhende kontinuierliche meßtechnische Überwachung der Erstellung und des Tragverhaltens von Baugrube und Gründung des MAIN TOWER während der Bauphase und den ersten Jahren der Betriebsphase ist angesichts der schwierigen geotechnischen Randbedingungen neben der rechnerischen Prognose (Katzenbach/Moormann 1997b) ein unverzichtbarer Bestandteil des Sicherheitskonzeptes. Die Baumaßnahme wird daher begleitet von einem umfangreichen geotechnischen, geodätischen und hydrogeologischen Beweissicherungs- und Überwachungsprogramm.

Zugleich stellt der MAIN TOWER für das innovative Gesamtkonzept der Verbindung des Gründungsform der KPP mit der Methode der Deckelbauweise ein Pilotprojekt dar. Die meßtechnische Erfassung und die wissenschaftliche Auswertung der dieses Bauverfahren maßgebend prägenden Interaktionseinflüsse liefert somit wichtige Forschungsergebnisse für die verformungsarme und wirtschaftlich optimierte Erstellung von großem unterirdischen Bauvolumen im innerstädtischen Bereich.

Erste meßtechnische Studien an in Deckelbauweise errichteten 1:1-Objekten finden sich u.a. bei Loers/Pause (1976), Ikuta et al. (1994) und Triantafyllidis (1996), die jedoch auf eine Untersuchung des Kraftflusses in den Primärstützen und den Gründungspfählen verzichteten. So liegen bislang insbesondere keine meßtechnisch fundierten Aussagen zum Tragverhalten der Gründungspfähle beim Übergang von einer reiner Pfahlgründung zur Gründungsform der KPP vor (Katzenbach/Moormann 1997a).

5.2 Entwicklung eines optimierten Meßkonzeptes

Das vom Institut für Geotechnik der TU Darmstadt zu diesem Zwecke projektspezifisch entwickelte und realisierte Meßprogramm verbindet unter Ausnutzung modernster Datenerfassungs- und übertragungssysteme diskret und kontinuierlich arbeitende Meßsysteme zu einem technisch und wirtschaftlich optimierten Gesamtmeßkonzept. Dabei waren angesichts der Komplexität des eingesetzten Bauverfahrens höchste Anforderungen an die Aussagegenauigkeit und Zuverlässigkeit, aber auch an die Robustheit und die Langlebigkeit der eingesetzten Meßsensoren zu stellen. Im Hinblick auf einen möglichen Defekt oder die Zerstörung einzelner Meßgeber wurde in allen Meßquerschnitten konsequent auf eine redundante Anordnung von Meßsensoren geachtet. Die redundante Anordnung von verschiedenen Sensortypen ermöglicht außerdem vergleichende Aussagen zu deren Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen. Die sehr schwierigen Baustellenbedingungen, die sich durch eine extremen Enge auf der Baustelle und einen durch engste Terminvorgaben bedingten 24-stündigen Baubetrieb auszeichnen, stellten zugleich erhebliche Anforderungen an die eingesetzte Fachmannschaft.

Im Detail werden mit den in Verbau und Gründung des MAIN TOWER installierten geotechnischen Meßeinrichtungen folgende Größen erfaßt:

- Messung der Kräfte und Temperaturen im Aussteifungssystem des Startschachtes;
- Messung der Lasteinleitung aus dem aufgehenden Tragwerk in die Bodenplatte;
- Messung der Beanspruchungen und der Temperaturen in den Gründungselementen der KPP (Bodenplatte, Gründungspfähle und Verbauwand);
- Messung des Beanspruchungs- und Verformungszustandes der äußeren Verbauwand;
- Messung der horizontalen und vertikalen Verschiebungen im Baugrund;
- Messung der Spannungen und der Temperaturen im Baugrund im Bereich des Erdwiderlagers der äußeren Verbauwand.

6 Meßtechnische Überwachung der Verbausysteme des MAIN TOWER

6.1 Überwachung der Gesamtbaugrube

Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen der Bohrpfahlwand als äußere Baugrubenumschließung und des Verbaus des Startschachtes werden mittels Inklinometern und Extensometern sowie mit geodätischen Einmessungen des Verbauwandkopfes

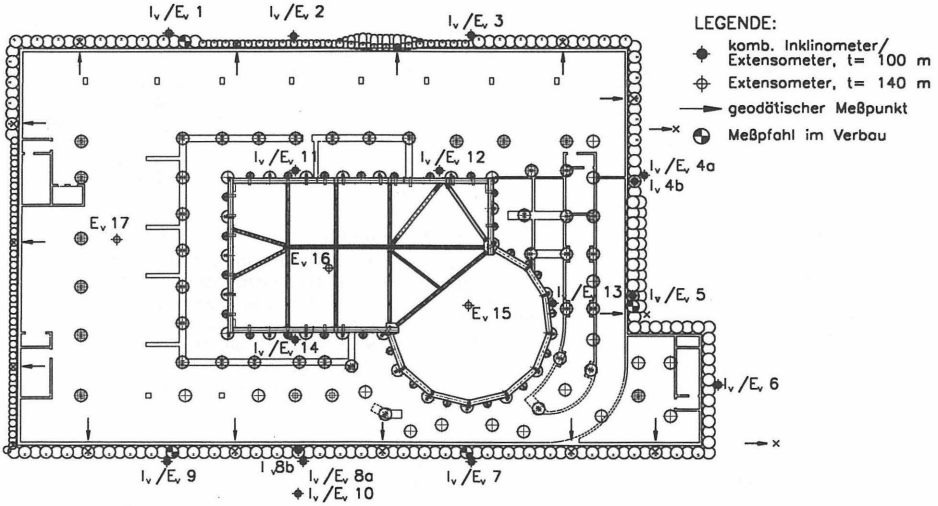


Bild 5: Überwachung der Baugrubensysteme des MAIN TOWER mittels Inklinometern und Extensometern

meßtechnisch überwacht. Zehn in 100 m Tiefe unter Geländeoberfläche reichende und mit 5-fach Extensometern kombinierte Inklinometer überwachen das Verformungsverhalten der als äußere Baugrubenumschließung dienenden überschnittenen Bohrpfahlwand, während vier weitere kombinierte Inklinometer/Extensometer im Inneren der Gesamtbaugrube die Verformungen des Verbaus des Startschachtes aufzeigen (Bild 5).

Die Inklinometerrohre wurden in der Regel nicht in der Bohrpfahlwand selber, sondern auf der der Baugrube abgewandten Seite in den Zwickeln der überschnittenen Bohrpfahlwand angeordnet. Die Anordnung des Inklinometerrohres in dem Verbauwandpfahl selber bietet zwar den Vorteil, daß die Verschiebungen der Verbauwand unmittelbar erfaßt werden, sie birgt aber zugleich die Gefahr, daß bei größeren Bewegungen des Verbauwandfußes das Inklinometerrohr an der Übergangsstelle Verbauwandfuß/Boden einbeult oder gar abknickt und somit eine Befahrung mit der Inklinometersonde gerade in kritischen Bauzuständen nicht mehr möglich ist. Zum Abgleich der Ergebnisse der Inklinometermessungen an einer in der Verbauwand und an einer im Zwickel hinter der Verbauwand installierten Meßstrecke wurden an zwei Stellen der überschnittenen Bohr-

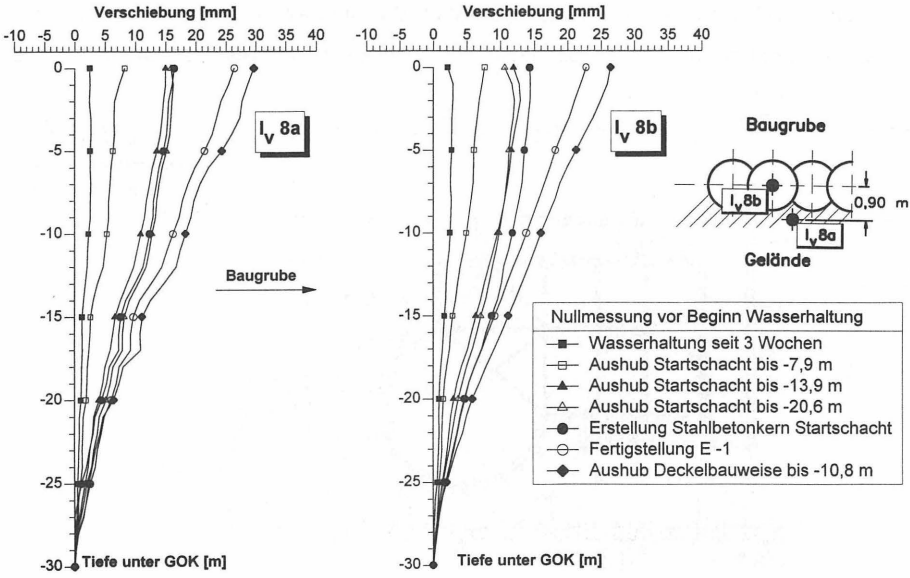


Bild 6: Ergebnis der Inklinometermessungen an einem hinter der Verbauwand (l_v8a) und an einem im Verbauwandpfahl installierten Inklinometerrohr (l_v8b).

pfahlwand des MAIN TOWER redundant Inklinometerrohre installiert (I_v4a/I_v4b und I_v8a/I_v8b in Bild 5). Bild 6 dokumentiert die gute Übereinstimmung der in beiden Meßstrecken gewonnen Ergebnisse.

Da mit Inklinometermessungen stets nur zu zeitlich diskreten Zeitpunkten Verschiebungen aufgezeigt werden können, wird zusätzlich die Gebrauchstauglichkeit des bestehenden Helaba-Hochhauses durch kontinuierlich arbeitende elektrische Nivel-Meßgeräte überwacht, die in den Obergeschossen des bestehenden Hochauses installiert wurden. Die Beschleunigungsaufnehmer messen fortlaufend die Neigung des Gebäudes gegen die Lotrechte und lösen bei einer Zunahme der Verkantung automatisch eine Alarmmeldung aus.

6.2 Überwachung des Startschachtes

Der im Vorlauf zur eigentlichen Deckelbauweise erstellte Startschacht wurde durch ein eigenes, vierlagiges Steifensystem aus Stahlprofilen ausgesteift. Während im Bereich des Kerns des runden Hochhauskorpuses aus Stahlgurtungen ein Druckring ausgebildet werden konnte, wurde der Bereich des Kerns des quadratischen Hochhausturms durch eine mehrfach verstrebte Stahlkonstruktion gehalten (Bild 8). Zwei Steifen wurden pro Lage in Abhängigkeit vom Aushubniveau mit hydraulischen Pressen vorgespannt. Insgesamt bildet das Aussteifungssystem des Startschachtes ein komplexes räumliches Stahlfachwerk (Bild 7).

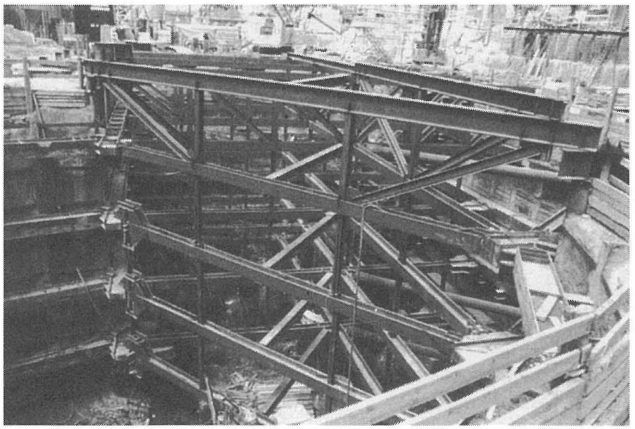


Bild 7: Blick in den Rechteckteil des ausgesteiften Startschachtes mit der vorgespannten Steife ST4 im Vordergrund, Aushubniveau bei -18 m uGOK (Mai 1997)

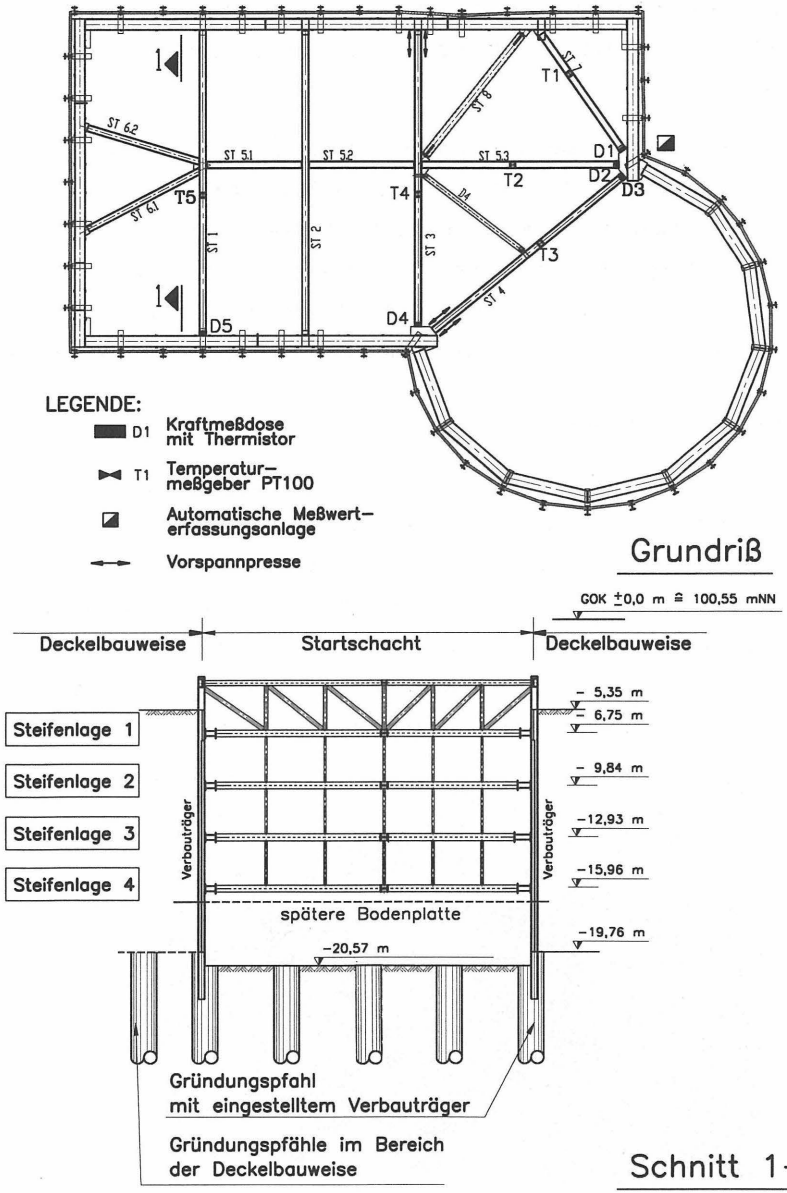


Bild 8: Grundriß und Ansicht des stählernen Aussteifungssystems des Startschachtes mit geotechnischer Meßinstrumentierung

Außer durch die beschriebenen Inklinometermessungen wurde das Tragverhalten der Aussteifungskonstruktion des Startschachtes an jeweils fünf Steifen pro Lage durch die Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt kontinuierlich mittels 20 eingebauter Kraftmeßdosen mit elektrischem Aufnehmern, in die zusätzlich jeweils ein Thermistor integriert war, überwacht (Bild 8). Eine kostengünstigere Instrumentierung der Steifen mit Dehnmeßstreifen, die unter laborähnlichen Bedingungen auf der Baustelle hätten appliziert werden müssen (Horst/Gattermann 1996), war angesichts des raschen Baufortschrittes - jede Steifenlage wurde innerhalb einer Nachtschicht komplett eingebaut - nicht realisierbar.

Zusätzlich zu den Thermistoren wurde zur Aufzeichung der für die Steifenbeanspruchung maßgebenden Temperatur in der Mitte der durch Kraftmeßdosen überwachten Stahlsteifen ein Temperaturgeber (Platin-Widerstandsthermometer PT100) im Stegbereich der Steife appliziert. Die PT100-Geber erfaßten die Oberflächentemperatur der Steife und waren dabei sowohl den Schwankungen der Lufttemperatur, aber auch der direkten Sonneneinstrahlung auf die Steife ausgesetzt. Ein Vergleich der mittels Thermistor und PT100-Geber an der gleichen Steife aufgezeichneten Temperaturverlaufes in Bild 9 zeigt deutlich die Auswirkungen der Sonneneinstrahlung auf die Temperaturentwicklung in dem

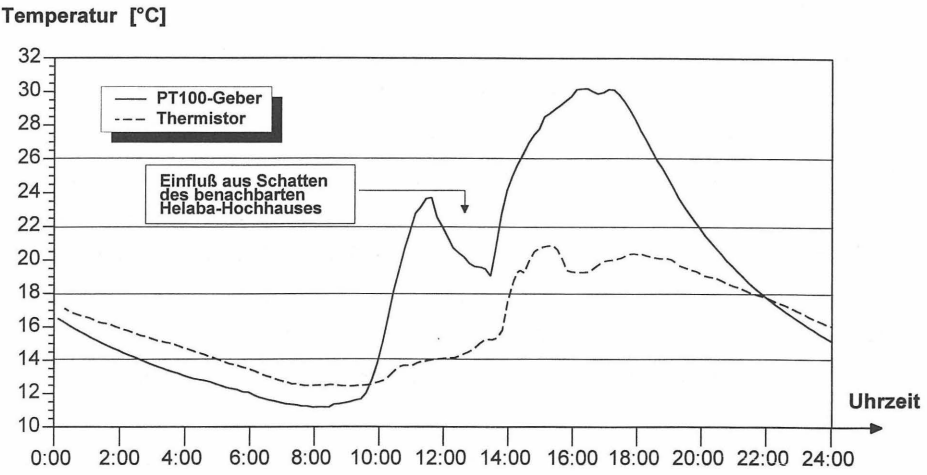


Bild 9: Temperaturmessungen an der Aussteifung des Startschachtes: Vergleich der Meßergebnisse von Thermistor und PT100-Geber über 24 Stunden

Stahlprofil der Steife. Die Integration eines Thermistors in das Gehäuse der Kraftmeßdose liefert nur eine bedingt aussagekräftige Information bezüglich der für die Beanspruchung der Stahlsteife maßgebliche Temperaturganglinie.

Die Meßwerte aller im Startschacht installierten Kraftmeßdosen und Temperatursensoren wurden mittels einer Meßwerterfassungsanlage in einem Meßrhythmus von 10 Minuten automatisch erfaßt, täglich mit einem Laptop ausgelesen und unmittelbar visualisiert und analysiert. Bild 10 zeigt als Ergebnis der kontinuierlichen Steifenkraftmessungen exemplarisch die Visualisierung der Meßergebnisse der Kraftmeßdose D5 in der zweiten Steifenlage (Steife ST 1) für deren gesamten Einbauzeitraum vom 29. April bis 9. August 1997. Die in Abhängigkeit von der Temperaturentwicklung aufgetragenen Steifenkräfte zeigen eine deutliche Beeinflussung durch die meßtechnisch aufgezeichnete, tageszeitabhängige Temperaturkurve. Die temperaturinduzierten Schwankungen der Kräfte in dem Stahlprofil betragen bis zu 25 % der insgesamt im Tagesmittel aufzunehmenden Steifenkraft. Alternativ zu einer möglichen Verschattung und Wärmedämmung der Steifen (Gattermann et al. 1996) wurden in diesem Falle zu Gunsten eines schnelleren Baufortschrittes die Stahlsteifen bezüglich ihrer Tragfähigkeit auf die temperaturbedingten Beanspruchungszustände konstruktiv bemessen.

Die temperaturbedingten Schwankungen überlagern die durch den Baufortschritt verursachten deutlichen Änderungen der Steifenkraft (Bild 10). Die zunächst nur kraftschlüssig, aber beanspruchungsfrei in der 2. Steifenlage eingebaute Steife ST 1 erfährt durch den weiteren Aushub im Startschacht bis -17,0 m eine rasche Beanspruchungszunahme, während der nach dem Einbau der 3. und 4. Steifenlage folgende Endaushub auf -20,6 m keine weitere Zunahme der Steifenkraft mehr hervorruft. Während das Betonieren der 3,8 m dicken Bodenplatte im Startschacht keine Steifenkraftänderung hervorruft, wird infolge des Rückbaus der 3. Steifenlage eine unmittelbar eintretende, signifikante Zunahme der Steifenkraft in der Steife ST 1 verursacht.

Kritische Zustände traten in der gesamten Phase des Aushubes des Startschachtes und des anschließenden Rückbaus der Aussteifungslagen nicht auf.

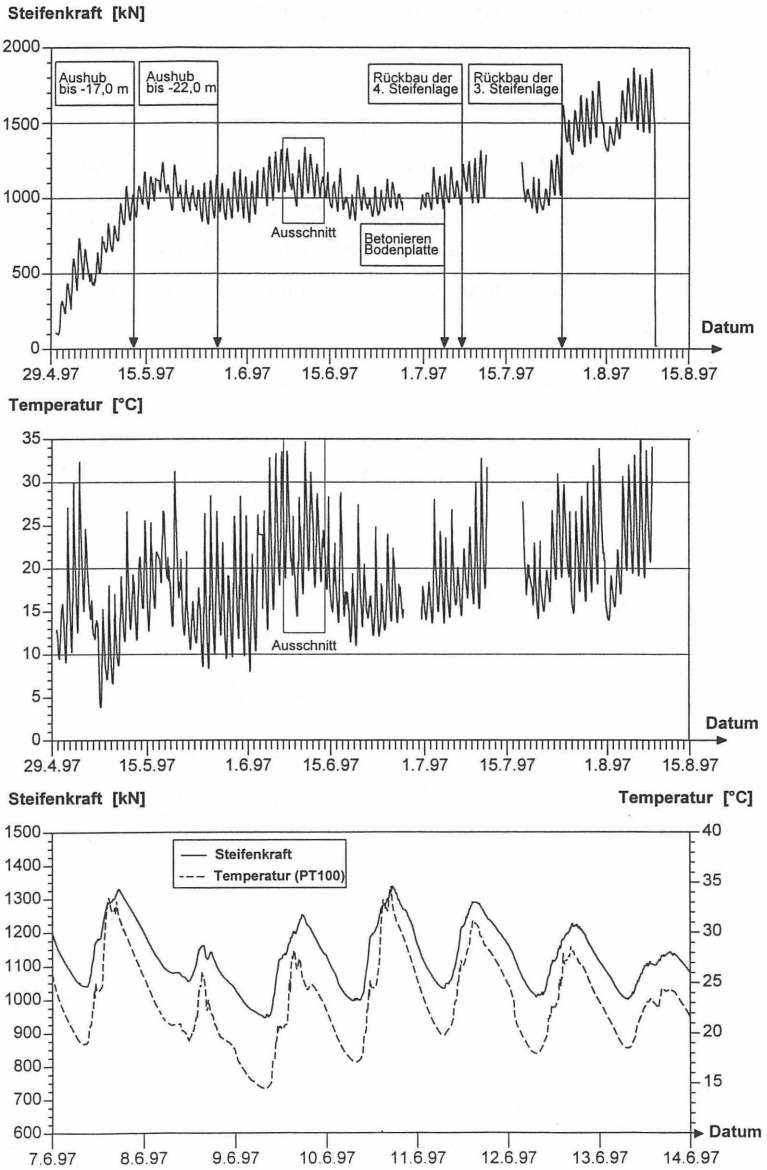


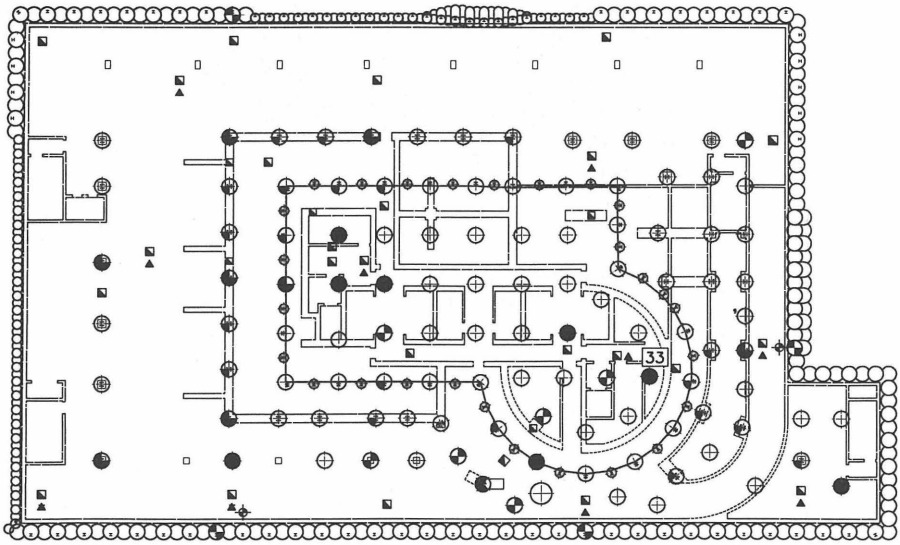
Bild 10: Exemplarisches Ergebnis der kontinuierlichen Steifenkraftmessungen im Startschacht · Kraftmeßdose D5 in der 2. Steifenlage, 29. April bis 9. August 1997

7 Meßtechnische Überwachung der Gründung des MAIN TOWER

7.1 Allgemeines

Das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung des MAIN TOWER, bestehend aus dem gemeinsam wirkenden Elementen Boden, der Bodenplatte, den Gründungspfählen und der zum Vertikallastabtrag mitherangezogenen Verbauwand ist von komplexen, sich gegenseitig beeinflussenden Interaktionseinflüssen geprägt. Ziel der geotechnischen Meßinstrumentierung dieses Verbundgründungskörpers ist die meßtechnische Erfassung insbesondere der nachfolgenden Größen:

- der Lastaufteilung zwischen den Pfählen, der Verbauwand und der Bodenplatte der KPP beim Abtrag der vertikalen Gebäudelasten;



Primärstütze/Verbauträger mit Stahldehnungsgebern
Gründungspfahl mit Kraftmeßdose am Pfahlkopf
Verbauwandpfahl mit Integralmeßelementen (IME)
Gründungspfahl mit IME's, Kraftmeßdose am Pfahlfuß und Stahldehnungsgeber an der Primärstütze/Verbauträger
Gründungspfahl mit IME's, Kraftmeßdose am Pfahlfuß und am Pfahlkopf
Sohldruckgeber
Porenwasserdruckgeber
Spannungsmonitorstation

Bild 11: Geotechnische Meßinstrumentierung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung des MAIN TOWER · Grundriß

- des Widerstandssetzungsverhaltens der Gründungspfähle in Abhängigkeit von der Position des jeweiligen Pfahles innerhalb der Pfahlgruppe;
- der Mobilisierung der Mantelreibung entlang des Pfahlmantels und des Spitzendruckes;
- der Aktivierung und Verteilung der Sohlspannungen unter der Bodenplatte;
- des Verformungs- und Spannungszustandes im Boden, der durch die mittragende Wirkung der Bodenplatte maßgebend beeinflußt wird und der das Tragverhalten der Pfähle bestimmt (Katzenbach et al. 1997);
- des zeitabhängigen Verhaltens des Verbundgründungskörpers im Frankfurter Ton;
- des Einflusses der auf das Hochhaus einwirkenden Windbeanspruchung auf die Reaktionskräfte in den Pfählen und im Boden mit dem Ziel hier zu wirklichkeitsnäheren Lastansätzen zu gelangen als in der bisherigen Bemessungspraxis.

Der Umfang und die Lage der zu diesem Zwecke eingebauten geotechnischen Meßinstrumentierung kann Bild 11 entnommen werden

7.2 Meßeinrichtungen in den Gründungspfählen und an den Primärstützen

Ziel der Instrumentierung der Gründungspfähle des MAIN TOWER ist die meßtechnische Überwachung des Kraftflusses in den Pfählen sowohl während der Phase der Deckelbauweise, in der die Lasten über die Primärstützen in die Pfähle eingeleitet werden, als auch im Endzustand, in dem die Pfähle Bestandteil der KPP sind. Ziel des Meßkonzeptes war dabei die Erfassung des gesamten Kraftflusses in den Gründungspfählen von der Pfahlkopfkraft über den Abtrag infolge Mantelreibung entlang des Pfahlschaftes bis zur verbleibenden Pfahlfußkraft (Bild 12).

Ermittlung der Pfahlkopfkräfte

Die Ermittlung der Pfahlkopfkräfte ist eine wichtige Voraussetzung zur meßtechnischen Bestimmung des Lastaufteilungsfaktors zwischen den Gründungspfählen und der Bodenplatte der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und - ergänzt durch die Ergebnisse der geodätischen Messungen - zur Ermittlung der vom Pfahlstandort abhängigen Widerstandssetzungslinie.

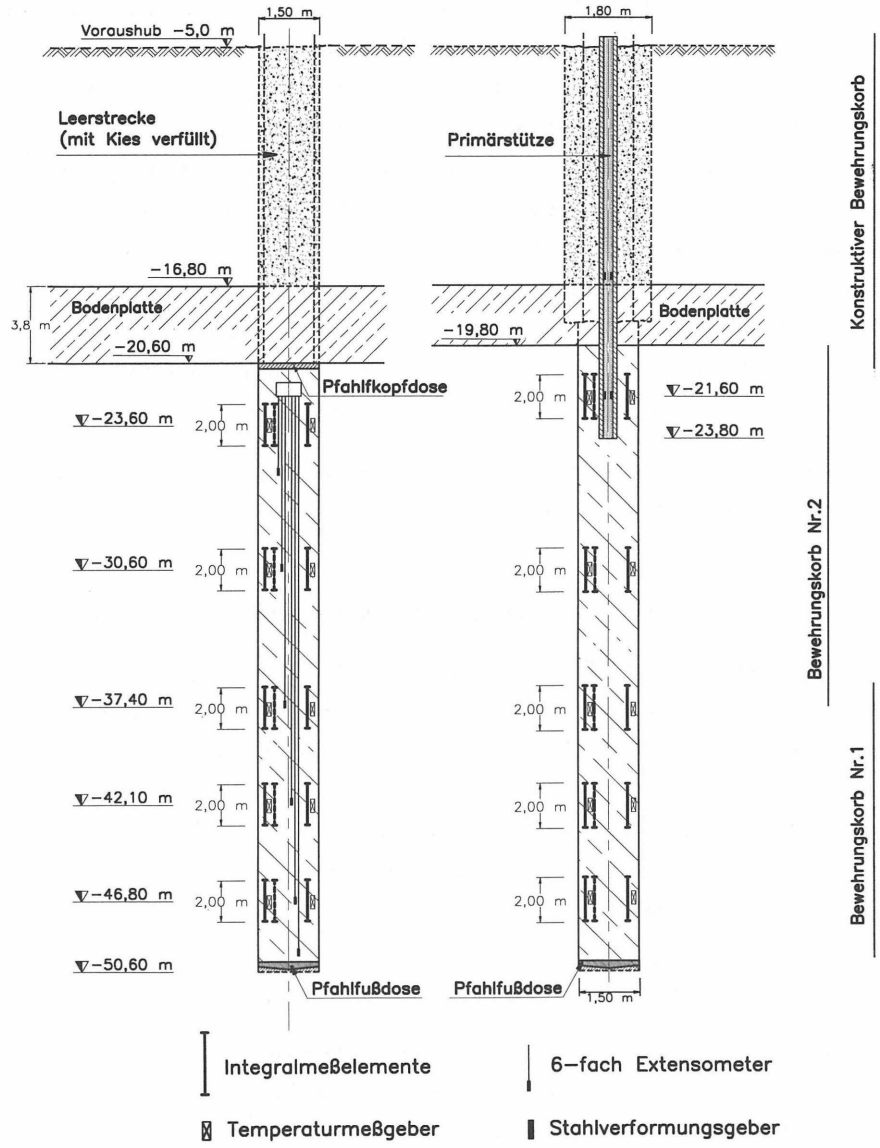


Bild 12: Geotechnische Meßinstrumentierung der Gründungspfähle:
a) Gründungspfahl ohne Primärstütze, b) Pfahl mit eingestellter Primärstütze

Zur Messung der Pfahlkräfte am Pfahlkopf wird an insgesamt 14 Gründungspfählen eine Kraftmeßdose am Pfahlkopf installiert. Die auf den abgestemmten Pfahlköpfen in einem Mörtelbett verlegten Kraftmeßdosen (∅ 1,30 m) bestehen aus einem mit Hydrauliköl gefüllten Druckmeßkissen von ca. 12 mm Dicke, dessen Flüssigkeitsdruck als Meßgröße den Rückschluß auf die senkrecht zur Druckkissenebene wirkenden äußeren Spannungen erlaubt. Die eingebauten Kopfdosen sind in Hinsicht auf mögliche Zerstörungen und Ausfälle redundant mit einem hydraulischen und einem elektrischen Druckaufnehmer ausgestattet.

Instrumentierung der Primärstützen

Bei denjenigen Gründungspfählen, in die während der Pfahlherstellung eine als Primärstütze oder als Verbauträger des Startschachtes dienendes Stahlprofil eingestellt wurde, war eine meßtechnische Bestimmung der Pfahlkopfkraft mittels einer den Pfahlkopf abdeckenden Kraftmeßdose nicht möglich. Statt dessen wurden die Stahlprofile im Bereich ihrer Einbindelänge in den Gründungspfahl sowie in weiteren Ebenen mittels Stahlverformungsgebern bestückt (Bild 12 · b). Zum Einsatz kamen dabei auf dem System der schwingenden Saite operierende Meßgeber (Vibrating Wire). Die Stahlverformungsgeber bestehen bei einer Länge von nur 50,8 mm aus einer druckwasserdicht gekapselten schwingenden Saite, die an beiden Enden mit einem Plättchen versehen sind, das die Applizierung der Geber auf dem Stahlprofil mittels Punktschweißung ermöglicht (Bild 13). Die mittels der Plättchen abgegriffenen Verformungen des Stahlträgers werden auf die im Inneren des Gebers gespannte Stahlsaite übertragen. Das System der schwingenden Saite besteht nun darin, daß die von ihrer Dehnung abhängige Resonanzfrequenz gemessen wird, indem die Saite zunächst über Spulen elektrisch zum Schwingen angeregt wird. Bei der anschließend Umkehr dieses Vorganges induziert die mechanisch schwingende Saite eine Wechselspannung mit der Schwingfrequenz der Saite im Feld des Anregungs- und Aufnahmemoduls (Fischer et al. 1995). Der Meßwert ist die Frequenz der Wechselspannung.

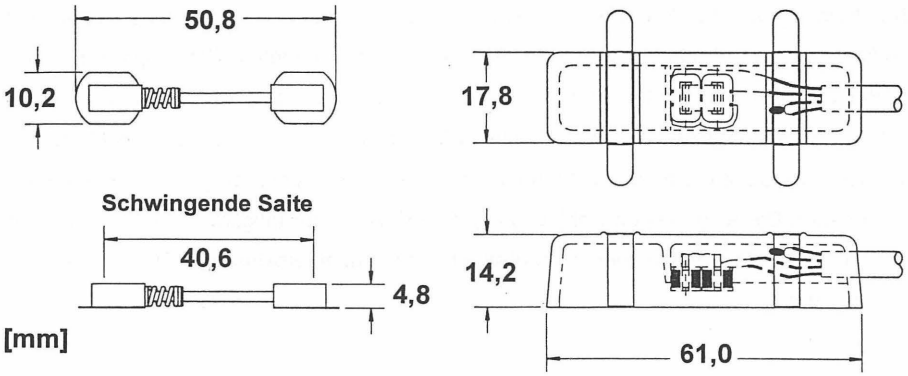


Bild 13: Instrumentierung der Primärstützen: Punktschweißbarer Stahlverformungsgeber nach dem Prinzip der schwingenden Saite

Der relativ einfache und schnelle Applizierungsvorgang der Stahlverformungsgeber, bestehend aus den Arbeitsschritten Säubern der Stahloberfläche, Fixierung des vorgespannten Gebers mittels Punktschweißung und Aufsetzen des Spulengehäuses, war ausschlaggebend für die Wahl dieses Sensortyps, da die komplette Instrumentierung der Stahlträger unter engsten Terminvorgaben in einem Stahlwerk in Belgien erfolgen mußte.

Zum Schutz gegen mechanische Beschädigung wurde jeder Stahlverformungsgeber mit einer Abdeckhaube aus Stahl versehen, die zusätzlich abgedichtet wurde. Die Meßkabel wurden im Stegbereich einer jeden Primärstütze in Stahlröhrchen geschützt bis zum Kopf der Stütze geführt und hier verwahrt. Anschließend erfolgte der Transport der instrumentierten Stahlträger auf die Frankfurter Baustelle, wo die Träger mittels einer speziellen Justiereinrichtung in die frisch betonierten Gründungspfähle eingestellt wurden. Da der Kopf der eingebauten Stahlstützen mit den dort verwahrten Meßkabeln rund 1 m über das Voraushubniveau reichte, war eine Messung der Stahlverformungsgeber in jedem Bauzustand möglich.

An einem Stahlträger wurden jeweils vier Stahlverformungsgeber in ein bis vier Ebenen angeordnet (Bild 14). Die Stahlverformungsgeber wurden jeweils auf der Innenseite der Flansche angeordnet. Durch die vier Geber pro Ebene ist auch bei Ausfall eines einzelnen Gebers der ebene Dehnungszustand des Stahlquerschnittes bei beliebigen Beanspruchungszuständen eindeutig bestimmt. Die Primärstützen wurden in der Regel in zwei

Ebenen mit Stahlverformungsgebern instrumentiert, wobei die eine Ebene oberhalb der Bodenplatte und die zweite Ebene im Bereich der Einbindelänge des Stahlträgers in den Pfahlbeton unterhalb des Pfahlkopfes angeordnet wurde (Bild 13). Mit dieser Anordnung kann unter Abbildung der lastverteilenden Funktion der Bodenplatte die aus der Primärstütze eingeleitete Stützenkraft und die resultierende Pfahlkopfkraft sowohl während der Phase der Deckelbauweise als auch nach Fertigstellung der KPP meßtechnisch ermittelt werden. Insgesamt wurden 164 Stahlverformungsgeber appliziert, von denen jeder zweite mit einem integrierten Thermistor ausgestattet ist.

Die Messungen des Beanspruchungszustandes der Primärstützen werden ergänzt durch geodätische Messungen zur Überwachung ihres Setzungsverhaltens.

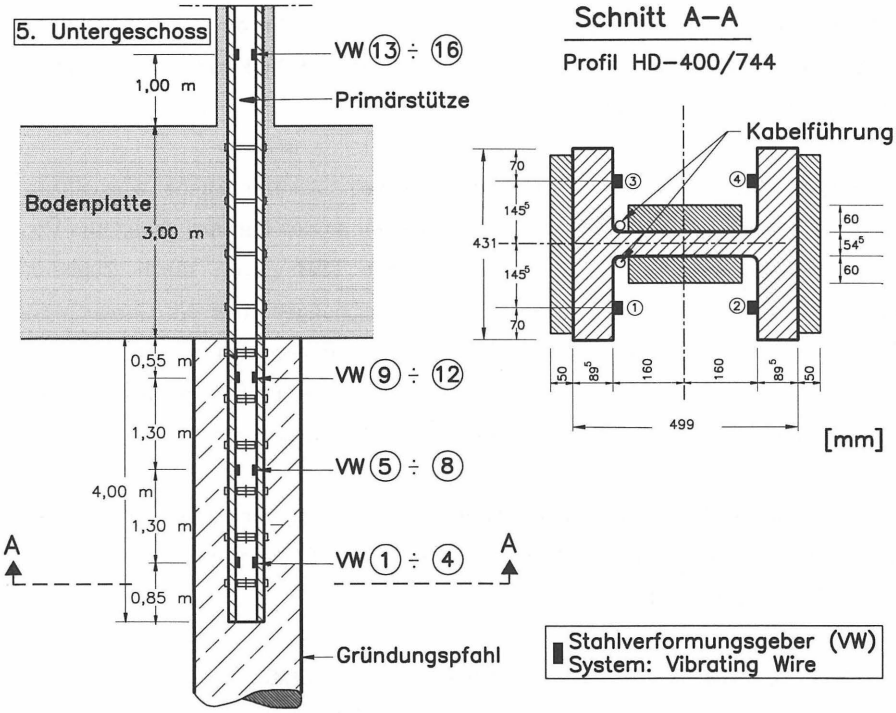


Bild 14: Geotechnische Meßinstrumentierung der Primärstützen mit Stahlverformungsgebern

Ermittlung der Pfahlfußkräfte

Zur Messung der Pfahlkräfte am Pfahlfuß sind 17 Gründungspfähle mit einer Kraftmeßdose am Pfahlfuß ausgestattet. Das Meßprinzip entspricht demjenigen der Kraftmeßdosen am Pfahlkopf.

Ermittlung der Verzerrungen entlang des Pfahlschaftes

Die Ermittlung der Verteilung der Pfahlkräfte über die Pfahltiefe und damit eine Aussage über die Verteilung der Mantelreibung am Pfahlmantel ist im Gegensatz zur direkten Pfahlkraftmessung mit Kraftmeßdosen nur indirekt über die Messung der axialen Verzerrungen des Pfahlbetons möglich. Die gesuchte Größe der Pfahlnormalkraft ergibt sich dann aus den gemessenen axialen Verzerrungen bei Kenntnis der Querschnittsfläche und unter der Annahme von geeigneten Stoffkennwerten und Werkstoffeigenschaften für den Verbundwerkstoff Stahlbeton.

Für die Messung der axialen Verzerrungen des Pfahlbetons sind Meßgeber einzusetzen, die einerseits bei einer Genauigkeit von < 1 μm/m einen an den maximal erwarteten Verzerrungen orientierten Meßbereich von +300 μm/m (Dehnungen durch Zugbeanspruchung bei Baugrubenaushub) bis -600 μm/m (Stauchungen unter der Gebäudelast) aufweisen und eine hohe Langzeitstabilität besitzen. Andererseits müssen sich die Verformungsgeber durch eine hohe Robustheit gegen äußere Einwirkungen auszeichnen, um den Einbau- und Betoniervorgang bei der Pfahlherstellung schadlos zu überstehen.

In die Gründungspfähle des MAIN TOWER wurden zur Ermittlung der axialen Verzerrungen insgesamt 9 verschiedene Sensortypen eingebaut, die auf den folgenden drei grundlegenden Meßprinzipien beruhen:

Integralmeßelemente (IME) zur Verzerrungsmessung mit DMS

Die von der Versuchsanstalt für Geotechnik entwickelten Integralmeßelemente beruhen auf dem Meßprinzip der Verzerrungsmessung mittels Dehnmeßstreifen (DMS). Die Integralmeßelemente bestehen aus einem 1 m bis 2 m langen Stahlrohr

mit zwei aufgeschweißten Flanschen. In der Mitte des Stahlrohres sind auf einem speziellen Zwischenstück zwei gegenüberliegende Dehnmeßstreifen appliziert, die zu einer Wheatstone´schen Vollbrücke zusammengeschaltet sind. Die maßgebende konzeptionelle Idee der Integralmeßelemente besteht darin, daß durch eine entsprechende Gleitisolierung der Oberfläche des Stahlrohres sichergestellt wird, daß die Lasteinleitung ausschließlich über die Flansche erfolgt, während das Stahlrohr im eingebauten Zustand vom umgebenden Pfahlbeton entkoppelt ist. Die Verzerrungen des relativ inhomogenen Pfahlbetons werden somit integral über die Länge des Integralmeßelementes, d.h. als Mittelwert über eine Strecke von 1,0 m bzw. 2,0 m erfaßt. Die Integralmeßelemente wurden bereits in großer Stückzahl erfolgreich bei der Instrumentierung von Gründungen schwerer Hochhausbauten u.a. in Berlin und Frankfurt eingesetzt (Sommer/Katzenbach 1990; Holzhäuser 1996). Die Integralmeßelemente besitzen bei hoher Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen und bei kurzer Installationszeit eine hohe Auflösegenauigkeit und große Zuverlässigkeit. Aus dem Widerstand von langen Meßkabeln u.ä. resultierende Störeinflüsse werden durch eine 6-Leiter-Schaltung wirkungsvoll ausgeglichen.

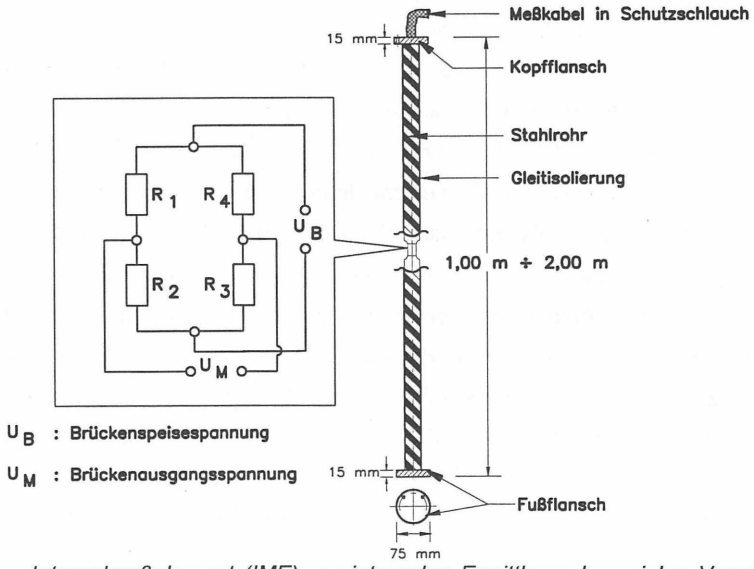


Bild 15: Integralmeßelement (IME) zur integralen Ermittlung der axialen Verzerrungen des Pfahlbetons

Verzerrungsgeber mit induktivem Wegaufnehmer

Die eingesetzten Verzerrungsgeber mit induktivem Wegaufnehmer bestehen aus einem Hüllrohr von 1 m Länge, das in zwei flanschähnlichen Ankerpunkten mündet. Im Inneren des Hüllrohres befindet sich eine Schubstange, die an ihrem einen Ende in einem der Ankerpunkt fixiert ist und die an ihrem anderen Ende einen Kern trägt. Dieser Kern bewegt sich im entgegengesetzten Ankerpunkt in der dort angeordneten Spule des induktiven Wegaufnehmers. Das Meßprinzip besteht darin, daß die gegenseitige Verschiebung der beiden Ankerpunkte über die Schubstange in den induktiven Wegaufnehmer übertragen und dort gemessen wird. Es handelt sich insofern wiederum um eine integrale Messung der Verzerrungen. Die in den Gründungspfählen des MAIN TOWER eingebauten Geber erwiesen sich als wenig nullpunktstabil.

Verzerrungsgeber mit Schwingender Saite

Der Einsatz von auf dem Prinzip der schwingenden Saite basierenden Verzerrungsgebern zur Messung der axialen Dehnungen in Großbohrpfählen gewinnt ausgehend von in den USA gemachten Erfahrungen wieder zunehmend an Bedeutung. Da die Meßgröße die Frequenz der schwingenden Saite und eben keine Widerstandsänderung ist, zeichnet sich das Meßverfahren durch eine hohe Unempfindlichkeit gegen Störeinflüsse aus. Zugleich konnte die Langzeitstabilität der Geber durch Weiterentwicklung der früher gebräuchlichen Sensoren deutlich verbessert werden (McRae/Simmonds 1991). Im Rahmen einer Forschungsstudie sind in den Gründungspfählen des Main Tower 6 verschiedene Sensortypen mit schwingender Saite eingebaut, die von den Firmen Scanrock · Celle und Geokon · USA hierfür zur Verfügung gestellt wurden. Die Geber unterscheiden sich mit Längen zwischen 5 cm und 1,4 m deutlich in Aufbau und Konstruktion sowie im Hinblick auf ihre Installation. Eine Auswahl der eingesetzten Sensoren zeigt Bild 16. Jeweils 3 Geber eines Typs wurden in einer bereits mit Integralmeßelementen bestückten Meßebene angeordnet, so daß aus der Redundanz der Meßgeber Rückschlüsse auf deren Eignung zur Erfassung von Verzerrungen in Bohrpfählen gezogen werden können. Erste Meßergebnisse zeigen eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Meßsignale und eine hohe Zuverlässigkeit der Sensoren.

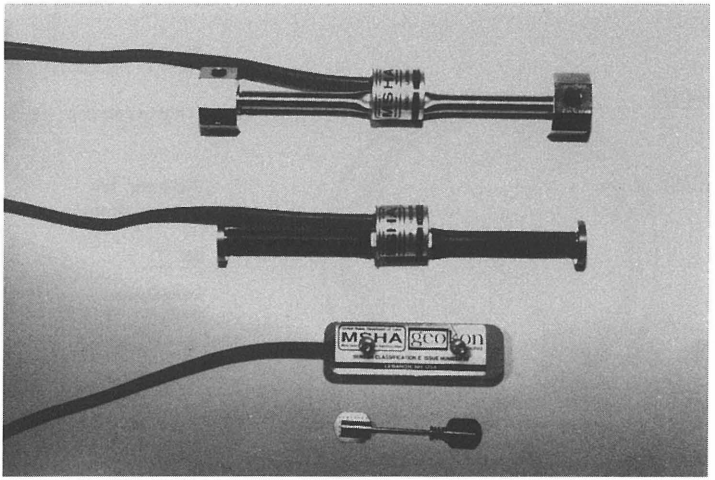


Bild 16: Auswahl der in die Gründungspfähle eingebauten Verzerrungsgeber nach dem System der schwingenden Saite

In 17 Gründungspfählen und 4 Verbauwandpfählen sind in 5 bis 9 Meßebenen pro Pfahl Verformungsmeßgeber installiert. In jeder Meßebene sind mindestens 3 Geber eines Typs gleichmäßig über den Pfahlumfang verteilt angeordnet (Bild 17). Insgesamt wurden 276 Integralmeßelemente (IME) in DMS-Technik, 26 Verzerrungsgeber nach dem Prinzip der schwingenden Saite und 48 Verzerrungsgeber mit induktivem Wegaufnehmer installiert. Jeder Geber wurden vor dem Einbau in der Versuchsanstalt für Geotechnik individuell kalibriert und im Biegebetrieb an der Innenseite des aus zwei Teilen bestehenden Bewehrungskorbes befestigt. Jeder Geber ist durch einen eigenen kleinen Schutzkorb gegen mechanische Einwirkungen geschützt. Die Meßkabel werden im Schutze einer Stahlmatte bis zum Pfahlkopf verlegt (Bild 17 a).

Da die Pfahlköpfe 15 m unter dem Voraushubniveau, von dem aus die Pfahlherstellung erfolgte, liegen, mußte zur Überbrückung dieser 15 m langen Leerstrecke, die nach der Pfahlherstellung mit Kies aufgefüllt wurde, eine spezielle Lösung gefunden werden. Zwischen Pfahlkopf und Voraushubniveau wurde daher ein dritter Korbschuß als konstruktiver Bewehrungskorb angeordnet, der es ermöglicht, die Meßkabel und die Ultraschallrohre bis an die Geländeoberfläche zu führen (Bild 12). Zum Schutz der Meßkabel bei den nachfolgenden Aushubarbeiten wurden die Meßkabel in diesem Bereich in einem

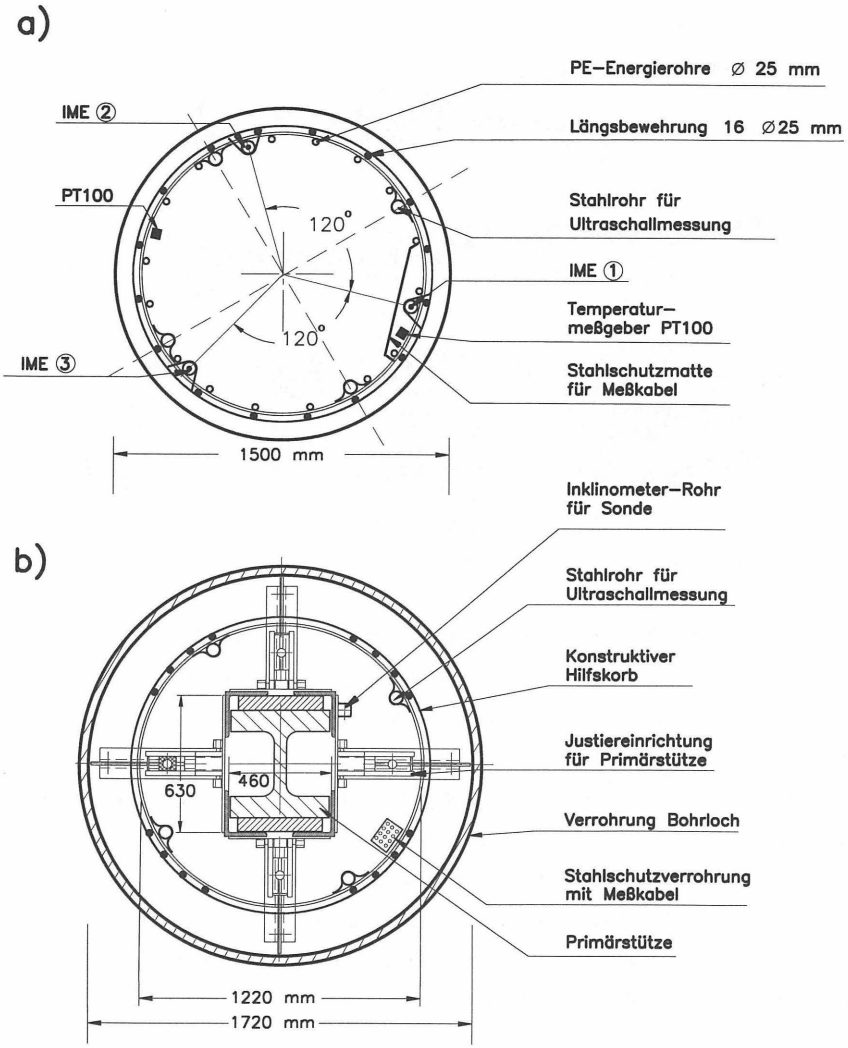


Bild 17: Instrumentierung der Gründungspfähle · Querschnitt: a) im Bereich der Pfahltragstrecke, b) im Bereich der Leerstrecke zwischen Pfahlkopf und GOK

geschlossenen Stahlschutzkasten geführt. Der konstruktive Bewehrungskorb der Meßpfähle stellte beim Einstellen der Primärstützen hohe Anforderungen an die ausführende Baufirma, da der zwischen Bewehrung und Justiereinrichtung verbleibende Raum gering war (Bild 17 b).

Die Durchführung von Ultraschallmessungen in den in den Meßpfählen installierten vier Sende- bzw. Empfangsrohren (Bild 17) erlaubt eine Integritätsprüfung und damit eine Herstellungskontrolle und bildet zugleich eine maßgebende Grundlage für die Ermittlung der Verteilung des Elastizitätsmoduls des Pfahlbetons über die Pfahllänge.

In zwei mit Verzerrungsgebern bestückten Gründungspfählen wurde zusätzlich ein 6-fach Extensometer eingebaut (Bild 12 a). Der Einbau der Extensometer in den Pfahl stellte besondere Anforderungen, da die am Bewehrungskorb vormontierten Extensometerstangen beim Einbau des Korbes gestoßen werden mußten und da der mit elektrischen Wegaufnehmern ausgestattete Extensometerkopf vor dem Ablassen des Bewehrungskorbes justiert und wasserdicht verschlossen werden mußte, bevor er anschließend im Pfahlkopf einbetoniert wurde. Die Meßgenauigkeit der elektrischen Wegaufnehmer beträgt 1/100 mm. Die redundante Bestückung der beiden Pfähle mit Verformungsgebern und Extensometern erlaubt den Vergleich zwischen direkt und integral zwischen zwei Ankerpunkten des Extensometers gemessenen Verschiebungen und den eher punktuell in Höhe der Verzerrungsgeber gemessenen Verzerrungen.

Als ein erstes Ergebnis der Verzerrungsmessungen in den Gründungspfählen zeigt Bild 18 für den im Bereich des Hochhauskerns liegenden Gründungspfahl 33 (Bild 11) den Verlauf der Dehnungen über die Pfahltiefe während des Aushubes des Startschachtes. Die vor Beginn des Baugrubenaushubes erstellten Gründungspfähle bewirken eine Verdübelung des Bodens, die den aus dem Aushub resultierenden Entspannungshebungen entgegenwirkt und damit die Hebungen innerhalb und außerhalb der Baugrube wirkungsvoll reduziert. Für die Pfähle ergibt sich dabei während der Aushubphase eine Zugbeanspruchung, die im Pfahlschaft des Pfahles 33 zu Dehnungen von über 0,1 ‰ führt. Diese Zugdehnungen sind beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Bohrpfähle zu berücksichtigen. Die gemessenen Werte zeigen parallel zum fortschreitenden Aushubniveau

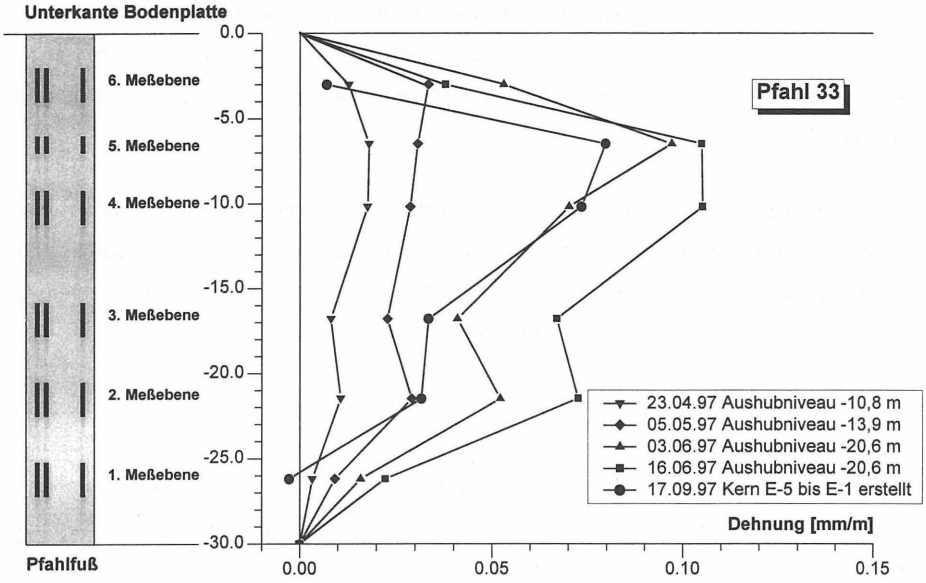


Bild 18: Verteilung der Dehnungen im Gründungspfahles 33 während des Aushubes des Startschachtes · Meßergebnisse der IME

einen progressiven Anstieg der Dehnungen, die zeitlich verzögert auch nach Erreichen des Endaushubniveaus noch weiter zunehmen. Die Errichtung der fünf Untergeschosse des Hochhauskernes im Startschacht führt dann zu einer Beanpruchungsumkehr im Pfahl, dessen Zugdehnungen wieder sukzessive überdrückt werden.

Ermittlung der Temperaturen in den Pfählen

In den Gründungspfählen des TOWER wird erstmals konsequent die Entwicklung der Verzerrungen und der Temperatur parallel aufgezeichnet. In jeder mit Verformungsgebern bestückten Meßebene sind zusätzlich zwei sich paarweise gegenüberliegende Temperaturfühler vom Typ PT100 angeordnet. Die Messung der Entwicklung der Verzerrungen und der Temperatur in den Gründungspfählen während des Abbindeprozesses des Pfahlbetons erlaubt neue Erkenntnisse bezüglich der durch die Pfahlherstellung und das Abbindeverhalten des Betons verursachten Eigenspannungs und -verformungszustände in Großbohrpfählen.

7.3 Meßeinrichtungen im Baugrund

Sohldruckgeber und Porenwasserdruckgeber

Die totalen Sohlspannungen unter der 3,0 m bis 3,8 m dicken Bodenplatte werden mit 31 Sohldruckgebern gemessen. Die 40 cm x 40 cm großen Druckkissen, wurden wie die 10 Sohldruckgeber, mit denen die neutralen Spannungen unter der Bodenplatte ermittelt werden, unmittelbar unter der Unterbetonschicht in einer Aussparung verlegt. Die Geber, deren Anordnung in Bild 11 dargestellt ist, sind mit einem elektrischen Druckaufnehmer ausgestattet.

Spannungsmonitorstationen

Zur Überwachung der durch die Baugrubenerstellung verursachten Änderung des Spannungszustandes im Baugrund wurde im Bereich des Erdwiderlagers der überschnittenen Bohrpfahlwand an zwei Stellen eine Spannungsmonitorstation eingebaut (Bild 11). Jede Spannungsmonitorstation besteht aus zwei im Abstand von 3,8 m und 9,2 m unter Endaushubniveau in ein Bohrloch eingestellten Bohrlochsonden. Jede Bohrlochsonde besteht ihrerseits aus einem Porenwasserdruckgeber und drei Druckkissen, die in einem vertikalen Schnitt senkrecht zur Verbauwand unter einem Winkel von 0°, 45° und 90° gegen die Horizontale die totalen Spannungen messen.

Extensometer

Die durch den Baugrubenaushub und den Lastabtrag des Gründungskörpers resultierenden Vertikalverschiebungen im Baugrund werden durch die bereits beschriebenen 14 bis in 100 m Tiefe unter Gelände reichenden 5-fach Extensometer, die mit Inklinometern kombiniert wurden, sowie durch drei weitere 8-fach Extensometer, bei denen der unterste Ankerpunkt bei 140 m unter Geländeoberfläche installiert wurde, gemessen (Bild 5).

Temperatur des Baugrundes

Das Temperaturprofil des Frankfurter Baugrundes über die Tiefe wird durch Temperaturgeber des Typs PT100 gemessen, die in drei der 100 m tiefen Inklinometer/Extensometer-Bohrungen installiert wurden. Die gemessenen Temperaturen verifizieren die aus

Temperaturmessungen am Grundwasser (Katzenbach/Quick 1996) bekannten vergleichsweise hohen Temperaturen von Boden und Grundwasser am Standort des MAIN TOWER und weisen dieses Temperaturniveau erstmals bis in Tiefen von 100 m unter Geländeoberfläche nach. Bild 19 zeigt die Meßergebnisse aus den Inklinometerbohrungen I_v1 und I_v9 (Bild 5). Danach wurden in den oberen 20 m unter Gelände Temperaturen von 15°C bis 23°C gemessen. Ab 30 m unter Geländeoberfläche steigen die Temperaturen von 16°C stetig auf 19,5°C in 100 m Tiefe an. Der Einfluß des jahreszeitlich schwankenden Niveaus der Lufttemperatur auf das Temperaturprofil von Boden und Grundwasser ist auf die oberen 30 m unter Geländeoberfläche beschränkt. Die am 10.02.1997 gemessenen höheren Temperaturen sind eine Auswirkung des Abbindeprozesses der unmittelbar benachbarten und kurz zuvor erstellten Verbauwandpfähle.

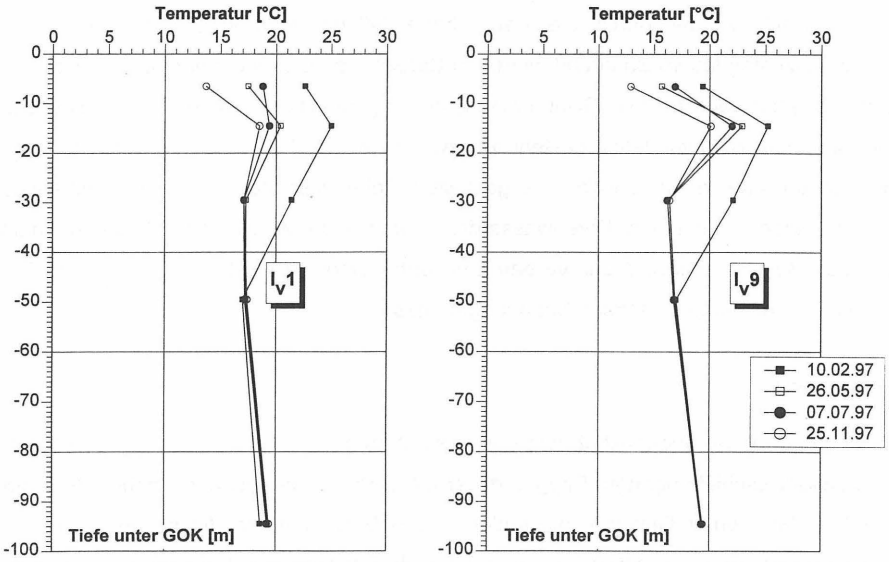


Bild 19: Gemessenes Temperaturprofil des Baugrundes im Bankenviertel von Frankfurt am Main

8 Automatische Meßwerterfassung und -übertragung

Zur kontinuierlichen, selbständigen Erfasssung und Aufzeichnung der Meßwerte der insgesamt knapp 1.000 eingebauten geotechnischen Meßsensoren wird eine automatische

Datenerfassungsanlage installiert. Die dezentral ausgelegte Datenerfassungsanlage besteht aus einzelnen im Kellerkasten des MAIN TOWER lokal positionierten Datenerfassungseinheiten, die sich aus Multiplexern mit verschiedenen Sensorinterfaces und Dataloggern zusammensetzen (Bild 20).

Während der Phase der Pfahlherstellung und dem nachfolgenden Aushub der Baugrube erfolgte die Erfassung der Meßwerte der in den Gründungspfählen eingebauten Sensoren zunächst mittels Handmeßgeräten. Der sukzessive Aushub des Startschachtes und später des verbliebenen Erdkörpers im Bereich der Deckelbauweise erforderte den fortlaufenden, am Baufortschritt orientierten Rückbau der Meßkabel und des konstruktiven Bewehrungskorbes auf das aktuellen Aushubniveau sowie den Abbruch der konstruktiven Bewehrungskörbe der instrumentierten Pfähle.

Nach Erreichen des Endaushubniveaus wurden die Meßkabel der in den Gründungspfählen und im Baugrund eingebauten Sensoren unterhalb der Bodenplatte zu zwei zentralen Durchführungspunkten geführt. Bedingt durch den Bauablauf mußte jeweils eine Durchführungsstelle im und eine außerhalb des Startschacht angeordnet werden. Durch

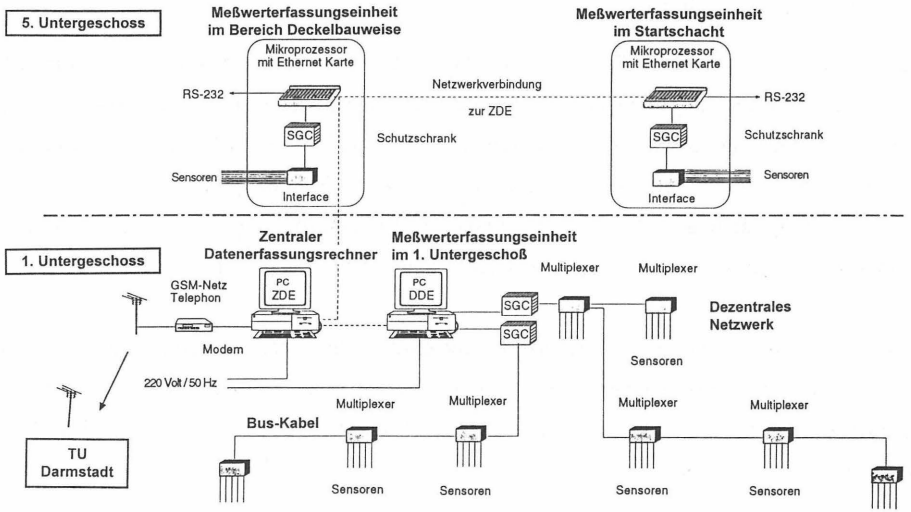


Bild 20: Aufbau der automatischen Meßwerterfassungsanlage für die geotechnische Meßinstrumentierung von Baugrube und Gründung des MAIN TOWER

insgesamt vier druckwasserdicht ausgeführte Brunnentöpfe (∅ 1,0 m) werden die elektrischen und hydraulischen Meßleitungen durch die 3,0 m bis 3,8 m dicke Bodenplatte zu zwei Meßwerterfassungseinheiten (Bild 20) im fünften Untergeschoß geführt.

Die Meßkabel der instrumentierten Gründungspfähle mit eingestellten Primärstützen werden vom Pfahlkopf kommend im Stegbereich der Stahlstützen, die als Stahlverbundstützen in das Bauwerk integriert werden, bis in das erste Untergeschoß geführt und hier von dezentral angeordneten Multiplexern erfaßt, die direkt an den jeweiligen Stützen angeordnet sind. Die Multiplexer werden über ein BUS-Kabel an die Meßwerterfassungseinheit im ersten Untergeschoß angeschlossen (Bild 20).

Nach Abschluß der Installationsphase werden die Meßwerterfassungseinheiten im 5. und 1. Untergeschoß über ein Netzwerk mit einen zentralen Datenerfassungsrechner verbunden, der die Steuerung der gesamten automatischen Meßanlage und die Kommunikation, d.h. die Datenfernübertragung an das Institut für Geotechnik in Darmstadt realisiert.

9 Schlußbemerkung

Die Erstellung des MAIN TOWER in Frankfurt am Main ist ein Pilotprojekt für die konsequente Erstellung eines Hochhausbaus in Deckelbauweise und für die Verknüpfung dieses Bauverfahrens mit der Gründungsform der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Die Baumaßnahme zeigt, daß für die verformungsarme Erstellung tiefer Baugruben und die Gründung schwerer Hochbauten neue konzeptionelle Wege beschritten werden können, die auch schwierigsten geotechnischen Randbedingungen gerecht werden.

Die durch die dezidierte meßtechnische Begleitung der Erstellung von Baugrube und Gründung des MAIN TOWER gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen ein besseres Verständnis für die dieses Bauverfahren prägenden Interaktionseinflüsse zwischen Baugrund und Tragwerk.

Literatur

Fischer, C.M.; Sellers, J.B.; McRae, J.B. (1995):
Spannungsmessungen im Stahlringausbau des Gefrierschachtes Gorleben 1. Gefrierschächte Gorleben, Jessberger (Hrsg.), Balkema, Rotterdam, 263-274

Gattermann, J.; Horst, M.; Rodatz, W. (1996):
Meßtechnisch Überwachung eines verformungsarmen Verbaus. Geotechnik 19 (1996), Heft Nr. 1, 9-17

Holzhäuser, J. (1996):
Geotechnische Messungen an einer Felspfahlgründung mit 111 Großbohrpfählen. 24. Baugrundtagung 1996, Berlin, Spezialsitzung "Forum für junge Geotechniker", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen, 17-18

Horst, M.; Gattermann, J. (1996):
Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus. Messen in der Geotechnik ´96. Fachseminar 22./23.02.1996, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 50, TU Braunschweig, 27-42

Ikuta, Y.; Maruoka, M.; Aoki, M.; Sato, E. (1994):
Application of the observational method to a deep basement excavated using the top-down method. Géotechnique 44, No. 4, 655-664

Katzenbach, R. (1993):
Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser. Bautechnik 70 (1993), Heft 3, 161-170

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Vogler, M.; Quick, H. (1994):
New Experiences on Deformation and Strength Behaviour of Frankfurt Limestone. Proc. IVth South American Congress on Rock Mechanics, Intern. Symposium ISRM, May 10-14, 1994, Santiago, Chile

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Moormann, Chr. (1996):
Nachweiskonzept für die kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Geotechnik 19 (1996), Nr. 4, 3-11

Katzenbach, R.; Quick, H. (1996):
Grundwassermanagement bei temporären Baumaßnahmen.
Bauingenieur 71 (1996), 297-304

Katzenbach, R.; Moormann, Chr. (1997a):
Design of axially loaded piles and pile groups in Germany · Actual practice and recent research results. Design of axially loaded piles · European practice, International Seminar, ISSMFE · ERTC3, Brüssel, 17.-18. April 1997, Balkema-Verlag, Rotterdam, 177-201

Katzenbach, R.; Moormann, Chr. (1997b):
Numerische Computersimulation der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung einer 20 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton. Workshop „Numerik in der Geotechnik", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik · AK 1.6, 24./25. April 1997, Stuttgart, 1-30

Katzenbach, R; Arlsan, U.; Moormann, Chr.; Reul, O. (1997):
Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), dargestellt am Beispiel aktueller Projekte. 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 13. März 1997, Darmstadt, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 37, 97-124

Loers, G.; Pause, H. (1976):
Die Schlitzwandbauweise für große und tiefe Baugruben in Städten · Erfahrungen und Möglichkeiten erläutert an ausgeführten Baugruben in der City von Düsseldorf.
Bauingenieur 51 (1976), 41-58

McRae, J.B.; Simmonds, T. (1991):

Long-term stability of vibrating wire instruments: One manufacturer´s perspective. Field Measurements in Geotechnics, Sørum (ed.), Balkema, Rotterdam, 283-293

Sommer, H.; Katzenbach, R. (1990):

Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt/Main. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 371-380

Triantafyllidis, Th. (1996):

Verformungsverhalten von Stützwänden bei tiefen Baugruben anhand von Ausführungsbeispielen. Beiträge zum 11. Christian Veder Kolloquium „Stützkonstruktionen im Grundbau - Herstellung und Bemessung", Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, Mitteilungsheft 14, 15-34

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Direktor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik

Dipl.-Ing. Christian Moormann
Wissenschaftlicher Assistent

Institut für Geotechnik · Technische Universität Darmstadt
Petersenstraße 13 · 64283 Darmstadt

FUGEN - MONITORING SCHLEUSE UELZEN

Fritz P. Eißfeldt und Gerd Siebenborn

1 Veranlassung

Die Schleuse Uelzen am Elbe-Seiten-Kanal ist mit 23 m Hubhöhe, der aufgelösten Bauweise und dem nur teilweise eingeerdeten Querschnitt ein Bauwerk, das bei jedem Schleusen größere Verformungen erfährt (Abb. 1). Im Bereich der Kammerblöcke treten die Bewegungen beim Füllen und Leeren der Schleuse vorwiegend in Querrichtung auf, während sie an den Häuptern zusätzlich auch in Längsrichtung wirksam sind. Diese lastfallbedingten Bewegungen sind überlagert von saisonalen temperaturbedingten Verformungen, so daß die **Fugenbänder** erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

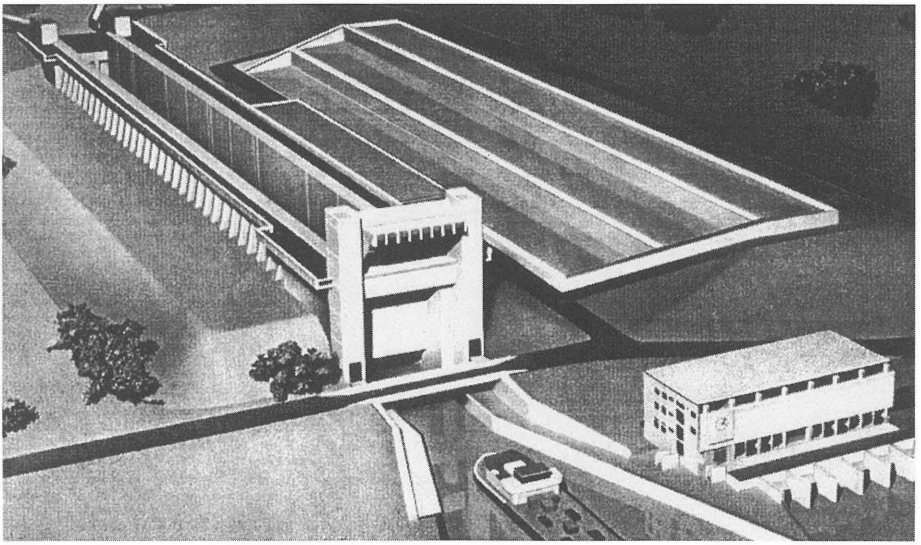


Abb. 1: Foto Schleuse Uelzen

Im November 1992 traten wegen der mehrachsigen Verformungsbeanspruchung zwischen Unterhaupt und Block 1 Fugenbandschäden auf, die in den Sanden seitlich und unter der Bauwerkssohle zu **Bodenerosionen** führten, wenn sich der Schleusenwasserstand unter dem Grundwasser (z.B. auf Unterwasser) befand (Abb. 2). Gegenüber den herrschenden hydraulischen Gradienten sind weder die Auffüllungssande noch die gewachsenen Unteren Sande erosionsstabil.

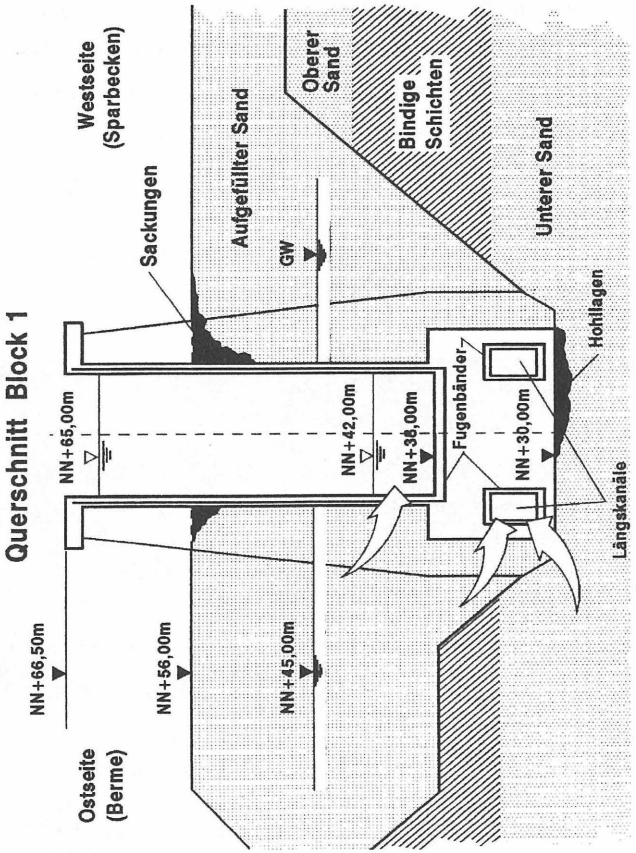


Abb. 2: Schleusenquerschnitt mit Lage der Fugenbänder

Für den Fall einer Fugenleckage muß bei weiterem Schleusenbetrieb infolge der Bodenumlagerungen mit Setzungen und Verkantungen einzelner Bauwerksblöcke gerechnet werden, was die Gebrauchstauglichkeit erheblich einschränkt. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat dem Betreiber der Schleuse daher empfohlen, **alle** Fugen für eine frühzeitige Leckageortung mit einem automatisierten Meßsystem **(Fugen-Monitoring)** zu überwachen. Durch das Fugen-Monitoring (Beobachtungsmethode) wird die Betriebssicherheit der Schleuse erhöht.

2 Bauwerk und Fugenkonstruktion

Die 12 m breite und 190 m lange Schleuse Uelzen besteht aus einer Kammer von 11 Einzelblöcken mit abschließendem Ober- und Unterhaupt, den treppenförmig seitlich angeordneten Sparbecken, ihren Zuleitungen und dem Schieberhaus. Das Leeren und Füllen der Schleusenkammer erfolgt über ein System aus Längskanälen mit Ein- und Ausläufen im Ober- und Unterhaupt sowie dem dazwischenliegenden Grundkanal mit den Ein- und Ausläufen zu den Sparbecken. Ohne Sparbecken kann die Schleuse als Normalschleuse ohne Wassereinsparnis betrieben werden. Mit Sparbeckenbetrieb werden ca. 60% der Betriebswassermenge immer wieder verwendet und gehen damit nicht verloren. Das Verlustwasser wird nachts durch eine zwischen Schleuse und Sparbecken verlaufende Pumprohrleitung von Unterwasser nach Oberwasser zurückgepumpt (Abb. 3).

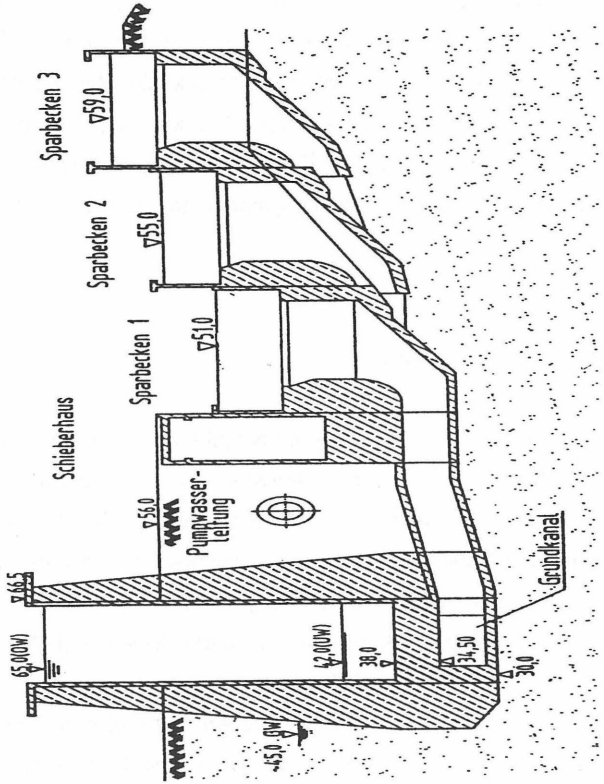


Abb. 3: Querschnitt der Schleusenanlage

Die Kammerblöcke sind mit einem einbetonierten Fugenband - Typ Vredestein W9MR - gedichtet, das von der Schleusenplattform ausgehend bis zur Unterkante der Schleusensohle mittig in der Kammerwand verläuft und bei den Normalblöcken im Sohlbereich unterhalb des Grundkanals horizontal zur gegenüberliegenden Seite geführt wird. In Kammerblöcken mit Längskanälen (Abb. 2) ist die vorgenannte Fugenbandführung nicht möglich, so daß die Längskanäle dort gesondert mit umlaufenden Fugenbändern abgedichtet wurden.

3 Grundwasserverhältnisse

Die Grundwasserverhältnisse werden im Schleusenbereich durch zahlreiche Pegel mit Filterstrecken im oberen und unteren Sandhorizont beobachtet. Durch den Aushub des Geschiebemergels und die Verfüllung mit Sand ist am Bauwerk allerdings ein durchgehender Sandhorizont vorhanden (Abb. 2). Die langjährigen Auswertungen der Grundwasserbeobachtungen zeigen nahezu gleichbleibende Grundwasserstände, die am Oberhaupt bei etwa NN +46 m und am Unterhaupt bei etwa NN +45 m liegen. Es besteht somit ein geringes Gefälle vom Ober- zum Unterhaupt, da der im Einschnitt liegende Unterwasserkanal als Vorfluter wirkt.

4 Meßkonzept und Meßtechnik

Die Konzeption des Fugen-Monitorings beruht zum einen auf der **fortlaufenden Messung der Grundwasserstände** unmittelbar im Fugenbereich und zum anderen auf der **ständigen Messung der Temperaturunterschiede** zwischen Schleusen- und Grundwasser. Bei Austritten von Kammerwasser infolge einer Fugenleckage ändern sich die Temperaturen in Boden und Grundwasser. Weniger empfindlich als die Temperaturmessungen reagieren die Piezometer in den Grundwassermeßstellen. Sinnvoll kann das Fugen-Monitoring nur dann sein, wenn **alle** Fugen ständig durch Grundwasserstands- und Temperaturmessungen überwacht werden. Unter dieser Vorgabe wurde die Schleuse Uelzen im Frühsommer 1995 mit einem sehr umfangreichen Meßsystem ausgerüstet, das aus den Komponenten

- Wasserstandssensoren mit einer Meßgenauigkeit von ±2 cm,
- Temperatursensoren mit einer Genauigkeit von ±0,1° C,
- Meßsteuerung mit Datenerfassung und Datenfernübertragung,
- Online- oder standardisierte, automatisierte Auswertungen

besteht.

An jeder Fuge befinden sich die Grundwassermeßstellen in einem Abstand von 1,4 m. Für die Wasserstandsmessungen werden Piezometer eingesetzt, die nach dem Prinzip der

schwingenden Saite arbeiten. Diese müssen temperaturkorrigiert werden, so daß die Sensoren zusätzlich mit einem Temperatursensor ausgestattet sind. Die Piezometer hängen in der Regel bei NN +44 m im Grundwasser (Abb. 4). Die Filterstrecke der Pegelrohre erstreckt sich über den Tiefenbereich von NN +42 m bis NN +32 m. Der Durchmesser der Pegelrohre beträgt 2 Zoll. Die Grundwasserpegel zeichnen ständig die Grundwasserverhältnisse auf. Plötzliche Wasserspiegeländerungen fallen also ins Auge, wenn infolge einer Fugenleckage größere Wassermengen zufließen.

Damit auch schon Undichtigkeiten defekter Fugenbänder mit geringeren Wasseraustritten bemerkt werden können, erfolgen ständig zusätzliche Messungen im Boden und Grundwasser über sog. Temperaturmeßketten. Deren Sensoren sind entsprechend Abb. 4 über die Tiefe angeordnet und liefern damit ein Tiefenprofil der Bodentemperatur. Durch die Verteilung der Temperatursensoren über die Tiefe läßt sich die Leckage in ihrer Höhenlage orten. An jede Kammerfuge sind daher auf beiden Schleusenseiten jeweils 2 Temperaturmeßketten eingebaut, die mit PT-100-Sensoren bestückt sind. Die Sensoren arbeiten über Messung des elektrischen Widerstandes bei Temperaturänderungen. Um Fugenundichtigkeiten möglichst früh festzustellen, ist jeweils eine Temperaturmeßkette im ungesättigten und wassergesättigten Boden installiert. Beide Meßketten sind auch insofern notwendig, da für die empfindliche Temperaturmessung durch den Versatz in der Schleusensohle ansonsten ein zu großer Abstand im darüberliegenden Wandbereich entsteht.

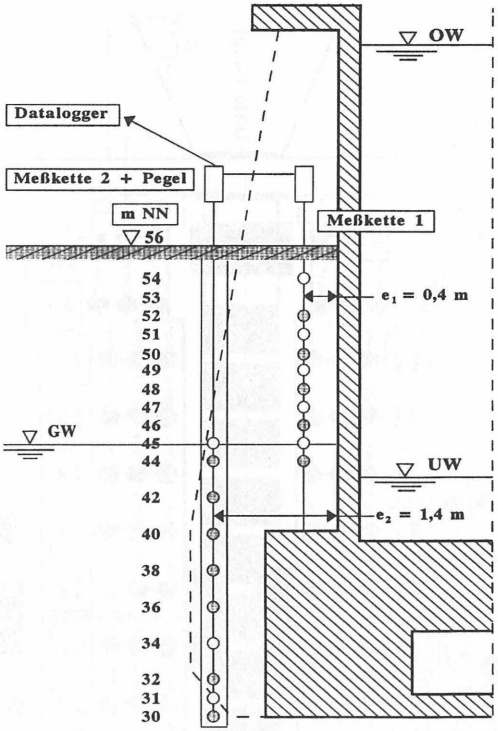


Abb. 4: Anordnung der Sensoren im Querschnitt

Die Lage der Meßstellen an jeder Kammerfuge aus 2 Temperaturmeßketten und einem Grundwasserpegel ist dem Grundriß von Abb. 5 zu entnehmen. Auch an den Fugen der Ein- und Auslaufkanäle zu den Sparbecken zwischen Schleuse und Schieberhaus befinden sich jeweils beidseitig angeordnet Temperaturmeßketten. Etwa 18 m östlich der Kammerwand wurde eine Referenzstation errichtet, die Daten der von Schleusungen unbeeinflußten Boden- und Grundwasserbereiche sowie Wetterdaten erfaßt. Außerdem werden noch die Ober- und Unter- sowie die Schleusenwasserstände gemessen.

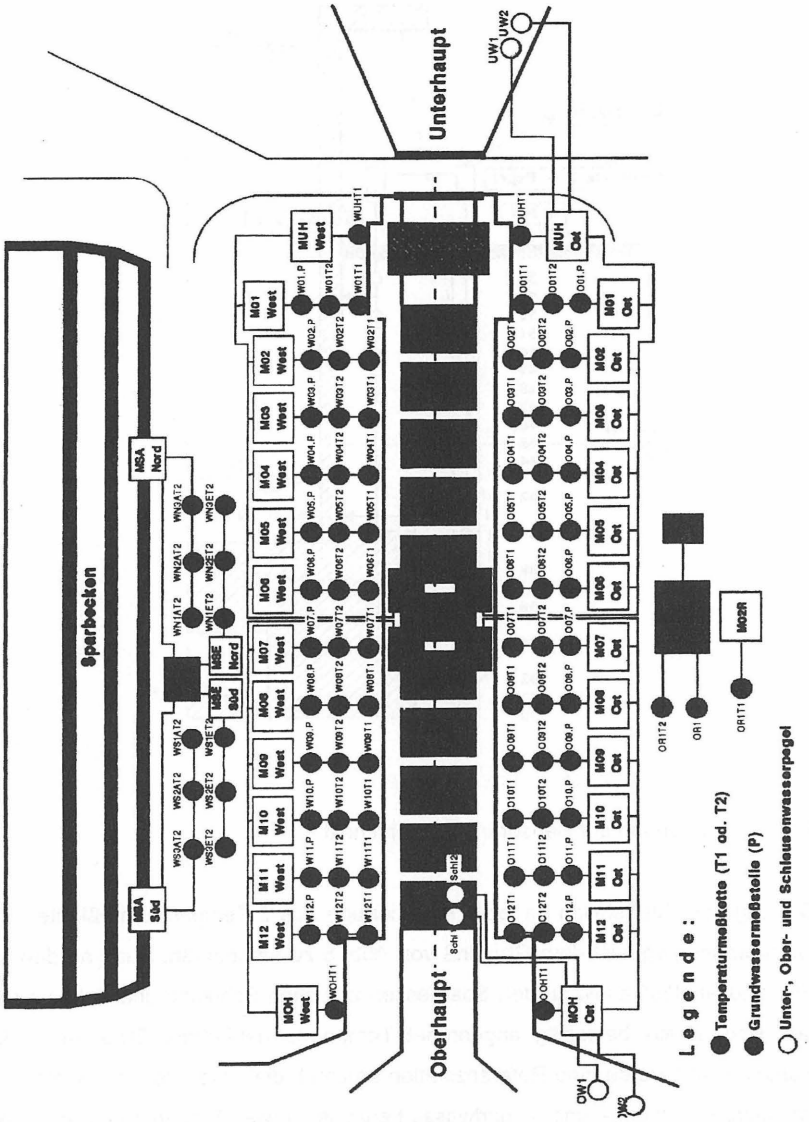


Abb. 5: Lage der Meßstellen im Grundriß

Zur Überwachung der Fugen wurden insgesamt etwa **600 Einzelsensoren** in das Meßsystem integriert, die von 7 Dataloggern gesteuert werden. Die Messungen werden von 5.00 Uhr bis 11.00 Uhr alle 2 Minuten und in der übrigen Zeit stündlich durchgeführt. Während der Datenübertragung zwischen 15.00 Uhr und 20.00 Uhr finden keine Messungen statt. Durch die fast 200 Messungen entstehen täglich 120.000 Meßdaten, die abends über das Telefonnetz ins Wasser- und Schiffahrtsamt (WSA) übertragen, dort automatisch ausgewertet und dargestellt werden.

5 Datenverarbeitung

Wegen der Vielzahl von Sensoren und damit täglich anfallenden großen Datenmengen wurde die Datenverarbeitung so konzipiert, daß die Meßanlage durch eine automatisierte Standardauswertung als **Alarmsystem** genutzt wird. Die Kombination von elektrischen Sensoren, Meßsteuerung, Datenerfassung, -fernübertragung und -auswertung bilden dann das eigentliche Fugen-Monitoring, was zentral von einem PC vom WSA Uelzen aus gesteuert wird. Für die Umsetzung wurde die Standardsoftware DIA/DAGO der Firma GfS (Gesellschaft für Strukturanalyse mbH, Aachen) genutzt, die eine anwenderfreundliche Menuesteuerung und die von der BAW vorgegebenen Standardauswertungen realisiert hat. Danach sind folgende Anwendungen möglich:

- **Automatische Auswertung:** Hier entstehen Temperaturverläufe als Tiefenprofile und Grundwasserganglinien zur Zeit 3.00 Uhr (Schleuse lange Zeit auf Unterwasser) sowie Grafiken mit den Differenzen zum 3.00-Uhr-Wert 24 Stunden vorher.
- **Manuelle Auswertung:** Hiermit lassen sich Temperaturverläufe und Grundwasserganglinien sowie deren Differenzwertbildungen für frei wählbare Zeitpunkte und Zeiträume darstellen. Auch eine Isolinien-Darstellung für Grundwasser und Temperatur ist damit ausführbar.
- **Langzeitauswertung:** Es können langfristige Zeitreihenanalysen für frei wählbare Sensorkombinationen erstellt werden, die beispielsweise für die Festlegung von Grenzwerten dienen. Durch diese Auswertungen wird der saisonale Einfluß auf die Boden- und Grundwassertemperatur ermittelt.

- **Online-Darstellungen:** Die Online-Funktion ermöglicht eine Sichtung aktueller Meßdaten einzelner Sensoren.

6 Alarmsystem

Das Fugen-Monitoring sollte gleichzeitig auch ein Alarmsystem beinhalten, was in der automatisierten Auswertung realisiert wurde. Dabei erfolgt vom Rechner durch den Vergleich mit vorgegebenen Grenzwerten eine Überprüfung auf Grenzwertüberschreitungen, die auf dem Rechner mit einem Warnhinweis kenntlich gemacht werden. Bei dieser automatischen Überprüfung werden folgende 3 Zeitabschnitte zugrunde gelegt:

- 3.00 Uhr (Ruhezeitpunkt der Schleuse auf Unterwasser) bis zum ersten Oberwasser
- 3.00Uhr bis 8.00 Uhr (mehrere Schleusungen nach nächtlicher Ruhepause)
- 3.00 Uhr bis 3.00 Uhr vom vorherigen Tag (24 Stunden-Rhythmus)

Das Alarmsystem basiert auf einer Grundwasserströmung infolge defekter Fugen, die zu thermischen und hydraulischen Veränderungen führt. Das thermische Alarmsystem ist dabei aussagekräftiger, weil die Sensoren der oberen Temperaturmeßkette T1 näher an den Fugen liegen und damit grundsätzlich auch oberhalb des Wasserspiegels Messungen zulassen.

Eine differenzierte Festlegung von Grenzwerten erfolgt zum einen für die drei vorgenannten Zeitabschnitte und zum anderen nach der Lage der Geber zum Bauwerk. Gebergruppen mit geometrisch gleicher Anordnung bekommen dabei gleiche Grenzwerte zugewiesen. Als Erweiterung für ein möglichst sicheres Alarmsystem werden als Grenzwerte noch zulässige Differenzen zu der qualitativ guten Fuge 6 dazugenommen.

	Zeiträume					
	1		2		3	
	$3^{00} \rightarrow$ 1. OW		$3^{00} \rightarrow 8^{00}$		$3^{00} \rightarrow 3^{00}$	
	Bezeichnung	**Wert**	**Bezeichnung**	**Wert**	**Bezeichnung**	**Wert**
Fuge OH, UH	A_T 1,1	0,3	A_T 2,1	0,3	A_T 3,1	0,3
T_1 - Kette, Fugen 1 - 12	A_T 1,2	0,5	A_T 2,2	0,6	A_T 3,2	0,5
T_2 - Kette, Fugen 1, 12	A_T 1,3	0,5	A_T 2,3	0,6	A_T 3,3	0,4
T_2 - Kette, Fugen 2, 11	A_T 1,4	0,5	A_T 2,4	0,6	A_T 3,4	0,4
T_2 - Kette, Fugen 3 - 10	A_T 1,5	0,5	A_T 2,5	0,6	A_T 3,5	0,4
Differenzwerte zu Fuge 6	A_T 1,6	0,3	A_T 2,6	0,3	A_T 3,6	0,3
Wasserstandsdifferenzen [m]	A_w,1	0,05	A_w,2	0,05	A_w,3	0,05

Tabelle 1: Grenzwerte des Alarmsystems

Die z. Zt. festgelegten Grenzwerte der Temperaturen sind in Tabelle 1 aufgeführt. Sie schwanken zwischen A_T = 0,3 °C und A_T = 0,6 °C, während der Grenzwert für den Wasserstand an allen Fugen - unabhängig von zeitlichen und geometrischen Randbedingungen - einheitlich mit A_w = 0,05 m festgesetzt ist.

Neben der automatischen Grenzwertüberprüfung ist eine visuelle Plausibilitätskontrolle ohne großen Aufwand möglich. Dazu können 42 Standardgrafiken erzeugt werden, die Temperaturverlauf und Temperaturdifferenz an den 14 Kammerfugen und den 4 Fugen der Sparbeckenleitungen im Tiefenprofil zeigen und als westliche bzw. östliche Seitenansicht die Wasserstandsdifferenzen und Temperaturdifferenzen - getrennt nach Meßkette T1 und T2 - darstellen.

Die Abbildung 6 zeigt eine Auswertegrafik der Temperaturdifferenzen vom 27.01.96 (3.00 Uhr) zur selben Zeit des Vortages. Im Tiefenbereich zwischen NN +44 m bis NN +46 m sind deutliche Temperaturunterschiede festzustellen. Einer derartigen Anomalie ist beispielsweise nachzugehen. Tatsächlich gab es hier einen Fugenbandschaden, der durch ein kammerseitig aufgesetztes Fugenband während einer Schleusentrockenlegung behoben wurde.

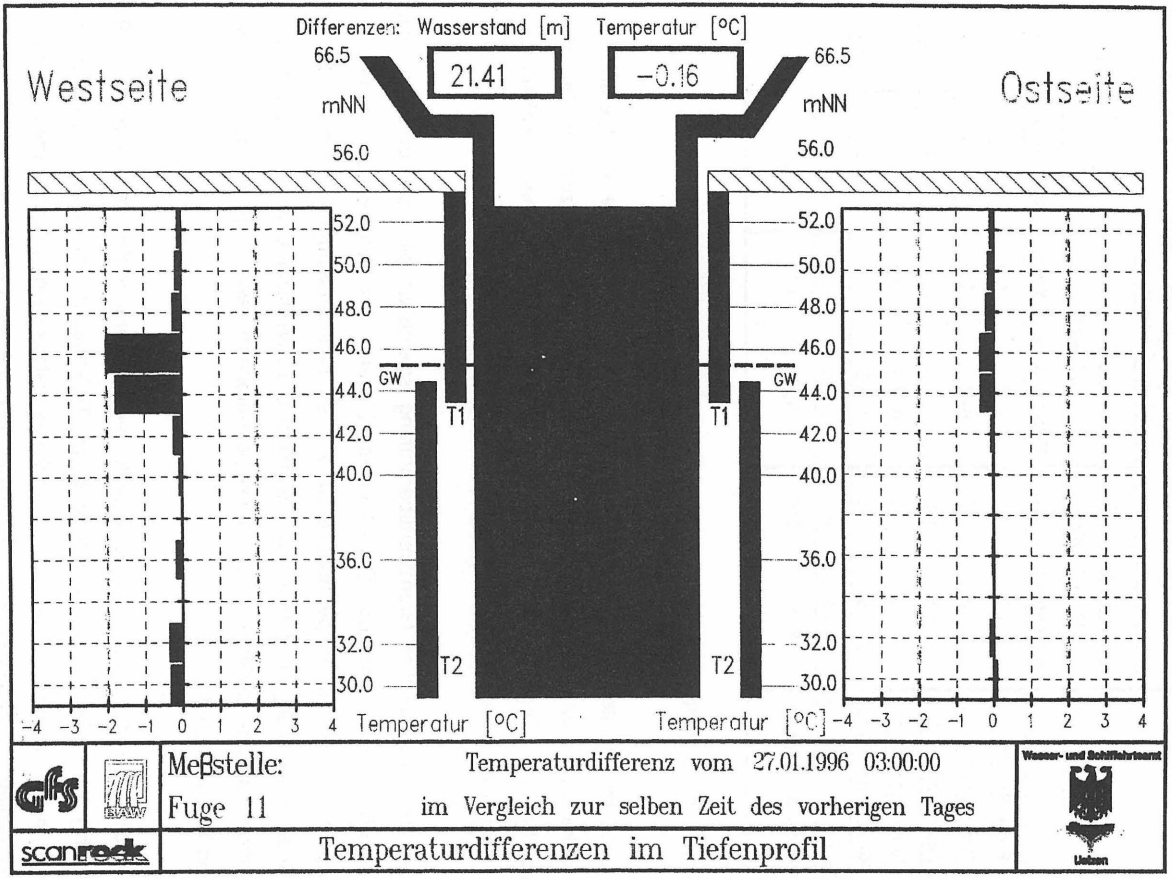


Abb. 6: Auswertegrafik von Temperaturdifferenzen im Tiefenprofil

7 Auswertungen mit Ergebnisdarstellungen

Um Einflüsse auf Grundwasserstände und Temperaturen an jeder Fuge sicher beurteilen zu können und das hydraulische und thermische Geschehen an jeder Fuge auch tatsächlich zu kennen, sind Auswertungen für verschiedene Zeiträume, Zeitreihen und Einzelereignisse durchzuführen. Dies gilt besonders für die Schleusungsvorgänge, denn hierbei ändern sich die Wasserdrucklasten auf die Fugenbänder hinsichtlich Größe und Richtung. Bekannt sein muß auch das saisonale Temperaturverhalten des Wassers, denn im Sommer ist das Schleusenwasser mit über 20 °C deutlich wärmer als das Grundwasser bzw. der ungesättigte Boden oberhalb des Grundwassers. Im Winter kehrt sich dies um, das wärmere Grundwasser liegt deutlich über dem kälteren Schleusenwasser. Im Frühjahr und Herbst sind über vergleichsweise kurze Zeiträume annähernd gleiche Temperaturverhältnisse vorhanden, die das Fugen-Monitoring in dieser Zeit einschränken. Auch Betonrisse haben Auswirkungen auf die hydraulischen und thermischen Verhältnisse im Nahbereich der Schleuse, was bei der Beurteilung zu berücksichtigen ist.

Auf dieser Grundlage werden sowohl kurz- und langfristige Auswertungen (Tag, Quartal, Jahr) durchgeführt als auch besondere Einzelereignisse wie Abdichtungsmaßnahmen, Schleusentrockenlegungen usw. ausgewertet. Grundlegende und interessante Ergebnisse werden nachfolgend aufgeführt:

- Die Tagesgangauswertungen für Wasser und Temperatur zeigen beide, daß Schleusen- und Grundwasser über Betonrisse und Fugenundichtigkeiten zwar miteinander in Verbindung stehen, aber die Mengen des ein- und ausströmenden Wassers nur sehr gering sind. Dieser begrenzte Wasseraustausch findet überwiegend über die Höhe der Schleusensohle statt. Dies wird auch durch die Auswertung von Einzelergebnissen bestätigt.
- Die Auswertung langer Zeiträume belegt eine stabile hydrologische Situation am Schleusenbauwerk ohne nennenswerte Schwankungen aus Niederschlägen o. ä.
- Die Temperaturänderungen **beim Schleusen** betragen bei absolut dichter Fuge 0 bis 0,2° C. In Bereichen mit Betonrissen nehmen sie Werte von 1 bis 2° C an, was für das Bauwerk normal zu bezeichnen ist. Bei defekten Fugen liegen die schleusungsbeding-

ten Temperaturänderungen mit 4 bis 5° C deutlich höher und sind erst nach der Sanierung wieder auf die vorgenannten Normalwerte von 1 bis 2° C zurückgegangen.

- Auch die Wasserstände aller Meßstellen zeigen deutlich, daß Schleusungsvorgänge die Grundwasserstände beeinflussen. Schleusenleerungen erzeugen infolge vertikaler und horizontaler Bauwerksbewegungen Grundwasserabsenkungen, während Schleusenfüllungen Grundwasseranstiege hervorrufen (Abb. 7). Die schleusungsbedingten Schwankungen betragen dabei wenige Dezimeter. Auch in entfernt liegenden Grundwassermeßstellen sind diese schleusungsbedingten Schwankungen zu beobachten, so daß die Wasserstandsänderungen beim Schleusen überwiegend aus lastbedingten Bauwerksverformungen herrühren.
- Die Temperaturmessungen sind im Hinblick auf Fugenundichtigkeiten und Betonrisse wesentlich aussagekräftiger als die Grundwasserstandsmessungen. Ein Beispiel dafür zeigt die Abbildung 7. Die Temperaturganglinien an der Meßkette T2 in der östlichen Kammerfuge Nr. 4 weisen in Höhe NN +32 m (Sensor O04T2_32) deutliche Schwankungen von 1 bis 2° C auf, was auf Betonrisse und/oder Fugenundichtigkeiten schließen läßt. Die darunter und darüber angeordneten Sensoren O04T2_36 und O04T2_30 zeigen dagegen nur noch geringe Temperaturveränderungen an, während die Sensoren O04T2_40 und O04T2_42 keine Veränderungen messen. Hier betragen die schleusungsbedingten Grundwasserstandsschwankungen nahezu 30 cm.

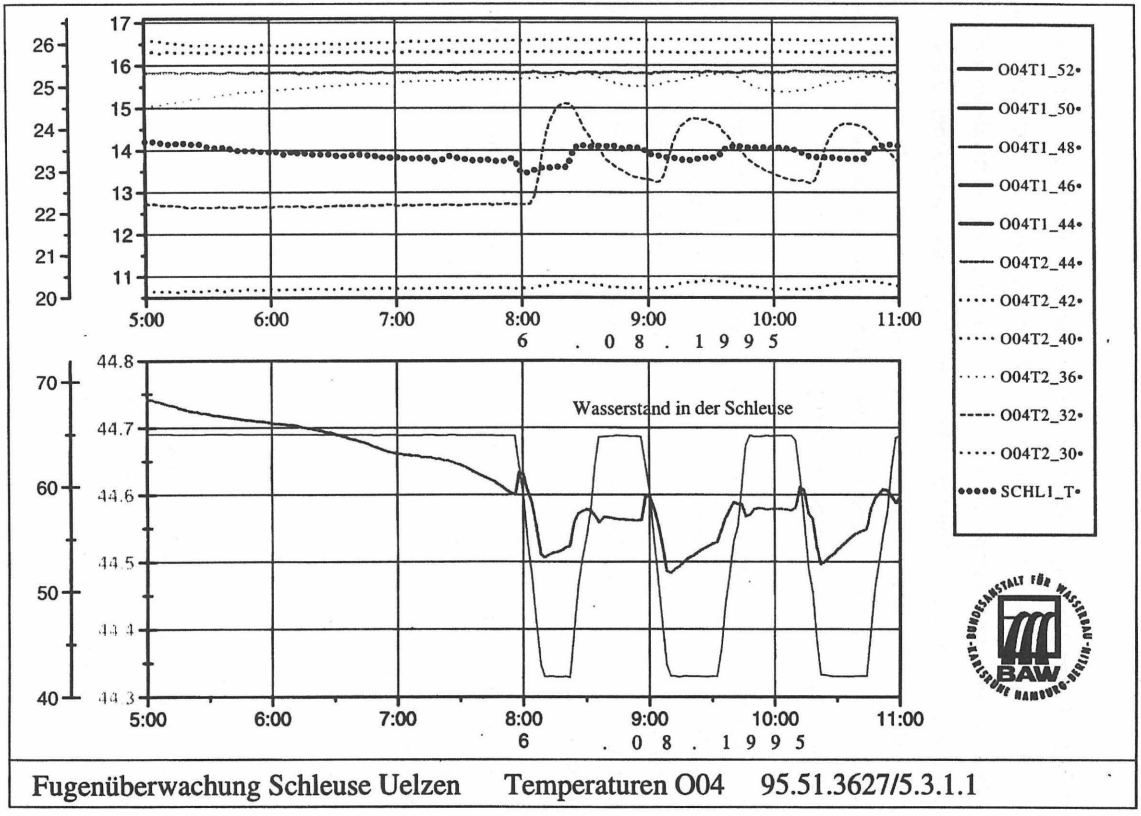


Abb. 7: Temperatur- und Wasserstandsganglinien an Fuge 4

8 Schlußbemerkungen

Mit dem Fugen-Monitoring ist eine ständige Beobachtung der Schleuse Uelzen hinsichtlich ihrer Dichtigkeit möglich. Durch die bisherigen Messungen mit den umfangreichen Wasserstands- und Temperaturauswertungen kennen die zuständigen Betreuer die hydraulischen und thermischen Verhältnisse an den Fugen und können damit deren Qulität beurteilen. Fugenschäden, die Bodenerosionen in der Anschüttung und im Untergrund auslösen, lassen sich frühzeitig erkennen und verhindern aufwendige Sanierungsmaßnahmen und damit verbundene langfristige Schleusenstillegungen.

Der finanzielle und zeitliche Aufwand zur Unterhaltung der Meßanlage und Auswertung der Meßdaten darf nicht unterschätzt werden. Da die bisherigen Fugenschäden an der Schleuse Uelzen infolge defekter Fugenbänder beträchtlich waren und die Betriebssicherheit der Schleuse durch das Fugenmonitoring enorm gewinnt, ist der Aufwand allerdings gerechtfertigt.

Im Rahmen dieses Beitrages möchten wir uns beim Wasser- und Schiffahrtsamt als Betreiber der Meßanlage für die vertrauensvolle und konstruktive Zusammenarbeit bedanken.

Fritz P. Eißfeldt und Gerd Siebenborn
Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste
Wedeler Landstraße 157
22559 Hamburg

VEKTORIELLES VERFORMUNGSMODELL EINER KAIMAUER

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut
Dipl.-Ing. Thomas Huch

1 Einleitung

Am O'Swaldkai im Hamburger Hafen wird seit 1992 an einer in Schlitzwandbauweise hergestellten Wand ein umfangreiches Meß- und Untersuchungsprogramm vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) in Zusammenarbeit mit dem Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg durchgeführt. Neben Inklinometer-, Gleitmikrometer- und Spannungsmessungen im Boden und in der Wand werden Setzungsmessungen in dem hinter der Wand anstehenden Boden durchgeführt.

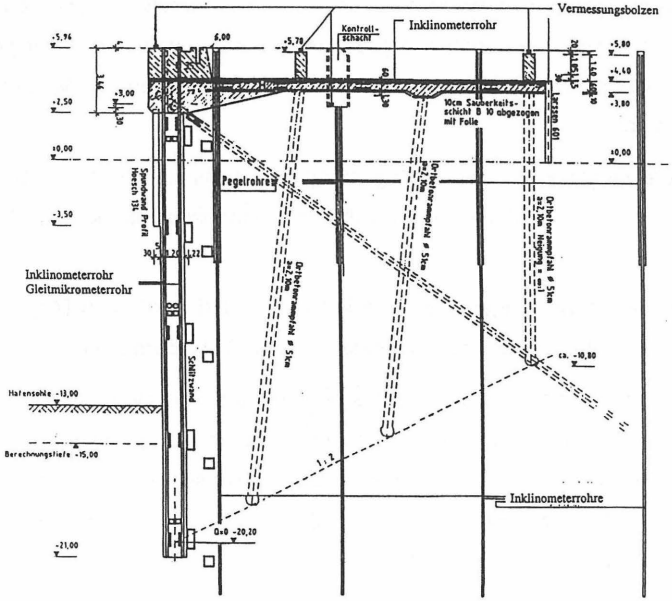


Bild 1: Hauptmeßquerschnitt [6]

Nähere Angaben zum Bauwerk und zum Bodenprofil sowie bisherige Ergebnisse des Meß- und Untersuchungsprogramms sind u. a. in [1,4,6,7] nachzulesen. Bild 1 zeigt den Hauptmeßquerschnitt, wobei die im Boden liegenden Inklinometerrohre gleichzeitig als Setzungsmeßrohre ausgebildet wurden.

In diesem Beitrag werden die Durchführung der Setzungsmessungen und die Ergebnisaufbereitung sowie die statistische Ermittlung der Fehlerschranken erläutert. Darüber hinaus wird die Entwicklung eines zweidimensionalen Verformungsmodells vorgestellt.

2 Durchführung der Setzungsmessungen

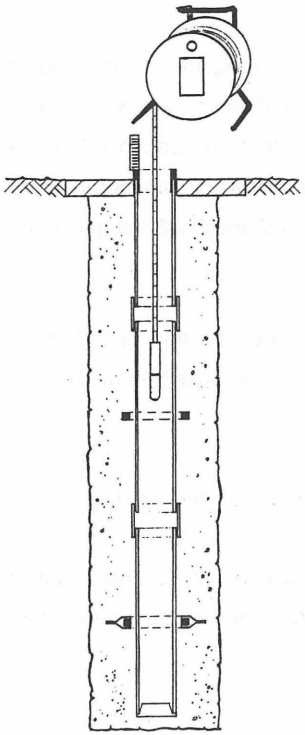
2.1 Aufbau und Einrichtung der Meßstellen

Zunächst wurden in eine verrohrt hergestellte Bohrung Führungsrohre eingebracht, über die in beliebigen Abständen Magnetringe geschoben wurden. In diesem Fall wurden Drainagerohre mit einem Durchmesser von 100 mm als Führungsrohre verwendet. Innerhalb dieser Drainagerohre wurden zusätzlich Inklinometerrohre eingebaut, um Aussagen über Horizontalverschiebungen zu erhalten. Nach dem Einbau der Meßrohre wurde das Bohrrohr gezogen und der verbleibende Ringspalt mit Quarzsand verfüllt. Der Quarzsand stellt den Verbund zwischen den Meßrohren und dem Boden her.

Eine weitere Möglichkeit, um die Magnetringe am Inklinometerrohr zu befestigen, besteht in der lockeren Fixierung mit Hilfe von Klebeband, das sich im Baugrund auflöst.

Durch auftretende Setzungen verändert jeder Ring und damit sein Magnetfeld die Höhenlage. Das Prinzip der Setzungsmessung ist in Bild 2 dargestellt.

Die Höhenlage des magnetischen Feldes jedes Ringes wird mit einer Sonde gemessen, die mit Hilfe eines Flachbandkabels in das Meßrohr abgelassen wird. Erreicht die Sonde das Magnetfeld des Ringes, wird ein akustisches und optisches Signal ausgelöst. Durch Verwendung eines Führungsaufsatzes mit Nonius kann laut Hersteller eine Genauigkeit von $\pm$ 2 mm erreicht werden.



- Magnet- Setzungslot mit Flachbandkabel 1 cm Markierung und Anzeigelampe
- Rohraufsatz mit Nonius zur mm Ablesung
- Betonplatte ca. 500 x 500 x 100 mm
- Führungsrohr
- Verbindungsmuffe für Führungsrohr
- Sonde mit Rückkontakt
- Magnetring für Bohrungen
- Verbindungsmuffe
- Magnetring mit Setzungsplatte Ø 120 mm
- Bohrloch je nach Führungsrohr und Tiefe bis 200 mm Ø

Bild 2: Prinzip der Setzungsmessung [Glötzl, Baumeßtechnik]

Im Anschluß an das Einbringen des Rohres wird eine Nullmessung durchgeführt. Das Maß der aufgetretenen Setzungen kann aus dem Vergleich der Messungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten bestimmt werden.

Zur Durchführung der Nullmessung wurde ein Zeitpunkt gewählt, der ausreichend lange nach dem Einbau der Rohre und weit vor Beginn der Abbaggerungsarbeiten lag. So konnte sichergestellt werden, daß der Quarzsand den Ringspalt durch den Einfluß der Tide und des Grundwassers ohne die Bildung von Hohlräumen ausgefüllt hat. Weiterhin konnte durch die Wahl dieses Bezugsdatums eine Beurteilung der Setzungen erfolgen, die in der Bauphase 2 auftraten. Die Bauphase 2 umfaßt den Zeitraum der Abbaggerung des vor der Wand anstehenden Bodens.

2.2 Auswertung der Setzungsmessungen

Im Gegensatz zu Inklinometermessungen haben die Setzungsmeßpunkte keinen fest definierten Abstand zueinander. Jedem Meßpunkt wird während des Herablassens der Sonde die Länge zugewiesen, die der von oben gemessenen Höhe des Magnetrings im Meßrohr entspricht. Die Längen werden sowohl beim Herablassen (u_1) als auch beim Hochziehen (u_2) der Sonde bestimmt und anschließend gemittelt.

$$u_m = \frac{u_1 + u_2}{2}$$

Die Höhen der einzelnen Meßpunkte werden zunächst auf die absolute Höhe in mNN bezogen. Anschließend werden die Lagedifferenzen der einzelnen Meßpunkte untereinander aus den gemittelten Werten berechnet.

$$d\,u_m(P_i) = u_m(P_{i+1}) - u_m(P_i)$$

Unter Annahme der Unverschieblichkeit des untersten Meßpunktes werden die Höhen der Ringe im Meßrohr berechnet. Die Höhe des untersten Meßpunktes wird demnach zu Null gesetzt. Die Höhen der Meßpunkte ergeben sich aus der Addition der einzelnen Meßpunktdifferenzen. Dabei erfolgt die Addition vom untersten Meßpunkt aus.

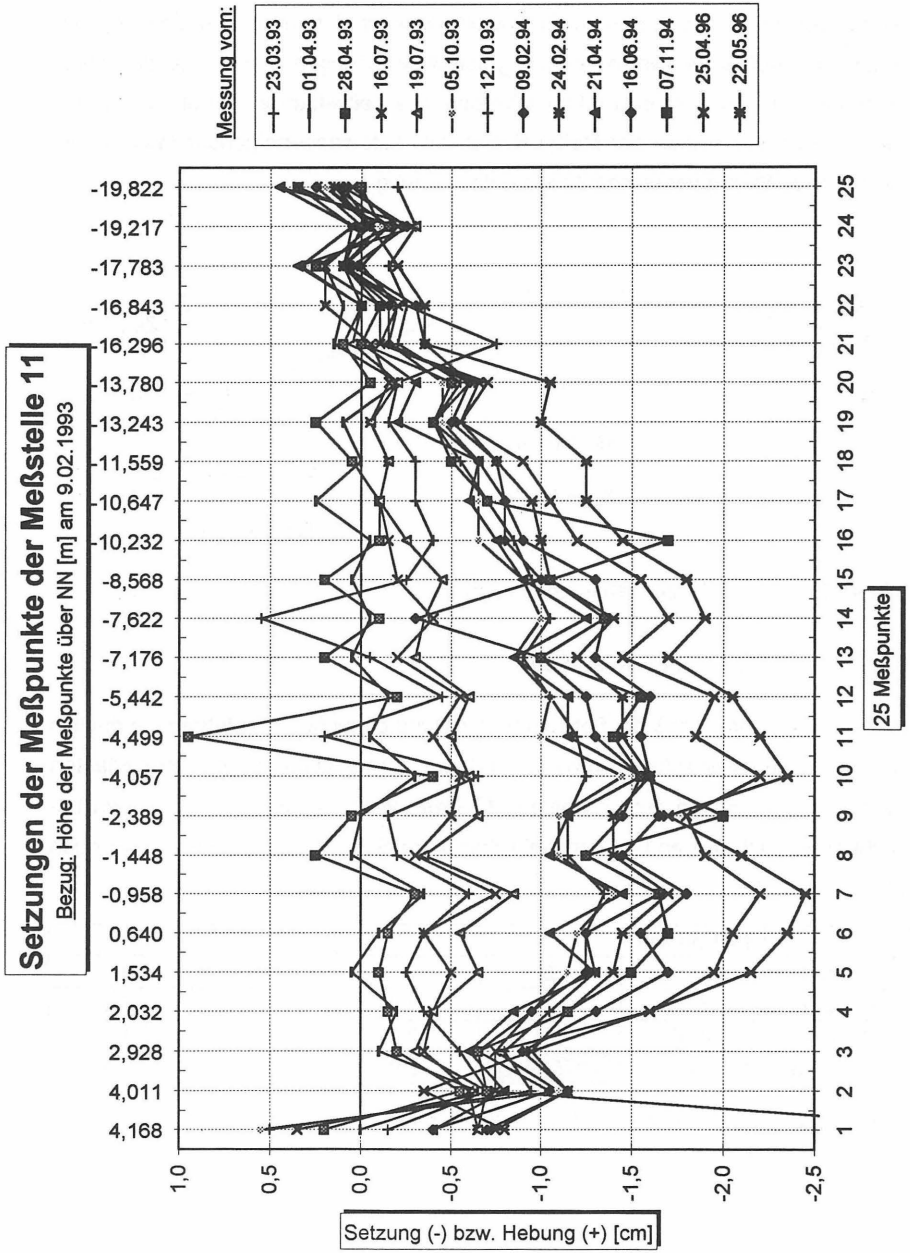
$$\text{Höhe } H = \sum_{i=1}^{n} d\,u_m(P_i)$$

Sobald die einzelnen Messungen aufbereitet sind, können die Verschiebungen der Meßpunkte in bezug auf eine Vergleichsmessung ermittelt werden. Die Verschiebungen werden aus der Differenz der Höhen berechnet.

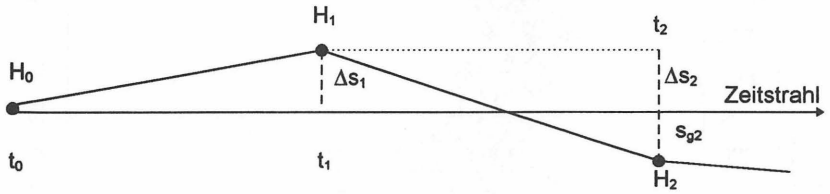
Da ein Vergleich der Setzungen der vier hinter der Wand liegenden Meßstellen nur möglich ist, wenn sie auf eine einheitliche Höhe bezogen werden, mußte auf die vom IGB·TUBS durchgeführten Nivellements zurückgegriffen werden. Dabei war eine geringfügige Setzung des Kopfpunktes zu erkennen, die durch eine angenommene Setzung des Fußpunktes ausgeglichen wurde.

Anschließend können die errechneten Setzungen dargestellt werden, wobei Meßfehler als starke Abweichungen vom tendenziellen Verlauf der Kurven zu erkennen sind und korrigiert werden müssen. Zur besseren Veranschaulichung werden die Setzun-

Setzungen einer Messung mit einem Maßstabsfaktor multipliziert und als Polygonzug im folgenden Bild dargestellt.



Um die Setzungsentwicklung erkennen zu können, wird die Gesamtsetzung s_g eines Meßpunktes aus der Summe der Teilsetzungen berechnet. Als Teilsetzung wird der Wert bezeichnet, um den sich der Meßpunkt bezüglich der vorherigen Messung verändert hat. Auf diese Weise können grobe Abweichungen von der tendenziellen Setzungsentwicklung schnell erkannt werden. Die Teilsetzungen ergeben sich aus der Differenz der Höhen der Meßpunkte zweier aufeinanderfolgender Messungen. Die folgende Skizze veranschaulicht die Berechnung.



$\Delta s_1 = (H_1-H_0)*100$

$s_{g1} = \Delta s_1$

$\Delta s_2 = (H_2-H_1)*100$

$s_{g2} = \Delta s_1+\Delta s_2$

Bild 4: Prinzip der Setzungsberechnung [5]

2.3 Fehlerkorrektur und Statistik

Unter der Annahme, daß die Setzungsentwicklung benachbarter Meßpunkte ähnlich verläuft, soll die Korrektur fehlerhafter Meßpunkte an einem Beispiel näher erläutert werden. Der im Bild 5 grau schattierte Meßwert weicht offensichtlich von den benachbarten Meßpunkten und dem zeitlichen Vergleich mit den anderen Messungen ab.

	Meßpunkte				
Datum	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
24.02.94	-0,8	-1,1	-0,8	-1,0	-1,3
16.06.94	-0,7	-1,1	-0,9	-1,3	-1,7
22.05.96	-0,8	-0,3	-0,9	-1,6	-2,1

Bild 5: Korrektur eines fehlerhaften Meßwertes

Der korrigierte Wert wird aus dem arithmetischen Mittel der Setzungen der benachbarten Meßpunkte folgendermaßen berechnet:

$$s_{i;t} = \frac{s_{i-1;t} - s_{i-1;t-1}}{2} + s_{i;t-1} + \frac{s_{i+1;t} - s_{i+1;t-1}}{2}$$

Dabei steht der Index *i* für den betrachteten Meßpunkt und der Index *t* für das Datum der Messung. Für dieses Beispiel errechnet sich der korrigierte Setzungswert zu:

$$s_{2;\ 22.05.1996} = \frac{-0,8-(-0,7)}{2} + (-1,1) + \frac{-0,9-(-0,9)}{2} = \underline{\underline{-1,15\ cm}}$$

Es wurden nur die Meßwerte korrigiert, die ein von der Tendenz abweichendes Setzungsverhalten zeigten und außerhalb des Genauigkeitsbereiches von ± 2 mm liegen.

Bekanntermaßen beinhaltet jede Messung unweigerlich Fehler, die auf verschiedenste Ursachen zurückzuführen sind und deren Größe unbekannt ist. Der einzelne Meßwert stellt lediglich einen Näherungswert für die mit einer Maßzahl behaftete wahre Größe des Meßwertes dar.

Die Berechnung des absoluten Fehlers ε ist in der Regel nicht möglich.

Es ist jedoch sinnvoll, Schranken für diesen Fehler anzugeben, die vom Betrag des absoluten Fehlers nicht überschritten werden. Durch die Angabe einer solchen Schranke Δa kann eine Aussage über die Genauigkeit des Näherungswertes getroffen werden. Es gilt dabei folgende Ungleichung:

$$-\Delta a \leq \varepsilon \leq \Delta a$$

Da jeder Meßpunkt zweimal bestimmt wurde, existieren zwei Wertschranken, innerhalb derer sich der wahre Wert x befindet. Es gilt:

$$u_1 \leq x \leq u_2$$

Ein Näherungswert a für den wahren Wert x ist mit dem Mittelwert aus den beiden Meßwerten gegeben:

$$a = \frac{(u_1 + u_2)}{2},$$

wobei sich die zugehörige Schranke für den Fehler aus der Gleichung

$$\Delta a = \frac{(u_2 - u_1)}{2}$$

berechnet.

Das Bild 6 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Schranken Δa und das Bild 7 die Häufigkeitssummenkurve der Fehlerschranken Δa. Aus der Häufigkeitsverteilung ist zu erkennen, daß die Fehlerschranke um den Erwartungswert „0" schwankt und die Messungen eine einseitige Streuung für die Schranke Δa = 1 mm aufweisen. Diese Erscheinung ist möglicherweise auf eine zu geringe Anzahl von Meßwerten zurückzuführen. Der s-förmige Verlauf der Häufigkeitssummenkurve deutet an, daß die Fehlerschranken normalverteilt sind.

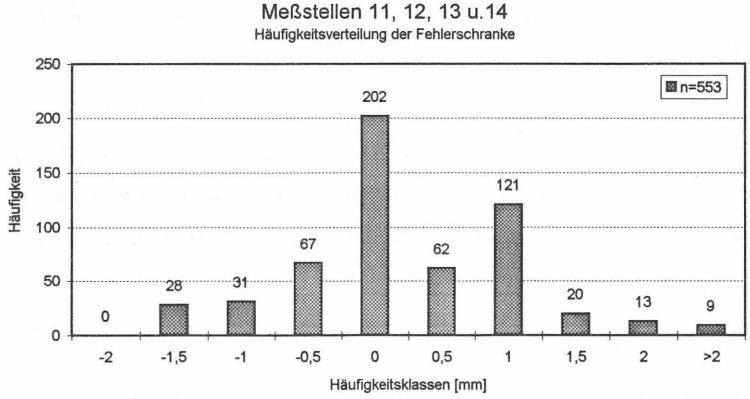


Bild 6: Häufigkeitsverteilung der Fehlerschranken Δa für den absoluten Fehler [5]

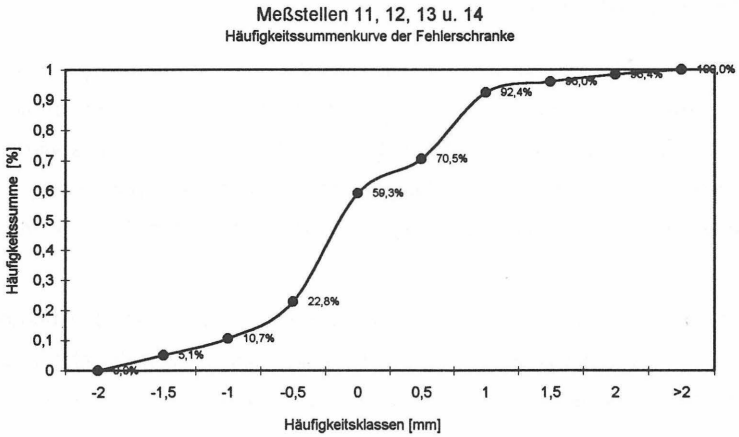


Bild 7: Häufigkeitssummenkurve der Fehlerschranken Δa [5]

Die Fehlerschranke für das 95%-Konfidenzintervall kann auf der Abszisse der Häufigkeitssummenkurve abgelesen werden und ergibt sich hier zu:

$$-2 \text{ mm} \leq \Delta a \leq +2 \text{ mm}$$

Diese Fehlerschranke kennzeichnet die Qualität der für die Auswertung ausgewählten Messungen und stimmt mit der vom Hersteller angegebenen Genauigkeit des Meßverfahrens überein.

Darüber hinaus wurden am IGB·TUBS Laborversuche durchgeführt, welche die Genauigkeit des Meßverfahrens bestätigen. Dazu wurden an einer rund 12 m langen Meßstrecke Magnetringe sichtbar befestigt und Messungen unter Wiederholbedingungen durchgeführt. Dabei konnte gezeigt werden, daß die Fehlerschranken normalverteilt sind und die Genauigkeit sich im Rahmen der oben angegebenen Fehlerschranke bewegt.

3 Darstellung der Setzungsmessungen

Im folgenden werden die Größe wie auch der zeitliche Verlauf der Setzungen beispielhaft für die Meßstelle 11 dargestellt, welche direkt hinter der Wand liegt. Auf die Darstellung der anderen Meßstellen wird an dieser Stelle verzichtet.

3.1 Setzungsprofil der Meßstellen

Das Bild 8 zeigt die berechneten und korrigierten Setzungen in bezug auf die ausgewählte Nullmessung vom 09.02.1993. Die obere Abszisse kennzeichnet die Höhe des betrachteten Meßpunkts am 09.02.1993. Auf der unteren Abszisse werden die Meßpunkte aufgetragen. Jedem Meßpunkt werden durch diese Darstellung die Bezugshöhe und die errechneten Setzungen zu einem definierten Zeitpunkt zugeordnet.

Aus der Darstellung ist der Zeitraum der Abbaggerung des vor der Schlitzwand anstehenden Bodens gut zu erkennen. Die Messung vom 12.10.1993 charakterisiert die Setzungen, welche innerhalb der Bauphase 2 im Bodenkörper aufgetreten sind.

Während die Messung vom 01.04.1993 noch keine wesentlichen Setzungen zur Bezugsmessung aufweist, läßt sich bei der Messung vom 19.07.1993 erkennen, daß sich der Boden bis in eine Tiefe von NN -8,00 m um durchschnittlich 5 mm gesetzt hat. In Höhe der Hafensohle, die bei einer Tiefe von NN -13,00 m ansteht, können zu diesem Zeitpunkt noch keine Setzungen festgestellt werden.

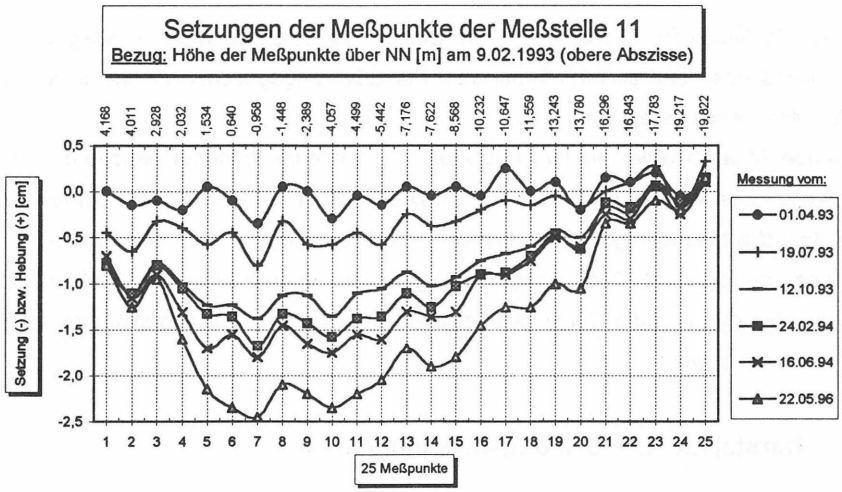


Bild 8: Setzungsprofil der Meßstelle 11 [5]

Die oberen drei Meßpunkte zeigen seit dem Ende der Bauphase 2 keine deutlichen Setzungen. Dieser Effekt ist möglicherweise damit zu erklären, daß der in diesem

Bereich anstehende sandige Klei von den Rohrankern gehalten wird. Die Anker sind im Abstand von 2,60 m eingebaut und kreuzen die Meßstelle bei einer Höhe von ungefähr NN +1,50 m. Es ist möglich, daß sich der Boden zwischen den Ankern verspannt und ein horizontales Stützgewölbe gebildet hat. Dadurch wird eine Setzung behindert. Bei allen anderen Meßstellen weisen die oberen Meßpunkte erwartungsgemäß die größten Setzungen auf.

Da sich die untersten Meßpunkte kaum von der Bezugsmessung unterscheiden und tendenziell eine Setzungszunahme zu erkennen ist, scheint die Annahme der vertikalen Unverschieblichkeit des Fußpunktes bei dieser Meßstelle gerechtfertigt zu sein. Ab einer Tiefe von circa NN -17,00 m lassen sich mit dem Magnetsetzungslot auch bei einer langfristigen Betrachtung nur geringfügige Setzungen feststellen.

3.2 Zeitliche Entwicklung der Setzungen

Im folgenden wird die zeitliche Entwicklung der Setzungen betrachtet. Dazu werden Zeit-Setzungslinien entwickelt, die das Setzungsverhalten der Meßpunkte über die Zeit charakterisieren. Mit Hilfe dieser Darstellung können einerseits die Setzungen der Bauphase 2 und andererseits eine Langzeitbetrachtung erfaßt werden.

Die Zeit wird mit linearem Maßstab auf der Abszisse und die bezogenen Setzungen auf der Ordinate aufgetragen. Die Setzungen s' werden als Quotient der Höhen der Meßpunkte dargestellt.

$$s' = \frac{H_t}{H_{t=0}}$$

Eine Setzung s' = 1 ist gleichbedeutend mit der Aussage, daß sich der Meßpunkt gegenüber der Bezugsmessung nicht gesetzt hat. Ein Wert >1 kennzeichnet eine Hebung, ein Wert <1 eine Setzung des betrachteten Meßpunktes.

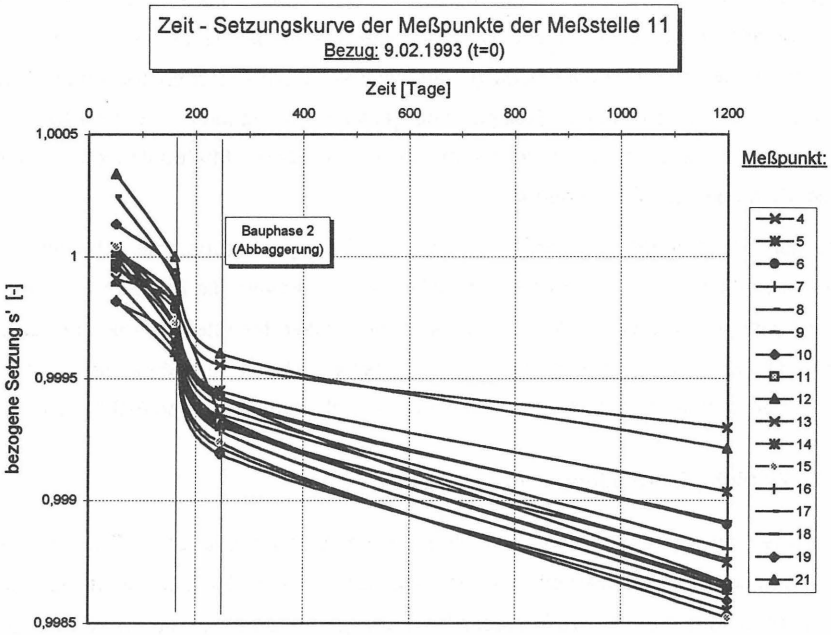


Bild 9: Zeit-Setzungskurve der Meßpunkte der Meßstelle 11 [5]

Das Setzungsverhalten der Meßpunkte aller vier Meßstellen zeigt ein zeitlich ähnliches Verhalten. Für die Bauphase 2 ist innerhalb eines relativ kurzen Zeitraumes eine deutliche Zunahme der Setzungen festzustellen.

Ein wesentlicher Anteil der Setzungen ist auf die wasserseitige Verformung der Wand nach dem Abbaggern des Bodens zurückzuführen. Die Setzungen müssen in engem Zusammenhang mit der Entwicklung des Erddruckes und der Verformung der Schlitzwand betrachtet werden. Auf weitere bodenmechanische Setzungsursachen wird in diesem Beitrag nicht eingegangen.

Aus der Langzeitbetrachtung ist zu erkennen, daß die Setzungen des Bodens einem Grenzwert zustreben, der im Unendlichen liegt.

4 Inklinometermessungen

Wie bereits erwähnt, wurden die Meßstellen als kombinierte Setzungs-Inklinometermeßstellen ausgebildet, um Kenntnisse über vertikale und horizontale Verschiebungen im Boden erhalten zu können. Die Durchführung und Auswertung von Inklinometermessungen soll hier nicht gezeigt werden, da dieses hinlänglich bekannt ist und u.a. in [4,6] nachgelesen werden kann.

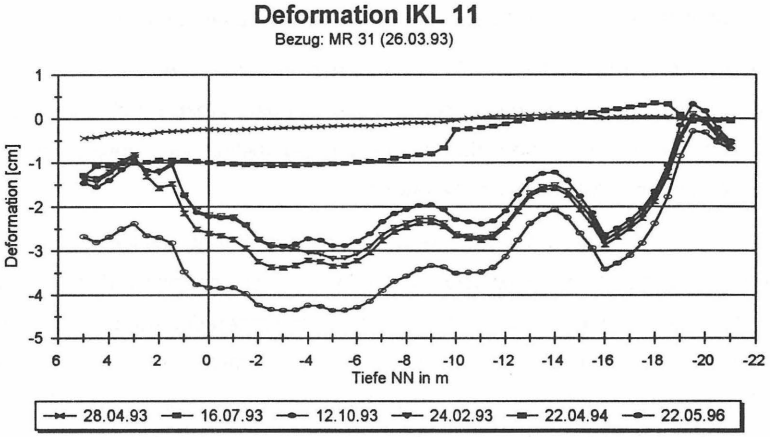


Bild 10: Verformungsentwicklung der Meßstelle 11 [5]

Aus der Differenz der Bohrlochverläufe von zwei oder mehreren Messungen können die Größe und die Geschwindigkeit der Relativverschiebungen der Meßpunkte jeder Meßstelle ermittelt werden. Daraus ergibt sich dann die Verformung in horizontaler Richtung.

5 Zweidimensionales Verformungsmodell

5.1 Entwicklung des Modells

Die Verschiebung eines Punktes im Raum kann durch einen Vektor a dargestellt werden, der sich im dreidimensionalen Raum aus den Komponenten a_x, a_y, und a_z zusammensetzt. Wird die Komponente a_y vernachlässigt, kann für jeden Meßpunkt

ein Verschiebungsvektor aus den Ergebnissen der Setzungs- und Inklinometermessungen aufgestellt werden. Die Setzungen werden als vertikale Komponente a_z und die aus den Inklinometermessungen ermittelten Deformationen als horizontale Komponente a_x des Vektors aufgefaßt. Der Anfangspunkt eines Vektors a kennzeichnet die Lage des Meßpunktes zum Zeitpunkt der Bezugsmessung. Die Endpunkte der Vektoren werden durch die Wahl eines zweiten Zeitpunktes festgelegt. Durch die Gesamtheit der Vektoren wird ein Vektorfeld beschrieben, das die Verschiebungen der Meßpunkte innerhalb des betrachteten Zeitraumes charakterisiert.

Die Verschiebungsvektoren werden in äquidistanten Abständen von einem Meter ermittelt. Die horizontalen Anteile der Vektoren können direkt aus den Inklinometermessungen bestimmt werden, da die Neigung der Inklinometerrohre in einem Abstand von einem halben Meter gemessen wurde.

Um die vertikalen Anteile der Verschiebungsvektoren an den Stellen der Horizontalverschiebungen bestimmen zu können, wurden die Setzungsprofile durch Polynome 6. Ordnung approximiert. Durch die Approximation werden die Kurven geglättet. Der Grad der Übereinstimmung der aus den Messungen ermittelten Setzungen und deren Approximation kann aus dem Korrelationskoeffizienten der beiden Kurven bestimmt werden. Das Bild 11 zeigt die Korrelationskoeffizienten der gemessenen und approximierten Setzungen.

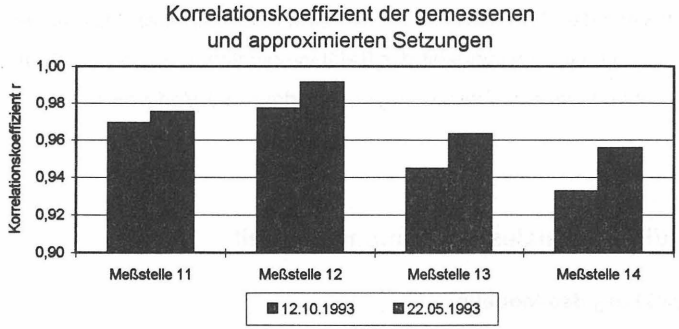


Bild 11: Korrelationskoeffizient der gemessenen und approximierten Setzungen

Zur Verdeutlichung sind die Verschiebungsvektoren 100-fach überhöht dargestellt. Die Querschnitt der Kaikonstruktion ist im Maßstab 1:100 gezeichnet (Bild12).

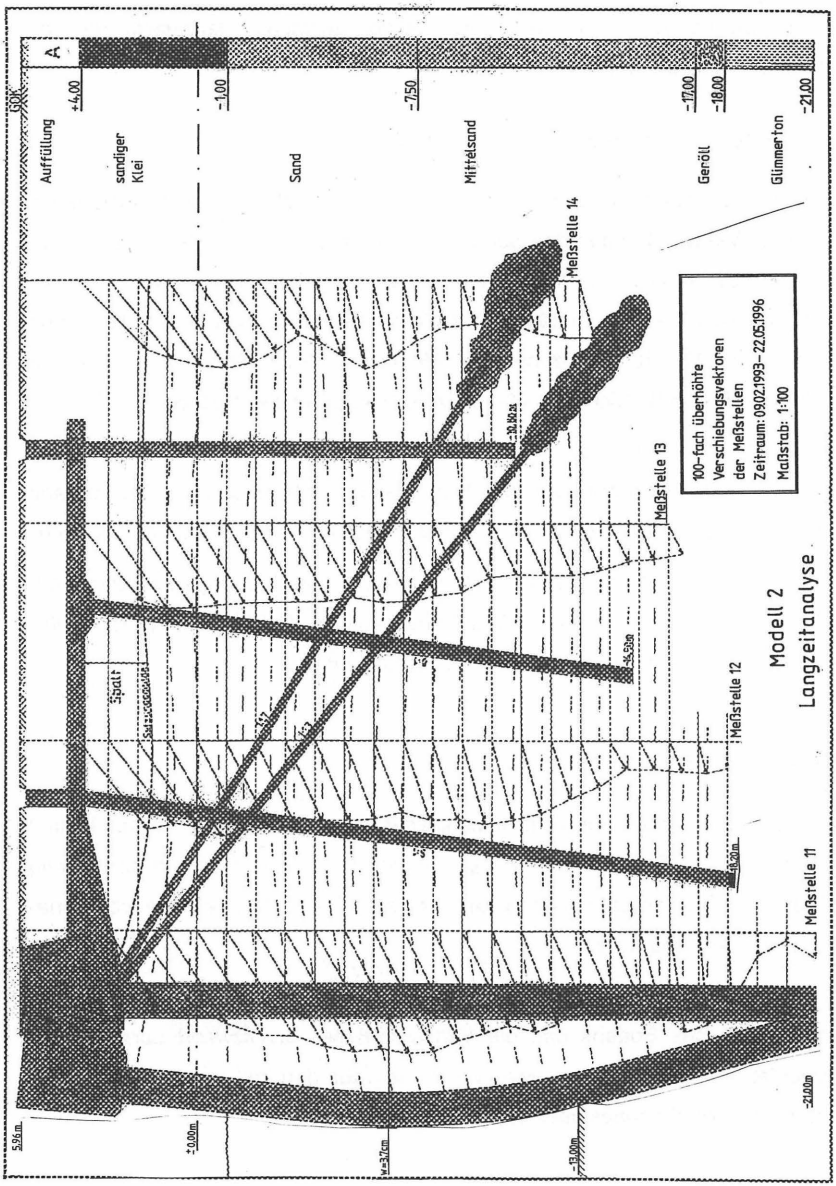


Bild 12: Vektorielles Verformungsmodell - Langzeitanalyse [5]

Die End- und Anfangspunkte der Vektoren werden durch Höhenlinien miteinander verbunden. Die verschobenen Höhenlinien werden gestrichelt dargestellt, um den Unterschied hervorzuheben.

5.2 Beurteilung des Modells

Die Verschiebungsvektoren zeigen den deutlichen Einfluß der Schlitzwandverformung auf die Verschiebungen des Bodens. Der wahrscheinliche Einfluß der Verankerung im oberen Bereich der Meßstelle 11 ist aus der Darstellung der Systemverhältnisse gut zu erkennen. Auffällig ist, daß die Verschiebungen im Bereich von NN -15,00 m bis NN -18,00 m zunehmen. Möglicherweise führt die Einleitung der Pfahlkräfte in diesem Bereich zu größeren Verschiebungen des Bodens.

Allerdings ist dieser Effekt bei der Meßstelle 12 nicht festzustellen. Aus diesem Grunde ist es auch denkbar, daß der Boden bei der Herstellung der Schlitzwand aufgelockert wurde und die Verschiebungen auf diese Ursache zurückzuführen sind.

Der Einfluß der Hafensohle ist an einer Abnahme der Verschiebungen zu erkennen. Das Verschiebungsmodell verdeutlicht auf anschauliche Weise die Zusammenhänge, die aus den Ergebnissen der Messungen entwickelt wurden.

6 Schlußfolgerungen

Im vorliegenden Beitrag wurden die Setzungsmessungen untersucht, die das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) am O'Swaldkai im Hamburger Freihafen über einen Zeitraum von annähernd drei Jahren durchführte.

Als Ergebnis wurde ein ebenes Modell entwickelt, das vektoriell die Entwicklung der Verschiebungen des Bodens und die Verformung der Schlitzwand darstellt. Die Komponenten der Verschiebungsvektoren wurden aus den Inklinometermessungen und approximierten Setzungsmessungen entwickelt.

Durch die bodenmechanische Analyse des Setzungsverhaltens konnte festgestellt werden, daß der überwiegende Anteil der Setzungen infolge der Abbaggerung des vor der Schlitzwand anstehenden Bodens aufgetreten ist.

Im Zusammenhang mit der durch die Abbaggerung verursachten Verformung der Schlitzwand hat sich der Erddruck bis auf den Grenzzustand des aktiven Erddrucks reduziert.

7 Literatur

[1] Didjurgeit, U. (1996) — Langzeitverhalten der Kaikonstruktion am O'Swaldkai Hamburg; Diplomarbeit am IGB·TUBS, unveröffentlicht

[2] Dücker, H. P. (1992) — Neue Konzepte gesucht; Hansa 7, S. 704 - 710

[3] Glötzl, F. (1994) — Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung; IGB·TUBS, Heft 44, S.47 - 64

[4] Gödeke, S. (1994) — Auswertung und Interpretation von Inklinometermessungen am O'Swaldkai Hamburg; Studienarbeit am IGB·TUBS, unveröffentlicht

[5] Huch, T. (1996) — Auswertung der Setzungsmessungen am O'Swaldkai, Hamburg, Diplomarbeit am IGB·TUBS, unveröffentlicht

[6] Maybaum, G. (1996) — Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer; Dissertation am IGB·TUBS, Heft 52

[7] Schneehain, O. (1994) — Beurteilung der Beanspruchung einer Kaimauer in Schlitzwandbauweise auf der Grundlage von Messungen; Diplomarbeit am IGB·TUBS, unveröffentlicht

[8] Stahlhut, O. (1996) — Aufgabenorientierte Konzeptionierung von Meßwerterfassungssystemen, Messen in der Geotechnik '96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 50

[9] Wilde, F.-K. (1992) — Erfahrungen mit Kaimauerbauwerken in Hamburg in den letzten 20 Jahren; Hansa 7, S. 694 - 703

MESSEN IN DER GEOTECHNIK 1998

DER EINSATZ VON AUTOMATISIERTEN GEODÄTISCHEN MESSINSTRUMENTEN IN DER GEOTECHNIK - BEISPIELE AUS DER PRAXIS

Daniel Naterop, Solexperts AG, 8603 Schwerzenbach, Schweiz

Dr. Adrian Keppler, Solexperts AG, 8603 Schwerzenbach, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG:

Motorisierte Digitalnivelliergeräte und Totalstationen bieten neue Möglichkeiten, Verschiebungen an gefährdeten Bauwerken kontinuierlich, informatikunterstützt zu erfassen und damit die Sicherheit und Stabilität automatisch zu überwachen. Besonders im Tunnelbau, bei Unterfangungen von Gebäuden mit Injektionen oder Mikropfählen, bei innerstädtischen Grossbaustellen oder Staudämmen bzw. Schleusen ist die kontinuierliche Überwachung der Deformationen für die Sicherheit und die Kontrolle der Bauabläufe von grosser Bedeutung. Der Einsatz von solchen vollautomatischen Messsystemen und die Visualisierung und Verarbeitung der gewonnenen Messdaten wird im folgenden an drei Fallbeispielen erläutert.

1. EINFÜHRUNG:

Bei der Erstellung oder dem Betrieb von grossen Bauwerken bzw. während grösserer Bautätigkeiten in unmittelbarer Nähe von Bauwerken ist es notwendig, Deformationen und Verschiebungen in Lage und Höhe (X, Y und Z) zu erfassen und zu überwachen. Die erhobenen Messdaten werden zur Beweissicherung und Qualitätskontrolle herangezogen und dienen zur Gewährleistung der Sicherheit und Funktionstüchtigkeit während den verschiedenen Bauphasen und dem endgültigen Betrieb.

Dazu werden im allgemeinen Setzungs- und Hebungsmessungen in Form von Nivellements durchgeführt. Diese sind sehr personal- und kostenintensiv und können daher nur periodisch durchgeführt werden. Kontinuierliche automatische Setzungsmessungen waren bisher nur indirekt über Neigungsmessungen oder mit hydrostatischen Messsystemen möglich. Diese sind aufwendig in der Installation und werden aufgrund der hohen Kosten und wegen technischenHindernissen nur in Sonderfällen eingesetzt.

2. AUTOMATISCHE DATENERFASSUNGS- UND ÜBERWACHUNGSSYSTEME

Die Firma Solexperts hat in den letzten Jahren das automatische Datenerfassungssystem GeoMonitor sowie Motorisierungs- und Steuerungseinheiten für Digitalnivelliergeräte und Totalstationen (Theodoliten mit Entfernungsmessung) entwickelt, die eine automatische, PC-gesteuerte Anzielung einzelner Messpunkte ermöglichen. Damit können Verschiebungen in Lage und Höhe an einer beliebigen Anzahl von Messpunkten kontinuierlich erfasst werden.

Die GeoMonitor Software berechnet on-line die Verschiebungen der einzelnen Messpunkte bezüglich eines Referenzpunktes und führt die notwendigen Kompensationen von Festpunktverschiebungen bzw. von Luftdruck- oder Temperaturänderungen durch.

Das Datenerfassungssystem Solexperts GeoMonitor erlaubt den automatischen Betrieb geodätischer Messgeräte und die Integration verschiedenster Sensoren zur geotechnischen Überwachung.

Das Daten-Visualisierungsprogramm Solexperts DAVIS ermöglicht den schnellen Zugriff auf die Messergebnisse, die einfache Auswertung und die graphische Darstellung der Resultate in mehreren Darstellungsformen.

2.1 Datenerfassungs- und Überwachungssystem Solexperts GeoMonitor

Das Solexperts GeoMonitor ist ein modular aufgebautes Datenerfassungs- und Monitoringsystem zur automatischen Erfassung einer Vielzahl von elektrischen Sensoren (analog, digital, schwingende Saite, Frequenz- und Pulssignale). Dazu gehören geodätische Messgeräte (Digitalnivelliergeräte, Totalstationen) und Sensoren wie Extensometer, Neigungssensoren, Porenwasserdruckgeber, Dehnungsmessgeber und Fugenmesser.

Das GeoMonitor System besteht aus modernsten Hard- und Softwarekomponenten und dient der Echtzeit-Darstellung der Messresultate und der einfachen Archivierung der erhobenen Messdaten. Die GeoMonitor Software erlaubt die graphische und tabellarische Präsentation der Messwerte in unterschiedlichen Darstellungsformen, die automatische Erstellung von Berichten und die individuelle Definition von Grenzwerten und Alarmaktionen für jeden Einzelsensor (z.B. Alarmierung mit Sirene, Blinkleuchte, Fax, Pager). Daneben lassen sich on-line mathematische und statistische Berechnungen (z.B. Temperaturkompensation von Messwerten) durchführen.

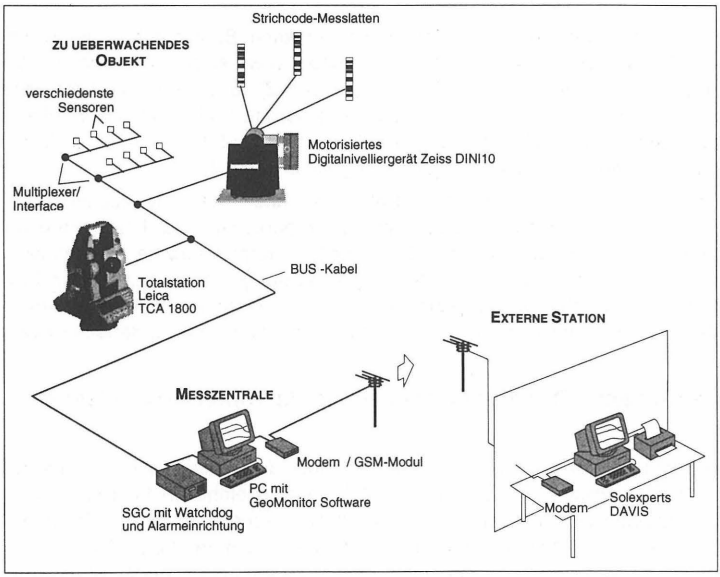


Abbildung 1: *Typisches Setup für das automatische Datenerfassungs- und Monitoringsystem Solexperts GeoMonitor*

Abb. 1 zeigt schematisch den Aufbau des Datenerfassungssystems. Das Solexperts GeoMonitor besteht aus einem Feld-PC mit der GeoMonitor Software und einem SGC (Solexperts GeoMonitor Controller). Das SGC versorgt die angeschlossenen Messgeber mit Strom und ermöglicht die Kommunikation zwischen Sensor und PC. Eine integrierte Überwachungseinheit („Watchdog"), die permanent die Funktionstüchtigkeit der Messanlage kontrolliert, dient zudem als Überspannungsschutz. Die verschiedenen Sensoren werden gruppenweise mittels Multiplexern (Interface) in das BUS-System integriert. Via Modem (Telefon, GSM-Netz) kann vom Büro aus direkt auf das System zugegriffen und die erhobenen Daten automatisch an externe Stationen, z.B. ins Büro des verantwortlichen Ingenieurs, übertragen werden.

Das Solexperts GeoMonitor System wird im Rahmen verschiedenster Projekte in Europa zur geotechnischen Überwachung von Grossbaustellen, Tunnelprojekten oder zur permanenten Kontrolle von Talsperren eingesetzt.

2.2 Datenvisualisierungs-Software Solexperts DAVIS

Automatische Monitoringsysteme produzieren grosse Datenmengen. Um den verantwortlichen Ingenieuren den schnellen Zugriff, die einfache Auswertung und die Präsentation dieser Daten zu erleichtern, haben wir die Visualisierungs-Software DAVIS entwickelt. In dem Windows-Programm können Daten verarbeitet werden, die mit dem Solexperts GeoMonitor, mit externen Dataloggern oder mit Handmessungen erfasst wurden.

DAVIS zeigt auf dem Bildschirm eine graphische Darstellung oder ein Foto des zu überwachenden Objektes mit der Lage der installierten Sensoren. Der Benutzer kann sich mit wenigen Maus-Klicks einen Überblick über den Zustand der Messanlage, die Entwicklung der Messresultate und über den Alarmstatus einzelner Sensoren verschaffen. Das Programm bietet zahlreiche Möglichkeiten, die Ergebnisse einzelner Sensoren oder Sensorgruppen in verschiedenen Tabellen- und Grafikformaten darzustellen, die Graphiken zu editieren, Regressionsanalysen und statistische Berechnungen durchzuführen sowie Einzelsensoren mathematisch zu verknüpfen.

3. Automatisierte Geodätische Messinstrumente - Beispiele aus der Praxis

3.1 Schürmannbau, Bonn: Messtechnische Überwachung der Kontaktinjektion

Während eines Rheinhochwassers wurde die flachfundierte Bodenplatte des Rohbaus Schürmannbau, Bonn (Dimensionen ca. 100 x 300 m) unterströmt und durch hydrostatischen Auftrieb um ca. 1 - 2 m angehoben. Während dem anschliessenden Abpumpen des eingeströmten Wassers setzte sich das Gebäude ungleichmässig und es blieben Hohlräume unter der Bodenplatte zurück.

Im Rahmen der Bauwerkssanierung wurden die unter der Bodenplatte entstandenen Hohlräume mit Hohlraum- und anschliessender Kontaktinjektion kontrolliert verfüllt. Um den Kraftschluss Bodenplatte - Baugrund sicherzustellen, musste während der Injektion eine bleibende Hebung der Bodenplatte innerhalb von maximal 1 ± 0.5 mm nachgewiesen werden.

Die Injektionsarbeiten mussten mit einer bedienerfreundlichen Messanlage echtzeitlich messtechnisch überwacht werden. Dabei war gefordert, die Hebungen an einer beliebigen

Anzahl von Messpunkten automatisch zu erfassen. Gleichzeitig mussten die Messsysteme der fortschreitenden Injektionsfront vorauseilend einfach und schnell umgesetzt werden können.

Die Messsysteme erfüllten im weiteren die folgenden Aufgaben:

- Nachweis der geforderten Hebungsbeträge und Alarmierung bei Überschreitung von definierten Grenzwerten
- Steuerung und Optimierung der Injektionsarbeiten
- Nachweis der Langzeit-Stabilität des Injektionsgutes

Hebungsmessungen mit motorisierten Digitalnivelliergeräten

Im Rahmen der Kontrolle der Kontaktinjektion unter der Bodenplatte wurden motorisierte Digitalnivelliergeräte Zeiss DINI10 bzw. DINI11 und Präzisions-Schlauchwaagensysteme eingesetzt, die durch das automatische Datenerfassungssystem Solexperts GeoMonitor gesteuert und erfasst wurden.

Das Digitalnivellier ist ein automatisches, optisches Nivellierinstrument, das mit digitaler Bildverarbeitung Höhenänderungen einer Strichcode-Latte in einem Entfernungsbereich von 2 - 80 m passiv, d.h. ohne direkte Verbindung Messgerät - Messpunkt, erfassen kann.

Eine von Solexperts für Digitalnivelliergeräte verschiedener Hersteller entwickelte Motorisierungs- und Steuerungseinheit ermöglicht nun mit diesen Geräten eine Vielzahl von Messlatten automatisch anzufahren und Verschiebungsmessungen durchzuführen. Zwei Schrittmotoren, die in einem Gehäuse am Digitalnivellier angeflanscht werden, erlauben die Rotation des Messgerätes und die Fokussierung der Optik auf die einzelnen Messpunkte.

Das motorisierten Digitalnivelliergerät zeichnet sich durch die folgenden Eigenschaften aus:

- keine Kabelverbindung zwischen Messgerät und Messpunkt; lediglich das Nivelliergerät muss mit der Messzentrale per Kabel verbunden werden
- kontinuierliche Verschiebungsmessungen an einer beliebigen Anzahl von Messpunkten
- Messungen mit hoher Präzision und Genauigkeit (< 0.2 mm bei Distanzen bis 30 m, darüber < 0.5 mm)
- Messzeit pro Messpunkt ca. 15 - 30 Sekunden
- automatische Berechnung der vertikalen Verschiebung bezüglich eines Referenzpunktes sowie Kompensation von Temperatureinflüssen
- Alarmfunktionen bei Über- bzw. Unterschreitung von definierten Grenzwerten (z.B. über Blinkleuchte, Sirene, Pager oder Telefon)

Bevor der reguläre Messbetrieb aufgenommen werden kann, muss in einem Lernmodus der Rotationswinkel von einer definierten Nullrichtung bis zu den einzelnen Messlatten und deren Entfernung zum Messgerät ermittelt und im GeoMonitor System programmiert werden. Dazu wird jede einzelne Latte von Hand anvisiert und fokussiert. Anschliessend werden die Rotations- und Fokusschritte zu den einzelnen Messlatten angezeigt.

Während eines Messzykluses werden schrittweise die einzelnen, aufeinanderfolgenden Messlatten anvisiert, die Optik des Nivelliers fokussiert, eine Mehrfachmessung durchgeführt und der Mittelwert mit der zugehörigen Standardabweichung der Messung berechnet. Ist die Sicht zu einer Latte versperrt, rotiert das Nivellier um eine definierte Schrittzahl (i.A. eine halbe Lattenbreite) und versucht anschliessend eine weitere Messung durchzuführen. Dieser Suchmodus mit frei wählbarer Anzahl der Messversuche und Korrekturschrittzahl kann für jede Messlatte individuell programmiert werden. Um die Dauer eines Messzykluses möglichst gering zu halten, wurde hier nur ein einzelnes Nivelliergerät durch ein separates GeoMonitor gesteuert, wobei auf einem PC zwei GeoMonitor-System im Multi-tasking Betrieb betrieben wurden. Es können jedoch mehrere Digitalnivelliergeräte gleichzeitig mit einem GeoMonitor-System betrieben werden.

Alle Messresultate wurden automatisch auf einen fixen Referenzpunkt bezogen und die Höhenänderung der einzelnen Messlatten bezüglich dieses Fixpunktes on-line berechnet. Als Fixpunkt war ein Stangenextensometer eingebaut und 5 - 9 m unter OK Bodenplatte im Quartär verankert worden. Der Extensometer wurde am Kopf mit einer Strichcode-Latte bestückt. Über diese Messlatten konnten die Höhenänderungen des Digitalnivelliers, das oftmals im Einflussbereich der Kontaktinjektion installiert war, erfasst und kompensiert werden.

Hebungsmessungen mit Präzisions-Schlauchwaagen

Teile des Kellergeschosses waren sehr stark verwinkelt und daher für die Digitalnivelliergeräte nicht einsehbar. In diesen Bereichen kamen Präzisions-Schlauchwaagen (Typ hydrostatisches Nivellement) zum Einsatz. Diese automatischen Systeme, die eine Genauigkeit von ca. 0.2 mm aufweisen, bestehen aus einem Messelement mit Präzisions-Druckaufnehmer, das über eine Hydraulikleitung mit einem zugehörigen Ausgleichsgefäss verbunden ist.

Die Schlauchwaagen-Messelemente wurden in den nicht einsehbaren Räumen installiert. Die Ausgleichsgefässe sind zur messtechnischen Anbindung im Bereich der nächstgelegenen Messlatte des Nivelliergeräts montiert worden. Mit dieser Anordnung konnte die Höhenänderung des Gebäudeteiles, an dem das Messelement befestigt wurde, direkt auf den Fixpunkt des Nivelliergeräts bezogen werden.

Baustellenspezifische Messanlage

Während der Kontaktinjektion wurden kontinuierlich automatische Hebungsmessungen an tragenden Gebäudeteilen durchgeführt. Dazu wurden die Wände und Stützen in einem engen Raster mit Messlatten bzw. Schlauchwaagen bestückt. Zusätzlich wurde mit Messlatten, die auf speziellen Stativen befestigten waren, die Durchbiegung der Bodenplatte in stützenfreien Bereichen erfasst.

Insgesamt waren bis zu 6 Digitalnivelliergeräte, 120 Messlatten und 8 Schlauchwaagen im Einsatz, die der Injektionsfront vorauseilend überschlagsweise installiert wurden.

Die Datenerfassung erfolgte mit 3 PC's, die jeweils mit 2 unabhängigen GeoMonitor-Systemen ausgerüstet waren. Jedes GeoMonitor steuerte und kontrollierte ein separates Digitalnivelliergerät. Die einzelnen Datenerfassungs-Computer waren mit einem DAVIS-PC zur Datenvisualisierung vernetzt, auf dem die Gebäudeverformungen während der Injektion on-line verfolgt und die Injektionsarbeiten kontrolliert und gesteuert werden konnten.

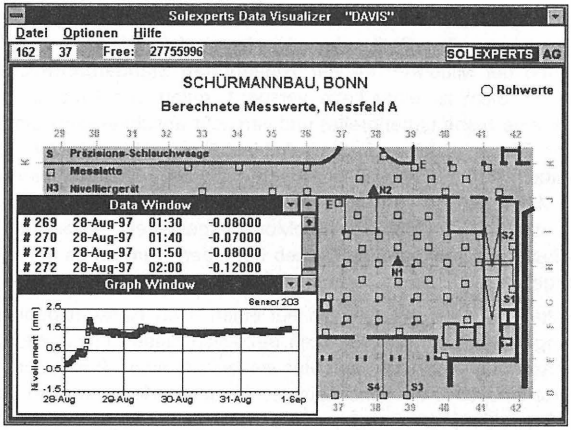


Abbildung 2: *DAVIS-Oberfläche mit Grundriss des Untergeschosses und geöffnetem Daten- und Graphik-Fenster einer Messlatte*

Eine typische DAVIS-Oberfläche ist in Abbildung 2 dargestellt. Die viereckigen Symbole markieren die Position der einzelnen Messpunkte. Durch Maus-Klicks auf eines der Symbole können die Messresultate in tabellarischer und graphischer Form anschaulich visualisiert und für die Beurteilung durch die unabhängigen Gutachter sofort als Linien oder Profilgraphik ausgedruckt werden.

Mit Hilfe der Messanlage konnte die permanente Anhebung des gesamten Gebäudes um ca. 1 ± 0.5 mm nachgewiesen werden. Damit ist sichergestellt, dass zwischen Bodenplatte und Baugrund ein eindeutiger Kraftschluss erreicht wurde und es bei der Erstellung des Hochbaus (= Wiederbelastung des Baugrundes) vermutlich zu keinen massgebenden, differentiellen Setzungen bzw. Verkippungen der Bodenplatte kommt.

3.2 Bahnlinie Zürich - Bern:

Messtechnische Überwachung einer Bahndammunterfahrung

Die SBB-Strecke Bern-Zürich ist eine der Hauptverbindungen des Schweizer Schienennetzes. Im Raum Lenzburg, ca. 50 km SW von Zürich, wurde ein Hochwasserentlastungskanal des Aabaches durch den Bahndamm vorgetrieben. Dabei ist im Schutze eines Injektionsschirmes mit Rohrpressvortrieb ein Kanal mit einem Durchmesser von 3 m erstellt worden. Solexperts erhielt den Auftrag, ein Messsystem zu installieren und zu betreiben, das bei der Untertunnelung die Stabilität des Bahndamms kontinuierlich überprüft und bei kritischen Setzungen automatisch Alarm auslöst.

Bei der messtechnischen Überwachung kam das Datenerfassungs- und Überwachungssystem GeoMonitor mit einem motorisierten Digitalnivellierinstrument zum Einsatz. Über einen Zeitraum von 9 Monaten wurden mit einem Digitalnivellier DiNi10 stündlich Tag und Nacht Messungen auf insgesamt 32 Strichcode-Messlatten durchgeführt. Die 50 cm langen Lattenabschnitte waren über Stahlträgern mit den Gleisen verbunden. Als Festpunkt diente eine Messlatte am Dammgeländer in einer Entfernung von 25 m zur Vortriebsachse.

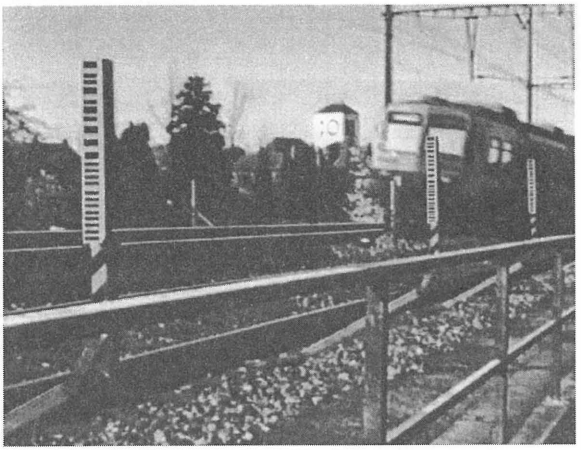


Abbildung 3: *Am Gleiskörper befestigte Strichcode-Messlatten*

Das Messgerät befand sich auf einer Konsole am Rand der Dammkrone oberhalb der Vortriebsachse. Von dort konnte der Bahndamm zu beiden Seiten über eine genügend grosse Distanz überwacht werden.

Die GeoMonitor-Messzentrale in einem benachbarten Gebäude war mit einem Modem ausgerüstet, das der Fernabfrage der Messdaten und der externen Datensicherung diente.

Die Installation der Messanlage erfolgte vor Beginn des Pressvortriebes, um die „natürlichen„ Bewegungen des Dammkörpers zu ermitteln. Zusätzlich wurde über dem Scheitel der späteren Tunnelachse ein Horizontalinklinometer eingebaut. Die zur Installation erstellte Bohrung hatten bereits Setzung des Bahndamms von ca. 5 mm zur Folge (siehe Abbildung 4).

Vor dem eigentlichen Tunnelvortrieb musste der Dammkörper mit Hilfe von Injektionen stabilisiert werden. Aufgrund der ersten Messergebnisse wurde die geplante Vorgehensweise für die Erstellung der Injektionsbohrungen modifiziert. Die Bohrungen wurden nicht wie geplant von einer Seite des Bahndammes, sondern von beiden Seiten gleichzeitig erstellt. Diese Bohrungen verursachten im Bereich der Bahndammkrone dennoch Setzungen von bis zu 15 mm. Der anschliessende Pressvortrieb hatte zusätzliche Setzungen von bis zu 50 mm zur Folge. In Abbildung 4 ist die Entwicklung der Deformationen und die Dimension der Setzungsmulde dargestellt. Stellenweise betrug die Setzungsgeschwindigkeit $\geq$ 1 mm/Stunde. Da die differentiellen Setzungen und damit die Verkippungen des Gleiskörpers zweimal den zulässigen Grenzwert überschritten, mussten die Gleise wiederholt unterschottert und auf das ursprüngliche Niveau angehoben werden.

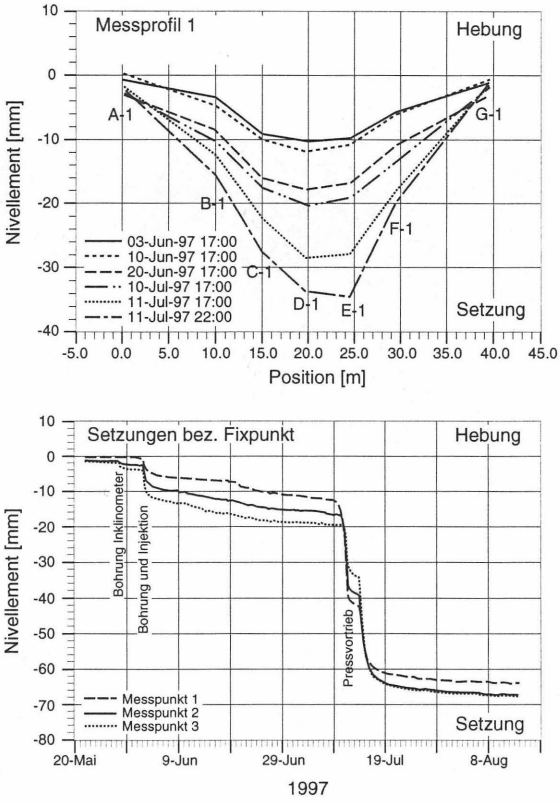


Abbildung 4: *Ergebnisse der Setzungsmessungen in Bezug zu den einzelnen Bauphasen. Die Messwerte (= Summe der gesamten aufgetretenen Setzungen) sind als Liniengraphik und als Setzungsprofil dargestellt. Die Setzungen wurden durch Unterschottereung mehrmalig kompensiert,*

Die on-line Messungen am Bahndamm in Lenzburg erlaubten eine laufende Überprüfung der Setzungen und Verkippungen des Gleiskörpers Tag und Nacht. Mit dem Datenerfassungssystem GeoMonitor und der Datenvisualisierungssoftware DAVIS stand der Bauleitung ein effizientes und verlässliches Überwachungssystem zur Verfügung, mit dem die Sicherheit des Zugverkehrs jederzeit gewährleistet und der Bauablauf optimiert werden konnte.

3.3 Schleusenanlage Gabcikovo, SK: Geotechnische Überwachung während dem Betrieb

In den Jahren 1978 bis 1994 wurde in der Slowakei die Donau-Staustufe Gabcikovo gebaut. Die Schleusen- und Kraftwerksanlage liegt ungefähr 60 km flussabwärts von Bratislava nahe der ungarischen Grenze. Die Staustufe ist ein wichtiges Element im Gabcikovo-Nagymaros System, die folgende Hauptaufgaben erfüllen soll:

- Hochwasserschutz für die an die Donau angrenzenden Gebiete
- Ganzjährige Sicherstellung einer Mindestwassertiefe von 3.5 m in der Donau (Anforderung an europäische Wasserstrassen)
- Stromgewinnung mittels 8 Kapplanturbinen mit einer Gesamtleistung von 720 MW

Die Doppel-Schleusenanlage Gabcikovo ist eine der grössten in Europa. Jede Schleusenkammer besitzt eine Länge von 275 m, eine Breite von 34 m und eine maximale Hubhöhe von 23 m.

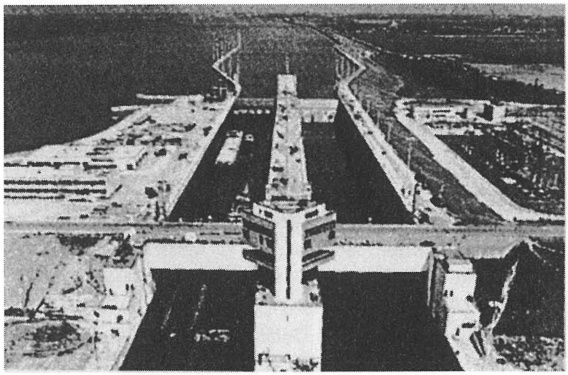


***Abbildung 5**: Übersichtssgraphik der Schleusenanlage Gabcikovo*

Vom Betreiber der Schleuse wurde Solexperts und die slowakische Tochterfirma Geoexperts beauftragt, ein Messprogramm zur geotechnischen Überwachung auszuarbeiten und die Schleusenkammern mit dem umliegenden Baugrund zu instrumentieren.

Ziel der Instrumentierung ist die Erfassung von möglichen Verformungen und Verschiebungen in den Betonkonstruktionen und Blockfugen im Bereich der Schleusenkammer und des Ober- bzw. Unterhauptes während dem Betrieb der Schleuse. Zusätzlich soll durch die messtechnische Begleitung die Sicherheit der Stauanlage gewährleistet werden.

Anfang 1997 wurde ein Großteil der Sensoren und die Messzentrale für die Datenerfassung installiert. Zur kontinuierlichen Erfassung und online-Auswertung wird das Solexperts GeoMonitor eingesetzt.

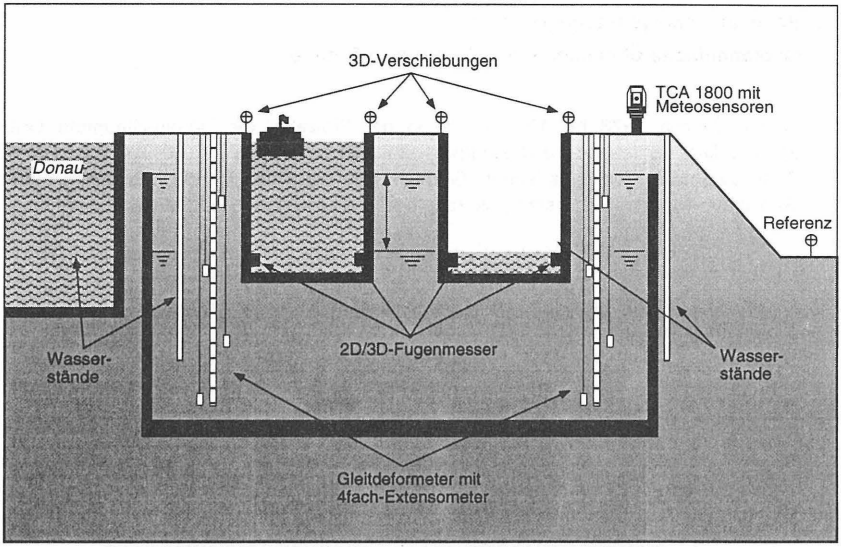


Abbildung 6: *Schematischer Querschnitt durch die Schleusen mit der Position der eingesetzten Instrumente*

Beschreibung der eingesetzten Sensoren

Zur Überwachung der Schleusenanlage Gabcikovo sind zwei motorisierte Totalstationen (Tachymeter mit integriertem Distanzmesser) eingesetzt, die durch das GeoMonitor System betrieben und gesteuert werden. Daneben sind weitere Messgeräte installiert, die im vorliegenden Querschnitt (Abb. 6) schematisch dargestellt sind und im Folgenden erläutert werden.

Mit den zwei eingesetzten motorisierten Totalstationen Typ Leica TCA1800 werden ca. 80 Messpunkte im Bereich der Schleusenanlage in Lage (X und Y) und Höhe (Z) permanent überwacht. Die automatisierte, berührungslose Punktmessung erfolgt auf passive Reflektoren (Miniprismen). Die Miniprismen sind auf Messpfeilern installiert, die an der Oberkante der seitlichen Schleusenwände (pro Kammerblock 4 Messpunkte) und im Bereich der Kopfbauwerke liegen.

Mit Hilfe von 4 Referenzpunkten können mögliche Lage- und Höhenänderungen der beiden Totalstationen erfasst und automatisch kompensiert werden. Gleichzeitig werden Temperatur- und Luftdruckänderungen gemessen, um die Distanzmessungen on-line zu korrigieren.

Bei de nautomatischen Messungen mit den Totalstationen werden im Bereich der Staustufe Gabcikovo Punktgenauigkeiten in Lage und Höhe von ≤ 1 Millimeter erreicht, obwohl vergleichsweise schlechte Messbedingungen (grosse Temperaturänderungen, starker Wind, kurzfristig wechselnde Visuren durch volle und leere Schleusenkammern) vorliegen.

Durch das automatische Messsystem Solexperts GeoMonitor stehen die Messresultate (Koordinaten und Verschiebungsvektoren) unmittelbar nach jeder Messung für die Auswertung und Interpretationen zur Verfügung.

Die Vorteile einer automatisch betriebenen Totalstation sind:

- keine Kabelverbindung zwischen Messgerät und Messpunkt; lediglich die Totalstation muss mit der Messzentrale per Kabel verbunden werden
- kontinuierliche Verschiebungsmessungen an einer beliebigen Anzahl von Messpunkten
- Erfassung von dreidimensionalen Bewegungen
- Genauigkeit der Totalstation ≤ 1 mm in Lage und Höhe
- Kompensationsberechnungen automatisch und on-line
- Grosse Reichweite (optimale Anzielung auf Reflektoren bis in eine Entfernung von 1000 m)
- Kurze Messzeiten
- Messpunkte müssen nicht beleuchtet werden, es sind problemlos Messungen über 24 Stunden möglich
- Alarmfunktionen bei Über- bzw. Unterschreitung von definierten Grenzwerten (z.B. über Blinkleuchte, Sirene, Pager oder Telefon)

Zusätzlich sind zur geotechnischen und hydrogeologischen Überwachung und Beweissicherung im Bereich der Schleusenanlage weitere Messinstrumente installiert worden, die ebenfalls mit dem GeoMonitor-System erfasst werden:

- Grundwassermesspegel mit elektrischen Druckaufnehmern zur Aufzeichnung der Grundwasserspiegeländerungen beidseits der beiden Schleusen und im Bereich der Mittelmauer
- Elektrische Druckaufnehmer zur Erfassung der Wasserstände in den beiden Schleusenkammern sowie in der Donau im Bereich Ober- und Unterwasser
- 2-D und 3-D Fugenmessern mit elektrischen Wegaufnehmern im Bereich der Dilatationsfugen zwischen den 8 Kammerblöcken.
- Gleitdeformeter zur linienweisen Messung der vertikalen Verschiebungen im Baugrund im Bereich der beiden Kopfbauwerke bis in eine Tiefe von 40 m.u.GOK. Zur automatischen Messung wurden diese Messlinien mit 4-fach Extensometern ergänzt.

Baustellenspezifische Messanlage

Eine typische GeoMonitor-Messzentrale ist in Kapitel 2.1 beschrieben. Im vorliegenden Fall werden aus den einzelnen Messwerten der Totalstation die Punktverschiebung in X, Y, und Z berechnet. Dazu werden die zu einem Messpunkt und zu den Festpunkten gemessenen Horizontal- sowie Vertikalwinkel in beiden Fernrohr-Messlagen, die Distanzen, die Lufttemperatur und der barometrischen Luftdruck in einer mathematische Funktion verknüpft.

Diese Berechnungen, die vom Benutzer sehr einfach programmiert werden können, erfolgen on-line im GeoMonitor. Damit stehen die Resultate innerhalb von Sekundenbruchteilen nach der Messung zur Analyse und Interpretation zur Verfügung.

In der Messzentrale ist ein PC mit der baustellenspezifischen DAVIS-Software zur Datensicherung und Datenvisualisierung installiert, die neben der Messwertdarstellungen als Liniengraphiken oder Verschiebungsprofilen die vektorielle Darstellung der Punktverschiebungen in Lage und Höhe aufzeigt.

Erste Ergebnisse der automatischen Überwachung

Automatisch ausgeführte Messungen in Kombination mit linienweisen Deformations--Messungen an der Schleusenanlage Gabcikovo sind ein sehr effizientes Mittel zur geotechnischen Überwachung, Datenerhebung und Beweissicherung. Die Kombination geotechnischer Sensoren mit geodätischen Instrumenten innerhalb eines Messsystems eröffnet neue Möglichkeiten, das Verhalten des Bauwerkes und des Untergrundes zu überwachen. Die Vielzahl von Messungen mit kurzen Zeitabständen lassen bisher unbekannte Zusammenhänge erkennen. So können u.a. die Bewegungen der Schleusenwand während einer Schleusenfüllung (Dauer ca. 15 Minuten) genau verfolgt und sehr gut mit den Wasserständen in den Schleusenkammern und im Untergrund korreliert werden.

4. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Automatisierte geodätische Messinstrumente bieten besonders auch in Kombination mit geotechnischen Messungen eine Vielzahl neuer Möglichkeiten, die Sicherheit und Stabilität von Bauwerke und gefährdeten Objekten informatikunterstützt zu überwachen. Die einzelnen Beispiele aus der Praxis zeigen anschaulich den Vorteil einer lückenlosen Überwachung und Datenerfassung. In Problemsituationen können die Ursachen von Verformungen und Verschiebungen sofort ermittelt und gezielt Gegenmassnahmen eingeleitet bzw. der Bauablauf an die Gegebenheiten angepasst werden.

Voraussetzung ist die Baustellentauglichkeit des Systems, die leichte Bedienbarkeit und die modulare Erweiterbarkeit. Die erhobenen Messdaten müssen sofort mit Hilfe geeigneter Visualisierungsprogramme analysiert und zur Interpretation aufbereitet werden können.

In einer Vielzahl von Projekten konnte das Datenerfassungs- und Monitoringsystem GeoMonitor und die Datenvisualisierungs-Software DAVIS in Kombination mit automatisierten Sensoren und Messgeräten, die durch die Solexperts AG entwickelten bzw. angepasst wurden, diese Fähigkeit eindrücklich unter Beweis stellen.

VERMESSUNG VON PFAHLBOHRUNGEN, SCHLITZWANDLAMELLEN UND DÜSENSTRAHLSÄULEN WÄHREND DER HERSTELLUNG

Hans-Walter Gross
Christian Leible

1 EINLEITUNG

Die elektronische Meßtechnik erlangt im Tiefbau einen ständig zunehmenden Stellenwert. Kein Tunnel, keine Gründung oder tiefe Baugrube wird heute noch ohne ein anspruchsvolles meßtechnisches Programm ausgeschrieben. Neben Standardlösungen von der „Stange" muß oft auf individuelle Problematiken mit kurzfristigen Entwicklungen reagiert werden. Eine besondere Rolle stellten hier bislang Orientierungsmessungen im Baugrund dar. Gründungs- und Verbauelemente müssen dabei auf ihre genaue Lage hin überprüft werden, damit deren eigentliche Funktionalität gewährleistet ist. Eine wesentliche Herausforderung der Entwicklung solcher Meßtechniken liegt darin, daß die Gerätetechnik Meßgenauigkeit, Robustheit und Bedienerfreundlichkeit beinhalten muß. Ziel dabei ist es Techniken bereitzustellen, die mit dem Vorgang des Messens den Arbeitsablauf des eigentlichen Bauens nur gering beeinflussen und damit nur geringe zusätzliche Kosten verursachen.

Nachfolgend beschriebene Beispiele für eine baustellenangepaßte Meßtechnik sind das „Pfahlneigungsmeßgerät", die „Kreisel-Inklinometer-Kombinations-Sonde" und die „HDI-Hydrophonmeßtechnik". Diese drei Gerätschaften bzw. Techniken wurden im Rahmen der Forschung und Entwicklungsarbeit der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft erarbeitet und werden im Rahmen der Qualitätssicherungsmaßnahmen eingesetzt.

2 VERBAUSYSTEME FÜR BAUGRUBEN

Neben der reinen Gründung bieten die Techniken des Spezialtiefbaus für moderne Gebäudekonstruktionen eine Vielfalt an Gestaltungs- und Ausführungsmöglichkeiten. Wasserdichte Baugruben ermöglichen platzsparendes und kostengünstiges Bauen besonders im innerstädtischen Bereich. Das begrenzte Flächenangebot in den Städten führte zudem zu Konstruktionen mit unterirdischen Bauteilen wie z.B. mehrgeschossigen Tiefgaragen. Des weiteren können sehr tiefe Baugruben für unterirdische Verkehrsanlagen erstellt werden. Diese Maßnahmen werden durch Baugrubenumschließungen mit Grundwasserhaltung oder aus ökologischen Gründen alternativ mit zusätzlicher Sohlabdichtung und Restwasserhaltung ausgeführt. Alle Varianten setzen für ihre Funktion neben der Materialqualität voraus, daß die eingesetzten Pfähle, Schlitzwandelemente oder Düsenstrahlkörper lagegenau hergestellt werden. Zusätzliche Anforderungen an die Herstellgenauigkeit treten oft durch benachbarte Bauwerke oder

vorhandene Sparten auf. Aussteifungssysteme oder Rückverankerungen sorgen für die erforderliche Standsicherheit des Verbaus.

3 VERMESSUNG VON PFAHLBOHRUNGEN

Die Vermessung von Pfahlbohrungen auf ihren vertikalen Verlauf hin ist besonders dann wichtig, wenn eine genaue geometrische Lage für die Funktion des Pfahles erforderlich ist. Beim Einsatz von überschnittenen Pfahlwänden wird so die Überlappung der Pfähle zueinander und damit die eigentliche Dichtigkeit überprüft. Das Ergebnis ermöglicht dann schon weit vor der Aushubphase Entscheidungen über eventuell notwendige, zusätzliche Injektionsmaßnahmen. Somit werden Verzögerungen durch die Sanierung von Fehlstellen, die beim Aushub der Baugrube festgestellten werden, vermieden.

Die Pfahlvertikalität wurde in der Vergangenheit meist durch händische Lotung, zum Teil sogar mittels Personenbefahrung in der Bohrung ermittelt. Flüssigkeitsstand in der Bohrung (Wasser oder Suspension) machte dieses Vorgehen zumindest schwierig und meistens unmöglich.

Eine weitaus genauere und elegantere Lösung ist die inkrementelle Inklinometermessung entlang des Zentrums der Pfahlbohrung. Allerdings muß zu diesem Zweck über die gesamte Strecke ein Inklinometerrohr mit entsprechenden Abstandhaltern montiert werden. Montage, Demontage und der eigentliche Meßvorgang machen dieses Verfahren sehr zeitaufwendig.

Das Bilfinger + Berger Pfahlneigungsmeßgerät

Die Entwicklung des Pfahlneigungsmeßgerätes wurde von der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft in Angriff genommen, um ein schnelles Messen der Vertikalität im Zuge der Pfahlherstellung zu ermöglichen. Die weiteren Anforderungen wie Präzision, Robustheit und Bedienerfreundlichkeit konnten schon beim Prototypen weitgehend erfüllt werden.

Der Grundgedanke dieses Meßverfahrens ist, daß eine an der Oberfläche kardanisch aufgehängte Inklinometersonde und das Zentrum der Bohrung in einer beliebigen Meßtiefe mittels eines gespannten Drahtseils verbunden sind. Durch die Seilspannung nimmt die Inklinometersonde die Neigung des Seiles an. Mit der bekannten Länge des Seiles T und den angezeigten Neigungswerten können dann die orthogonal zueinander stehenden Abweichungen $A=T*\sin \alpha$ und $B=T*\sin \beta$ ermittelt werden.

Die Messung der Pfahlvertikalität wird mit diesem Gerät in mehreren Tiefenlagen der Pfahlbohrung ausgeführt. Dazu wird die Bohrung mit einem Wagen befahren, der zentrisch das Meßseil von einer Federseiltrommel abspult. Die Seilkraft, die die kardanisch aufgehängte Inklinometersonde zum Zentrum des Wagens hin auslenkt, wird von der Federkraft dieser Seiltrommel aufgebracht.

Die aufgenommenen Neigungswerte werden dann mittels PC weiterverarbeitet. Mit der eigens entwickelten Software „B+B-Drill-Profiler“ können dann Meßprotokolle in graphischer und

tabellarischer Form erstellt werden. Die in einer Datenbank abgelegten Meßwerte und Daten des Pfahles dienen auch zur Erstellung von Überschneidungsprotokollen benachbarter Pfähle.



Bild 1: Prototyp B+B-PMG 1180mm

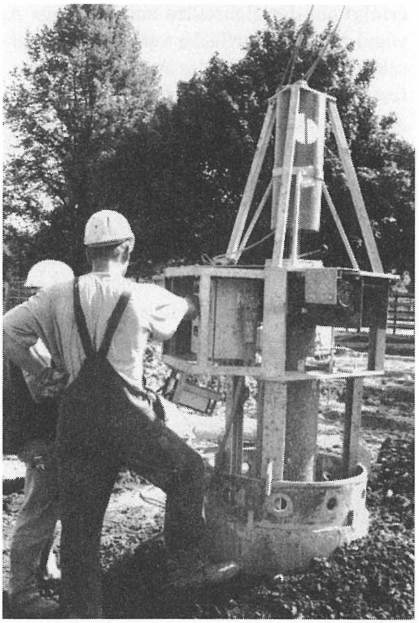


Bild 2: Seriengerät B+B-PMG 880mm

Die Bilfinger + Berger Pfahlneigungsmeßgeräte können in Modulbauweise allen gängigen Bohrrohrdurchmessern angepaßt werden.

4 VERMESSUNG VON SCHLITZWANDLAMELLEN

Da es sich in der Schlitzwandtechnik gegenüber den rotationssymetrischen Pfahlbohrungen um einen flächigen Aushub für Verbauelemente oder Dichtwände handelt, stellt sich die Problematik der Vermessung wesentlich aufwendiger dar. Neben der dreidimensionalen Orientierung der zentralen Achse muß hier auch die Verdrehung des Schlitzes in der Tiefe ermittelt werden. Nur dadurch ist feststellbar, wie groß die tatsächliche Überlappung der einzelnen Schlitzwandelemente über der gesamten Tiefe ist.

Beim Einsatz der Schlitzwandtechnik zur Herstellung von Deponieumschließungen sind oft enorme Tiefen erforderlich. Das Ziel dabei ist es von der Oberfläche bis in einen natürlichen Stauer-Horizont einzubinden, wodurch dann das Austreten von Deponiewässern verhindert wird.

Unabhängig von der Wahl der Werkzeuge zur Schlitzwandherstellung, sollte die Qualitätssicherung eine Vermessung der Vertikalität und Verdrehung beinhalten. Diese Vermessung erfolgt auf den Baustellen auf vielfältige Art. Mit der Auslenkung des Greiferseiles zur Leitwand an der Oberfläche versucht man auf die genaue Position des Greifers in der Tiefe zu schließen. Am Ende des Aushubvorganges werden dann meist temporär montierte oder auch fest installierte Inklinometer am Aushubwerkzeug beim Abfahren des Schlitzes aktiviert. Diese Werte zeigen dann aneinandergereiht die Vertikalität des Schlitzes auf. Leider kann mit diesen Techniken die Verdrehung des Schlitzes nicht hinreichend genau betrachtet werden.

Nach dem erfolgreichen Einsatz der Pfahlneigungsmeßgeräte bot sich hier eine Entwicklung für Schlitzwände nach dem gleichen Prinzip an. Zur Ermittlung der Verdrehung des Schlitzes muß die Neigungsmessung an einem Meßseil zweimal an längs gegenüberliegenden Punkten des eingetauchten Aushubwerkzeuges erfolgen. Dazu müssen die Meßseilpositionen an der Oberfläche sehr genau eingerichtet werden. Für das Bilfinger + Berger Schlitzwandservice-Gerät werden dazu Schienenführungen auf der Leitwand ausgelegt. Da diese direkte Messung sehr zeitintensiv ist, wird die Akzeptanz auf den Baustellen dadurch beeinträchtigt.

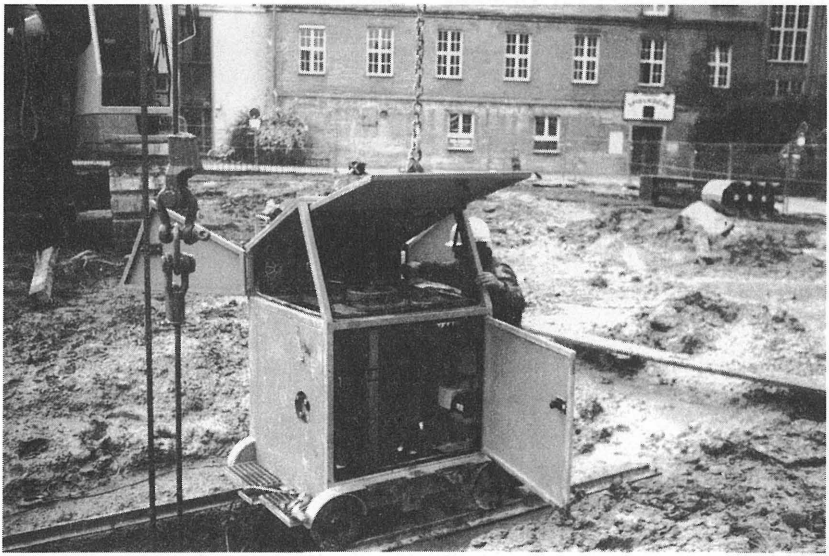


Bild 3: Schlitzwand-Servicegerät im Einsatz

Kreisel-Inklinometer-Kombinations-Systeme (KIKS)

Die Nachteile der vorhandenen Systeme waren ausschlaggebend für die Entwicklung eines weitgehend automatisierten Meßverfahrens. Neben der bewährten Inklinometertechnik zur Bestimmung von Vertikalitätsabweichungen werden dabei Sensoren eingesetzt, die die Drehbewegung des Aushubwerkzeuges um seine Vertikalachse wiedergeben.

Schon lange liegt der Wunsch des Tiefbauers vor, im Tunnelbau und Spezialtiefbau Kompaßsysteme zur „Navigation im Baugrund" einzusetzen. Magnetische Systeme scheiterten oft am hohen Stahlanteil der Baumaschinen und Werkzeuge. Mechanische Kreisel dagegen können nur in relativ erschütterungsarmen Systemen eingesetzt werden und haben eine relativ lange Startzeit bis die eigentliche Messung beginnen kann.

Mit der Verfügbarkeit von miniaturisierten faseroptischen Kreisel wurden hier ganz neue Möglichkeiten eröffnet.

Faseroptische Kreiselsysteme
Der faseroptische Kreisel besteht im Prinzip aus einer Lichtquelle und einer Glasfaserspule. Das ausgesendete Licht wird vor dem Eintritt in die Glasfaserspule per Spiegeltechnik geteilt.

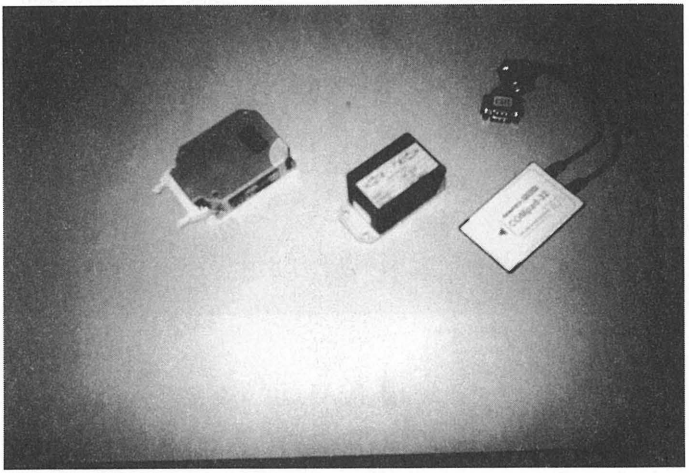


Bild 4: Mikrofaserkreisel, Inklinometer und PCMCIA-RS232-Card

Die zwei entstehenden Lichtanteile durchlaufen die Faserspule jeweils entgegengesetzt wobei die Wellenüberlagerung gemessen wird. Diese Wellenüberlagerung zeigt bei Verdrehung des Gesamtsystems um die Spulenachse eine Verschiebung auf, die als elektronisches Signal der Verdrehung zugeordnet werden kann.

KIKS1

Beim System KIKS1 werden faseroptische Kreisel und Inklinometer während der Messung in einem druckdichten Behälter an Greifer oder Fräse befestigt und „on line" mit einem PC an der Oberfläche verbunden. Vor dem Einfahren in den Schlitz wird das Meßgerät bei Anliegen des Greifer- oder Fräsengestells an der Leitwand „genullt".
Nach diesem RESET-Vorgang wird der Schlitz mit dem Aushubwerkzeug in regelmäßigen Tiefenschritten abgefahren und die Werte für Neigung und Verdrehung aufgezeichnet.
Eine speziell für dieses System entwickelte Software zeigt am Ende des Meßvorganges den räumlichen Verlauf des Schlitzes (graphische und tabellarische Darstellung der Ergebnisse). Zur Dokumentation wird ein Protokoll dieser Daten erstellt.
Die Software für die Auswertung erlaubt auch die Betrachtung der Ergebnisse im Zusammenhang mit benachbarten Elementen. Eventuelle Fehlstellen können dadurch leicht erkannt und entsprechend nachgearbeitet werden.

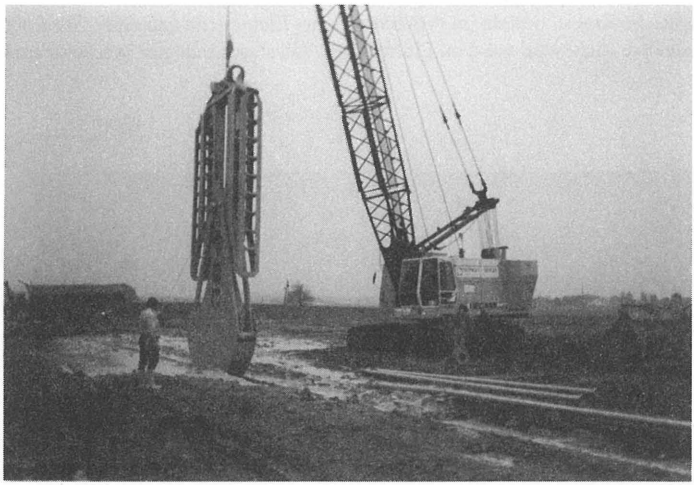


Bild 5: KIKS1 im Einsatz

KIKSevo

Während KIKS1 mit den temporär installierten Sensoren am Ende des Aushubvorganges eingesetzt wird, kann mit dem System KIKSevo jede einzelne Schlitzbefahrung beobachtet werden. Die Sensoren sind dabei permanent installiert und mit einem Mikroprozessor ausgestattet. Die Daten werden dann während der Aushubphase im Schlitz aufgezeichnet.
Neben einem Akku zur Stromversorgung sorgt dann eine installierte Funkstrecke für die Übergabe der gesammelten Werte an einen weiteren Prozessor im Bagger. Dies erfolgt sobald das Aushubwerkzeug an der Oberfläche ist. Das Ergebnis der gemessenen Daten wird dem

Geräteführer dann graphisch angezeigt. Zur Dokumentation ist auch wie bei KIKS1 eine graphische und tabellarische Ausgabe möglich.

5 PROFILMESSUNG MITTELS ULTRASCHALL

Bei dieser Meßmethode wird die Reflexionstechnik mit Ultraschallwellen eingesetzt. Mittels elektrischer Winden werden Ultraschallsensoren in die Pfahlbohrung oder Schlitzwandlamelle abgelassen. Diese Sensoren sind als Frontmembransensoren ausgelegt und empfangen das von ihnen selbst ausgesendete Ultraschallsignal als Echo. Dabei wird die Zeit zwischen dem Senden und dem Empfang des an der Bohrlochwandung reflektierten Signals gemessen. Unter Berücksichtigung der spezifischen Schallgeschwindigkeit des flüssigen Mediums in der Bohrung ergibt sich dann der Abstand zwischen Sonde und Bohrlochwandung.



Bild 6: U-Schall-Profilmeßgerät Typ KODEN im Schlitzwandeinsatz

Diese Technik ist besonders interessant für die Untersuchung hinsichtlich eventueller Überprofile durch Auskolkung, Einbrüche o.ä. nach der Herstellung des Hohlraumes. Bei Verwendung dieser Technik für die Ermittlung der Bohrvertikalität bis in größere Tiefen müssen die geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen sehr genau betrachtet und eventuell angepaßt werden.

6 VERMESSUNG VON DÜSENSTRAHLSÄULEN

Das Düsenstrahlverfahren (HDI, Jet Grouting)

Das Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion) wurde seit seiner Einführung im Spezialtiefbau zu einer vielfältig einsetzbaren Technik weiterentwickelt. Der Nutzen dieses Verfahrens liegt darin, daß sich überschneidende Düsenstrahlkörper im Boden hergestellt werden und so eine geschlossene, verfestigte und wasserundurchlässige Bodenvermörtelung entsteht. Der Grundgedanke des Düsenstrahlverfahrens besteht darin, Injektionsgut, das aus seitlichen Düsen am unteren Ende eines rotierenden Gestänges unter hohem Druck (bis 600bar) in den umgebenden Boden austritt, einzutragen. Die vorliegende Bodenstruktur wird dabei zerstört und der Boden mit dem Injektionsgut vermischt. Dieser Vorgang erfolgt mit konstanter Dreh- und Ziehgeschwindigkeit nach dem Abbohren von unten nach oben. Der Einsatz von zusätzlichen Luft- und Wasserdüsen zeigt verschiedene Verfahrensvarianten der Düsenstrahltechnik auf.

Reichweitenmessung

Da ein mit dem Gestänge rotierender Düsenstrahl nicht mit einem mechanischen Bohrwerkzeug mit definiertem Durchmesser zu vergleichen ist, hängt die Strahlreichweite im Baugrund stark von der vorliegenden Bodenstruktur ab. Dieser Bodenstruktur müssen die zu wählenden Ausführungsparameter des Düsenstrahlvorganges angepaßt werden, um den Erfolg der Baumaßnahme zu gewährleisten.

Die Beurteilung der Ausführungsparameter erfolgte in der Vergangenheit fast ausschließlich durch das Freilegen von Probesäulen. Mit zunehmender Tiefe ist es wirtschaftlich und technisch allerdings oft kaum vertretbar Probesäulen über die gesamte Länge freizulegen. Verschiedentlich kommen dann mechanische Abtastwerkzeuge in der frischen Düsenstrahlsäule zum Einsatz. Mit zunehmender Tiefe besonders in rolligen Böden haben auch diese Verfahren schnell ihre Einsatzgrenzen erreicht und weisen zudem hohe Toleranzmaße auf.

Das Bilfinger + Berger Hydrophonverfahren

Mit der hier beschriebenen HDI-Hydrophonmessung liegen Erfahrungen vor bis in 30 Meter Tiefe die Reichweite des Düsenstrahls zu messen. Dabei wird der Erfolg des Düsens über der gesamten Säulenlänge auch bei wechselnder Geologie sichtbar. Ein weiterer Vorteil liegt darin, daß die Parameter während der Herstellung der Probesäule optimiert werden können und nicht erst Tage später nach dem Freilegen.

Grundgedanke dieser Methode ist, daß die Strahlreichweite in situ über einen Energieeintrag gemessen wird. Dazu wird parallel zur eigentlichen HDI-Bohrung ein Pegelrohr aus Stahl abgeteuft. Während des Düsvorganges wird der Kontakt des Strahles, d.h. das Energieniveau, am Rohr gemessen. Als Sensoren für die Übertragung dieser Energie zur Oberfläche dienen Hydrophone, die höhengleich zum Düsenstrahl geführt werden.

Bei größeren Tiefen muß der vertikale Verlauf des Pegels und des HDI-Gestänges mit einem Inklinometer vermessen werden. Dadurch ist der Abstand zwischen Pegel und Gestänge über der gesamten Tiefe bekannt. Die Auswertung der Messung erfolgt nach der empfangenen Signalform, die sich abhängig von Reichweite und Geologie ändert.

Typische Signalformen der Hydrophonmessung (sh. Bild 7) sind:

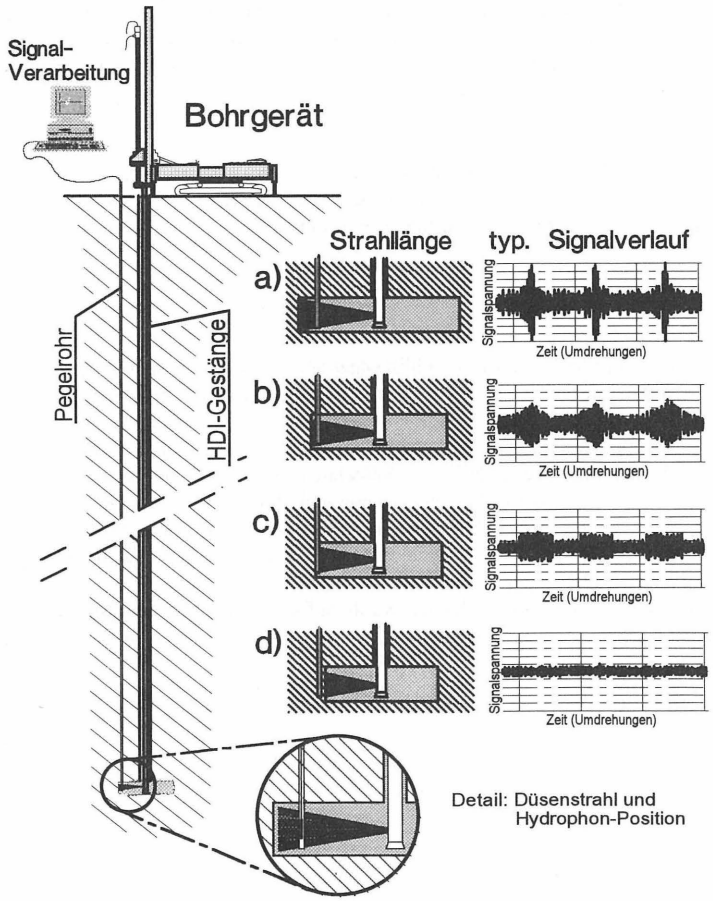


Bild 7: Prinzipieller Aufbau einer Hydrophonmessung mit Signalverläufen

a. ***"Peak"*** : Der steile Anstieg und Abfall des Signals zeigt das Überstreichen des Strahles mit gebündelter Energie. Der Strahl ist beim Erreichen des Pegels noch relativ wenig aufgerissen und besitzt hohe Schneidenergie. Der Abstand des Pegels zum Gestängezentrum ist also wesentlich überschritten.

b. ***"Wellensignal"*** : Dieser charakteristische Verlauf zeigt einen weichen Anstieg mit Wendepunkt, wobei keine deutliche Signalspitze erkennbar ist. Sichtbar wird dadurch das Überstreichen des Strahlkegels mit seinen tangentialen Energieniveaus. Der Pegelradius ist somit gering, aber sicher überschritten.

c. ***"Plateausignal"*** : Nahezu gleichbleibend hohes Signal über einen relativ großen Drehwinkel (50° bis 70°). Der Schneidstrahl hat mit seinem vorderen energieschwachen und größflächigen Bereich den Pegel erreicht. Kann aus diesem Signalverlauf die Gestängedrehzahl genau ermittelt werden so ist der erreichte Durchmesser der zweifache Abstand zwischen Gestängezentrum und Rand des Pegelrohres.

d. ***"Kein Signalanstieg"*** beim Überstreichen des Schneidstrahles in Richtung des Horchpegels. Die Strahlenergie reicht nicht bis zum Sensor. D.h. der erreichte Durchmesser ist kleiner als der zweifache Abstand zwischen Gestängezentrum und Rand des Pegelrohres.

7 SCHLUSSBEMERKUNG

Die Vermessung von Pfahlbohrungen, Schlitzwandlamellen und Düsenstrahlsäulen stellt eine wesentliche Qualitätssicherungsmaßnahme dar, durch die eventuelle Herstellungsfehler schon frühzeitig erkannt werden können. Dadurch können Sanierungsmaßnahmen frühzeitig eingeleitet werden, bevor Folgeschäden entstehen. Dies trägt wesentlich dazu bei, daß Bauzeiten sich nicht durch nachträglich erforderliche Maßnahmen erheblich verlängern.
Für diese Messungen wurden auf Baustellen schon viele Ideen entwickelt, die jedoch letztlich an der fehlenden Genauigkeit und Dokumentation scheiterten. Wesentlichster Ziel jeder Entwicklung muß immer sein, daß durch eine Messung der eigentliche Herstellvorgang zeitlich möglichst wenig beeinflußt wird.
Mit den hier beschriebenen Entwicklungen wurde auf die Ansprüche des „Spezialtiefbauers" dadurch eingegangen, daß alle Meßgeräte trotz hoher Genauigkeit auch robust und bedienerfreundlich sind.

Quellennachweis

Arz, Schmidt, Seitz, Semprich.: GRUNDBAU
Sonderdruck aus dem Betonkalender 1994. S. 43-45

Gross H.-W, Wisinger F.: Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft
Jet grouting technique as a high pressure water jet application in foundation engineering
„Water jet applications in construction engineering" Balkema Verlag Rotterdam

Gross, H.-W..: Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft
Jetgrouting „in situ diameter control" with hydrophone measurements
Conference NON DESTRUCTIVE TESTING IN CIVIL ENGINEERING Liverp. April 1997

Kluckert K. D.: Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft
20 Jahre HDI in Deutschland. Von den Fehlerquellen über die Schäden zur Qualitätssicherung.
Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., S. 235-258.

Hans-Walter Gross
Christian Leible
Bilfinger+Berger Bauaktiengesellschaft
Service Center Technik
Carl-Reiss-Platz 1-5
68165 Mannheim

MESSUNGEN DER VERFORMUNGEN IN BÖDEN ZUFOLGE STATISCHER UND DYNAMISCHER EINWIRKUNG

Dietmar Adam und Fritz Kopf

1. EINLEITUNG

In diesem Beitrag wird eine Meßeinrichtung vorgestellt, mit der es möglich ist, die Verformungen und Verschiebungsvorgänge im Boden zufolge statischer, dynamischer und zyklischer Belastung mit hoher Genauigkeit zu messen. Die Versuchseinrichtung wurde im Rahmen eines Projektes über „Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrollen (FDVK) mit Vibrationswalzen" zur Untersuchung der Bewegungsvorgänge des Bodens in verschiedenen Schichten entwickelt.

Folgende Anforderungen wurden dabei an die Meßeinrichtung gestellt:

- direkte Messung der Verschiebungen
- Messung in verschiedenen Tiefenlagen
- Messung zufolge statischer, zyklischer und dynamischer Belastung
- Messung bei Erregerfrequenzen zwischen 0 und 50 Hz sowie Untersuchung der Antwortspektren bis ca. 200 Hz
- Messung unmittelbar während der Belastung
- Untersuchung des Langzeitverhaltens (Kriechverhalten des Bodens, etc.)
- Messung der Gesamtverformungen (elastoplastische Verformungen) und Abspaltung des elastischen Anteils zur Ermittlung der bleibenden (plastischen) Verformungen
- Meßgenauigkeit < 1/10 mm

Im weiteren werden Aufbau, Einbau und Wirkungsweise des Verformungsmessers detailliert beschrieben sowie exemplarisch Anwendung und Ergebnisse vorgestellt.

2. VERFORMUNGSMESSEINRICHTUNG

2.1 Aufbau des Meßgerätes

- Verformungsmeßgerät

Das Meßgerät besteht im wesentlichen aus einem Fußstück und einer Kopfplatte, zwischen denen die Relativverschiebungen gemessen werden. Die Verbindung der Bauteile erfolgt mittels eines Schweißdrahtes, der in einem Führungsschlauch eines *Bowden*zuges geführt wird (siehe Abb. 1).

Das zentrale Element des Fußstücks bildet ein induktiver Wegaufnehmer *WSF 50* der Firma Hottinger und Baldwin Meßtechnik mit einem Meßbereich von 50 mm. Der Wegaufnehmer besteht aus einer Spule, deren beweglicher Kern als Fühler ausgeführt ist. Diese induktive Viertelbrücke hat im Aufnehmer eine Halbbrückenergänzung sowie Temperaturkompensationswiderstände und wird durch Verschieben des Kernes verstimmt. Die aus dieser Schaltung gewonnenen Signale sind proportional der Verschiebung des Fühlers. Der Aufnehmer kann in einem Bereich von 50 mm messen.

Dieser induktive Wegaufnehmer ist in einem Messingrohr befestigt und mit einem im Rohr verschieblichen (aber gegen Verdrehen gesicherten) Kolben verbunden, in dem der Schweißdraht festgeschraubt wird. Das Rohr ist an der Oberseite mit einem Deckel verschlossen, an dem der Führungsschlauch des *Bowden*zuges mit Feststellschrauben fixiert wird. Eine kreisförmige Fußplatte am unteren Ende des Rohres dient als Einbauhilfe und bildet die Verzahnung mit dem Boden.

Den Abschluß in der Meßebene bildet eine kreisrunde Kopfplatte, in welcher das andere Ende des Schweißdrahtes mittels Fixierungsschraube befestigt wird.

Induktiver Wegaufnehmer - WSF 50		
Nennmeßweg	mm	0 ... 50
Kennwert	mV/V	10 ±15%
Linearitätsabweichung	%	< ±0,4 (< ±0,2)
Nenn- / Gebrauchstemperaturbereich	°C	-20 ... +80
Nennspeisespannung (Effektivwert)	V	1 ... 5
Trägerfrequenz	kHz	4,5 ... 5,3
Maximal zulässige Beschleunigung (mechanisch)	m/s²	2500

Tab. 1: Technische Daten des WSF 50 der Firma Hottinger und Baldwin Meßtechnik.

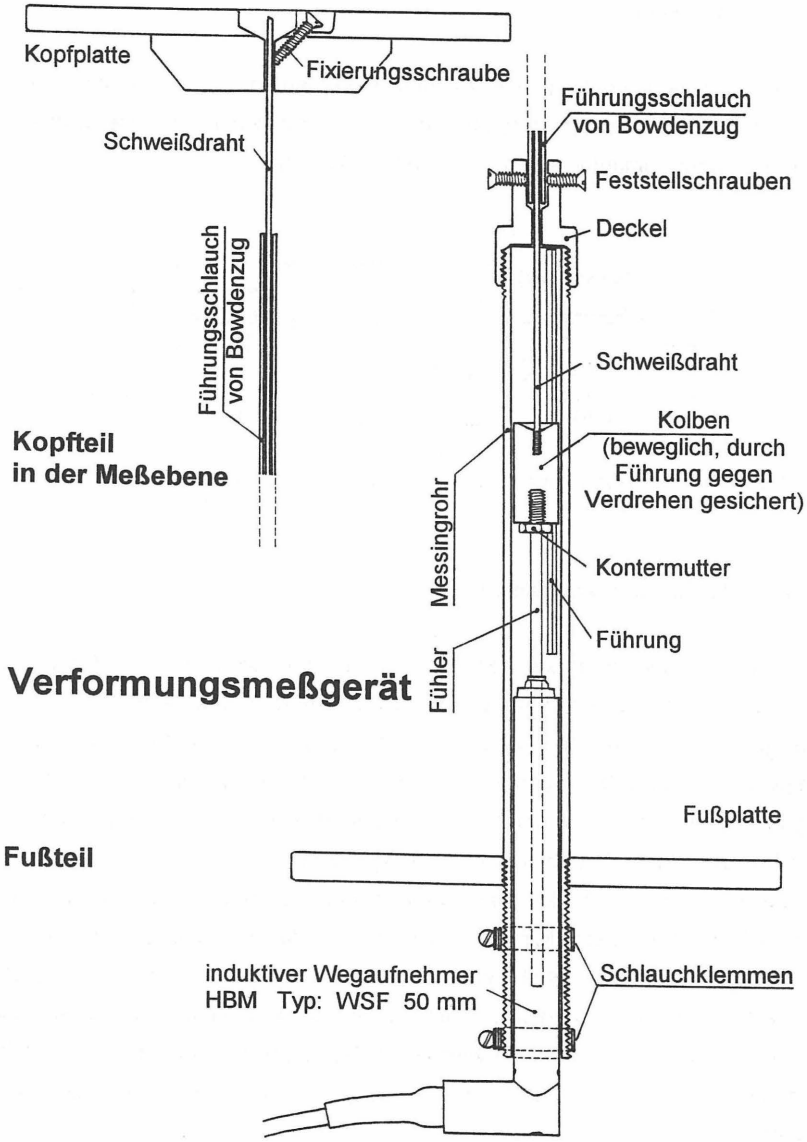


Abb. 1: Verformungsmeßgerät

- Meßwerterfassung

Ein oder mehrere induktive Wegaufnehmer werden mit abgeschirmten Verbindungskabeln an den Meßverstärker angeschlossen, der wiederum über eine parallele Schnittstelle mit einem Computer verbunden ist (siehe Abb. 2).

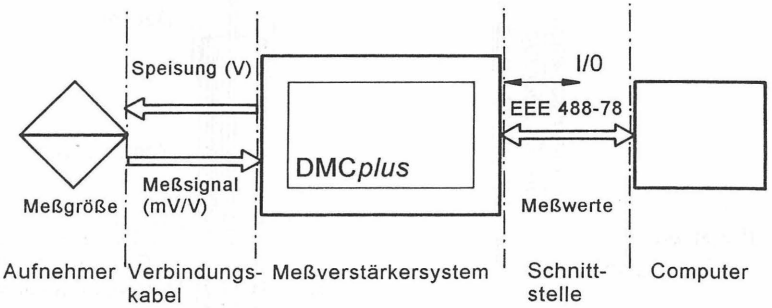


Abb. 2: Meßwerterfassungseinheit

Das zentrale Element bildet das digitale rechnersteuerbare Trägerfrequenz-Meßverstärkersystem DMC*plus* der Firma Hottinger und Baldwin Meßtechnik. Die gemessenen (analogen) Signale werden darin mit einer Abtastrate von 9600 Meßwerten pro Sekunde mittels Busstruktur (die Steuereinheit *SY01* verbindet alle Komponenten mit der Zentraleinheit *CP03*) gleichzeitig erfaßt, verstärkt, in digitale Signale umgewandelt, gefiltert, gemittelt und an den Computer übergeben (siehe Abb. 3).

Die Steuerung des Verstärkersystems erfolgt über die in den Rechnern installierte Software *BEAM*. Jedes Gerät kann mit maximal fünf Meßverstärker-Einschüben mit jeweils zwei Meßkanälen ausgerüstet werden, da ein weiterer möglicher Einschubplatz für die parallele Schnittstelle *IE01* reserviert ist. Verwendet werden Meßverstärker-Einschübe *DV 55* (Trägerfrequenz 4,8 kHz), an welche als Signalquellen *DMS* Halb- und Vollbrücken, Potentiometer, Induktiv-Aufnehmer und Spannungsquellen angeschlossen werden können.

Werden mehr als zehn (analoge) Aufnehmer an das Meßverstärkersystem angeschlossen, ist eine weitere Meßverstärkereinheit erforderlich, beide Geräte werden dann über die - mit einem Kabel verbundenen - Steuereinheiten *SY01* synchronisiert.

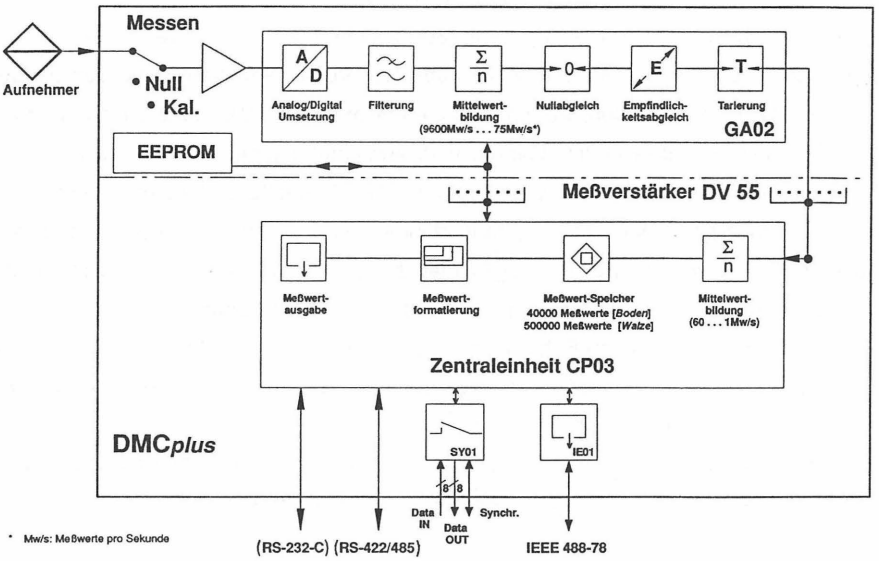


Abb.3: Meßverstärkersystem DMC*plus*

Die Datenübertragung zum Computer erfolgt über die parallele Schnittstelle *IE01*, da ein serieller Datentransfer aufgrund der geringen Übertragungsraten bei dynamischen Messungen zu Datenverlusten führen kann. Die maximale Datenübertragungsrate einer parallelen Schnittstelle beträgt 100.000 Meßwerte pro Sekunde.

2.2 Einbau des Meßgerätes in den Boden

Die Installation der Verformungsmeßgeräte wird anhand eines Einbaues in einen lagenweise geschütteten Damm beschrieben, wobei die einzelnen Schichten nach dem Schütten verdichtet werden. Die Bewegungsvorgänge des Bodens während der Verdichtung sind zu dokumentieren. Das Verformungsmeßgerät ist für diese Anwendung entwikkelt worden und eignet sich deshalb besonders gut für Untersuchungen dieser Art.

Das Fußstück des Verformungsmeßgerätes wird (gem. Abb. 1) zusammengebaut, der Führungsschlauch des *Bowden*zuges angeschlossen und anschließend der gesamte untere Teil im Untergrund versetzt. Sollen absolute Verschiebungen gemessen werden, ist jene Einbautiefe zu wählen, wo praktische keine meßbaren Verschiebungen mehr auftreten. Der Boden im Bereich des Gerätes wird verdichtet und das Verbindungskabel zum Meßverstärker (z.B. in einem Graben) geführt. Die Fußplatte verhindert unerwünschte Verdrehungen des Fußstückes und garantiert eine gute Verbindung mit dem umgebenden Boden. Der angeschlossene Führungsschlauch des *Bowden*zuges mit ausreichender Länge beinhaltet noch keinen Schweißdraht und ist am oberen Ende verschlossen.
Die aus dem Boden ragenden Führungsschläuche aller versetzten Meßgeräte werden zu kleinen Kränzen gewunden und deren Lage genau vermessen. So können sie nach dem Überschütten wiederum leicht gefunden werden.
Nachdem die erste Schichte geschüttet und mit dem Grader eine ebene Fläche hergestellt worden ist, wird eines der Verformungsmeßgeräte für diese Lage aktiviert.

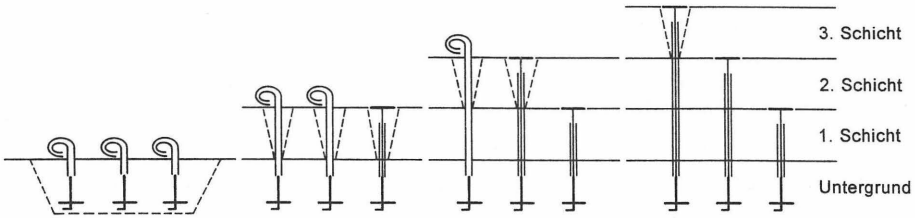


Abb.4: Aktivierung von Verformungsmessern bei lageweisem Aufbau von Schüttungen.

Vorsichtig - mit möglichst kleinräumigen Erdbewegungen - wird der zugehörige Führungsschlauch des Bowdenzuges ausgegraben und der Kranz gelöst. Der Schlauch wird so weit unter der Oberfläche der Schüttlage abgeschnitten, daß auch nach erfolgter Verdichtung dieser nicht mit der oberen Platte in Berührung kommt. Zur Verminderung der Reibung werden einige Tropfen Öl in den Führungsschlauch eingebracht und der Schweißdraht mit dem Gewinde voran bis zum Anschlag eingeführt und mit dem Kolben im Messingohr des Fußstückes verschraubt. Die Führung im Rohr sichert den Kolben gegen

Verdrehen, die Gewindeverbindung zwischen Draht und Kolben kann somit fest angezogen werden. Das obere Ende des Führungsschlauches wird gegen das Eindringen von Feinteilen abgedichtet, wobei die Bewegungsfreiheit des Drahtes nicht beeinträchtigt werden darf. Nach dem Verfüllen des Hohlraumes im Bereich des Bowdenzuges wird um den aus dem Boden ragenden Draht eine Mulde mit der Form der Kopfplatte hergestellt und eine dünne Folie (mit Loch in der Mitte) aufgelegt, um die Oberfläche in der Umgebung der Platte abzudecken. Damit soll verhindert werden, daß einzelne Körner auf die Platte gelangen und diese die Verschiebungen bei unmittelbarer Belastung (z.B. Überfahrt der Walze) verfälschen.

Die Kopfplatte wird in der Mulde versetzt, wobei die Oberfläche der Platte bündig mit jener der ersten Schichte abschließen muß. Der Schweißdraht wird so weit aus dem Boden gezogen, bis der Meßbereich des induktiven Aufnehmers erschöpft ist. Sind Hebungen zu erwarten, ist der Draht entsprechend in den Boden zurückzuschieben. Schlußendlich wird der Schweißdraht in der oberen Platte mit der Fixierungsschraube festgeklemmt und abgeschnitten.

Die Relativverschiebungen zwischen der Kopfplatte in der Meßebene und dem Fußstück können nun mit dem induktiven Wegaufnehmer direkt gemessen werden.

Ist der Meßbereich aufgrund bleibender Verformungen aufgebraucht, kann dieser von der Oberfläche aus nachjustiert werden, solange die Kopfplatte nicht überschüttet wird.

Die Führungsschläuche von Verformungsmeßgeräten, die erst in weiteren Schüttlagen zu aktivieren sind, werden lediglich ausgegraben, an der freien Oberfläche wiederum Kränze gewunden und anschließend überschüttet (siehe Abb. 4).

Die Vorgangsweise für die Aktivierung in weiteren Schichten ist analog zu der in diesem Kapitel beschriebenen Abfolge. Auf diese Art können beliebig viele Schichten aufgebracht und deren Verformungen bei verschiedenen Belastungen gemessen werden.

2.3 Funktion und Wirkungsweise der Meßeinrichtung

Mit dem Meßgerät können statische und dynamische Relativverschiebungen zwischen der unteren Platte und der Kopfplatte direkt gemessen werden.

Das Fußstück dient zur Ummantelung und Verankerung des induktiven Wegaufnehmers im Boden. Der Fühler des Wegaufnehmers ist fix mit einem Kolben, der sich im Messing-

rohr bewegen kann, verbunden. Der am Deckel mittels Schrauben befestigte Führungsschlauch kann nach dem Schütten einer Schichte weitergeführt und das Gerät in beliebiger Höhe aktiviert werden (siehe Abb. 5(a)). Dabei ist ein geringfügiges Abweichen von der Vertikalen belanglos, da der *Bowden*zug im Boden eingebettet ist (siehe Abb. 5(b)). Theoretisch könnte sich auch ein Knoten im Führungsschlauch befinden; ist er unverschieblich gebettet, beeinflußt der Knoten das Meßsystem lediglich durch stark erhöhte Reibung (siehe Abb. 5(c)). Die Flexibilität des Führungsschlauches, die das „Mitwachsen" des Gerätes ermöglicht und die Gefahr einer Beschädigung verringert, ist damit nur von Vorteil. Es ist jedoch darauf zu achten, daß sich der oberste Teil des *Bowden*zuges und der freilaufende Teil des Drahtes senkrecht im Boden befinden, da sonst unzulässige Meßfehler auftreten können (siehe Abb. 5(d)).

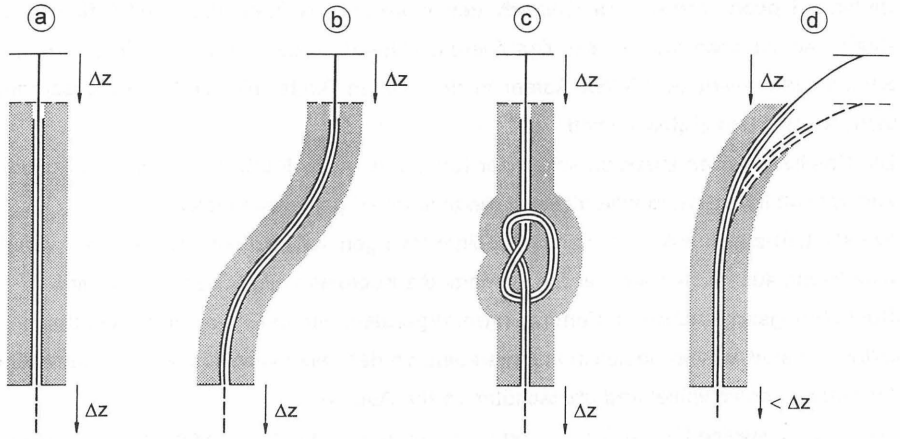


Abb. 5: Flexible Gestaltung durch den *Bowden*zug.

Bei dynamischen Messungen ist die Federwirkung des Führungsschlauches vorteilhaft. Im Entlastungszustand entspannt sich der um den Schlauch liegende Boden und dehnt durch die negative Mantelreibung die Feder im Führungsschlauch. Bei jeder weiteren Belastungsphase laufen somit die Kompressionswellen im Boden und im Führungsschlauch in gleicher Weise. Dadurch muß der Draht bei der Messung die Haftreibung im Führungsschlauch nicht auf der gesamten Länge gleichzeitig überwinden. Dieser Effekt wirkt sich sehr positiv auf die Meßgenauigkeit bei dynamischen Messungen aus.

Geringe Horizontalverschiebungen (bei steifer Bettung; Berechnung nach Theorie 1. Ordnung) des *Bowden*zuges während der Messung oder auch größere Horizontalverformungen (bei weicher Bettung; Berechnung nach Theorie 2. Ordnung) führen zu nur sehr kleinen Vertikalverschiebungen, deren Größenordnung minimal und der Einfluß auf die Meßergebnisse praktisch vernachlässigbar ist.

Solange die Kopfplatte nicht überschüttet wird, ist die Verschiebung des Meßbereiches bei zunehmenden bleibenden Verformungen jederzeit möglich. Dem Meßbereich des Verschiebungsmeßgerätes ist lediglich durch die Länge des Führungsschlauches eine Grenze gesetzt. Sobald die Kopfplatte den Schlauch berührt, ist jede weitere Messung sinnlos, da die Bewegung gehemmt wird und in weiterer Folge der *Bowden*zug zwangsläufig ausknickt. Es ist daher wichtig den Führungsschlauch beim Aktivieren entsprechend abzulängen. Wird die rechtzeitige Verschiebung des Meßbereiches verabsäumt, kommt der induktive Wegaufnehmer vorerst aus dem kalibrierten, linearen Bereich, die Meßwerte ergeben keinen Sinn mehr. Es ist noch möglich, den Meßbereich neuerlich zu verschieben, ein Bezug zwischen alter und neuer Messung ist jedoch nur mehr sehr schwer herzustellen.

Wird der Meßbereich so weit überschritten, daß der Kolben auf den induktiven Wegaufnehmer drückt, so knickt der Draht im Fußstück zwischen Deckel und Kolben, eine Beschädigung des induktiven Wegaufnehmers wird somit verhindert. Eine weitere Messung mit diesem Verschiebungsmeßgerät ist bei diesem Versuch nur dann möglich, wenn es gelingt, den Draht von oben zu entfernen und durch einen neuen zu ersetzen. Aufgrund der Bauart des Verschiebungsmeßgerätes ist dies prinzipiell möglich.

3. ANWENDUNG

- Experimentelle Untersuchungen - Versuchsanordnung

Das Verschiebungsmeßgerät wurde für einen Großversuch zur „Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle“ (FDVK) entwickelt und bei diesen Untersuchungen erstmals eingesetzt (siehe Abb. 6). Bei der FDVK wird das Bewegungsverhalten der Bandage einer dynamisch erregten Walze während des Verdichtungsvorganges ermittelt und

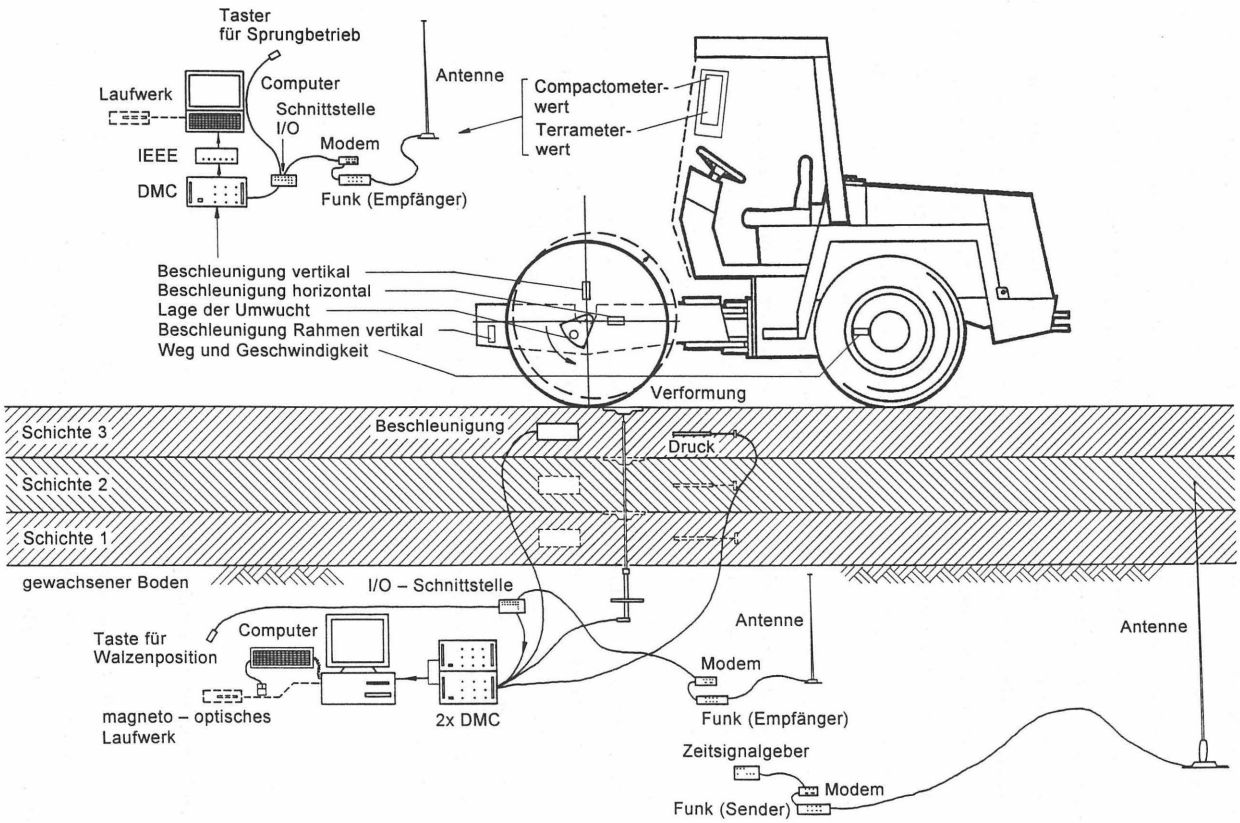


Abb. 6: Meßkette des Großversuchs „FDVK mit Vibrationswalzen"

daraus Rückschlüsse auf die Eigenschaften des Untergrundes gezogen. Im Rahmen des Forschungsprojektes, das am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Wien bearbeitet wurde, waren nicht nur Messungen an der Walze erforderlich, sondern auch in verschiedenen Bodenschichten.

Die Walze war mit den am Markt befindlichen FDVK-Systemen *Compactometer* (der Firma Geodynamik) und *Terrameter* (der Firma Bomag) ausgerüstet. An der Lagerschale der Bandage und am Rahmen waren Beschleunigungsaufnehmer angebracht. Mit induktiven Näherungsschaltern konnten die Lage der Unwucht, die Lage der Bandage und die Bewegung der Antriebsräder gemessen werden. Alle Signale wurden durch das Meßverstärkersystem DMC*plus* der Firma Hottinger digitalisiert und direkt auf der Walze in einem Laptop gespeichert.

Im Boden wurden in jeder der drei Schichten je eine Beschleunigungsmeßdose zur triaxialen Messung der Beschleunigungen, eine Druckmeßdose und ein Verformungsmeßgerät eingebaut. Auch diese Messungen wurden über ein DMC*plus* in einem Computer gespeichert. Um die Messungen auf der Walze und im Boden exakt zeitlich zuordnen zu können, wurden Boden- und Walzenmeßstelle über Funk gesteuert.

Im weiteren wird jedoch lediglich auf Messungen eingegangen, die mit der beschriebenen Verformungsmeßeinrichtung durchgeführt wurden, sowie Ergebnisse und Auswertungen werden exemplarisch präsentiert.

- Messung des Setzungsverhaltens des Bodens

Die erste Anwendung stellt die Messung der bleibenden (plastischen) Verformungen des Bodens nach Verdichtung mit einer Vibrationswalze dar. Nach dynamischer und statischer Überfahrt wurden die Verschiebungen mit der Verformungsmeßeinrichtung gemessen, das Fußstück war dabei in ausreichender Tiefe im gewachsenen Boden versetzt, die Kopfplatte war an der Bodenoberfläche angeordnet.

Da die Messung jeweils zu einem bestimmten Zeitpunkt im Anschluß an eine Überfahrt erfolgte, war die Wahl der Meßrate beliebig. Die Messung konnte nach Dokumentation des Verformungszustandes unterbrochen werden, da die Verschiebung im induktiven Aufnehmer immer absolut erfaßt wird. Damit war es auch möglich, das Langzeitverhalten (Kriechverhalten des Bodens) zu untersuchen.

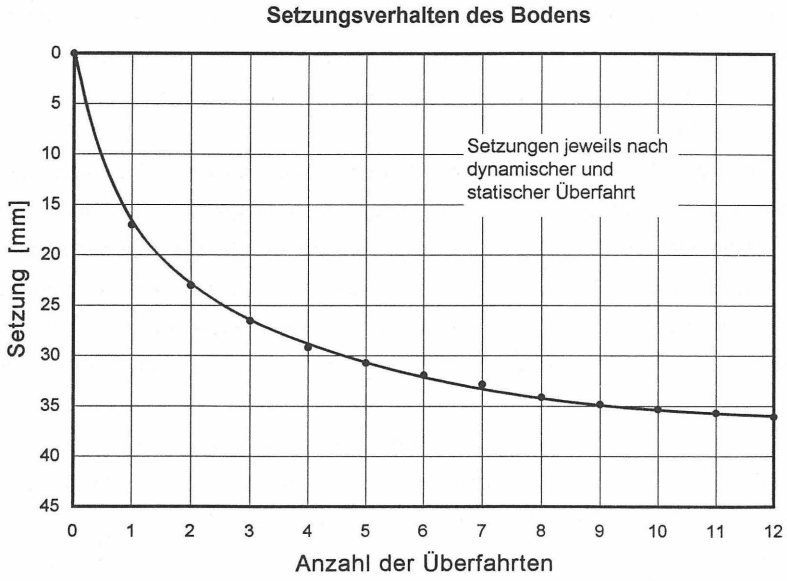


Abb. 7: Setzungsverhalten des Bodens jeweils nach dynamischer und statischer Überfahrt.

In Abbildung 7 ist die Setzung des Bodens jeweils nach dynamischer und statischer Überfahrt dargestellt. Die Meßgenauigkeit war dabei deutlich höher (< 1/10 mm) als diejenige von vergleichenden Messungen mitttels geodätischer Höhenaufnahmen (1 mm).

- Messung der Verformungen des Bodens unter dynamischer und statischer Einwirkung in Form von Einflußlinien

Der Einfluß einer Walze auf die Bodenverformungen in Punkten mit vorgegebener Tiefe und beliebiger Entfernung wird mit Hilfe von Einflußlinien angegeben.
Die Grundlage bilden Meßreihen, bei welchen die Walze mit definierter Geschwindigkeit über das Prüffeld fuhr. Die Auswirkungen zufolge dieser Belastung wurden in drei Meßquerschnitten im Boden gemessen, der jeweilige Abstand zwischen dem Erreger und dem Meßpunkt wurde anhand der Fahrgeschwindigkeit und eines Signals (beim Passieren der Walze einer Fluchtlinie) ermittelt.

Angemerkt wird, daß Phasenverschiebungen zufolge der Wellenlaufzeit nicht berücksichtigt werden, da diese aufgrund der verhältnismäßig geringen Distanzen vernachlässigbar sind.

Der Einfluß einer singulären Belastung $P(\xi)$, die sich momentan an der Stelle ξ befindet, verursacht im Punkt x die Antwort $R(x)$, der Abstand zwischen den beiden Punkten beträgt $x - \xi$. Der Zusammenhang zwischen diesen Signalen ist durch die *Green*sche Funktion $G(x,\xi)$ gegeben (siehe Abb. 8):

$$R(x) = G(x,\xi)\,P(\xi) \tag{1}$$

Die rechte Seite von Gleichung (1) wurde meßtechnisch erfaßt, damit stimmt aber das Meßsignal mit der gesuchten Antwort überein, die (dynamische) Einflußfunktion $G(x,\xi)$ ist darin implizit enthalten. Der Einfluß der gemessenen Größe kann direkt - ohne weitere Berechnung - anhand der Aufzeichnungen angegeben werden.

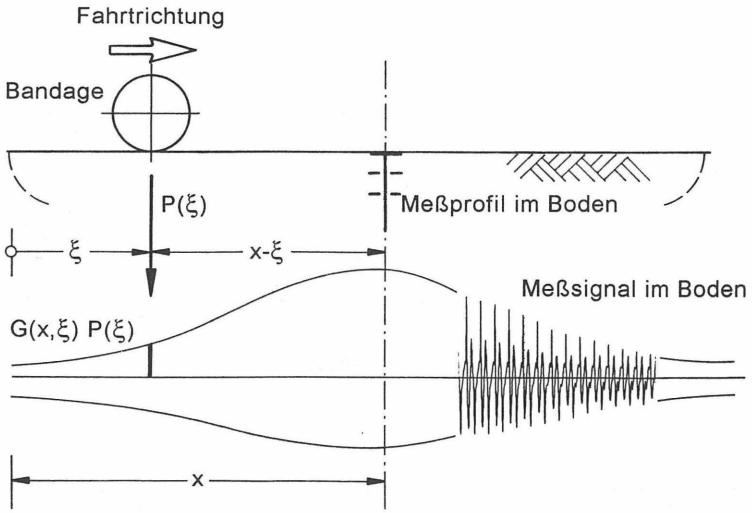


Abb. 8: Einflußfunktion (*Green*sche Funktion)

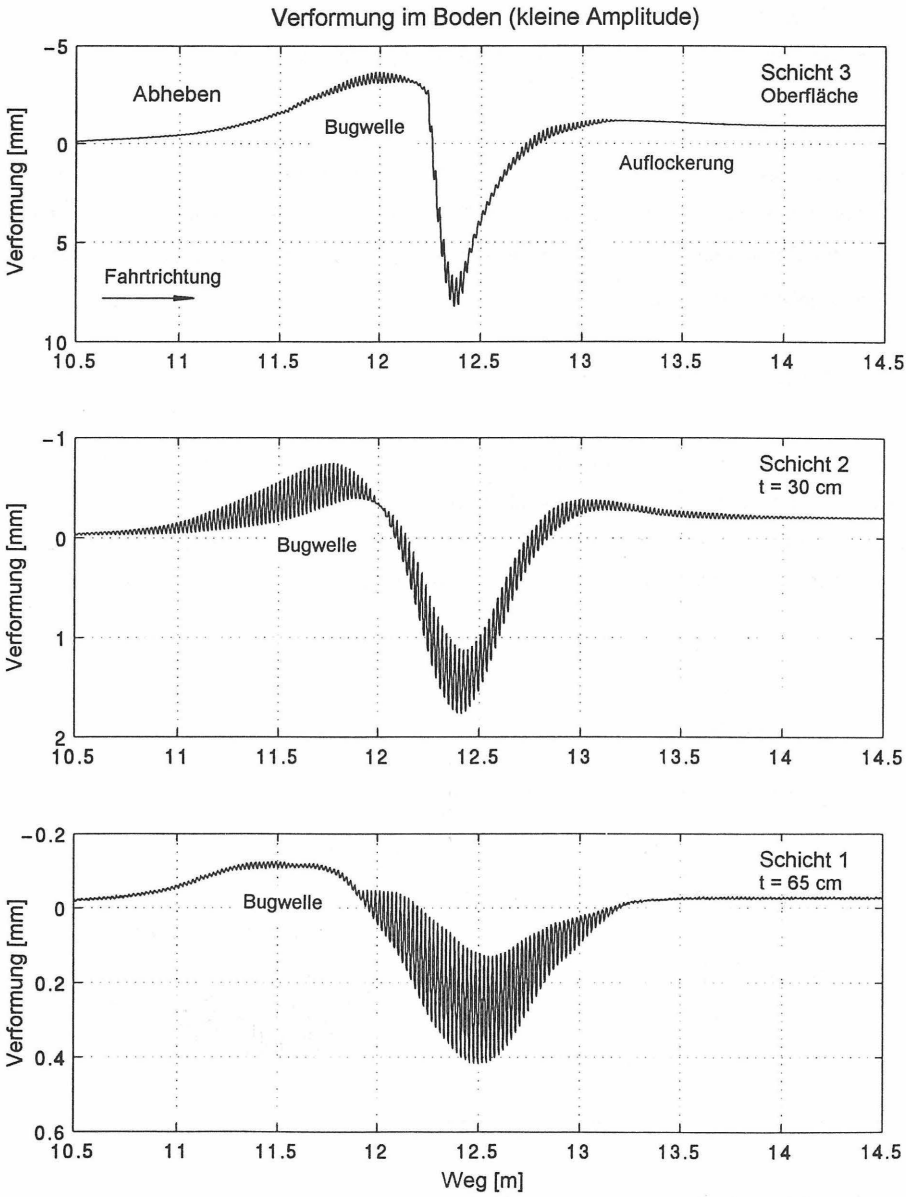


Abb. 9: Vertikale Verformungen des Bodens in drei verschiedenen Tiefen bei „Abheben".

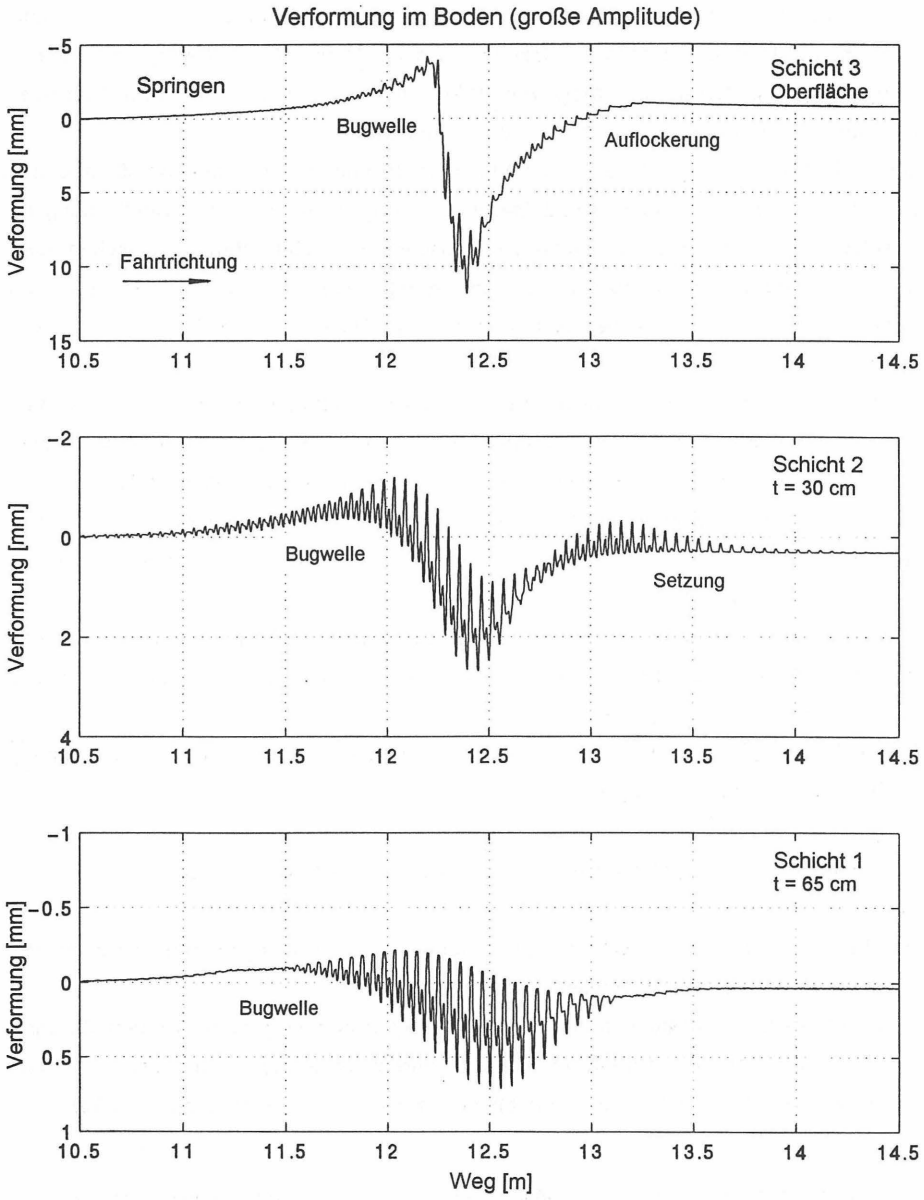


Abb. 10: Vertikale Verformungen des Bodens in drei verschiedenen Tiefen bei „Springen".

Die Meßrate wurde mit 1200 Meßwerten pro Sekunde gewählt, da einerseits die Erregerfrequenz der Unwucht je nach Einstellung zwischen 31 und 40 Hz betrug und andererseits die große Anzahl der Meßdaten (Meßzeit ca. 26 Sekunden) vom Computerprogramm (Datentransfer) noch bewältigt werden konnte.
Die Verformungen des Bodens wurden an der Oberfläche und in Tiefen von 30 cm und 65 cm direkt ermittelt. Die unmittelbare Messung ermöglicht eine genaue Bestimmung der absoluten Verschiebungen sowohl für den statischen als auch für den dynamischen Fall.
In den Abbildungen 9 und 10 sind die Verformungen in Form von Einflußlinien für zwei verschiedene Betriebszustände der Bandage (sog. „Abheben“[1] und „Springen“[2]) dargestellt.
Sowohl an der Oberfläche als auch in den unterschiedlichen Tiefen kommt es bereits in größeren Entfernungen zu Bewegungen im Boden. Die absolute elastoplastische Verformung des Bodens unmittelbar unter der Walze ist wesentlich größer als die Schwingbewegung. Begründet ist dieser Umstand mit der Geometrie der Bandage; aufgrund der zylindrischen Krümmung dringt die Walzentrommel am unteren Scheitelpunkt naturgemäß tiefer ein.
Weiters ist vor der Bandage eine vorlaufende Bugwelle zu sehen, der Boden wird somit nicht nur komprimiert, sondern zum Teil auch verdrängt. Dieser Verdrängungsprozeß ist bis in größere Tiefen ausgeprägt.
Die Meßgenauigkeit war für dynamische Messungen sehr hoch (< 1/100 mm!), für statische Messungen gilt Analoges.

- Vergleich der Meßergebnisse mit Resultaten aus indirekten Messungen

Parallel zu den direkten Verschiebungsmessungen wurden bei dynamischen Überfahrten mit der Walze Beschleunigungsmessungen durchgeführt.
Durch zweifache Integration kann aus dem Beschleunigungssignal der relative Schwingweg, jedoch nicht die Absolutverschiebung, berechnet werden. Mit dieser indirekten Methode ist es damit nicht möglich, auf bleibende Bodenverformungen zu schließen.

---

[1] Der Betriebszustand „Abheben“ ist dadurch gekennzeichnet, daß die Bandage eine Bewegung mit der Periode der Erregerfrequenz der Unwucht ausführt.

[2] Der Betriebszustand „Springen“ liegt dann vor, wenn die Bandage in ganzzahligen Teilen der Erregerfrequenz schwingt.

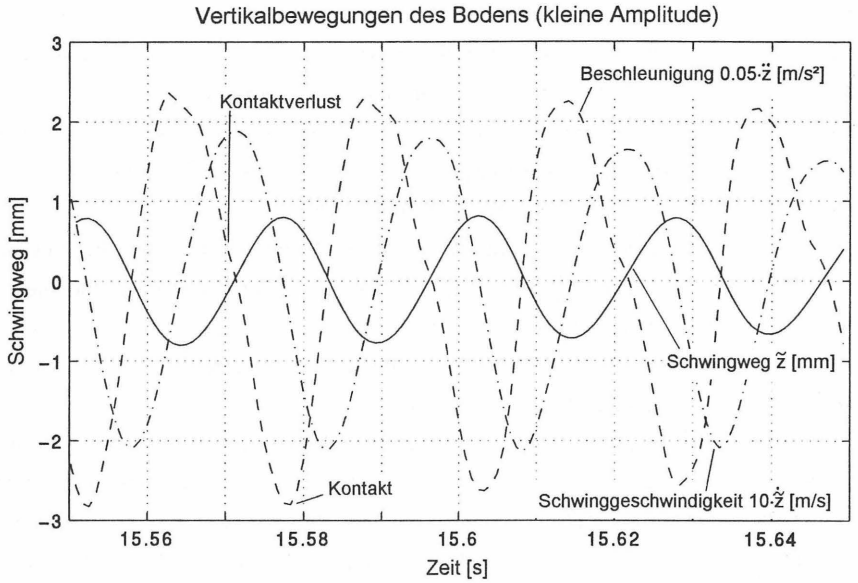


Abb. 11: Aus Beschleunigungsmessungen ermittelte vertikale Bewegungen des Bodens.

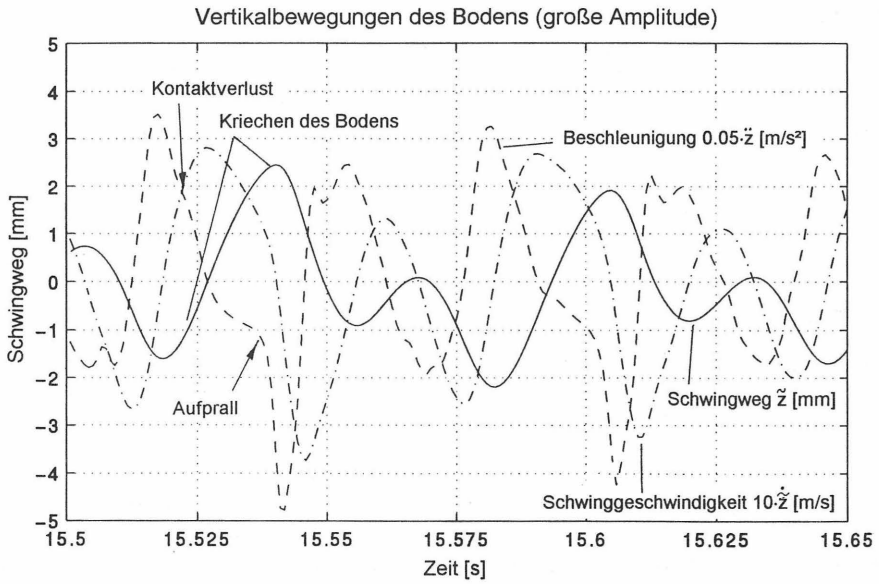


Abb. 12: Aus Beschleunigungsmessungen ermittelte vertikale Bewegungen des Bodens.

Weiters ist zu bedenken, daß durch die (zweifache) Integration der Einfluß von Oberschwingungen - insbesondere Amplituden, die klein gegenüber jener der Grundschwingung sind - deutlich abnimmt und die Kurve des Schwingweges glättet und näherungsweise sinusförmig erscheinen läßt (siehe Abb. 11). Frequenzen unterhalb der Grundfrequenz werden dagegen bei der Integration verstärkt, dieser Fall tritt beim Betriebszustand „Springen" auf und ist in Abbildung 12 dargestellt.

Die indirekte Methode zur Bestimmung von Verschiebungen mittels zweifacher Integration hat somit zwei entscheidende Nachteile gegenüber der direkten Verschiebungsmessung: Einerseits können praktisch nur die Amplituden der Schwingwege ermittelt werden, andererseits bedeutet die Integration eine Verfälschung der tatsächlichen Verschiebung, was auch als Filterung angesehen werden kann.

Die Berechnung der Größe der Schwingamplitude durch Integration ist jedoch sehr genau und kann deshalb als Vergleichswert für direkt gemessene Verschiebungen herangezogen werden. Die Gegenüberstellung ergab eine hervorragende Übereinstimmung, womit die Eignung der Verformungsmeßeinrichtung für dynamische Messungen nachgewiesen werden konnte. In den Abbildungen 13(a) und (b) sind die Amplituden des direkt gemessenen Schwingweges für die Betriebszustände „Abheben" und „Springen" dargestellt.

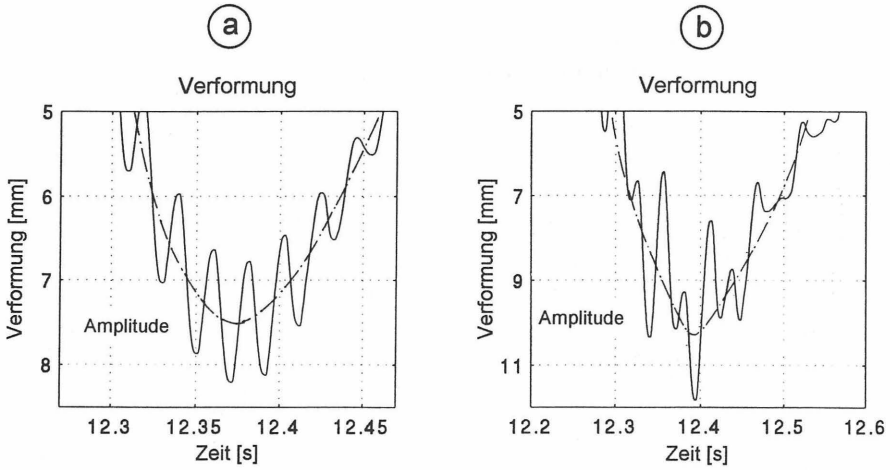


Abb. 13: Amplituden des direkt gemessenen Schwingweges des Bodens bei „Abheben" (a) und „Springen" (b).

- Vergleich der Oberflächenverformungen des Bodens bei dynamischer und statischer Einwirkung

Betrachtet man die Verformungen unter dynamischer Einwirkung, so sind im allgemeinen die plastischen Deformationen an der Oberfläche gering, bei fortgeschrittener Verdichtung kann der bleibende Anteil sogar negativ sein. Die Begründung ist im Beschleunigungsverhalten des Untergrundes zu finden. Der Betrag der Beschleunigungen kann bei zunehmender Steifigkeit des Bodens so groß werden, daß einzelne Körner aus dem Kontinuum gelöst werden, was wiederum eine Auflockerung im Kontaktbereich bedeutet (siehe Abb. 14).

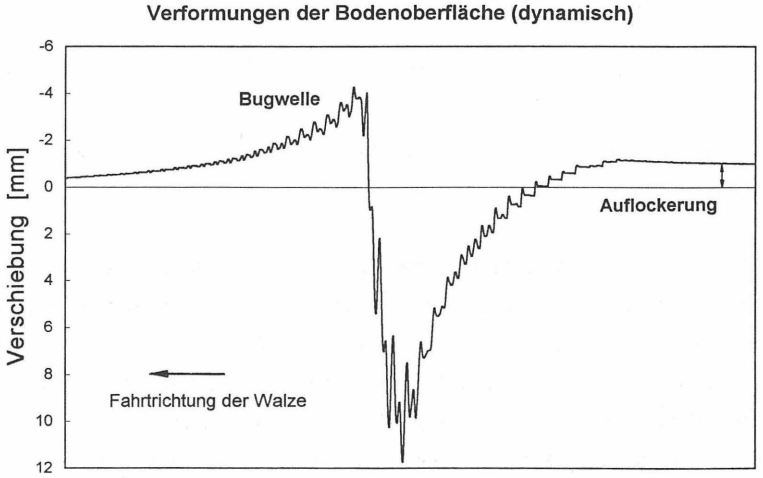


Abb. 14: Oberflächenverformungen zufolge der dynamischen Überfahrt einer Vibrationswalze.

Führt man Messungen bei statischen Überfahrten durch, ergeben sich in Abhängigkeit der Verdichtung reproduzierbare plastische Verformungen, Auflockerungen sind nicht zu beobachten (siehe Abb. 15).

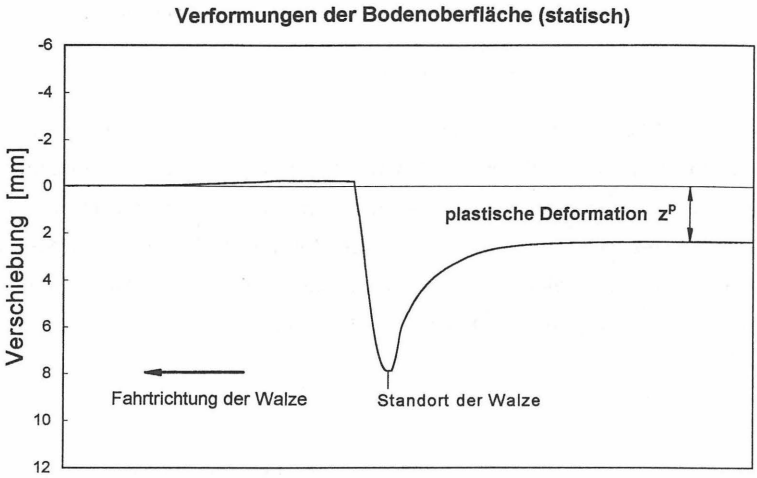


Abb. 15: Oberflächenverformungen zufolge der statischen Überfahrt einer Vibrationswalze.

- Ermittlung des elastoplastischen Verhaltens des Bodens unter zylindrisch gekrümmten Lastflächen

Wie bereits im letzten Absatz zu erkennen ist, eignen sich die Messungen zufolge statischer Überfahrten zur Untersuchung des elastoplastischen Verhaltens des Bodens.
Abbildung 16 zeigt eine Kraft-Verformungslinie der Bodenoberfläche unter einer gekrümmten Fläche, bei verschiedenen Laststufen sind Entlastungen durchgeführt worden. Man erkennt deutlich das progressive Verhalten im Belastungsast.
Die plastische Verformung kann punktuell festgestellt werden, indem der bleibende Verschiebungsanteil nach vollständiger Entlastung ermittelt wird. Wird dieser Vorgang bei unterschiedlichen Laststufen wiederholt, erhält man eine Reihe von Punkten, die approximativ auf einer Geraden liegen. Dieses Vorgehen ist eine Näherung, da Elastoplastizität immer in ihrer Gesamtheit gesehen werden muß; es liefert aber in einfacher Weise anschauliche Resultate. Während die Einzelpunkte der plastischen Verformung näherungsweise auf einer Geraden liegen, ist der elastische Zusammenhang erwartungsgemäß nichtlinear. Führt man nun Messungen mit dem Verformungsmeßgerät bei statischen Überfahrten durch, ergeben sich in Abhängigkeit der Verdichtung reproduzierbare

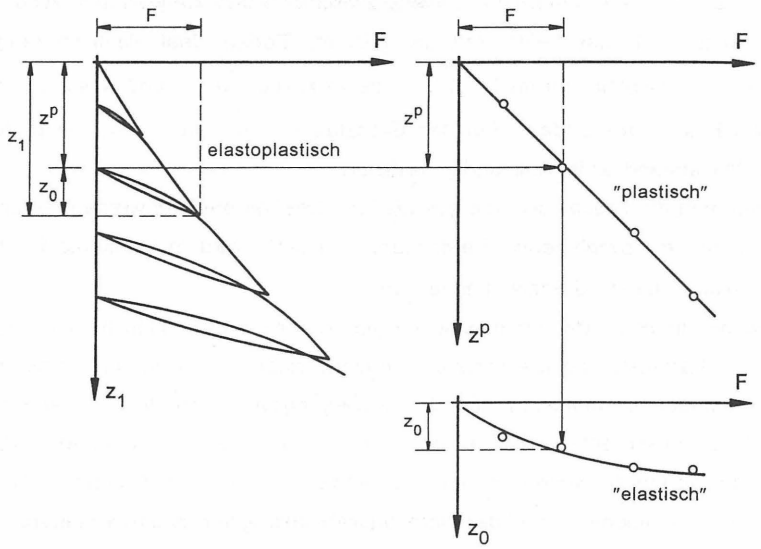


Abb. 16: Punktuelle Ermittlung der plastischen und elastischen Verformungen des Bodens unter einer gekrümmten Lastfläche.

plastische Verformungen. Es ist möglich, den plastischen Parameter k^p aus der statischen Achslast der Bandage F_{stat} durch Division mit der plastischen Deformation z^p zu ermitteln, die lastabhängige elastische Bodensteifigkeit K kann punktuell aus dem von den Gesamtverformungen abgespaltenen elastischen Verformungen z_0 berechnet werden. Gemäß Abbildung 16 ergibt sich:

$$K = \frac{z^p}{z_0} k^p \tag{2}$$

Das Verhältnis zwischen dem elastischen Anteil der Verformung und der Gesamtverformung wird als *Zustandsfaktor* ε bezeichnet:

$$\varepsilon = \frac{z_0}{z_1} = \frac{k^p}{K + k_p} \tag{3}$$

Dieser Parameter kann offensichtlich Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Wird $k^p \to \infty$ gesetzt, folgt $\varepsilon = 1$; das heißt, daß der gesamte Boden ideal elastisch reagiert. Je niedriger der plastische Parameter k^p ist, desto kleiner wird ε und desto geringer der elastische Einfluß des Bodens. Für den Grenzfall $k^p = 0$, wird $\varepsilon = 0$; der Boden zeigt keinerlei Widerstand, er ist vollständig plastiziert.

Betrachtet man die Ergebnisse, die aus Meßergebnissen ermittelt wurden, erkennt man, daß der Boden mit zunehmender Verdichtung elastischer wird, in Abbildung 17 strebt der Zustandsfaktor ε einem Grenzwert nahe 1 zu.

Mit Hilfe der direkten Verformungsmessungen war es damit möglich, nicht nur einen plastischen Parameter zu identifizieren, sondern diesen auch zu quantifizieren. Komplizierte Computersimulationen, die das Bewegungsverhalten des Interaktionssystem Walze-Boden beschreiben, konnten mit realistischen Daten durchgeführt werden. Die Ergebnisse führten zu weitreichenden Erkenntnissen sowie zur Klärung verschiedener Effekte und Phänomene, die bei der Vibrationsverdichtung von Böden auftreten.

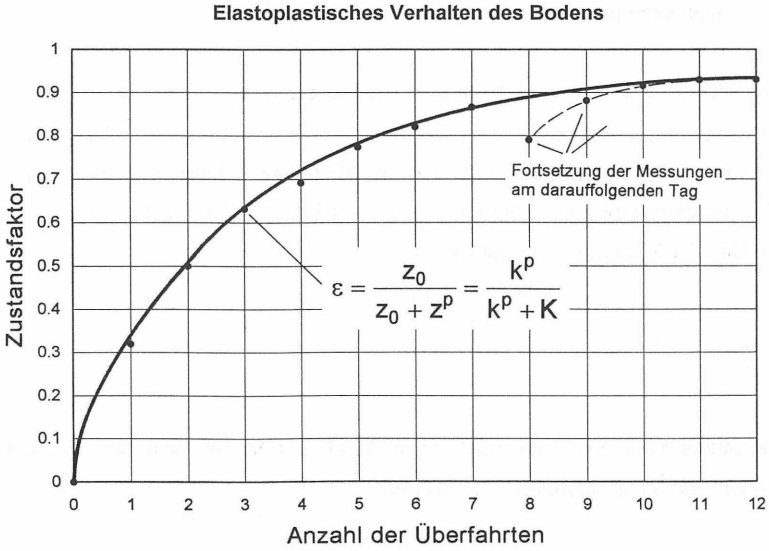


Abb. 17: Elastische Deformationen in Relation zu elastoplastischen Verformungen.

4. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die in diesem Beitrag vorgestellte Meßeinrichtung gestattet es, in situ Verformungs- bzw. Verschiebungsvorgänge im Boden mit hoher Genauigkeit (< 1/10 mm) in beliebigen Tiefenlagen direkt zu messen. Die Belastung des Bodens kann dabei sowohl statisch als auch dynamisch (Erregerfrequenz bis ca. 2500 Hz) erfolgen.
Anwendungsgebiet für die Verformungsmeßeinrichtung ist die meßtechnische Überwachung von Verformungs- und Setzungsvorgängen unter statischer, quasistatischer und dynamischer Belastung in verschiedenen Tiefen bzw. Bodenschichten sowie Bodenauswechslungen und Schüttungen.
Entwickelt wurde dieses System für Forschungszwecke. Im Rahmen eines Forschungsprojektes über die „Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen" wurde die Meßeinrichtung zur Untersuchung der elastoplastischen Verformungsvorgänge verschiedener Schichten (u.a. in Form von Einflußlinien) unter der Einwirkung einer Vibrationswalze eingesetzt. Vergleiche mit indirekten Methoden zur Bestimmung des Setzungs- bzw. Schwingverhaltens des Bodens lieferten den Beweis für die hohe Genauigkeit und hervorragende Eignung der Verformungsmeßeinrichtung.

Obwohl in diesem Beitrag der Einsatz der Verformungsmeßeinrichtung für geschüttetes Material beschrieben wurde, ist es prinzipiell möglich, das Meßgerät auch im gewachsenen Boden einzusetzen. Soll die Referenztiefe sehr tief im Untergrund sein, ist der Einbau in ein Bohrloch sinnvoll. Interessant erscheint diese Anwendung für die Untersuchung des Verformungsverhaltens des Bodens unter dynamisch belasteten Maschinenfundamenten. Ebenso ist es möglich, mit Hilfe des Meßsystems permanente Langzeitüberwachungen durchzuführen.

Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar ADAM ist Universitätsassistent und
Dipl.-Ing. Fritz KOPF ist Forschungsassistent am
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien

LITERATUR

Adam, D. (1996): *Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen.* Dissertation. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien.

Hottinger Baldwin Meßtechnik (1993): *Digitales Meßverstärkersystem* DMC*plus.* Handbuch, Darmstadt.

Hottinger Baldwin Meßtechnik (1994): *Induktive Standard-Wegaufnehmer WSF.* Bedienungsanleitung, Darmstadt.

Kopf, F. (1995): *Großversuch zur Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle.* Diplomarbeit. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien.

Dipl.-Ing. H. Armbruster-Veneti

Thermische Messungen an Bauwerken des Verkehrswasserbaus zur Ortung von Schwachstellen

1. Einleitung

2. Kriterien für Ortung von Schwachstellen

3. Temperaturmessungen
3.1 Körpertemperaturen
3.2 Oberflächentemperaturen

4. Temperaturen im Baugrund
4.1 Unbeeinflußtes Temperaturfeld
4.2 Einflußfaktoren und deren Wirkung

5. Beispiele des Verkehrswasserbaus
5.1 Querdamm im Fluß
5.2 Längsdamm ohne Seitengraben
5.3 Längsdamm mit Seitengrabenanströmung
5.4 Schleusen
5.5 Querbauwerke, Beispiel Unterführung

1. Einleitung

Der Verkehrswasserbau besitzt eine große Vielfalt an Bauwerken, die entweder direkt dem relativ schnell fließenden strömenden Oberflächengewässer oder daneben auch indirekt dem meist sehr langsam strömendem Grundwasser ausgesetzt sind. Eine Vielzahl von Konstruktionen sind darauf angewiesen, daß einzelne Elemente der Konstruktion (Beton, Dichtwand, Fugendichtung, Oberflächenabdichtung etc.) das Wasser vollkommen oder zumindest überwiegend zurückhalten, damit konstruktive Sicherheit (z. B. gegen Auftrieb, Böschungsbruch, Kippen, Grundbruch, Gleiten etc.), hydraulische Sicherheit (gegen hydrodynamischen Materialtransport) oder Riß-Sicherheit (gegen unverträgliche Verformungen) bestehen. Fehl- oder Schwachstellen einzelner Elemente, z. B. bei Dichtungen, gefährden damit eine oder mehrere der genannten Sicherheiten und sind daher möglichst frühzeitig zu orten. Die Bundesanstalt arbeitet seit vielen Jahren, gemeinsam mit privaten und universitären Instituten, an der Erforschung und Detektion von Leckagen in dichtenden Konstruktionselementen /1, 2, 3, 4, 5, 6/, wobei der Schwerpunkt der BAW neben den hydraulischen Messungen (siehe Tab. 1) die Anwendbarkeit thermischer Messungen für die Ortung von Schwachstellen darstellte.

Tabelle 1: Auswirkungen von Leckagen

hydraulisches Potentialfeld	thermisches Potentialfeld	geophysikalische Veränderungen	ökologische Veränderungen
Durchfluß	Wärmefluß	Wassergehalt	Feuchte
Sickerlinie	Temperatur	Wichte/Dichte	Nässe
Druck-/Pot.höhe	Temp.grenzwert	geoel. Widerstand	Bewuchs
Geschwindigkeit	Gradienten	geoel. Eigenpotent.	Bepflanzung
Strömungskraft	Energie	Chemismus	Vitalität
Reichweiten	Reichweiten	Akkust. Größen	Klima
Austrittstellen	Oberflächentemp.	Seism. Größen	Tierpopulation
Vorflutfunktion		Verformungen	
Pumpmengen		Kräfte	
Einzugsgebiete			

2. Kriterien für die Ortung von Schwachstellen

Als Schwachstellen (oder auch Anomalien) sollen Bereiche verstanden werden, bei denen einzelne Konstruktionselemente selbst (z. B. Asphaltdichtungen) oder die Verbindung zweier Elemente (z. B. Fugendichtung) oder der vorhandene Untergrund (z. B. locker gelagerte Zwischenschichten) andere Parameter besitzen als der Gesamtkonstruktion zugrunde gelegt. Damit unterscheiden sich diese Bereiche durch zumindest eine physikalische Größe von den als bekannt vorausgesetzten Sollbereichen. Die bekannteste Schwachstelle ist die Leckage, ein Bereich mit dichtendem Material, das entweder partiell nicht oder nur ungenügend vorhanden ist oder größere Durchlässigkeit besitzt als vorausgesetzt. Bei dauernd wasserbelasteten Bauwerken (z. B. Dämmen) ist eine Leckage im allgemeinen auch dauernd durchströmt und damit einfacher zu orten als eine Leckage im Dichtungssystem eines Hochwasserdeiches, die nur kurzfristig und selten Druchströmung besitzt aber dennoch vorhanden und damit gefährlich ist. Die Leckageortung basiert nun auf der Grundvoraussetzung, daß es einen Sollzustand gibt, der sich vom Leckzustand unterscheidet. Dazu gibt es 4 einzelne Voraussetzungen:

1. Der Leckzustand besitzt:

   - mindestens eine *meßbare* Größe, die sich an
   - mindestens einem *Meßpunkt*

   unterscheidet, im Idealfall sind dies jeweils mehrere Größen (geotechnische, hydraulische, geophysikalische etc.) an vielen Meßpunkten.

2. Ein Meßgerät befindet sich am Ort (im Einwirkbereich) der meßbaren „Auswirkung" (Größe) oder hat Verbindung zu diesem Ort. Dies wirft die Frage nach dem geeigneten Ort auf.

3. Die Messung findet zum Zeitpunkt der Auswirkung statt. Dies wirft die Frage nach dem geeigneten Zeitpunkt bzw. einer Zeitreihe auf.

4. Die gemessenen Daten können interpretiert werden (d. h. Parametern zugeordnet werden). Dies wirft die Frage nach dem geeigneten bzw. der Anzahl verschiedener Meßverfahren und deren Genauigkeiten auf.

Ziel der Leckageforschung ist, für jede Bauwerksart, die:

- Optimierung der Lage der Meßpunkte
- Optimierung der Zeitpunkte der Messungen
- Festlegung der geeigneten Meßverfahren
- Minimierung der Anzahl der Meßverfahren und der Meßdaten

zu finden.

Jedes Verfahren (hydraulische, thermische, geoelektrische, chemische, geotechnische, geodätische Verfahren, Tracermessungen etc.) besitzt spezifische Vor- und Nachteile, die in /1/ genannt sind, aber hier nicht weiter ausgeführt werden. Generell gilt, daß nur in Ausnahmefällen *einmalige* Messungen mit *einer* Meßmethode eine Ortung von Leckagen ermöglichen.

3. Temperaturmessungen

Im Gegensatz zu anderen Messungen gibt es zu jedem Zeitpunkt und an jedem Ort der Erde schon eine existierende Temperatur, so daß grundsätzlich größere Interpretationsprobleme auftreten können als bei anderen Messungen.

Gemessen wird die Temperatur in K (Kelvin), wobei 1 K = 1 °C (Celsius) bedeutet, der Bezugspunkt der beiden sonst gleichen Skalen aber um 273 K verschoben ist (273 K ≙ °C).

3.1 Körpertemperaturen

Körpertemperaturen werden „berührend" gemessen. Der Sensor befindet sich am Objekt (am „Ort") und nimmt (bei eigener sehr kleiner Masse) die Temperatur des Körpers (relativ große Masse) an, ohne die Körpertemperatur dadurch zu verändern. Gemessen wird die Sensortemperatur, die gleich der Objekttemperatur ist. Die „Thermometer" genannten Meßgeräte besitzen völlig unterschiedliche Meßprinzipien (Ausdehnungsthermometer, Widerstandsthermometer, Halbleiterthermometer etc.). Der Sensor befindet sich in der Luft, im Wasser, im Bauwerksteil (z. B. Beton) oder im Boden (Luft-/ Wasser-/Korngemisch-Mischung), d. h. vor „Ort". Dies bedeutet, daß zum Einbringen des Sensors immer dann ein Eingriff ins System erforderlich ist, wenn nicht schon während des Baus Meßgeber (= Sensoren) eingebaut wurden. Selbst dann ist aber eine Inhomogenität im „Bauwerk" vorhanden, die beachtet werden muß. So ist z. B. das nachträgliche Einbringen von Meßgebern in Dämmen ggf. mit Bohrungen verbunden, die das zu messende System stören können. Die Interpretation der Bauwerkstemperaturen benötigt Referenzmessungen und ortsspezifische Größen. Als Referenztemperaturen werden die Temperaturen der Luft, der Oberflächengewässer und des Grundwassers benötigt, ortsspezifische Größen sind der Wärmefluß aus dem Innern der Erde und anthropogene Wärmequellen (Bild 1).

Da bei den meisten Messungen der Körpertemperaturen das Tagesgeschehen (das nur bis etwa 1 m Tiefe die Bodentemperatur beeinflußt) keine Rolle spielt, genügen für Luft- und Wassermessung meist Tagesmittel ggf. auch einmalige Tagesmeßwerte (z. B. 6-Uhr-Werte der Außenbezirke der Ämter). Lediglich bei Meßgebern, die weniger als 1 Meter

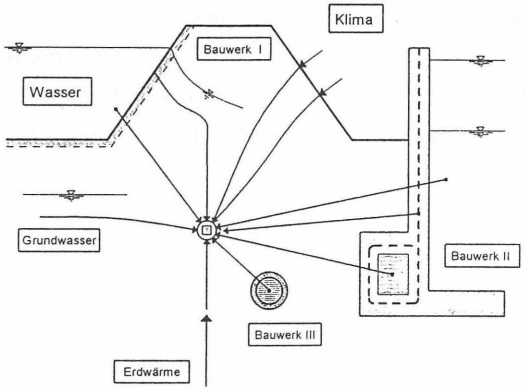


Bild 1: Temperaturen im Baugrund

vom Wasser entfernt liegen (z. B. bei der Kontrolle von Fugendichtungen), ist die Veränderung der Wasser- bzw. Lufttemperatur im Tagesverlauf zu beachten.
Ortsspezifische Größen lassen sich Standardwerken entnehmen und/oder ergeben sich durch Recherchen vor Ort bzw. eigenen Referenzmessungen im Umfeld.

3.2 Oberflächentemperaturen

Die Messung von Oberflächentemperaturen ist weit schwieriger als die Messung der Körpertemperatur. Sie werden indirekt gemessen durch Erfassung der Signalstärke der elektromagnetischen Strahlung im Wellenlängenbereich des thermischen Infrarots, wofür spezielle Detektoren nötig sind. Die Atmosphäre läßt nur die Strahlung im 2 bis 5 µm-Band (Kurzwelliges Infrarot) und im 8 bis 14 µm-Bereich (langwelliges Infrarot) durch, worauf die Detektoren der „Thermovisionskameras" abgestimmt sind. Die Umrechnung der Signalstärke in eine absolute Temperatur benötigt Zusatzmessungen oder zumindest Zusatzinformationen zum Material, dessen Rauhigkeit und Strömungskomponenten. Relativ einfach zu interpretieren sind vergleichende Temperaturmessungen, d. h. Messungen der gleichen Fläche zu unterschiedlichen Zeitpunkten oder verschiedener Flächen zum gleichen Zeitpunkt.

Die Temperatur der Oberfläche wird dabei als Summe von Temperaturen einzelner kleiner Flächen erfaßt, deren Größe vom Aufnahmesystem und der Entfernung des Aufnahmesystems (geometrische Auflösung) abhängt. Infrarotscanner tasten zeilenweise ab, ihre eigene Bewegung (z. B. im Fluggerät) ermöglicht das Zusammensetzen von Zeilen zu einem Flächenbild. Thermovisionskameras arbeiten wie eine Fernsehkamera (Auflösung in Pixel), Handgeräte arbeiten punktweise (1 Information pro Gerätestellung). Die Verteilung der Temperatur wird durch ein Bild angegeben, das die Linien gleicher Temperatur angibt (Isolinien) oder Bereiche gleicher Temperaturen mit gleichen Farben versieht (Temperaturkarte).

4. Temperaturen im Baugrund

4.1 Unbeeinflußtes Temperaturfeld

Die Temperaturen im natürlichen ebenen, unbewachsenen Boden sind nur vom Klima abhängig, das einen Energietransport von der Oberfläche in den Untergrund hinein bewirkt, und vom Wärmestrom der (heißen) Erde, die einen Energietransport vom Erdinnern zur Oberfläche auslöst. Ohne anthropogenen Einfluß und ohne extra Wärmequellen von innen (z. B. heiße Quellen) gibt es 3 Tiefenbereiche:

Bereich 1: Erdoberfläche bis etwa 1 ÷ 2 m unter Gelände

Die Temperaturen sind abhängig vom Bewuchs, der Geländeneigung, der Oberflächenausbildung etc. und der Tageszeit.

Bereich 2: Untere Grenze des Bereichs 1 bis etwa 10 ÷ 15 m unter Gelände

Die Temperaturen sind abhängig vom Geschehen im Bereich 1 und dem Jahresgeschehen des Klimas. Die Temperaturen schwanken im Jahresverlauf in Mitteleuropa um einen Mittelwert von 9 - 11 °C, in der Jahresganglinie besitzen die Kurven einen sinusähnlichen Charakter, im Tiefenprofil zeigt die Einhüllende aller Werte eine kelchähnliche Form (Bild 2). Der Einfluß von Grundwasser

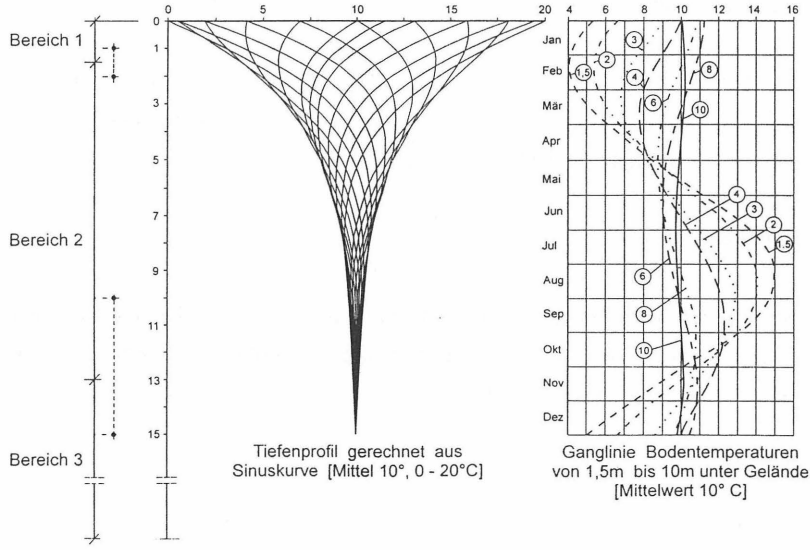


Bild 2: Tiefenprofil der Temperatur ohne Störung, Temperaturen in [°C], Tiefen in [m]

(sehr kleine Gefälle) ist dabei nahezu ohne Bedeutung, da die Wärmeleitfähigkeiten von erdfeuchtem und wassergesättigtem Boden sich wenig unterscheiden und der langsame Transport des Grundwassers bei nicht vorhandener anderer Energiequelle keinen relevanten Wärmeeinfluß besitzt.

Bereich 3: Untere Grenze des Bereichs 2 bis in die Tiefe der Erde
Die Temperaturen sind abhängig vom Geschehen im Erdinnern. Die Temperaturzunahme von 20 m u. G. bis 100 m u. G. beträgt aber nur etwa 2,5 K.

Die Gründung der Bauwerke des Verkehrswasserbaus reicht nur selten in den Bereich 3, praktisch nie unterhalb 40 m unter Gelände, so daß die Bodentemperaturen aus dem unbeeinflußten Temperaturfeld (bis auf den obersten Bodenbereich bei strengen Wintern) sich zwischen -5 °C und +25 °C befinden, die Oberflächentemperaturen liegen allerdings zwischen etwa -25 °C und +60 °C.

4.2 Einflußfaktoren von Störungen und deren Bedeutung

Das vorgenannte Wärmefeld basiert auf rein konduktivem, d. h. über Berührung im Boden weitergeleiteten Wärmetransport von der etwa ebenen Erdoberfläche nach unten bzw. vom Erdinnern nach oben.

Störungen sind nun entweder ebenfalls rein konduktiv oder zusätzlich advektiv (gelegentlich konvektiv genannt), d. h. Wärme wird zusammen mit einem Medium (Wasser, Gas, Öl, Wasserdampf, Injektion etc.) transportiert.

Rein **konduktive Störungen** sind:

- Veränderliche Geometrie der Oberfläche, z. B. Gräben, Schächte, Dämme: Ein Punkt im Boden besitzt mehrere Abstände zur klimawirksamen Erdoberfläche, eine „Tiefe" ist daher nicht mehr eindeutig (siehe Bild 1).

- Wärmequellen im Boden, z. B. Leitungen, Bauwerke, Hohlräume, Tunnel, Störzonen in der Nähe: Ein Punkt im Boden wird sowohl vom Klima als auch von anderen, meist anthropogenen Wärmequellen beeinflußt.

- Untergrund mit stark unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten, z. B. Wasser, Eis, Sande, Holzkohle, Torfe etc.: Die Wärmeleitung von der Oberfläche zum Meßpunkt im Boden wird verändert gegenüber einem natürlichen Boden mit etwa gleichmäßiger Wärmeleitfähigkeit.

Alle konduktiven Störungen besitzen, ähnlich wie die Klimaveränderungen, einen durch die Entfernung vom Meßpunkt zur Störung geprägten Charakter, d. h. eine relativ starke Abdämpfung der Störenergie ist vorhanden.

Advektive Störungen sind:

- Strömendes Grundwasser mit flächiger Energiespeisung aus Oberflächenwasser, z. B. aus Flüssen, Kanälen: Der Weg des Grundwassers ist durch die Konstruktionen (z. B. Dammunterströmung) vorgegeben, die Energiezufuhr ist ständig und wenig gedämpft, die Lage des Meßpunkts ist 2D-Betrachtungen zu entnehmen.

- Strömendes Grundwasserr mit quellenförmiger Energiespeisung aus Leckagen von Leitungen, Bauwerksfugen etc.: Der Weg des Grundwassers ist durch die Konstruktion vorgegeben (z. B. Bauwerksumströmung), die Energiezufuhr ist ggf. nicht ständig und meist gedämpft, die Lage des Meßpunkts ist 3D-Betrachtungen zu entnehmen.

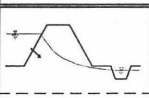
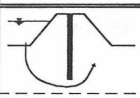
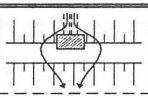
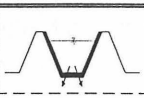
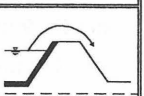
- Aufsteigende Gase, Wasserdämpfe, Quellwässer mit flächiger oder quellenförmiger Energiespeisung.

Die advektiven Störungen besitzen ein von der Störenergie und von der Grundwasserhydraulik geprägtes Charakteristikum, das nicht allgemeingültig gefaßt werden kann. Ohne Kenntnis des geohydraulischen Geschehens (Potentialfeld, meist räumlich) kann es i. a. nicht interpretiert werden.

5. Beispiele des Verkehrswasserbaus

Der Verkehrswasserbau besitzt Bauwerke, die durch-, unter-, aus-, um- und überströmt werden (Tabelle 2), wobei sich jeweils ein hydraulisches Potentialfeld einstellt, das ein eigenes thermisches Feld besitzt und zusätzlich das vorhandene thermische Feld überlagert.

Tabelle 2: Arten der Grundwasserströmung bei Bauwerken

Objekt	Art				
	durch	unter	um	aus	über
Dämme Langgestreckt (Kanäle Flüsse)					
	x	x	/	x	/
Querbauwerke I (Düker) (KÜ)	/	x	x	x	/
Querbauwerke II (Querdamm) (Sperrtor)	(x)	x	x	/	x
Regelungsbauwerke (Wehr) (Mole) (Schleuse)	x	x	x	x	(x)

Aus der großen Anzahl von Bauwerken werden nachstehend 5 Beispiele gewählt und deren thermische Felder teilweise beschrieben.

5.1 Querdamm im Fluß

Das zu untersuchende Bauwerk ist ein Absperrdamm einer Stauhaltung im Oberrhein. Er besitzt eine Asphaltdichtung und eine Untergrundabdichtung (Schlitzwand) bis in die Tiefe von etwa 30 m (gerechnet von OK Damm, siehe Bild 3). Bei dichter Asphaltdichtung ($Q_{1\sim0}$) und dichter Wand ($Q_{2\sim0}$) werden die Dichtungen nur unterströmt ($Q_{gesamt} = Q_3$), die Sickerlinie im Damm ist also relativ flach. Die Dammtemperaturen (oberhalb der Sickerlinie, siehe Meßpunkte 0,5 m bis 11,0 m des Bilds 4a) sind überwiegend vom Klima geprägt, die Untergrundtemperaturen überwiegend von der Unterströmung und einer überlagernden allgemeinen Grundwasserströmung des Rheintals, die den Unterströmungsanteil abdämpft und die Extremwerte um etwa 4 - 5 Monate verschiebt (siehe Meßpunkte 11 bis 16,8 des Bilds 4b). Ganglinien und Tiefenprofil zeigen reine Unterströmung, d. h. wirksame Dichtungen.

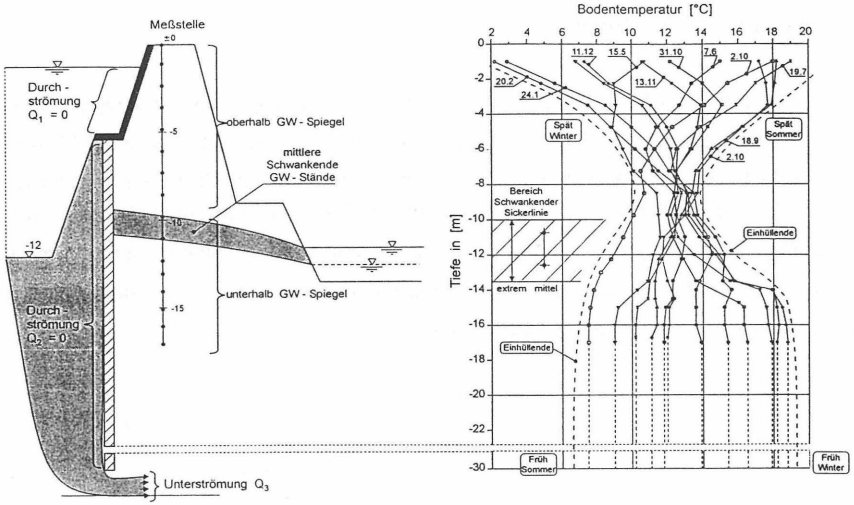
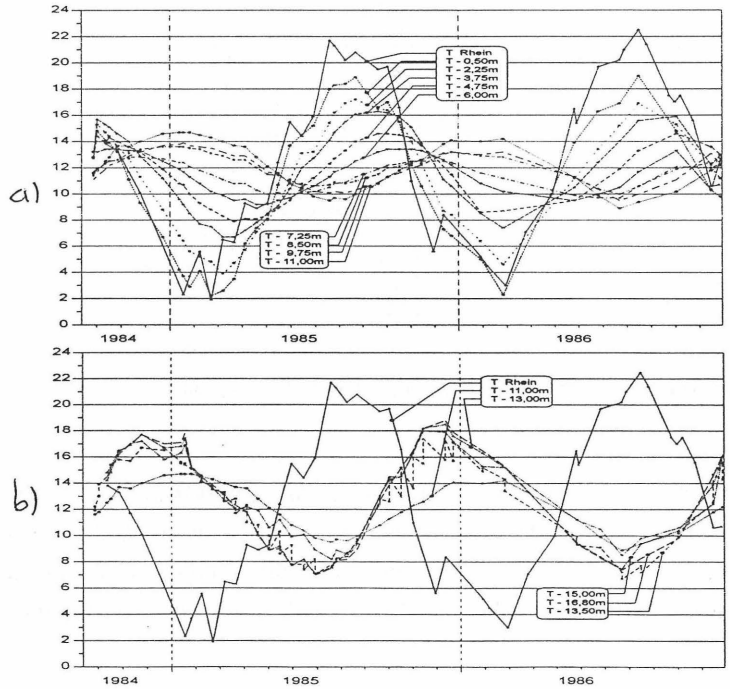


Bild 3: Querschnitt Absperrdamm (Skizze) und Tiefenprofil



Bilder 4: Temperaturganglinien oberhalb (oben, Bild 4a) und unterhalb des Grundwasserspiegels (unten, Bild 4b) bei Unterströmung des Querdamms

5.2 Längsdamm ohne Seitengraben

Das zu untersuchende Bauwerk ist ein *Flußseitendamm*, gebaut aus sandigen Kiesen (Stützkörper) und einem schluffigen Sand als Dichtungskern. Im betrachteten 100 m langen Teilbereich besitzt der Damm mit Ausnahme der ersten 15 m eine Dichtwand (Schmalwand) mit etwas unterschiedlicher Einbindetiefe, die den durchlässigen Untergrund (Sande und Kiese) teilweise abschneidet (Tauchwand, da keine wasserhemmende Schicht erreicht werden kann). Der etwa 6 m hohe Damm (Bild 5, links) ist damit im allgemeinen bis auf 7 m unter Gelände abgedichtet.

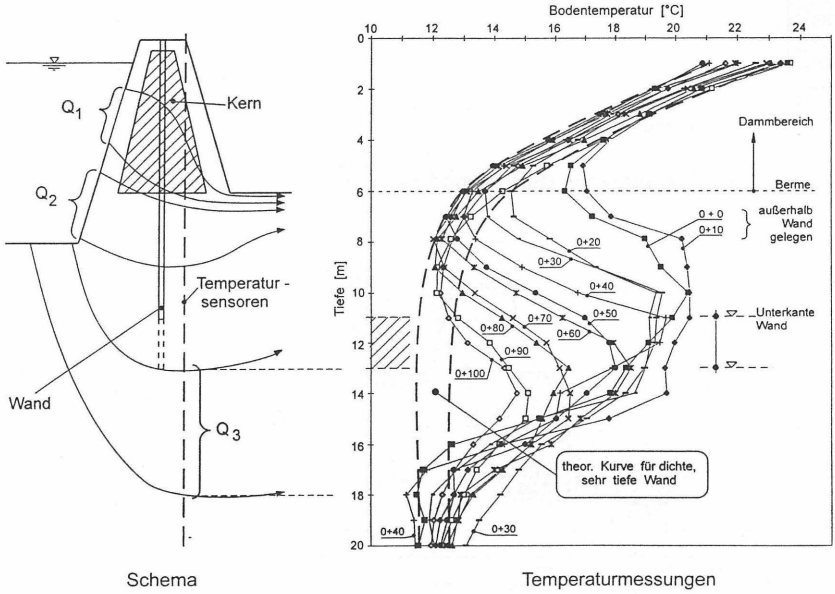


Bild 5: Temperatur im Damm und Untergrund (Prinzip, Tiefenprofil)

Mit Hilfe von Temperatursondierungen sollte die *hydraulische Wirkung der Abdichtung* im genannten Teilbereich erkundet werden. Dazu wurden im Sommer 1996 alle 10 m von der Dammkrone aus je 1 Temperatursonde bis in 20 m unter Krone (= 14 m unter Gelände) geschlagen und mit Hilfe einer Meßkette (System GTC Kappelmeyer) in jedem Meter Tiefe gemessen.

Für die elf Profile mit je 20 Meßpunkten wurden sowohl Tiefenprofile gefertigt (Bild 5, rechts) als auch die Temperaturverteilung in einem Vertikalschnitt durch die landseitige Dammkrone dargestellt (Isothermen, Bild 6, oben). Es zeigt sich, daß die Durchströmung von Damm und Untergrund in jedem Profil (Bild 5) verschieden ist, allerdings mit einer Tendenz behaftet: Das Profil bei 0 + 130 (d. h. schon im Wandbereich) besitzt die größte Abweichung vom Normalprofil der Bodentemperatur (Kelchform), das Profil 0 + 100 (am Ende der Meßstrecke) die geringste, dazwischen nähern sich die Profile fast gleichmäßig an. Im Bild 5 ist das Normalprofil gestrichelt eingezeichnet, das den Fall *ohne* Durch- bzw. Unterströmung simuliert. Tatsächlich ist das Temperaturprofil von 0 + 100 zwischen 11 und 18 m unter Gelände durch eine Wärmeströmung beeinflußt, die aus der Unterströmung der Wand stammt, sich bei 14 m unter Krone konzentriert und auch unterhalb 20 m

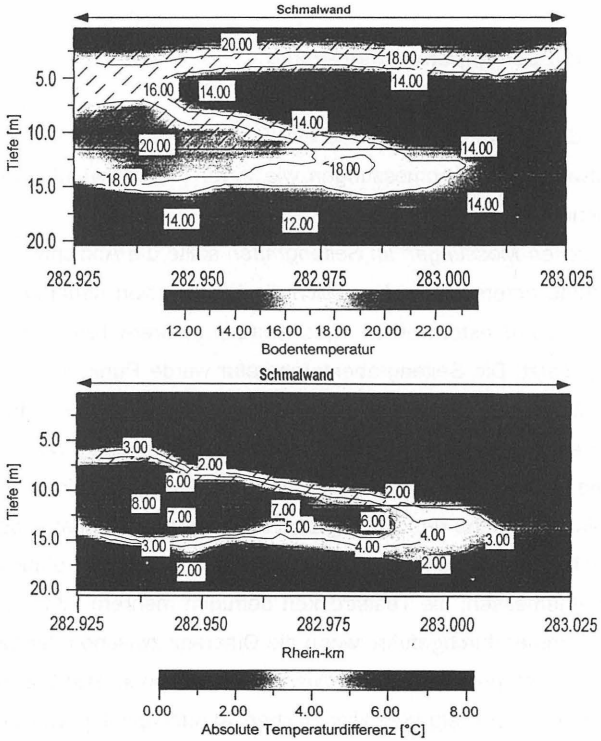


Bild 6: Isothermen (oben) und Temperaturdifferenzen (unten) im Vertikalschnitt längs Dammkrone

noch leicht vorhanden ist. Diese Unterströmung zeigt den Fall mit der besten Dichtung insgesamt (hier besitzt der Fluß eine zusätzlich wirkende Anlandung), das Profil 0 + 100 wird daher als Vergleichsprofil herangezogen zur Beurteilung der anderen Profile (im Wandbereich). Aus Bild 6 erkennt man oben die Bodentemperaturen im Vertikalschnitt durch die Meßpunkte, unten die Temperaturdifferenzen aller Profile zum Profil 0 + 100. Die beim Profil 0 + 15 beginnende Wand hat noch keinen deutlichen Einfluß auf die Durchströmung im Isothermenbild, deutlicher zeigt sich der Einfluß im Tiefenprofil:
Bei 0 + 20 ist erst ab 7 m Tiefe eine Temperaturzunahme zu erkennen (Kern nicht durchströmt), bei den Profilen ohne Wand ist bei 7 m Tiefe die verstärkte Durchströmung längst vorhanden. Stromab wird der Einfluß der Wandabdichtung und der Auflandung immer größer, d. h. die Unter- und Umströmung nimmt immer mehr ab.

5.3 Längsdamm mit Seitengrabenanströmung

Das zu untersuchende Bauwerk ist ebenfalls ein *Flußseitendamm* mit Kerndichtung und Schmalwand mit etwa gleichen Abmessungen wie zuvor (Schmalwand etwa 7 m unter Gelände) und ähnlichen Böden.
Mit Hilfe von *thermischen Messungen im Seitengraben* sollte die Abdichtwirkung der beiden Dichtungselemente untersucht und zugleich die Eignung von neuartigen linienförmigen Temperatursensoren getestet werden. Dazu wurden mehrere Temperaturmeßverfahren gleichzeitig eingesetzt: Die Seitengrabentemperatur wurde Punkt für Punkt mit Meßfühlern gemessen (Bild 7), der Abstand der Punkte betrug 10 m. Auf die Seitengrabensohle wurde außerdem ein faseroptisches Temperatursensorkabel verlegt /2/, das kilometerlang sein kann und dessen Temperatur dennoch alle Meter abgefragt werden kann (System GESO). Die Oberfläche des Seitengrabens wurde berührungsfrei sowohl mit einer punktweise arbeitenden IR-Kamera als auch mit einer flächenhaft abbildenden Thermovisionskamera aufgemessen, die Teststrecken betrugen mehrere Kilometer. Die Messungen wurden im Sommer durchgeführt, wenn die Differenz zwischen der Grundwassertemperatur und der Flußtemperatur groß ist. Wie die Ganglinien im Bild 8 zeigen, wird die Seitengrabentemperatur neben eigenen klimatischen Abhängigkeiten von Fremdwasser, Grundwasser und Flußwasser beeinflußt, das über Unter- oder über Durchströmung dem Graben zuströmt. Die Seitengrabentemperaturen, gemessen mit den verschiedenen Meßsystemen (Bild 8), sind nicht gleich, in den Relationen aber eindeutig: Im Bereich von

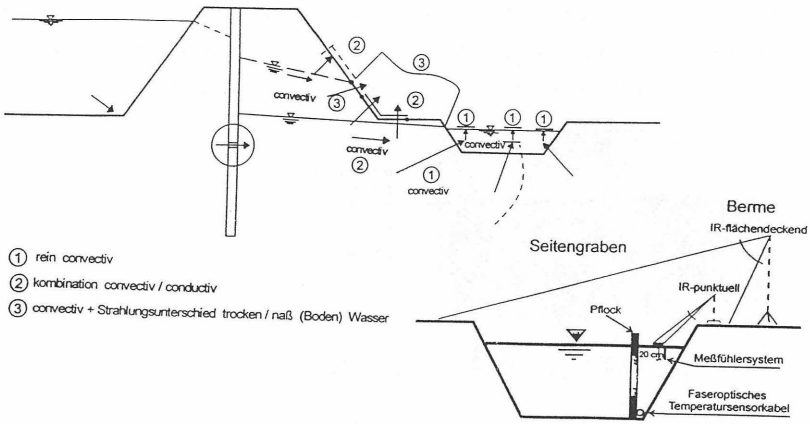


Bild 7: Temperaturmessung im Seitengraben, Prinzip

Wasseraustrittsstellen am Grabenrand sind die Temperaturen erhöht (Bild 8, km 0 + 740), allgemein erhöht bei den berührenden Messungen, ungleichmäßig und sprunghafter bei den IR-Aufnahmen. Durch oberflächennahe Austritte (z. B. bei 0 + 677 m, Bild 9) wird die Temperatur z. B. lokal auf ≥ 21,5 °C erwärmt (helle Fläche im Bild).

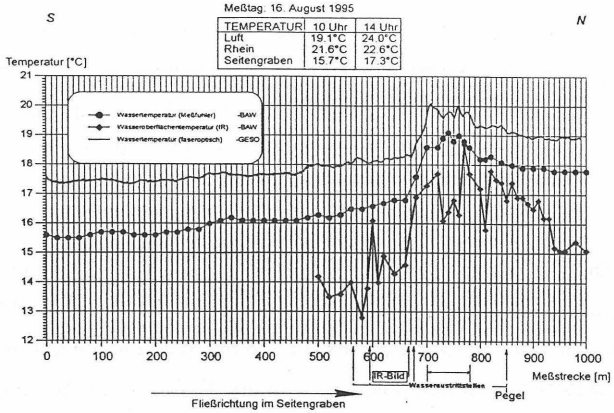


Bild 8: Temperaturen im Seitengraben, verschiedene Meßsysteme

Bei einem Wasseraustritt, der sich nicht nur im Seitengraben sondern am Dammfuß und im unteren Böschungsbereich befindet, zeigt das Infrarotbild dies deutlich: Das Wasser besitzt sowohl eine andere Temperatur (bei Tag relativ kälter, bei Nacht relativ wärmer) als auch einen anderen Emissionskoeffizienten als auch - bei längerem Austritt - eine an-

dere Bepflanzung. Die letztgenannte Komponente läßt sich zusätzlich sichtbar machen durch Aufnahmen, die im nahen, nicht thermischen Infrarot des Wellenlängenbereichs liegen und mit sogenannten Multispektralscannern /3/ erfaßt werden.

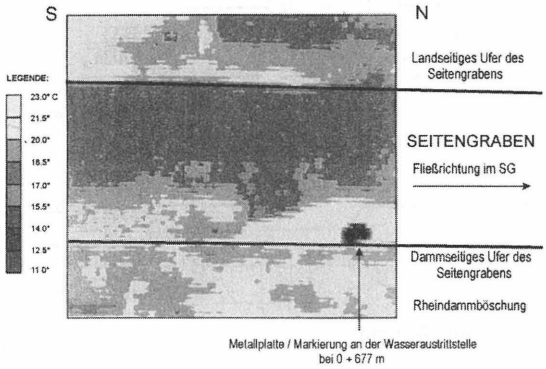


Bild 9: Infrarotbild, Temperatur des Grabenwassers

5.4 Schleusen

Das zu untersuchende Bauwerk ist eine Schleuse mit hohen Kammerwänden, die sich während des Betriebs gegeneinander bewegen. Im Übergang zu den Häuptern kommt außerdem noch eine Bewegung in Längsrichtung der Schleuse dazu. Damit ergibt sich die Gefahr, daß die vorhandenen Fugenbänder reißen, Materialtransport durch die Fugen ermöglicht wird und damit ein Sicherheitsproblem geschaffen ist.

Die Schleuse wird nun mittels Temperaturmessungen direkt hinter den Fugenbändern (*Tiefenprofile*) beobachtet, um die Dichtigkeit der Fugenbänder zu kontrollieren. Die Meßketten in die Tiefe verlaufen im Wandbereich etwa 40 cm von der Außenkante der Wand entfernt und messen (alle Meter) sowohl oberhalb als auch unterhalb des (tiefliegenden) Grundwasserspiegels (Bild 10). Für die Beurteilung der Fugen im Bereich der Kammersohle und tiefer (Füll-/Entleerungssystem über Kanäle) sind die nachträglich eingebrachten Meßketten naturgemäß zwar nahe am Betonkörper der Sohle, aber in größerer Entfernung zur aufsteigenden Wand.

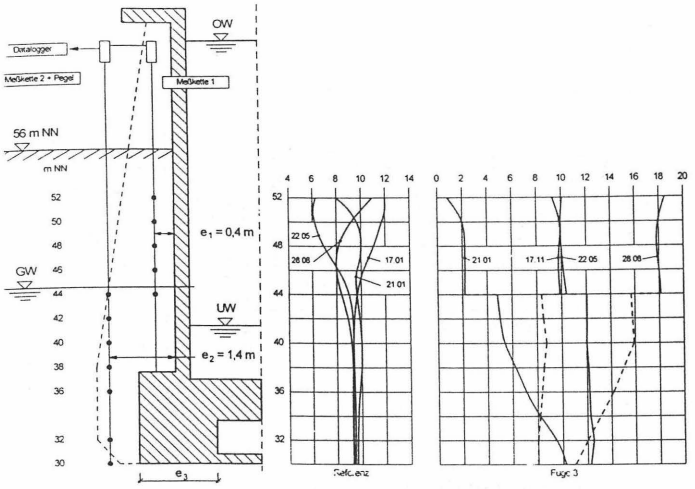


Bild 10: Temperaturen im Tiefenprofil hinter der Wand (Prinzip, Tiefenprofile)

Die automatische Verarbeitung der automatisch erfaßten Temperaturdaten ermöglicht Aussagen zur Dichtigkeit über die Zeit-/ und Temperaturbeziehungen (Veränderung der Temperaturen innerhalb eines Zeitraums) und Orts-/Temperaturbeziehungen (Thermischer Zustand zu einem Zeitpunkt bzw. deren Veränderung) /6/. In den Bildern 11 werden Temperaturganglinien im Bereich direkt hinter den Fugen oberhalb des Grundwassers und in tieferen Bereichen unterhalb des Grundwassers gezeigt. Aus den Ganglinien des unteren Bereichs läßt sich erkennen, daß dort Wasser aus der Schleuse bei den Temperaturen mitwirkt. Aufgrund der verschiedenen Entfernungen e_3 des Längskanals (e_1 = 0,4 m, e_2 = 2,75 m) wirkt sich das dort durch Fugenlecks austretende Wasser unterschiedlich auf die Temperaturen aus.

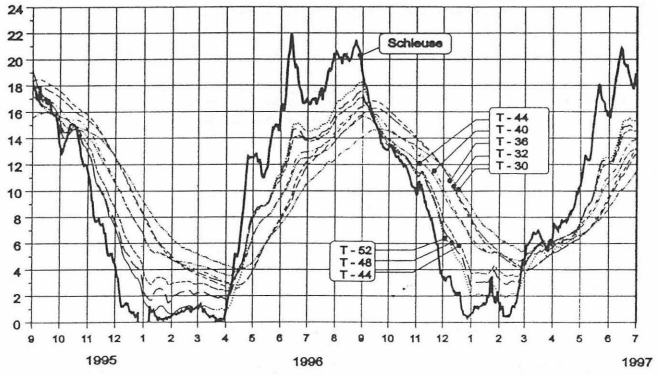


Bild 11a: Ganglinien der Temperaturen in Fuge 8 (e_3 = 2,75 m)

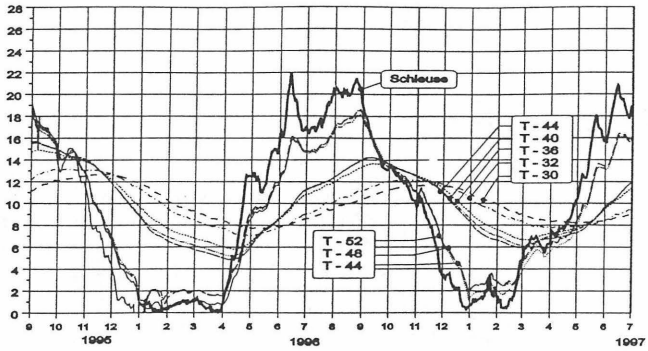


Bild 11b: Ganglinien der Temperaturen in Fuge 9 (e_3 = 4,10 m)

5.5 Querbauwerke, Beispiel Unterführung

Das zu untersuchende Bauwerk ist eine Eisenbahnunterführung am Mittellandkanal. Es handelt sich um ein gemauertes Kreisbogengewölbe mit Widerlagern als Schwergewichtsmauer aus Stampfbeton (Bild 12). Es ist keine Sohlplatte vorhanden. Aus diesem Grund kann das Bauwerk die Wasserdruckbelastung nicht aufnehmen, die sich bei einer

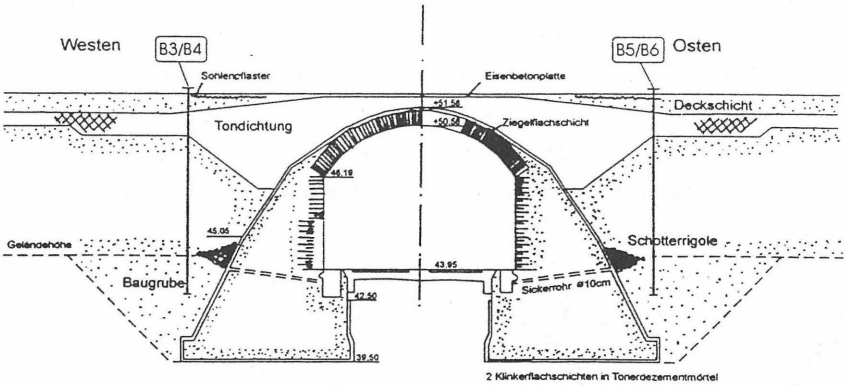


Bild 12: Querschnitt

Zerstörung der Kanaldichtung und der folgenden Aufsättigung des Damms ergibt. Den Erbauern der Bahnunterführung war dies bewußt, denn sie hatten hinter die Schwergewichtsmauern Filter geschüttet und durch die Mauern im Osten 14 und im Westen 15 Rohre verlegt, die diese Filter in die Unterführung entwässern sollten. Im Zuge des Ausbaus

wird das Bauwerk ertüchtigt oder ersetzt, aber bis dahin müssen Leckagen in der Dichtung unbedingt rechtzeitig erkannt werden.

Die Konstruktion der Unterführung entspricht nicht den heutigen Anforderungen, so daß zur Früherkennung von Leckagen Grundwasserbeobachtungsrohre gebaut und zusätzlich Bodentemperaturmessungen eingesetzt wurden. Dazu wurden u. a. 4 Grundwassermeßstellen östlich und westlich direkt neben dem Bauwerk in der Krone der Seitendämme eingebaut, in die zur Früherkennung von Sickerungen Temperatursensoren eingesetzt wurden, die auch oberhalb des Grundwasserspiegels Temperaturen messen.

Im Bild 13 sind die im Laufe des Jahres 1996 in verschiedenen Tiefen gemessenen Temperaturen in Form von Tiefenprofilen dargestellt. Dabei sind die Werte von März und August 1996 an allen 4 Meßstellen eingezeichnet, die Werte einer ausgewählten Meßstelle (B5) sind auch für andere Monate dargestellt.

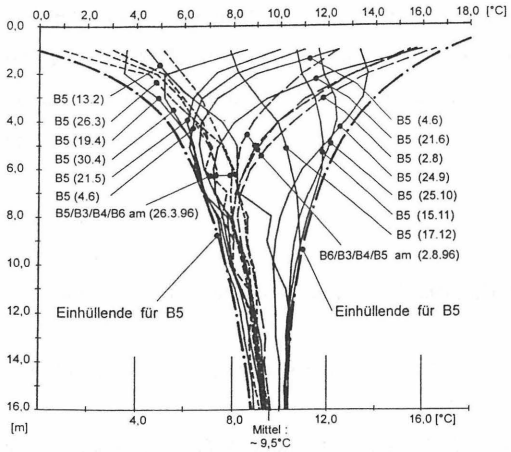


Bild 13: Tiefenprofile des Beobachtungsbrunnens B5 im Jahresverlauf

In der Nähe der Geländeoberfläche werden die Temperaturen stark durch die veränderlichen Lufttemperaturen des Jahres beeinflußt, darunter ändern sich die Temperaturen mit zunehmender Tiefe nur wenig. Die Tiefenprofile zeigen über das Jahr die typische „Kelchform". Die Profile der 4 Brunnen liegen sehr dicht beeinander und zeigen keine Un-

stetigkeiten. Eine Unstetigkeit müßte, wenn ein Meßfehler oder technischer Mangel ausgeschlossen werden kann, Anlaß zu weiteren Untersuchungen sein, nämlich zur intensiven Beobachtung der entsprechenden Dränauslässe sowie der Kontrolle der dortigen Temperaturen.

6. Ausblick

Die Kontrolle von Bauwerken mittels thermischer Messungen ist ein Verfahren, dessen Bedeutung lange unterschätzt wurde. Dabei kann mit relativ wenig Aufwand in Grundwasserbeobachtungsrohren in beliebigen Tiefen gemessen werden (Temperaturlichtlote, Sekundenthermometer, Temperatursensoren etc. /4/), allerdings nur unterhalb des freien Wasserspiegels. Einen größeren Aufwand erfordert die Messung im Boden, wenn Temperatursensoren nachträglich eingebaut werden.

Die Bestückung von Bauwerken mit Temperatursensoren während des Baus oder die Verlegung von Sensorketten aller Art in konstruktiv vorhandene Kontrollelemente (Seitengräben, Dräns) sind heute Möglichkeiten, an deren Entwicklung die BAW seit Jahren mitgewirkt hat.

7. Literatur

/1/ Supplement to PIANC-Bulletin No 69 (1990): Supervision and control of long lateral enbankments.
Deutsch im Eigenverlag der BAW (1992): Überwachung und Kontrolle von langgestreckten Seitendämmen.

/2/ Armbruster, H./Großwig, S./Hannich, D./Hurtig, E./Merkler, P.G.: Thermische Untersuchungen an Seitengräben zur Kontrolle durchströmter langgestreckter Dämme
a) Teil I: Hydraulische Situation und Meßverfahren, Wasserwirtschaft 97 (1997), 4
b) Teil II: Meßergebnisse, Interpretation und Wertung, Wasserwirtschaft 87 (1997), 5

/3/ Armbruster, H./Döscher, H. D./Sartori, M.: The infrared thermography, a control system for the efficiency of sealing elements and drains. ICOLD, Lausanne 1985

/4/ Armbruster, H./Dornstädter, J./Kappelmeyer, O./ Tröger, I.: Thermometrie zur Erfassung von Schwachstellen an Dämmen. Wasserwirtschaft 83 (1993), Heft 4

/5/ Armbruster, H./Blinde, A./Hötzl, H./Merkler, G.P.: The application of geoelectrical and thermal measurements to locate dam leakages. Int. Sympos. „Detection of flow phenomena by selfpotential/geoelectrical and thermometrical methods", Karlsruhe 1988, erschienen in: Lecture notes in earth science, Springer Verlag, Heidelberg

/6/ Armbruster-Veneti, H.: Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Nr. 76, 1997

BDir Dipl.-Ing. Heinrich Armbruster-Veneti
c/o Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe

Zwei Beispiele zu bodenmechanischen 1g-Modelluntersuchungen an biegsamen Verbauwänden

A. Kremer / A. Kaddis
Bergische Universität - Gesamthochschule Wuppertal

1 Einleitung

Der bodenmechanische 1g-Modellversuch ist im Gegensatz zu der in situ-Messung am realen Bauwerk, die primär eine Kontrollfunktion im Rahmen der Beobachtungsmethode besitzt, in dem Bereich der Grundlagenforschung anzusiedeln. Ein deutlicher Vorteil einer Modelluntersuchung liegt in der Möglichkeit, eine Vielzahl von Parametern variieren zu können, um letztlich zu einer umfassenden Beschreibung der Bauwerk-Boden-Interaktion zu gelangen. Hinsichtlich der Durchführung und der Auswertung von 1g-Modellversuchen können drei verschiedene Versuchskategorien unterschieden werden:

a) Qualitative Modellversuche zur Ermittlung von Bruchmechanismen

b) Modellversuche zur Ermittlung der prozentualen Unterschiede verschiedener Systeme,

c) Quantitative Modellversuche zur Übertragung der Ergebnisse auf den Prototyp.

Im folgenden werden zwei Beispiele von Modelluntersuchungen vorgestellt, von denen das erste der Kategorie c) und das zweite Beispiel der Kategorie b) zuzuordnen ist. Hierbei stehen weniger die bodenmechanischen Ergebnisse aus den durchgeführten Experimenten als vielmehr die Versuchstechnik sowie die Anwendungsgrenzen von 1g-Modellversuchen im Vordergrund.

2 Untersuchungen von biegsamen Stützwänden im Rahmen einer Modellfamilie

Bis zu Beginn der Siebziger Jahre war der bodenmechanische 1g-Modellversuch, neben der direkten Messung auf der Baustelle, das bewährte Hilfsmittel, um das komplexe Wechselspiel zwischen belastendem und stützendem Erddruck an einer Stützwand zu untersuchen, welches zusätzlich durch das Steifigkeitsverhältnis Wand-Boden beeinflußt wird. In den darauffolgenden Jahrzehnten wurde der 1g-Modellversuch vielfach von anderen Untersuchungsmethoden, wie z.B. Zentrifugenversuche oder ausschließlich durch

rechnergestützte Simulationen, hier ist vor allem die Methode der finiten Elemente zu nennen, verdrängt. Als eine Ursache für diese Abkehr vom 1g-Modellversuch können die hier erwarteten Modelleffekte gelten, die in Zusammenhang mit dem im Modell vorherrschenden niedrigen Spannungsniveau gesehen werden und die eine quantitative Übertragung von Meßwerten auf den Prototyp anscheinend verhindern.

Die Motivation, dennoch 1g-Modellversuche mit nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden im Rahmen einer Modellfamilie durchzuführen, ergab sich aus der Fragestellung, wie groß der bisher nur vermutete Einfluß der Maßstabseffekte auf die Versuchsergebnisse überhaupt ist. Gezielte Untersuchungen zur Identifikation solcher Effekte waren bis dahin noch nicht durchgeführt worden.

Die Ergebnisse von in Aufbau und Durchführung identischen Modellversuchen, die sich ausschließlich hinsichtlich ihres Maßstabes unterscheiden (Modellfamilie), sollten daher die Existenz der Maßstabsabhängigkeiten belegen sowie deren quantitative Formulierung und damit eine Übertragung quantitativer Meßergebnisse auf den Prototyp ermöglichen. In einem zweiten Schritt waren die aus den Versuchen darüber hinaus gewonnenen Erkenntnisse über die Bauwerk-Boden-Interaktion darzustellen und zu diskutieren.

2.1 Versuchsvorbereitung

Für den Entwurf der Modellfamilie ist es wesentlich, daß bei den Modellen Gleichwertigkeit in allen dort auftretenden Größen herrscht, wobei die hier nicht näher erläuterten Modellgesetze streng einzuhalten sind. Als Modelle für die Verbauwand wurden dünne Aluminiumbleche in den Maßstäben 1:30 / 1:21,1 / 1:17,8 / 1:13,2 und 1:10,6 eingesetzt, die bezüglich ihrer Biegesteifigkeit einer Hoesch-Kanaldiele 400/6 entsprechen.

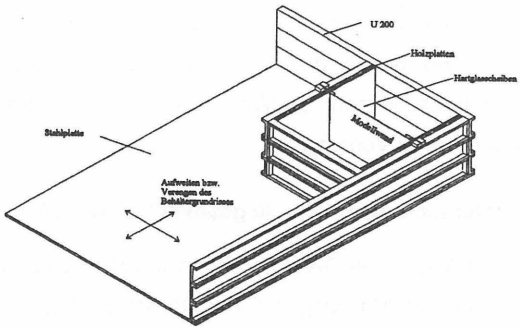


Bild 2.1: System des Versuchscontainers mit eingehängter Modellwand

Der speziell für die Anforderungen der Modellfamilie entwickelte Versuchscontainer ist in Bild 2.1 dar-

gestellt. Durch die miteinander verschraubbaren Einzelteile, bestehend aus U 200-Stahlprofilen und einer Stahlgrundplatte, läßt sich die Größe des Containers an jeden Maßstab anpassen. Die Containerwände können als unnachgiebig gelten.

2.2 Versuchsaufbau

Beim Versuchsaufbau wurde das jeweilige Wandmodell aus Aluminiumblech in den Container eingehängt. Anschließend erfolgte der Einbau des fein- bis mittelkörnigen Quarzsandes (d_{50} = 0,5 mm; n_{min} = 36,2 %; n_{max} = 44,7 %; U ≈ 2) mit der flächenhaften Sandregenmethode beidseitig der Modellwand in dichter Lagerung ($\gamma_d \approx 16{,}7$ kN/m^3), so daß diese vor Versuchsbeginn vollständig im Sand eingebettet war. Mit dieser Einbauart wird die Sedimentation und damit die spannungsgeschichtliche Entstehung des Bodens simuliert.

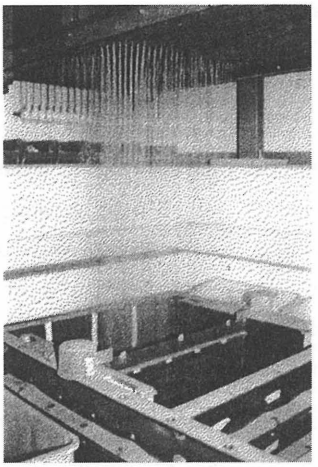


Bild 2.2: Sandeinbau mit der flächenhaften Sandregenmethode.

2.3 Meßtechnik

Die bei 1g-Modellversuchen eingesetzten Meßeinrichtungen sollen die Ergebnisse wenig beeinflussen. Eine Erfassung der auf die Modell-Verbauwände einwirkenden Erddruckspannungen über Meßdosen schied aus, da hierbei eine Veränderung der Biegesteifigkeit der Wand zu erwarten war. Problemlos war dagegen die Verwendung von Dehnungsmeßstreifen (DMS), mit denen über die Veränderung ihres elektrischen Widerstandes die Biegeverformung der Wand gemessen werden kann. Unter der Voraussetzung einer linearen Spannungsverteilung über die Wanddicke, läßt sich aus der gemessenen Randfaserdehnung ε das dazugehörige Moment ermitteln: $M = \sigma \cdot W_y$ mit $\sigma = E \cdot \varepsilon$.

Siebzehn DMS, die längs der Wandmittelachse gleichmäßig über die Wandhöhe angeordnet waren (siehe Bild 2.3), maßen die Verformungen der Modellwand. Zwei weitere

DMS, die Querverformungen infolge einer eventuell auftretenden zweiachsialen Plattenwirkung erfassen sollten, waren senkrecht zu dieser Meßkette auf der Wand appliziert. Die Versuchsauswertungen zeigten aber vernachlässigbare Querverformungen im Gebrauchszustand, so daß die Annahme eines ebenen Verformungszustandes für die Versuchsauswertung berechtigt war.

Um die Biegesteifigkeit der Modellwand nicht zu verändern, wurden für den Anschluß der DMS sehr dünne lackisolierte Drähte (∅ = 0,16 mm) verwendet, die horizontal auf der Modellwand zur Containerwand verliefen, von wo aus sie über eine Kabelverbindung an eine Vielstellenmeßanlage angeschlossen waren.

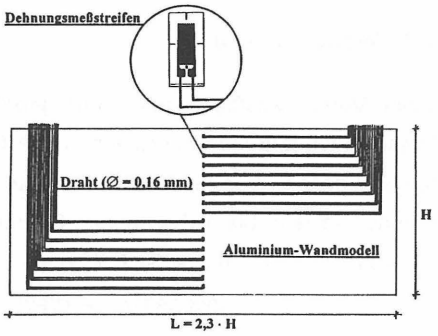


Bild 2.3: DMS - Anordnung für alle Modellwände.

Induktive Wegaufnehmer wurden in drei Ebenen eingesetzt, und zwar für die Messung

- der Wandkopfverschiebung,
- der Wandfußverschiebung und
- der Gurtverschiebung bei den gestützten Wänden.

Pro Ebene wurden drei Wegaufnehmer, einer in Wandmitte und einer an jeder Seite, angebracht. Da der Wegaufnehmer zur Erfassung der Fußpunktverschiebung nicht im Sandboden installiert werden konnte, wurde der Wandfuß mit dem außerhalb des Versuchscontainers montierten Aufnehmer über eine hochfeste Kunststoffschnur (∅ 0,2 mm) verbunden, die aufgrund ihrer glatten Oberfläche nahezu reibungsfrei im Sand eingebettet war.

In einer Vorversuchsreihe wurde der Einfluß eines jeden Meßaufnehmers auf die Versuchsdurchführung überprüft. In jedem folgenden Vorversuch wurde das Meßequipment gegenüber dem vorhergehenden erweitert und die Meßergebnisse mit dem sogenannten Nullversuch verglichen. Dadurch konnte nachgewiesen werden, daß von den Meßaufnehmern keine Nebeneffekte verursacht wurden, weshalb die Meßvorrichtungen für die Untersuchung einer Modellfamilie als geeignet betrachtet werden können.

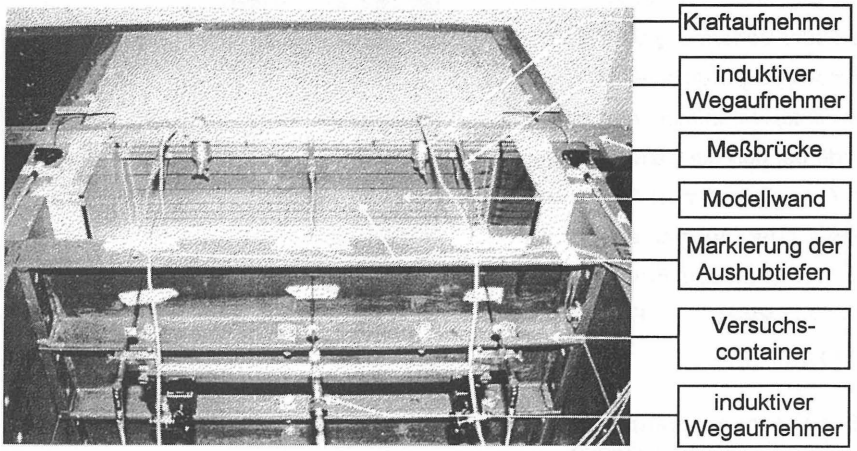


Bild 2.4: Versuchsanlage

Kraftaufnehmer messen die Steifenkräfte bei den einfach ausgesteiften Wandtypen. Die Steife, eine Gewindestange (∅ = 12 mm), verläuft durch das Zentrum der Lasteinleitungsstelle des Aufnehmers. Durch Mutter und Kontermutter vor und hinter der Einleitungsstelle konnte nicht nur die Gewindestange fixiert werden, sondern es bot sich auch die Möglichkeit, eine definierte Vorspannungskraft aufzubringen. Die Kraftaufnehmer mußten in Höhe des Gurtes eingebaut werden, um eine horizontale Lastübertragung vom Gurt über die Steife zur Einleitungsstelle zu gewährleisten. Sie wurden daher an einer den Versuchscontainer überspannenden Brücke befestigt, die während des Versuches bei entsprechend fortgeschrittener Aushubtiefe eingebaut wurde.

Die Signale aller Meßwertaufnehmer wurden von einer Vielstellen-Meßanlage aufgenommen und von einem Computer digitalisiert gespeichert. Gleichzeitig war über einen Bildschirm die Einsicht der Meßdaten möglich, so daß jederzeit der Versuchsablauf überwacht werden konnte.

2.4 Versuchsdurchführung

Der Aushubvorgang einer Baugrube wurde durch schichtweises Entfernen des Bodens vor der Modell-Verbauwand simuliert, wodurch sich der belastende und stützende Erddruck sowie die daraus resultierende Wandverformung naturgemäß entwickeln konnten.

Das Einprägen von externen Lasten oder Verformungen in das System wurde gänzlich vermieden. In der entsprechenden Aushubtiefe wurde bei den gestützten Wänden die Gurtung und zwei Steifen eingebaut. Der Aushub erfolgte für alle Wände bis zum Erreichen des Bruchzustandes im Fußauflager der Modellwand.

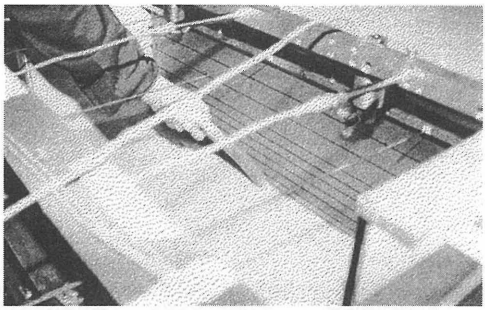


Bild 2.5: Bodenaushub mit Hilfe eines Industriestaubsaugers.

2.5 Anwendungsgrenzen und Schwierigkeiten bei den 1g-Modellversuchen mit flexiblen Verbauwänden

Die angewandte Versuchstechnik war ausgesprochen solide, so daß in allen Versuchen eine gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse erzielt werden konnte. Im Anfangsstadium der Modelluntersuchungen traten dennoch einige Probleme auf, die wie folgt behoben werden konnten:

a) Störeinflüsse infolge Seitenwandreibung:
Bei der Festlegung der Länge der Modellwand war die Seitenwandreibung, hervorgerufen durch die Verschiebung der der Wandung des Modellcontainers naheliegenden Bodenteilchen, zu berücksichtigen, um die hieraus entstehenden Störeinflüsse auf den Meßbereich in der Wandmitte zu minimieren. Nach Terzaghi [2] ist ein Verhältnis Wandlänge zu Wandhöhe von $L/H \geq 2$ ausreichend, um den Wandreibungseinfluß auf die Randbereiche der Modellwand einzugrenzen. Hiernach wurde für die Wände der Modellfamilie ein Verhältnis von $L/H = 2{,}3$ festgelegt. Zudem wurde die Größe der Wandreibung durch poliertes Hartglas als Wandverklei-

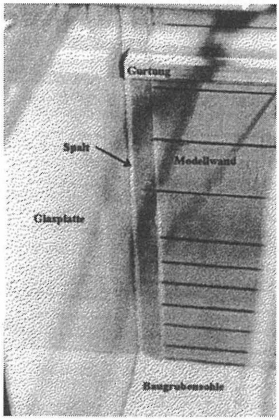


Bild 2.6:
Reibungsfreier Übergang Modellwand / Containerwandung.

dung vermindert. Der reibungsfreie Übergang zwischen dem Stützwandmodell und der Containerwandung wurde durch einen vertikalen Spalt von 5 mm Breite sichergestellt. Der Spalt wurde von einer an der Modellwand angeklebten dünnen Folie überbrückt, die das Herausrieseln des Sandes sowie das Verklemmen von Sandkörnern im Spalt verhinderte (siehe Bild 2.6).

b) Störeinflüsse beim Sandeinbau:
Da der Container nicht lagenweise mit dem Einregnen des Versuchssandes aufgestockt werden konnte, bildeten sowohl die Modellwand als auch die Containerwände beim Einstreuvorgang Hindernisse, an denen bei vollflächigem Sandregen Luftwirbel entstanden wären, die möglicherweise zu Auflockerungen des Sandbodens geführt hätten (Walz [3]). Zur Vermeidung dieser Störzonen wurde das Sandsieb kleinflächig ausgebildet und zonenweise über dem Versuchsbehälter bewegt. Bodenwellen, die gerade in den Bereichen vor und hinter der Modellwand zu einer inhomogenen Lagerungsdichte führen können, traten bei der geringen „Regenintensität" nicht auf. Die während eines Sandeinbau-Vorganges durchgeführten Messungen des Widerstandes der auf der Wand applizierten DMS bestätigten, daß die Wand durch den Bodeneinbau nicht belastet wurde und keine Verspannungen auftraten.

c) Störeinflüsse bei der Versuchsdurchführung:
Beim Absaugen des Sandes vor der Modellwand mußte das Saugrohr knapp oberhalb der Sandoberfläche gehalten werden. Ein Eintauchen des Saugrohres in den Boden führte zu einer Störung des Korngefüges in der folgenden Bodenschicht.

Aus versuchstechnischen Gründen wurde die Anzahl der Steifen auf zwei begrenzt, da jede zusätzliche Steife den störungsfreien Bodenaushub behindert und die Einstellung gleicher Steifenvorspannkräfte erschwert hätte. Infolgedessen mußte der Gurt starr ausgebildet werden, um eine gleichmäßige Stützkrafteinleitung, die i.a. durch mehrere auf der Wandlänge verteilte Steifen erfüllt wird, zu gewährleisten. Um festzustellen, ob eine Erddruckumlagerung auf die Steifen infolge der Ausbildung eines horizontalen Bodengewölbes stattfindet, wurde eine

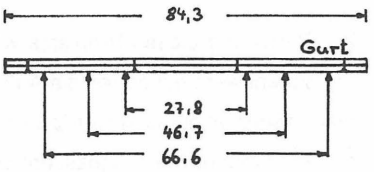


Bild 2.7: Variation der Steifenabstände im Maßstab 1:17,8.

Versuchsreihe im Maßstab 1:17,8 durchgeführt, bei der der Steifenabstand variierte (siehe Bild 2.7). In Bild 2.8 sind beispielhaft die Meßergebnisse für die Aushubtiefe 34,83 cm dargestellt. Aus ihnen geht hervor, daß sich nur bei sehr großem Steifenabstand eine Erddruckumlagerung mit Konzentration der Erddruckkräfte auf den Bereich der Steifen und eine damit verbundene Momentenreduktion in Wandmitte einstellte. Aufgrund der großen Feldlänge, bog sich der zuvor als starr angenommene Gurt geringfügig durch, so daß sich der Erddruck zu den steiferen Stellen am Rand verlagerte. Durch Wahl einer geeigneteren Steifenposition konnte die Erddruckumlagerung vermieden werden.

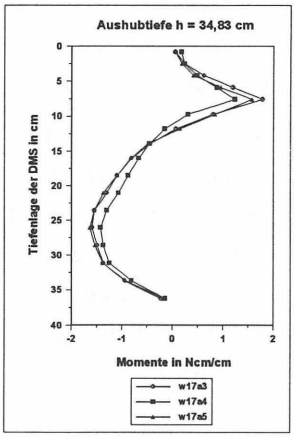


Bild 2.8: Gemessener Momentenverlauf für eine Versuchsreihe im Maßstab 1:17,8:
w17a3 = mittlerer oder normaler Steifenabstand (a = 46,7 cm)
w17a4 = großer Steifenabstand (a = 66,6 cm)
w17a5 = kleiner Steifenabstand. (a = 27,8 cm)

d) Störeinfluß durch einen Abbildungsfehler bei der Auflagersteifigkeit:

Bei der maßstabsgetreuen Dimensionierung der Stützkonstruktion wurde zunächst der Einfluß des geringen Verschiebungsweges, den die Wägezellen zur Messung der Steifenkraft benötigen, unterschätzt. Dies führte in den ersten Versuchsreihen zu einem Abbildungsfehler innerhalb der Modellfamilie, da dort immer der gleiche Wägezellentyp mit konstanter Federsteifigkeit für alle Maßstäbe verwendet worden war, so daß die absolute Größe des Verschiebungsweges der Stützkonstruktion von der Größe der Steifenkraft und damit von der absoluten Wandhöhe abhängig wurde.

Zur Behebung dieses Problems wären 4 Wägezellen mit abgestufter Federsteifigkeit wünschenswert, mit denen die Auflagerverschiebungen in allen Modellen maßstabsgerecht hätten abgebildet werden können. Doch letztlich konnten nur zwei für den Meßbereich brauchbare Wägezellentypen verwendet werden, so daß sich hinsichtlich der Auflagerverschiebung zwei Maßstabspaare ergaben, die miteinander vergleichbar sind.

Die dimensionslose Darstellung der gemessenen Steifenkräfte in Bild 2.9 zeigt deutlich die Verbesserungen, die durch den Einsatz einer steiferen Wägezelle erzielt werden konnten. Zudem ist die paarweise Entwicklung entsprechend den jeweiligen Maßstäben zu erkennen (Die Auflagersteifigkeit ist paarweise maßstabsgerecht abgebildet in den Versuchen w10/w17 und w13/w21).

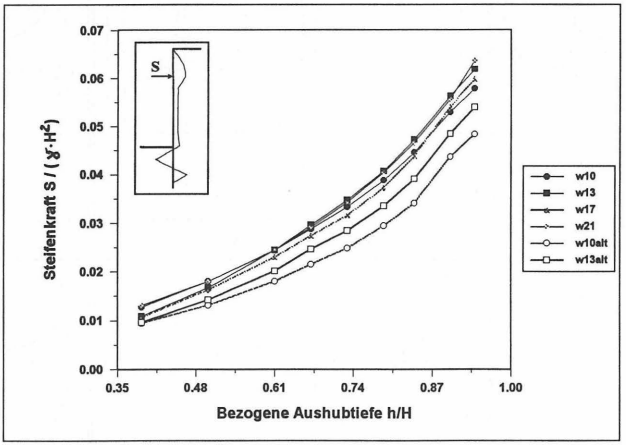


Bild 2.9: Dimensionslose Steifenkraft als Funktion der bezogenen Aushubtiefe. Bei den Versuchen w10alt und w13alt wurde die gleiche Wägezelle wie in den Versuchen w17 und w21 verwendet (w21 heißt Versuch im Maßstab 1:21,1). H = Gesamthöhe der Modellwand; h = Aushubtiefe.

e) Anwendungsgrenze der einzusetzenden Modellmaßstäbe:

Der als unmittelbares Versuchsergebnis vorliegende und mittels der DMS-Werte bestimmte Biegemomentenverlauf bildete die Grundlage einer indirekten Auswertmethode zur Ermittlung der unbekannten Erddruckbelastung. In einem in der Computeranwendung „Mathcad" entworfenen Berechnungsprogramm wurde eine angenommene Erddruckspannung im Bereich der freien Wandhöhe eingegeben und anschließend so lange variiert bis die rechnerisch erzeugte Momentenlinie mit dem Meßwertverlauf weitestgehend übereinstimmte. Die resultierenden Erdwiderstandsspannungen sowie die Steifenkraft bei den gestützten Wänden stellten Unbekannte dar, die sich aus der Lösung eines linearen Gleichungssystems im Programmablauf ergaben (Details siehe Kremer/Walz [1]).

In einer Vergleichsrechnung, bei der für den Fall der nicht gestützten Wand neben einer dreieckförmigen auch eine unterlineare Erddruckverteilung in das Berechnungsprogramm eingesetzt wurde, konnte eine Maßstabsgrenze um den Maßstab 1:21 festgestellt werden.

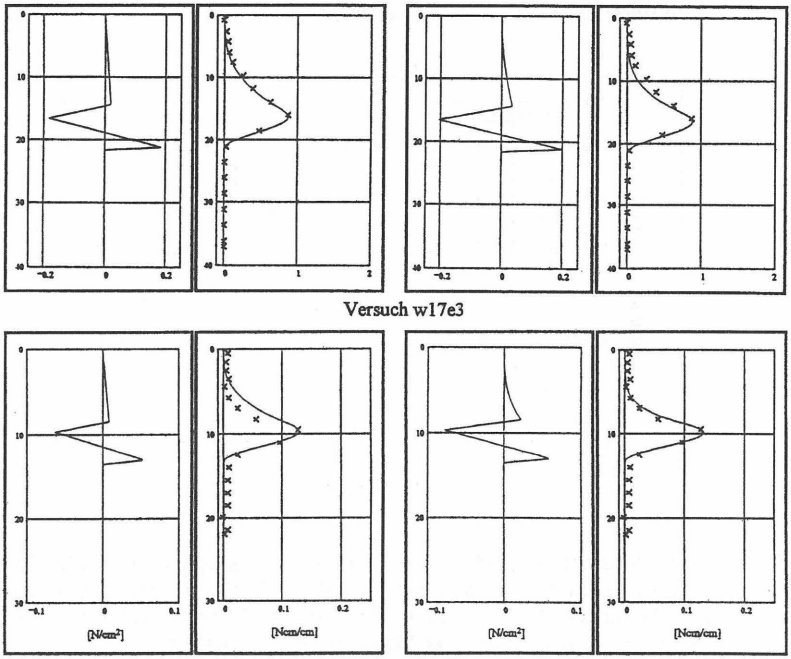


Bild 2.10: Vergleich des Momentenverlaufes infolge dreieckförmiger und unterlinearer Erddruckverteilung für die Versuche a) w17e3 und b) w30e5, h/H = 0,39.

Wie aus Bild 2.10 zu entnehmen ist, gilt für alle Maßstäbe oberhalb dieser Grenze (M. 1:10,6 bis 1:21,1) die erwartete dreieckförmige Verteilung des aktiven Erddrucks, wogegen sich beim Maßstab 1:30 ein unterlinearer Verlauf als wirklichkeitsnah erwies. Dieses konträre Modellverhalten kann möglicherweise auf das mit zunehmendem Maßstabsfaktor ungünstiger werdende Verhältnis von Korndurchmesser des Versuchsandes zu Modellgröße zurückgeführt werden. Als Störgröße könnte in diesem Zusammenhang auch der Einfluß der schmalen Scherzone genannt werden, der sich

anscheinend im Einbindebereich der kleinsten Wandmodelle bemerkbar macht. Damit ließe sich auch erklären, weshalb bei den Versuchen der Maßstäbe 1:10,6 bis 1:21,1 der Versagensfall schon vor Erreichen der bezogenen Aushubtiefe von h/H = 0,61 eintrat, während die Wand im Maßstab 1:30 bis zu h/H = 0,67 standsicher blieb. Vielleicht ist die Größe des Modells im Maßstab 1:30 aber auch nur zu klein ($d_{Modellwand}$ = 0,5 mm), so daß schon minimale Abweichungen in den geometrischen Abmessungen zu Abbildungsfehlern führen.

2.6 Zusammenfassung der wichtigsten Versuchsergebnisse

Die Untersuchungen, die im Rahmen einer Modellfamilie durchgeführt wurden, haben gezeigt, daß sich der 1g-Modellversuch mit biegsamen Verbauwänden versuchstechnisch sehr gut beherrschen läßt. Wenn keine allzu kleinen Modelle verwendet werden und eventuell auftretende Störeinflüsse eliminiert sind, kann in derartigen Untersuchungen sehr präzise gemessen werden. Bezüglich der Maßstabsabhängigkeit sind folgende bemerkenswerte Ergebnisse hervorzuheben:

a) Aus der Versuchsreihe mit nicht gestützten Verbauwänden:
   Es existiert nur eine Maßstabsabhängigkeit infolge eines Modelleffektes. Dieser tritt bei dem das System belastenden Erddruck über die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau auf. Alle weiteren Maßstabsabhängigkeiten ergeben sich aus dem Tragverhalten der Wand als Folge des veränderten belastenden Erddrucks und sind nicht als selbständige Modelleffekte identifizierbar.
   Eine Übertragung von quantitativen Meßergebnissen auf den Prototyp konnte unter Berücksichtigung der maßstäblichen Entwicklung dieser Ergebnisse recht sicher abgeschätzt werden.

b) Aus der Versuchsreihe mit einfach gestützten Verbauwänden:
   Am System der einfach gestützten Wand sind keine maßstabsabhängigen Effekte nachweisbar, was darauf zurückgeführt werden kann, daß wegen der geringen Auflagerverschiebungen die Belastung im Zustand des erhöhten aktiven Erddrucks blieb. Das einfach gestützte Wandsystem reagiert äußerst empfindlich auf eine unterschiedliche Ausprägung seiner Auflagersteifigkeit.

3 Untersuchungen zur Ermittlung des Ankerquerdruckes an vorspringenden Baugrubenecken

3.1 Allgemeines

Eine zweite Variante von 1g-Modellversuchen sollen die folgend beschriebenen Untersuchungen vertreten, in denen neben der quantitativen Übertragung der Versuchsergebnisse auf den Prototyp vor allem eine Ermittlung der prozentualen Unterschiede der Ergebnisse aufgrund der Variation einiger Einflußparameter angestrebt wird.

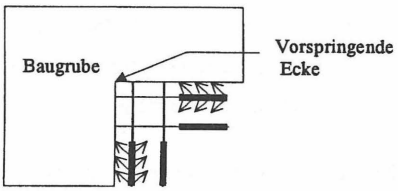


Bild 3.1: Definition der vorspringenden Ecke eines Baugrubenverbaus.

Eine vorspringende Baugrubenecke entsteht, wenn zwei Verbauwände den Boden so einschließen, daß die Längsachse ihrer Verankerungen zur jeweils anderen Wand gleichgerichtet ist (Bild 3.1). Die Ankerelemente (z.B. Verpreßstrecken) übertragen die aus der Stützwirkung resultierenden Kräfte in den Boden, wobei sich zusätzliche Spannungen im Bodenbereich hinter der Verbauwand räumlich ausbreiten. Im Fall der vorspringenden Baugrubenecken hat dies zur Folge, daß die Verbauwände durch die seitliche Lastausbreitung zusätzlich belastet werden. Diese zusätzliche Belastung ist der sogenannte ***Ankerquerdruck***.

Mittels der vorliegenden Modellversuchsreihen soll der Einfluß des auf die Verbauwand einwirkenden Ankerquerdruckes beschrieben und hieraus ein theoretischer Ansatz formuliert werden.

3.2 Versuchsaufbau und -vorbereitung

Das Modell des Verbaus (Bild 3.2) für eine Baugrubenecke wurde nach den Modellgesetzen im Maßstab von 1:20 gebaut und entspricht bezüglich seiner Biegesteifigkeit einem Spundwandprofil Larssen 601. Das Modell besteht aus zwei rechtwinklig zueinander angeordneten Aluminiumblechen (1000 x 500 x 3; 800 x 500 x 3 mm) als Verbauwände und aus einem Aluminiumstab (15 x 5 mm), der als Gurtung in einer Tiefe von 130 mm an der

Wand befestigt ist. Als Zugelemente dienen Gewindestangen aus Aluminium (∅ = 3 mm), die zur Vermeidung von Reibung zwischen Boden und Gewinde in Aluminiumröhrchen geführt sind. Anstelle von Verpreßkörpern wurden in den Modellversuchen Aluminiumplatten (75 x 75 mm) als Ankerplatten verwendet.

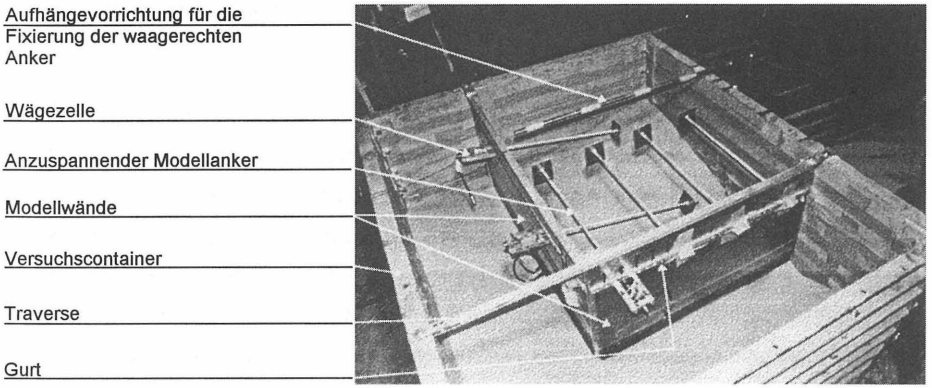


Bild 3.2: Versuchscontainer mit eingehängtem Modell

Auf der Aktionsseite, d.h. dort, wo ausschließlich die Ankerkraft des an der Ecke liegenden Ankers stufenweise gesteigert wird, werden 4 Anker, deren gegenseitiger Abstand im allgemeinen 20 cm beträgt, eingebaut. Der Abstand dieser Ankergruppe zur Baugrubenecke sowie der Neigungswinkel des ecknahen anzuspannenden Ankers sind variabel.

Auf der Reaktionsseite, die zur Aktionsseite unter 90° verläuft und auf der der Ankerquerdruck einwirkt, kann die Anzahl der Anker zwischen 2 und 4 variieren. Diese Anker haben alle eine Neigung von 10° zur Horizontalen, damit eine Überschneidung mit den waagerechten Ankern auf der Aktionsseite vermieden wird.

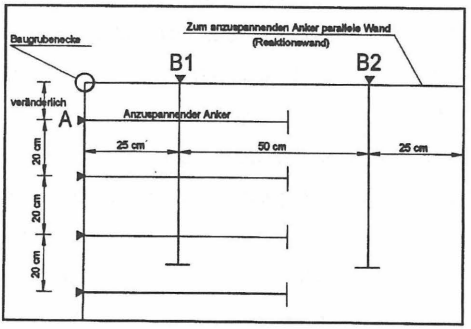


Bild 3.3: Anordnung der Anker im Versuch.

Als Versuchscontainer dient ein aus U 100-Stahlprofilen zusammengeschraubter rechteckiger Stahlbehälter (1400 x 1200 x 600 mm), in den das Modell der um 90° verspringenden Baugrubenecke eingehängt und vorerst von einer am Behälterrand aufgeschraubten Traverse festgehalten wird. Die Wände werden auf ihre Vertikalität hin geprüft und die waagerechte Lage der auf der Aktionsseite befindlichen Anker wird durch Aufhängen an hochfesten Nylon-Fäden sichergestellt.

Der Einbau des Sandes erfolgt erst ab Höhe der Baugrubenwand-Unterkante auf eine dauerhaft im Versuchsbehälter verbleibende Bodenschicht. Der Sand wird von Hand beidseits der Baugrubenwände gleichmäßig aufgefüllt, um Vorverformungen der Wände zu vermeiden. Um außerdem jegliche Verspannung zwischen den Wänden im Eckbereich und zwischen den Wänden und der Behälterwandung im Randbereich auszuschließen, ist dort jeweils ein vertikaler Schlitz von ca. 3 mm Breite eingehalten. Die Schlitze werden mit dünner Plastikfolie abgedeckt, um das Herausrieseln von Sand zu verhindern.

Nach vollständiger Füllung des Versuchsbehälters bis Oberkante Baugrubenwand schließt sich der Rüttelvorgang an.

3.3 Verdichtung des Versuchsbodens mit Hilfe der Rütteltechnik

Ein entscheidendes Kriterium für zuverlässige und vergleichbare Ergebnisse einer Modellversuchsreihe ist die Gewährleistung eines reproduzierbaren Ausgangszustandes des Modellbodens, d.h. es muß eine möglichst konstante Ausgangslagerungsdichte des Versuchsbodens im Versuchsbehälter angestrebt werden. Neben der Sandregentechnik (siehe Kap. 2.2) kann dazu auch die Vibration- oder Rütteltechnik angewendet werden. Für die hier beschriebenen Untersuchungen wurden 2 Außenrüttler am Versuchsbehälterboden so angebracht, daß die Unwuchten der Rüttler gegenläufig rotieren. Die horizontalen Beschleunigungskomponenten werden dadurch aufgehoben, so daß nur die vertikalen (senkrechte Schwingungen) in das System (Versuchsbehälter-Modellboden-Modellbauwerk) eingeleitet werden (siehe Bild 3.4). Durch Manipulation und Anpassung der Kenngrößen Frequenz, Energie und Dauer der Einwirkung können beliebige Lagerungsdichten des Bodens erzeugt werden. Frequenzen von 0 bis zu 200 Hz (= 12.000 UpM) und Fliehkräfte bis zu 25 kN sind über einen Frequenz- und Spannungsumformer einstellbar.

Die Rütteldauer wurde auf 2 Minuten festgelegt. Bei den grundlegenden Versuchen mit einer Frequenz von 150 Hz ergab sich z.B. eine Lagerungsdichte von D = 24 % (lockere Lagerung). Wird die Eigenfrequenz des Gesamtsystems erzeugt, erreicht die Amplitude des Systems bzw. die Lagerungsdichte des Modellbodens jeweils ihr Maximum.

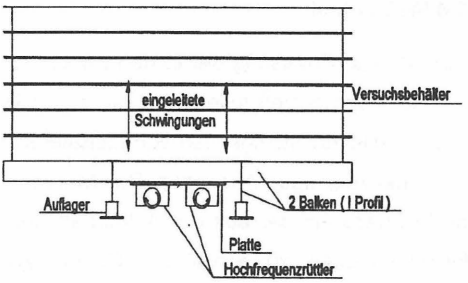


Bild 3.4: Ausrüstung des Versuchsbehälters mit zwei Hochfrequenzrüttlern.

Grundsatzversuche zur Rütteltechnik haben gezeigt, daß sich eine Art Energiebarriere im System nach jeder Einwirkung aufbaut, d.h. eine erneute Umlagerung der Bodenkörner wird nur dann erzeugt, wenn die neue Rüttelfrequenz größer als die vorangegangene ist. Die innere Verzahnung und Reibung zwischen den Körnern verhindert solange eine neue Kornanordnung bis diejenige Rüttelleistung überschritten ist, die zu eben dieser vorhandenen Kornanordnung geführt hat. Um vergleichbare Ausgangsbedingungen für die Modellversuche zu erzeugen, muß die im Versuchsbehälter dauerhaft befindliche Sand-Unterschicht nach jedem Versuch z.B. mittels eines handgeführten Mischers, der aus zwei gegenläufig rotierenden Mischstäben besteht, aufgelockert werden.

Erhebliche Vorteile gegenüber der Sandregenmethode bietet die Rüttelmethode insbesondere aufgrund ihrer niedrigen Staubemission und einer deutlichen Zeitersparnis, die auf den wesentlich schnelleren Sandeinbau in den Versuchscontainer zurückzuführen ist. Aufgrund ihrer Flexibilität und ihrer einfachen Realisierung ist die Rüttelmethode auf verschiedene Systeme von Modellversuchen übertragbar, z.B. auf solche, bei denen der rollige Boden unterhalb eines Wasserspiegels eingebaut wird. Die Abhängigkeit der Lagerungsdichte von der Rüttelfrequenz wurde in umfangreichen Eichversuchen festgestellt.

Nachteilig bleibt, daß mittels der Rütteltechnik die Modellboden-Randbereiche im Versuchsbehälter nicht vollständig erfaßt werden und sich dort geringe Abweichungen bezüglich der Bodendichte gegenüber dem Zentralbereich einstellen dürften.

3.4 Meßtechnik

Eine direkte Erfassung der in den Boden von der Ankerplatte eingeleiteten Spannungen mittels Erddruckmeßdosen führt nur zu punktuellen und - wegen der zu erwartenden unterschiedlichen Steifigkeiten von Meßelement und umgebendem Boden - somit zu wenig vertrauenswürdigen Aussagen. Das Messen von Wandreaktionen läßt eine indirekte integrale Erfassung der aus der Ankerkraft resultierenden Bodenspannungen, d.h. des Ankerquerdruckes, zu, wobei das System Wand/Boden geringfügig beeinflußt wird. Die Ermittlung des gesuchten Ankerquerdrucks aus diesen indirekten integralen Meßgrößen erfordert jedoch einen anspruchsvollen Auswertungsalgorithmus, welcher mittels Annahmen hinsichtlich quantitativer und qualitativer Verteilung des Ankerquerdrucks einen Zusammenhang zwischen Deformations- und Spannungsverteilung liefert, und welcher sinnvollerweise einem Optimierungsprozeß unterliegt.

Zur Messung von durch den Ankerquerdruck hervorgerufenen Wandreaktionen wurde eine Reihe von Dehnungsmeßstreifen (DMS) an der Reaktionswand direkt unter dem Gurt in einer Entfernung von 145 mm von der Wandoberkante und in einem Abstand von 10 cm zueinander appliziert (Bild 3.5). Die DMS sind über sehr dünne, isolierte Drähte (∅ = 0,16 mm), die die Wandsteifigkeit kaum beeinflussen, und über Anschlußkabel an ein Vielstellen-Meßgerät mit einem nachgeschalteten Rechner angeschlossen.

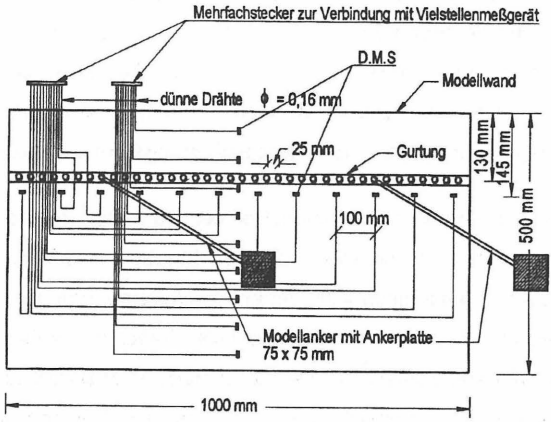


Bild 3.5: Anordnung der DMS auf der Modellwand.

Die Ankerkräfte, die an der Reaktionswand durch den Ankerquerdruck erzeugt werden, sowie diejenige Ankerkraft an der Aktionsseite, die den Ankerquerdruck hervorruft, werden mittels Wägezellen gemessen. Diese Wägezellen sind S-förmige Meßdosen, die eine

mittelbare Erfassung von Kräften über Dehnungen ermöglichen. Sie sind an den Ankerköpfen aufgeschraubt und gewährleisten eine feste Verbindung zu den Ankern (Bild 3.6). Jede Wägezelle wird über eine Mutter und eine U-förmige Aussteifung aus Aluminium belastet.

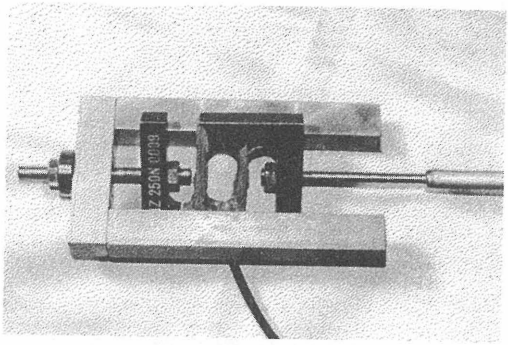


Bild 3.6: Modellankerkopf mit Wägezelle und U-förmiger Aussteifung.

Weiterhin wird die Wandverformung mittels induktiver Wegaufnehmer, die eine Genauigkeit von 1/100 mm garantieren, gemessen. Die Wegaufnehmer sind in einem Stahlgestell senkrecht untereinander montiert. Das Gestell kann mittels eines Wagens über eine Präzisionsschiene längs der Wand verfahren werden (Bild 3.7), so daß die Wegaufnehmer die Verformungen in jedem beliebigen Raster über die gesamte Wand messen können.

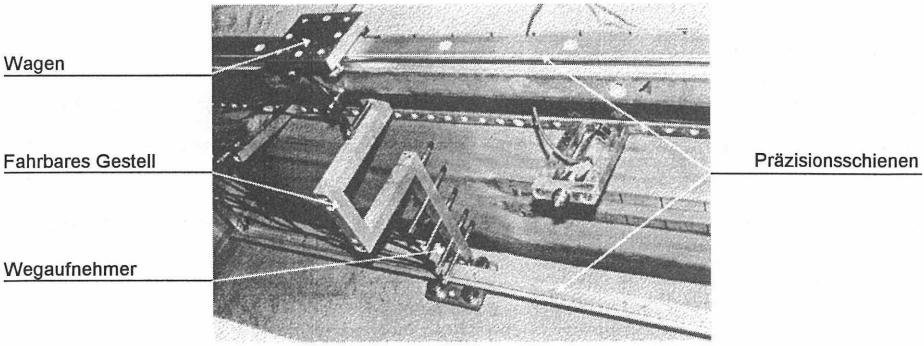


Bild 3.7: Wegaufnehmergestell, Wagen und Präzisionsschiene.

An den Wegaufnehmerköpfen sind anstelle der Tastspitzen kleine Rädchen angebracht, so daß die den Fahrvorgang begleitende Reibung zwischen den Wegaufnehmerspitzen und der Wand möglichst klein gehalten wird.

Eine zusätzliche Messung mit Wegaufnehmern wird an den Reaktionsankern vorgenommen. Insbesondere für den Fall, wenn 4 Anker eingebaut sind, soll die gemessene Kopfverschiebung Aufschluß über eine Stützensenkung und den daraus zu folgernden Biegemomenten geben.

3.5 Versuchsdurchführung

Durch vorsichtiges Absaugen des Versuchssandes wird die Baugrube zunächst bis zur Ankerlage ausgehoben. Alle Anker werden durch Drehen der Mutter am Belastungsrahmen auf eine definierte Kraft vorgespannt. Sodann wird die Baugrube durch Absaugen bis auf die vorgesehene Endtiefe ausgehoben.

Nun beginnt die eigentlich wichtige Versuchsphase, in der die Belastung des ecknahen Ankers auf der Aktionsseite weggesteuert stufenweise gesteigert wird, während die dadurch auf der Reaktionsseite resultierenden Ankerreaktionen (normalerweise zwei Anker) und Dehnungen in der ankerparallelen Wand gemessen werden. Der weggesteuerte Belastungsvorgang vollzieht sich durch je eine definierte Drehung der an den Wägezellen aufgeschraubten Mutter.

3.6 Versuchsprogramm

Basierend auf umfangreichen Vorversuchen zur Entwicklung und Erprobung der Modellversuchstechnik wurden 20 Versuchstypen mit Variation der maßgebenden Parameter festgelegt. Um die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse festzustellen, wurde jeder Versuch zweimal unter strenger Vereinheitlichung der Versuchsrandbedingung wiederholt. Der Zeitaufwand pro Versuch betrug ca. einen Arbeitstag. Die Versuche wurden in grundlegende und modifizierte Versuche unterteilt. Als modifizierte Versuche werden diejenigen bezeichnet, bei denen

- die Lagerungsdichte des Versuchsbodens geändert wird,
- zusätzliche Meßeinrichtungen verwendet werden oder
- der Versuchsaufbau modifiziert wurde (Stützung der Reaktionswand mit vier statt mit zwei Ankern; der anzuspannende Anker ist geneigt; auf der Geländeoberfläche befinden sich Auflasten usw.).

3.7 Gewonnene Erkenntnisse, Beobachtungen, Schwierigkeiten und Lösungen

Bei diesem bodenmechanischen Modell handelt es sich um ein äußerst empfindliches System, was ein hohes Maß an Sorgfalt und Vorsicht hinsichtlich aller Phasen des Einbaus von Modellteilen, sowie der Vorbereitung und Durchführung der Versuche erfordert. In diesem Zusammenhang sind folgende Aspekte von besonderer Bedeutung:

- Ankerführung: Es wurde beobachtet, daß der Ankerstab infolge seines Gewichtes die untere Kante der Ankerführung berührt, so daß dort beim Anziehen des Ankers während des Versuches Reibungskräfte entstehen, die die Meßergebnisse deutlich negativ beeinflussen. Darüber hinaus kann es beim Anziehen des Ankers zur Verklemmung von Bodenkörnchen im engen Raum der Führung kommen, was ebenfalls zur Verfälschung der Ergebnisse führt. Um diese Schwierigkeiten zu beheben, wurde der Durchmesser aller Führungen auf 10 mm vergrößert und so das Spiel zwischen dem Anker und der Führungskante verbreitert. Außerdem wurden vor jeder Führung auf der inneren Seite beider Wände quadratische, mit kleinem Loch (∅ = 3 mm) versehene Gummiplättchen festgeklebt, um einerseits den Anker daran zu hindern, die unteren Führungskanten zu berühren und andererseits das Eindringen von Bodenkörnern in die Führungen zu erschweren. Die aus der Haftung zwischen Gummi und Ankerstab entstehende Reibung ist als vernachlässigbar klein zu erachten.

- Verwendung von Verformungsmeßsystemen: Das zur Messung der Wandverformungen verwendete fahrbare Wegaufnehmergestell (siehe Bild 3.7) wirft einige Probleme auf, die sich während des „Fahrens“ einstellen:

  1. Durch das Rollen der Stahlrädchen auf der Aluminiumwand (kleinere Härte als Stahl) entstehen Spurrillen, die sich aufgrund vielfacher Versuchswiederholung zunehmend vertiefen. Diese Rillen führen zu Unebenheiten längs der Wand, was eine Verfälschung der gemessenen Verformungen zwangsläufig nach sich zieht. Da breitere und weichere Rädchen wiederum eine größere Reibung verursachen, konnte hier noch keine optimale Lösung gefunden werden.

  2. Die über die Höhe der Wand im Gestell befestigten Wegaufnehmer besitzen eine Federkraft von 1 N ± 15 % pro Aufnehmer. Diese Federkräfte bewirken einen relativ

hohen Druck auf die Wand, der durch das Verfahren des Gestells zur Verdichtung des locker gelagerten Versuchsbodens im Wandbereich führen kann. Dies kann die Ursache für die beobachtete ständige Abnahme der Anspannkraft des ecknahen Ankers sein.

3. Das Fahren des Gestells entlang der Wand sowie der oben erwähnte Federdruck erhöhen die Wahrscheinlichkeit einer allgemeinen Störung der im Versuchsstand eingebauten Meßeinrichtungen.

Aufgrund der oben beschriebenen Fehlerquellen hinsichtlich der die Wandverformungen direkt messenden Einrichtung werden alle Versuche, in denen das Wegaufnehmergestell verwendet wurde, ausschließlich der qualitativen Beurteilung dienen.

Bild 3.8 zeigt ein Ergebnisbeispiel für die gemessenen Wandverformungen als Folge einer Anspannkraft von 187,3 N des ecknahen Ankers, dessen Abstand zur Ecke E = 5 cm betrug.

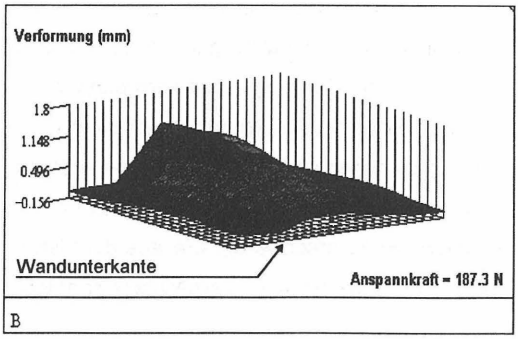


Bild 3.8: Beispiel für die gemessene Wandverformung.

3.8 Beschreibung des Verhaltens Boden/Bauwerk

Folgende drei Teilaspekte werden zusammengefaßt die im System Boden/Bauwerk aufgrund der Vorspannung des ecknahen Ankers stattfindende Interaktion bilden:

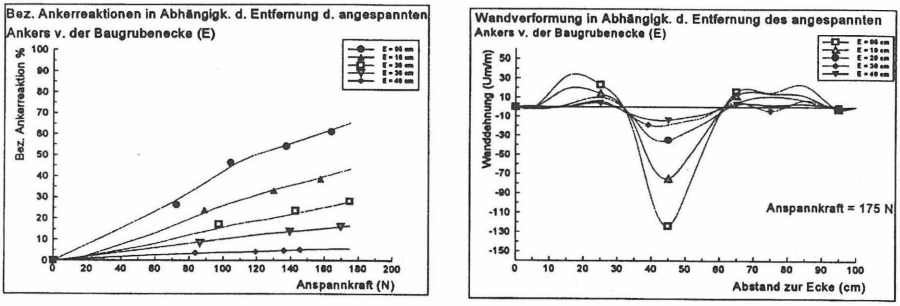
- Beim ersten Vorgang handelt es sich um reinen Ankerquerdruck, der sich von der Ankerplatte aus in den Boden fortpflanzt und an der Reaktions-Verbauwand als Normalspannung angreift.
- Der zweite Teil ensteht durch eine Bewegung der Aktions-Verbauwand gegen den Boden während des Vorspannens des ecknahen Ankers, da die Eckfuge - wie oben erwähnt - offen ist. Die Aktions-Wand wird auf den dahinterliegenden Boden Druckspan-

nungen ausüben, die sich auch auf den ecknahen Bereich der Reaktionswand auswirken werden.

- Der dritte Teil wird als Gewölbebildung im Boden hinter der Reaktionswand gedeutet. Wenn der Ankerquerdruck im Feldbereich zwischen 2 Ankern der Reaktionswand angreift, erzeugt er dort, je nach Ankerabstand, mehr oder minder große Wanddurchbiegungen. Diese Verformung des Systems kann in dem an dieser Stelle belastenden Bodenbereich zu einer horizontal verlaufenden Gewölbeausbildung führen, wodurch der belastende Erddruck im verformten Wandfeld auf den Wert eines räumlichen Erddrucks abgemindert und ein Differenzbetrag des Erddrucks auf die steiferen seitlichen Stützbereiche umgelagert werden kann.

3.9 Darstellung von ersten Versuchsergebnissen

Es wurden Versuche mit verschiedenen Abständen des anzuspannenden Ankers von der Baugrubenecke (E = 5/10/20/30/40 cm) durchgeführt. Im Bild 3.9a) ist die auf die entsprechende Anspannkraft des Ankers A bezogene Summe der gemessenen Reaktionen der Anker B1 und B2 als Funktion der Anspannkraft aufgetragen. Die Summe der Ankerreaktionen der parallel zum anzuspannenden Anker verlaufenden Wand kann bei kleinen Abständen (E = 5 cm) etwa 65 % einer in den Boden eingeleiteten Ankerkraft von 175 N erreichen. Mit zunehmender Entfernung von der Ecke wird die Summe der Reaktionen und



a) b)

Bild 3.9: Einfluß des Eckabstandes E des anzuspannenden Ankers:
a) auf die Ankerreaktionen B1 und B2
b) auf die Wandverformungen.

damit die zusätzliche seitliche Belastung bis zum Erreichen eines Grenzabstandes (etwa E = 45 cm) abklingen. Hier ist kaum noch ein Einfluß (< 5 %) auf die parallele Wand erkennbar. In Bild 3.9b) ist die Wandverformung bei einer Anspannkraft von 175 N in Abhängigkeit von der Entfernung des anzuspannenden Ankers von der Ecke dargestellt. Es ist wiederum zu erkennen, daß der kleinste Eckabstand die größten Reaktionen hervorruft. Diese Ergebnisse sind zu erwarten, da bei großer Entfernung von der Ecke die Intensität des Querdruckes kleiner werden muß, weil infolge der Spannungsausbreitung die vom Anker ausgelösten Spannungen außerhalb der Reaktionswand angreifen.

4 Schlußbetrachtung

Der Vorteil einer 1g-Modelluntersuchung liegt in der Möglichkeit, die natürlichen Verhältnisse nahezu exakt abbilden zu können. Zwar bedarf es - wie auch die hier beschriebenen Beispiele zeigen - eines großen Aufwandes, um die Nebeneinwirkungen aus dem Versuchsaufbau zu eliminieren, letztlich läßt sich aber der 1g-Modellversuch technisch beherrschen. Dies wird durch die stetige Verbesserung der Meßgeräte sowie durch Computerprogramme, die eine aufwendige Auswertung umfangreicher Versuchsdaten heutzutage erst möglich machen, begünstigt. Den Kritikern von 1g-Modelluntersuchungen kann entgegengehalten werden, daß die häufig als Argument gegen den 1g-Modellversuch erwähnten Maßstabseffekte nicht unbedingt den ihnen zugesprochenen Einfluß besitzen. Bei Modellversuchen zur Ermittlung der prozentualen Unterschiede verschiedener Systeme ist ein eventuell vorhandener Einfluß nicht relevant. Bei Anwendung einer Modellfamilie kann ein vermuteter Einfluß überprüft werden, was zu einer erhöhten Qualitätssicherung der Versuchsdaten führt.

5 Literaturhinweise

[1] Kremer, A., Walz, B. u. Hock-Berghaus, K.:
Modelleffekte bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden. Bericht zum Forschungsauftrag der DFG, 1997.

[2] Terzaghi, K.:
Large Retaining-Wall Tests, Pressure of Dry Sand, Eng. News-Record, H.112, S.136-140.

[3] Walz, B.:
Beiträge zur Modellversuchstechnik in der Geotechnik, TU Berlin, Grundbauinstitut, Heft 18, 1988.

Dipl.-Ing. Arndt Kremer, Ashraf Kaddis, M. Sc.
Bergische Universität GH Wuppertal
Lehr- und Forschungsgebiet
Unterirdisches Bauen, Grundbau
und Bodenmechanik

Pauluskirchstraße 7
42 285 Wuppertal

Grenzen der Anwendbarkeit von Bohrlochaufweitungs - Dilatometerversuchen

Allgemeines

In der Boden- und Felsmechanik besteht ein grundsätzliches Problem -

„Auf welchem Weg erhalte ich repräsentative Daten über den Untergrund, in oder auf dem ich ein Bauwerk errichten möchte?"

Die in der Folge vorgestellte Versuchsart ermöglicht es das in situ - Verformungsverhalten von Baugründen mit relativ geringem finanziellen Aufwand zu ermitteln. Das kann sowohl in bindigen, nichtbindigen Böden, aber auch im Fels geschehen.

Wie schon der Titel des Vortrages verlauten läßt, handelt es sich dabei um Bohrlochaufweitungsversuche, die mit Hilfe von Pressiometer- oder Dilatometersonden durchgeführt werden. Notwendig dafür ist ein, in der Dimension entsprechender Testabschnitt (1,03 bis 1,20 x $\varnothing_{Sonde} = \varnothing_{Testabschnitt}$ / Länge mind 2,00 m), in einem relativ standfestem Bohrloch und die Sonde, die die Belastung auf die Bohrlochwandung in der entsprechend vorgewählten Tiefe aufbringt.

Der Vorteil von solchen in situ Versuchen im Vergleich zu Laborversuchen ist vor allem darin zu sehen, daß die Störung des zu untersuchenden Materials geringer ist und weiters ein größeres Boden - Felsvolumen geprüft wird und damit letztendlich eine größere Aussagekraft erzielt werden kann. Dieses Volumenverhältnis liegt in einem Bereich von ca. 125 : 1.

Geschichtlich - technische Entwicklung

Die Entwicklung entsprechender, auch schon in der Praxis erprobter Sonden begann ca. 1930 in Deutschland durch Franz Kögler. Nach dem Tod Köglers und vor allem durch den 2. Weltkrieg unterbrochen, begann die weltweite Verbreitung dieser Versuchsart durch die Entwicklungen von Louis Ménard (Frankreich), der 1954 begann, erste Prototypen zu entwickeln, 1955 seine Ideen patentrechtlich sicherte und 1957 sein Verfahren bei einer Tagung in London dem Fachpublikum vorstellte.

Parallel dazu gab es auf der ganzen Welt, von Japan bis Kanada, auch entsprechende Entwicklungen der unterschiedlichsten Typen und Auswertungsroutinen, z. B. durch Lugeon / Casagrande / Talobre / Rocha / Panek / De la Cruz / Goodman und andere.

Übersicht - Unterscheidungsmerkmale von Bohrlochaufweitungssonden

- **Art der Belastungsaufbringung**: - radialsymmetrisch
  - gerichtet
  - lokal
- **Art der Belastungsübertragung:** - weiche Membran
  - steife Membran
  - steife / weiche Lastplatten
- **Art der Meßeinrichtung:** - indirekt → volumenmessend
  - direkt → wegmessend
    - an der Innenseite der Membran
    - durch die Membran hindurch
- **Art des Einsatzes:** - in vorgebohrten Bohrlöchern
  - in selbstgebohrten Bohrlöchern
    - → mit mechanischen Abbauwerkzeugen
    - → mittels Schneidstrahl aus Luft oder Wasser
  - ohne vorhandenes Bohrloch
    - → eingedrückt
    - → eingeschlagen
- **Weitere Merkmale:** - Form, Art des Druckmediums:
    - → Luft, Öl, Wasser, Quecksilber
  - Art der Datenübertragung:
    - → analog, digital, visuell

An Hand dieser Aufstellung ist die große Bandbreite von unterschiedlich konzipierten Sondentypen, für die verschiedensten Anwendungsfälle gebaut, ersichtlich.

In der Folge wird jedoch nur mehr auf Hochdruckdilatometersonden, die auch für den Einsatz im Fels geeignet sind, eingegangen.

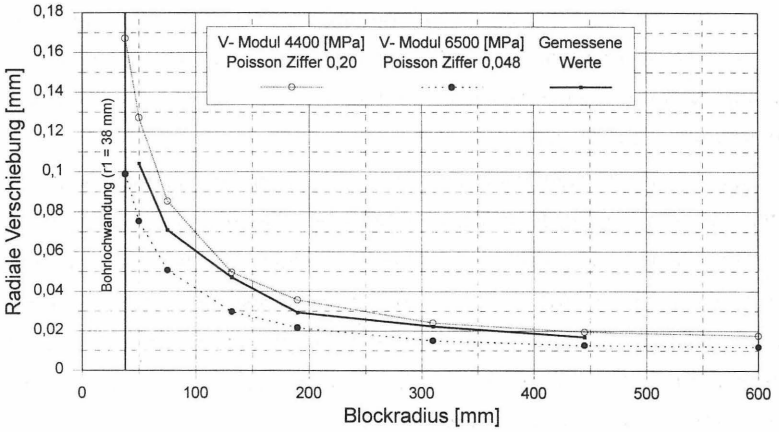
Durchgeführtes Untersuchungsprogramm

Um die Grenzen der Anwendungsmöglichkeiten von Hochdruckdilatometersonden festzustellen, wurde ein umfangreiches Untersuchungsprogramm am Institut für Geomechanik, Tunnelbau und Konstruktiven Tiefbau, Institutsvorstand Prof. J. Golser, an der Montanuniversität in Leoben, durchgeführt.

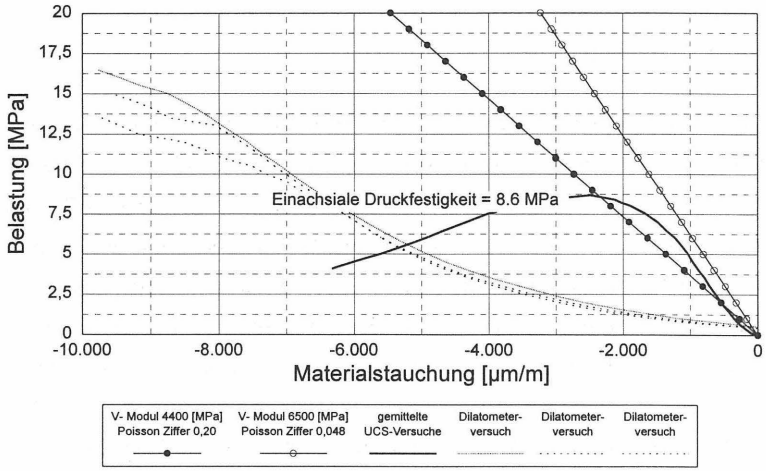
Untersuchungen im Labor

Dazu wurden zwei zylindrische Betonblöcke, mit einem Durchmesser von 1200 mm, einer Höhe von 900 mm und einem Zentrumsloch von 76 mm hergestellt. Um die Verschiebungen innerhalb der Blöcke, in unterschiedlichen Abständen vom simulierten Bohrloch bzw. dem belasteten Bereich zu ermitteln, wurden unterschiedliche Verschiebungsmeßgeber entwickelt und eingebaut. Dadurch war es möglich die Verschiebungsbeträge durch Meßgeber inner- und außerhalb der zylindrischen Blöcke zu ermitteln und unter Zuhilfenahme der durch begleitende Laborversuche bestimmten Materialparameter, miteinander zu vergleichen.

Einen Vergleich der elastisch errechneten Verschiebungen (nach Lamé) bei einem Sondendruck von etwa 19 MPa, bei Anwendung der möglichen maximalen Bandbreite der Materialkennwerte, mit den real am Betonzylinder gemessenen Verschiebungen, zeigt die folgende Abbildung.



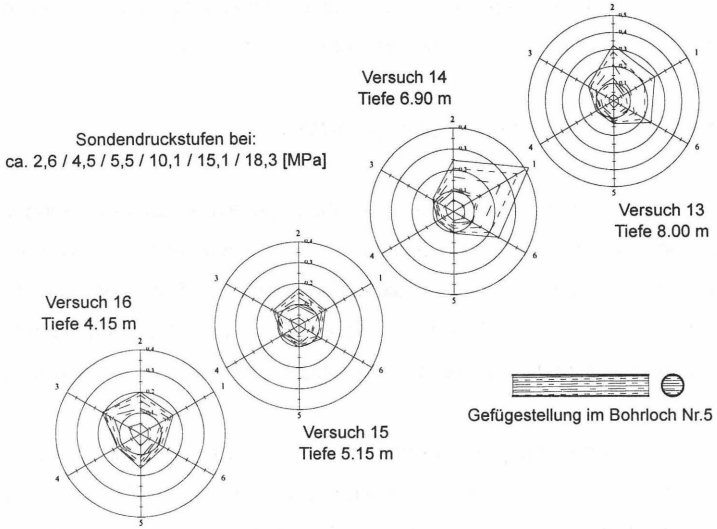
Ein Vergleich der unterschiedlich ermittelten Blockmaterial-Verformungskurven ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Deutlich sichtbar ist dabei, daß erst bei relativ hohen Sondendrücken ein ähnlich steiler Anstieg der Dilatometerverformungskurven stattfindet, wie auch aus den einachsialen Druckversuchen und den theoretisch ermittelten Verformungskurven erkennbar ist.



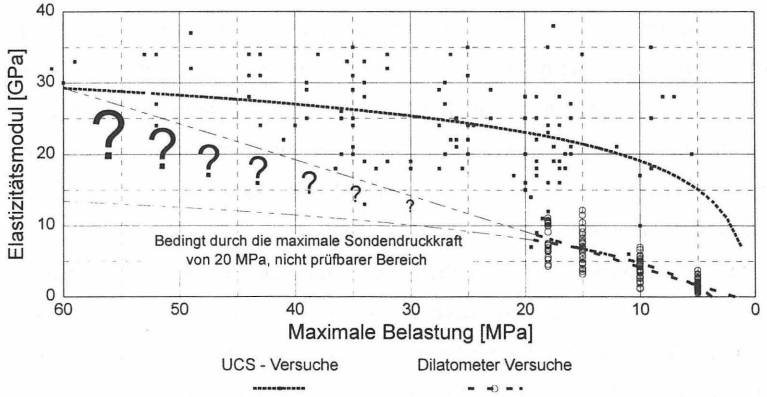
Untersuchungen in situ

In der Bohrkaverne des Sondierstollens **"Kaponig"**, auf der ÖBB - Tauernsüdrampe in Kärnten, wurden im Kalkglimmerschiefer Kernbohrungen mit unterschiedlichen Orientierung, in Bezug auf die Gefügestellung, abgeteuft. In diesen Bohrlöchern wurden über 20 Dilatometerversuche durchgeführt.

In der folgenden Grafik (Radardiagramm) werden vier, hintereinander in einem Bohrloch durchgeführte, Versuche gezeigt. Dabei ist eine gewisse Richtungsabhängigkeit der radialen Verformungen zu erkennen. Eine klare Zuordnung zu der bestehenden Gefügestellung ist jedoch sehr schwer möglich. Einflußfaktoren wie die im Umfeld der Bohrkaverne herrschenden Spannungszustände und die im Bezug dazu orientierten Kernbohrungen sind kaum abzuschätzen und ergeben dementsprechende Abweichungen von den theoretischen Verformungskurven und Verformungswerten.



Der bei höheren Gebirgs- Gesteinsfestigkeiten auftretende hohe Verformungswiderstand ist bei Laborversuchen (z.B. einachsialer Druckversuch) leicht durch dementsprechend starke Prüfeinrichtungen zu überwinden. In der nachstehenden Abbildung ist die Problematik aufgezeigt, die bei der Anwendung einer doch relativ schwachen "Hochdruck-Dilatometersonde" besteht. Selbst unter Einsatz des maximal aufbringbaren Sondendrukkes bewegt sich die Bohrlochrandverschiebung in einem Verformungsbereich der als rein elastisch, im Vergleich zu den Werten der einachsialen Druckversuchen, anzusehen ist.



Unter diesem Gesichtspunkt sollte auch die weitere Verwendung dieser Versuchsergebnisse bei Planungs- und Dimensionierungsarbeiten gesehen werden.

Zusammenfassung der Untersuchungsergebnissse

Auf Grund dieser, hier nur in einem kleinen Teilbereich gezeigten, Untersuchungen konnte festgestellt werden, daß es bei der Anwendung von Dilatometerversuchen von großer Bedeutung ist das Verhältnis zwischen der maximal aufbringbaren Sondendruckkraft und der Bohrlochumgebungssteifigkeit zu beachten. Als einfacher Maßstab dafür könnte der im Labor relativ problemlos durchzuführende einachsiale Druckversuch herangezogen werden.
Das würde für die Anwendungspraxis bedeuten, daß der maximale Sondendruck mindestens 1,5 bis 2 mal so hoch wie die einachsiale Druckfestigkeit des Bohrlochumgebungsmaterials sein soll. Erst dann kann von realistischen, mit Laborversuchen vergleichbaren Ergebnissen (Elastizitäts- verformungsmodul) gesprochen werden.

Allgemeine Empfehlungen und Verbesserungsvorschläge

Unabhängig von der erreichbaren Genauigkeit dieser Versuchsart, bzw. der oft nicht ganz gegebenen Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse mit den aus konventionellen Laborversuchen erzielten, bleibt ein Vorteil unbestreitbar erhalten.
Dort, wo das im Bohrloch anstehende Material eine so schlechte Qualität aufweist, daß keine felsmechanischen Laborversuche mehr durchgeführt werden können, bzw. bodenmechanische Versuche schon angebracht wären, auch dort liefert eine eingebrachte Pressiometer- oder Dilatometersonde mehr oder weniger aussagekräftige Resultate.
Bei der Anwendung dieser Versuchsart sollte jedoch darauf geachtet werden, eine Sonde mit möglichst hoher Druckkapazität, einem möglichst großen Durchmesser und einem wegmessenden Meßsystem einzusetzen.
Die dadurch erreichbaren Vorteile liegen darin, daß bei höheren Sondendrücken, bei steiferem anstehendem Material größere, vielleicht sogar plastische Verformungen erzielt werden können. Durch Anwendung möglichst großer Durchmesserdimension ein größeres und damit aussagekräftigeres Volumen beeinflußt - getestet werden kann und durch eine

richtungsabhängige Messung auch eventuelle Steifigkeitsanisotropien erkannt werden können.

Durch mehr oder weniger große, teure Veränderung an der Grundkonzeption der Sonden und teilweise durch weiter Zubehörteile und -geräte könnten weitere Verbesserungen, auch in Bezug auf einen reibungslosen Versuchsablauf, erzielt werden:

- ⇒ Sonden mit möglichst großem Durchmesser und möglichst hohem Druckniveau
- ⇒ Druckaggregate die eine automatische Druckkonstanthaltung bzw. Aufbringung einer konstanten Be- und Entlastunggeschwindigkeit gewährleisten
- ⇒ Datenaufzeichnungsgeräte mit Grafikbildschirm, die der teilweise rauhen Baustellenpraxis (Nässe, Staub usw.) auf Dauer widerstehen
- ⇒ zusätzliche Volumen- oder Wegmeßeinrichtungen, um ein mögliches Membranversagen frühzeitig zu erkennen
- ⇒ stabile, bewehrte und trotzdem "billige" Membranen, die auch unter Baustellenbedingungen leicht und schnell zu wechseln sind
- ⇒ simple Einbau bzw. Ausbauvorrichtungen für Bohrlochaufweitungssonden wenn kein entsprechendes Bohrgerät zur Verfügung steht
- ⇒ serienmäßige Entlüftungsleitungen zur vollkommenen Druckentlastung der Sonde um eine leichtere Wiedergewinnung zu ermöglichen.

Ich hoffe, daß ich durch meine Ausführungen einige neue Gesichtspunkte zu der Problematik von Bohrlochaufweitungssonden und deren Einsatz präsentieren konnte und in der Zukunft neue Entwicklungen und Verbesserungen stattfinden.

Anschriften:

Dipl.-Ing. Dr.mont. Steiner Helmut

- Büroadresse: Ingenieurbüro für Bauwesen
  Dipl.-Ing. Bernd Gebauer
  Linzer Bundesstraße 10; A-5020 Salzburg
  Tel.: 0043 / 662 / 651482 / 0
  Fax: 0043 / 662 / 651482 / 55

- Privatadresse: Vinzenzgasse 85/7; A-8020 Graz
  Tel.: 0043 / 316 / 574025

Das Torsionsoedometer: ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät

Dipl.-Ing. H. Neher, Dr. sc. tech. T. Schanz, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart
Dr.-Ing. L. Köhler, GIESA GmbH, Wilsdruff

1. Einleitung

Um das mechanische Verhalten eines Geomaterials beschreiben zu können, benötigt man sowohl dessen Steifigkeits- (E_s, ν) als auch dessen Scherfestigkeitsparameter (φ', c', ψ). Zur Bestimmung dieser Parameter wurden bisher unterschiedliche Versuchsgeräte entwickelt, die je nach Zielsetzung (Meßgenauigkeit, Handhabung, Zuverlässigkeit u.s.w.) Vor- und Nachteile bei der Bestimmung der Kennwerte haben.

Diese Versuchsgeräte lassen sich in zwei Gruppen einteilen:

- Versuchsgeräte zur Bestimmung von Steifigkeitsparametern
  (Bsp. : Oedometer, Lastplatten)
- Versuchsgeräte zur Bestimmung von Scherfestigkeitsparametern
  (Bsp. : Biaxialgerät, Triaxialgerät, Direktscherkasten, Kreisringschergerät)

Bei diesem Konzept müssen zwei verschiedene Versuchsreihen durchgeführt werden, um beide Parametergruppen bestimmen zu können.

Das Torsionsoedometer vereinigt beide Versuchsarten in einem geotechnischen Versuchsgerät, so daß nur noch eine Versuchsreihe notwendig ist, um Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter zu bestimmen.

Der Versuchsablauf gliedert sich in folgende zwei Phasen:

1. Die Oedometerphase bzw. die 1-dimensionale Kompression
2. Die Torsionsphase, in der die Probe abgeschert wird

Die Versuche können an bindigen und nichtbindigen Materialien durchgeführt werden, wobei sowohl drainierte als auch undrainierte Versuchsrandbedingungen realisierbar sind.

Im folgenden werden Aufbau und Funktionsweise des Torsionsoedometers beschrieben. Zur Veranschaulichung der Einsatzmöglichkeiten des Torsionsoedometers im Vergleich zu anderen gebräuchlichen Versuchsgeräten werden darüber hinaus typische Versuchsergebnisse dargestellt.

2. Geräte- und Meßprinzip des Torsionsoedometers

Das Torsionsoedometer, wie es am Institut für Geotechnik (IGS) der Universität Stuttgart benutzt wird, geht auf einen ersten Prototypen zurück. Dieser wurde im Rahmen des DFG-Forschungsvorhabens "Entwicklung und Prüfung eines Torsionsoedometers" in Zusammenarbeit mit der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA) am IGS entwickelt. Da mit diesem Prototypen aber nur drainierte Versuche an nichtbindigem Material möglich sind, wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Wille Geotechnik/Göttingen ein zweiter Prototyp entwickelt. Die Realisierung dieses in Bild 1 dargestellten Gerätes erfolgte durch die Gesellschaft für industrielle Elektronik und Sonderantriebe mbH (GIESA)/Wilsdruff.

Mittels der Prüfpresse wird die vertikale Last aufgebracht. Die Scherzelle bleibt dabei in ihrer Lage und die obere Stirnplatte wird mittels der oberen Traverse in die Probe gedrückt. Die Scherbeanspruchung wird durch Rotation des unteren Teils der Scherzelle, einschließlich der Zellwand, gegen ihre starre Kopfplatte aufgebracht. Der Antrieb erfolgt dabei durch einen digital geregelten Getriebemotor.

Zur Sättigung der Probe und zur Porenwasserdruckmessung ist in beiden Stirnplatten eine Zuführungsleitung vorhanden. Die Druckdichtigkeit der Scherzelle wird an den beweglichen Teilen durch Dichtungsringe, die mit Silikonfett geschmiert sind, gewährleistet.

Der Meßaufnehmer befindet sich in der oberen dreigeteilten Stirnplatte. Ein Kreisring, welcher in bezug auf den starren inneren und äußeren Bereich verschieblich ist, bildet den Meßbereich.

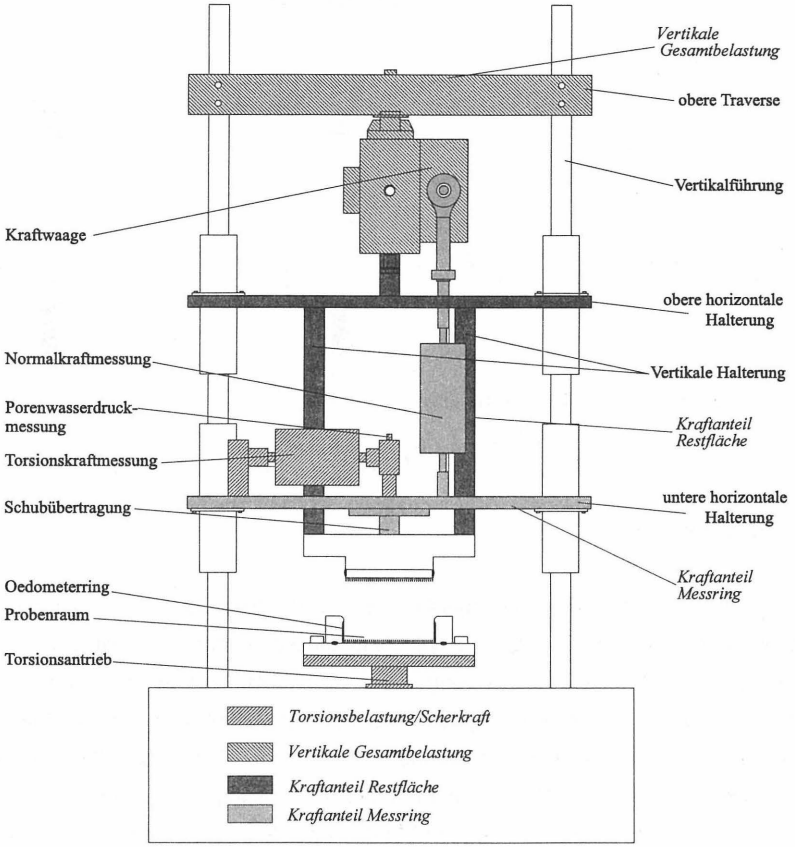


Bild 1: Aufbau des Torsionsoedometers

Der Aufbau der Scherzelle und der oberen Stirnplatte ist in Bild 2 dargestellt. Die Scherzelle wurde so konstruiert, daß der Probenkörper eine begrenzt variable Probenhöhe und einen etwas kleineren als bohrtechnisch üblichen Durchmesser hat. Infolge der geringen Probenhöhe ergeben sich zwei Vorteile gegenüber herkömmlichen Laborversuchen. Es wird weniger Probenmaterial benötigt und der kürzere Drainageweg erlaubt wegen der geringeren Konsolidationszeit eine schnellere Versuchsdurchführung.

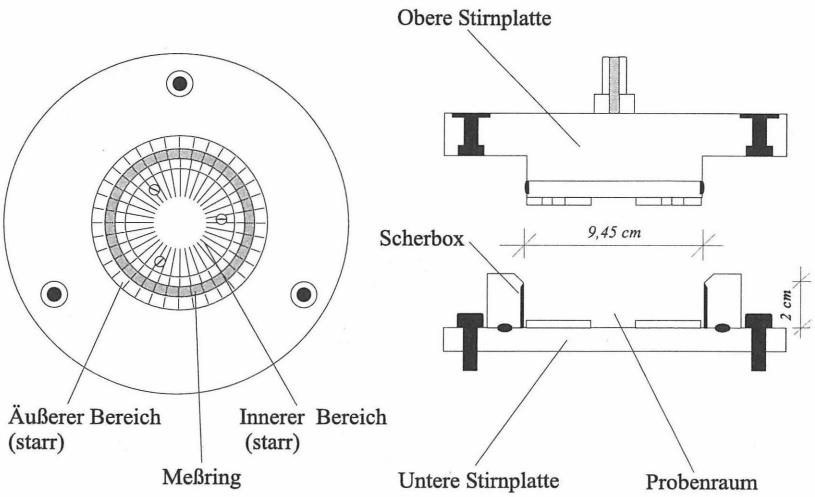


Bild 2: Aufbau der Scherzelle

Im Gegensatz zu Standardversuchsgeräten wird zwar eine volle Materialscheibe als Versuchskörper verwendet, die Messung der Spannungskomponenten erfolgt aber lokal auf dem Meßring. Die Analyse der Meßergebnisse findet also auf einem repräsentativen Ausschnitt statt, was eine Idealisierung des Versuchsaufbaus notwendig macht. Infolge der Idealisierung kann der Versuchsablauf als eine "Einfach-Scherung" (Simple Shear) betrachtet werden, da nur ein Hohlzylinder (vergleiche Kreisringschergerät) betrachtet wird und radiale Verzerrungen an der Innen- und Außenseite des Zylinders als ausgeschlossen angenommen werden. Die Zulässigkeit der Idealisierung wurde numerisch mittels 3D-FEM-Simulationen untersucht (Schanz/Vermeer, 1997; Schanz/Bonnier 1998). Eine Darstellung des idealisierten Versuchskörpers ist in Bild 3 zu sehen. Die Idealisierung ist auch notwendig, da es sich beim Torsionsoedometerversuch nicht um einen Elementarversuch handelt. Vernachlässigt man die Randeinflüsse, so liegt bei einem Elementarversuch ein homogener Spannungs- und Verzerrungszustand vor. Es ist deswegen sinnvoll, den Versuch auf einen Elementarversuch zurückzuführen, damit bei der Versuchsauswertung unter Annahme eines ebenen Verformungszustandes "Einfach-Scherbedingung" die zugeordneten Hauptspannungen und damit die Scherparameter ermittelt werden können.

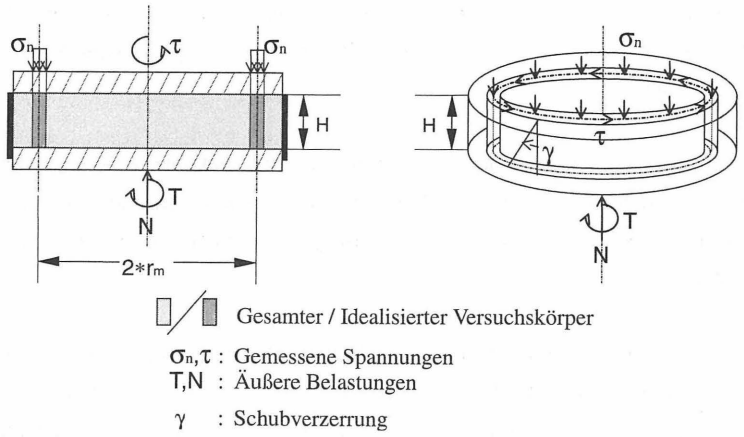


Bild 3: Idealisierter Versuchskörper

Die Teilung der Probenfläche in zwei ungleiche Teile, die Meßfläche und die größere Restfläche, macht eine Sonderkonstruktion für die vertikale Belastungseinrichtung erforderlich. Über das in Bild 1 dargestellte Wägesystem wird die vertikale Last in einen flächenproportionalen Anteil auf den beweglichen Meßring (ca. 20%) und die starre Restfläche (ca. 80%), welche aus dem Innen- und Außenbereich der oberen Stirnplatte besteht, aufgeteilt. Der Anteil der Vertikallast, welcher über den Meßring in die Probe eingeleitet wird, geht vom Wägesystem über einen Kraftmeßbügel (Normalkraftmessung) und die untere horizontale Halterung direkt auf den Meßring. Die Normalspannung σ_{yy} wird mit Hilfe der vorliegenden Geometrie aus der gemessenen Normalkraft nach den Regeln der Physik bestimmt, und mittels einer digitalen Regelung konstant gehalten. Die Kraftübertragung der Restlast erfolgt von der oberen horizontalen Halterung über drei vertikale Halterungen und die starren Bereiche der oberen Stirnplatte auf die Probe. Die Hebelverhältnisse des Wägesystems können verändert werden, so daß unterschiedliche Zellenkonstruktionen (Verhältnis Meßring zur Restfläche) einsetzbar sind.

Die Messung der Scherkraft erfolgt über eine Hebelbeziehung. Die Achse des Meßringes überträgt hierzu das aufgenommene Drehmoment, welches proportional zur Schubspannung ist, auf einen radial zur Achse angeordneten Hebel. Dieser Hebel drückt auf einen Kraftmeßbügel (Schubkraftmessung). Die Schubspannung σ_{xy} ergibt sich unter Beachtung der vorliegenden Geometrie aus der gemessenen Schubkraft und deren wirksamen Hebelarm sowie der Fläche des Meßringes.

Die Messung der auftretenden Kräfte erfolgt bei beiden Kraftmessungen lokal über den Meßring. Dies hat zur Folge, daß in beiden Kraftmessungen keine Reibungseinflüsse vorhanden sind.

Der Porenwasserdruck wird mittels eines Porenwasserdruckaufnehmers, je nach Anschluß, an der oberen oder unteren Stirnplatte der Probe gemessen. An den Stirnplatten sind Sinterfilter angebracht, denen ein Zuführungskanal folgt, an welchen die Schläuche angeschlossen werden.

Die vertikalen Verformungen werden mittels einer Meßuhr erfaßt, welche an der vertikalen Halterung befestigt ist. Es wird der Weg zwischen der oberen Stirnplatte der Scherzelle und der Gerätegrundplatte gemessen. Die sehr geringe Verformung des Drucklagers bei sich ändernden Auflasten geht dadurch eventuell in die Meßgenauigkeit mit ein. Sie ist aber vernachlässigbar, da sie geringer ist als die Meßgenauigkeit der Meßuhr an sich.

Es gibt prinzipiell zwei Möglichkeiten für die Scherwegmessung. Bei der Ersten wird der Scherweg nur über die Umdrehungen des Scherantriebes (Drehwinkel des Motors) bestimmt. Hierzu wird eine Motorumdrehung in 2000 Impulse zerlegt. Mittels dieser Impulse der Getriebeübersetzung sowie dem effektiven Radius des Meßringes wird der Scherweg berechnet. Die andere Möglichkeit besteht darin, den ersten Teil des Scherweges bis ca. 6 mm mit einer Meßuhr zu messen. Dadurch wird eine größere Meßgenauigkeit zu Versuchsbeginn erzielt. Die Meßuhr ist dafür möglichst weit eingefahren und tangential zur Scherzelle aufzustellen. Der Meßpunkt befindet sich auf dem doppelten effektiven Radius des Meßringes. Nachdem der Meßbereich der Meßuhr erreicht ist, wird auf die erste Möglichkeit zurückgegriffen.

Die Messungen der Verformungen sind im Gegensatz zur Kraftmessung global, um lokale Ungenauigkeiten zu vermeiden.

3. Steuerung und Regelung des Torsionsoedometers

Für das Torsionsoedometer wurde eine eigene Versuchssteuer- und -regelungssoftware auf der Basis des PC-Betriebsystems Windows 95 entwickelt. Somit stehen alle Möglichkeiten einer grafischen Benutzeroberfläche zur Verfügung, u.a. Auswertungs- und

Ergebnisdarstellungen sowie simultane Grafikdarstellungen während des Versuchsablaufes. Die Datenerfassung der Meßgrößen (Scher- und Normalkraft, Porenwasserdruck sowie Scherweg und Setzung) erfolgt dabei in wählbaren Zeitabständen automatisch durch den Rechner. Daneben besteht die Möglichkeit, das Torsionsoedometer unabhängig vom Rechner zu steuern. Die Meßwerte können dann auf einer lokalen Anzeige abgelesen werden.

In Bild 4 ist ein Blockschaltbild des Torsionsoedometers dargestellt. Es werden alle Daten von einem Prozessor innerhalb des Torsionsoedometers erfaßt und von dort aus an den Rechner bzw. an die lokale Anzeige des Torsionsoedometers weitergegeben. Dieser Prozessor verarbeitet auch die Daten, welche direkt am Torsionsoedometers bzw. über den Rechner eingegeben werden, und steuert damit die Antriebsmotoren.

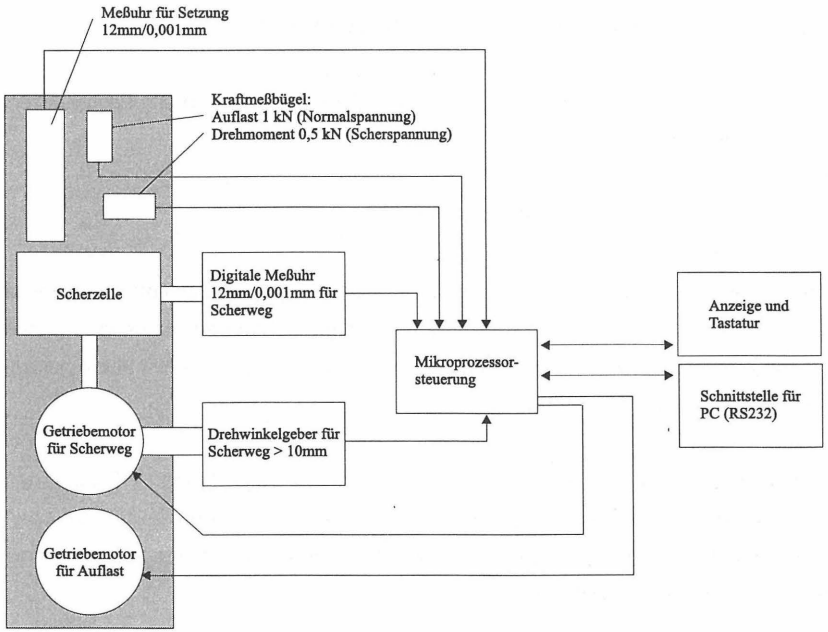


Bild 4: Blockschaltbild des Torsionsoedometers

Prinzipiell ist es möglich, jede der Meßgrößen auch als Regelungsgröße zu verwenden. Dadurch ist eine individuelle Versuchsdurchführung gewährleistet. Die wichtigsten Eigenschaften der verschiedenen Versuchsdurchführungen sind im folgenden zusammengestellt:

1. Oedometer- bzw. Kompressionsphase
   - Eingabe eines beliebigen Spannungspfades (total oder effektiv) mit Be-, Ent-, und Wiederbelastungsstufen
   - Deformationssteuerung über eine vorgegebene Dehnungsgeschwindigkeit, maximale Verformung bzw. Spannung oder ein Porenwasserdruckkriterium.
2. Torsions- bzw. Scherphase
   - Es sind sowohl drainierte als auch undrainierte Versuchsdurchführungen möglich.
   - Die Rotationsgeschwindigkeit ist abhängig von der Dehnungsgeschwindigkeit (Scherweggeschwindigkeit) oder von einem Porenwasserdruckkriterium.
   - Zyklische und Mehrstufenversuche sind möglich.

Zu jedem Zeitpunkt ist das Aufbringen bzw. das Verändern des Porenwasserüberdruckes (Backpressure) möglich.

4. Vergleich mit klassischen Versuchsgeräten

Im Gegensatz zum Kreisringschergerät spielt der Wandreibungseinfluß nur eine geringe Rolle, und es können sowohl gestörte als auch ungestörte Proben untersucht werden. Bei der Versuchsdurchführung ändert sich die Scherfläche nicht und die Annahme horizontaler Scherfugen muß nicht gemacht werden.

Die Ausbildung der Bruchfuge ist frei, und unterliegt keinem Zwang wie im Direktscherkasten. Die Spannungsverteilung über dem idealisierten Versuchskörper kann zudem als homogen angenommen werden. Außerdem kann bei diesem Versuch mit Backpressure gearbeitet werden.

Das Torsionsoedometer kann somit sicherlich als Ersatz für das Kreisringschergerät und als Ergänzung zum Triaxialgerät betrachtet werden.

5. Ergebnisse drainierter Versuche

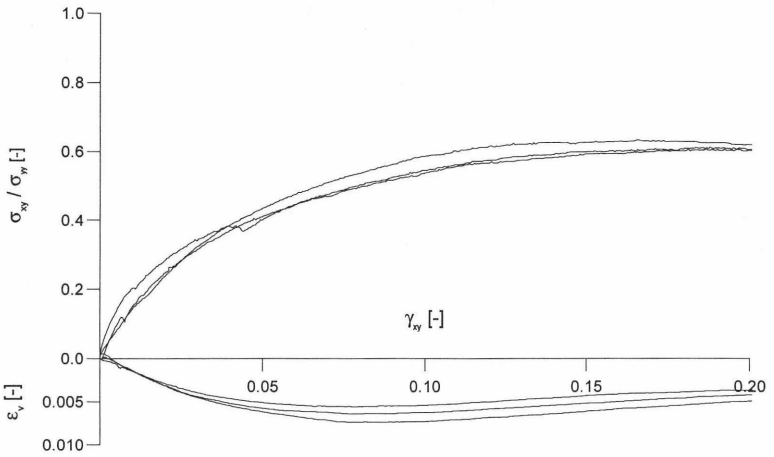


Bild 5: Torsionsoedometerversuche an Hostun-Sand (γ_d=13.9 kN/m³)

Es wurden drei Versuche an locker gelagertem Hostun-Sand mit einer Auflast von 100 kPa durchgeführt. Die Normalspannung σ_{yy} wurde im Bereich des Meßringes konstant gehalten, und die dabei auftretenden Schubspannungen σ_{xy} sowie die zugehörigen Verformungen (Setzung und Scherweg) gemessen. Das Ergebnis ist in Bild 5 zu sehen. Zur Darstellung der Last-Verschiebungskurve ist das Spannungsverhältnis σ_{xy}/σ_{yy} über der Schubverzerrung γ_{xy} abgebildet. Ebenfalls abgebildet sind die Volumenverzerrungen ϵ_v auf der vertikalen Achse. Die drei Versuche zeigen, daß die Reproduzierbarkeit der Torsionsoedometerversuche sehr gut gewährleistet ist.

6. Interpretation der Versuchsergebnisse

Der Versuch wird, wie zuvor angegeben, auf einen Elementarversuch zurückgeführt und dazu als "Einfach-Scherung" betrachtet. Mit den in Gleichung 1 beschriebenen Randbedingungen für die radiale Dehnung ϵ_{xx} (Annahme) und die tangentialen Dehnung ϵ_{yy} (Konsequenz aus der Annahme der "Einfach-Scherung")

$$\dot{\varepsilon}_{xx} = \varepsilon_{xx} = \dot{\varepsilon}_{zz} = \varepsilon_{zz} = 0 \tag{1}$$

ergeben sich dann aus den gemessenen kartesischen Komponenten der Dehnungen und deren Geschwindigkeiten die Richtungen der Hauptdehnungsgeschwindigkeiten ξ zu

$$\tan 2\xi = \tan 2\theta = \frac{\dot{\gamma}_{xy}}{\dot{\varepsilon}_{yy} - \dot{\varepsilon}_{xx}} = \frac{\dot{\gamma}_{xy}}{\dot{\varepsilon}_{yy}} \tag{2}$$

Koaxialität zwischen den Hauptdehnungsgeschwindigkeiten ξ und der Richtung der Hauptspannungen Θ vorrausgesetzt, erlaubt die Berechnung der Hauptspannungen

$$\sigma_1 = \sigma_{yy} + \tau_{yx}\left(\frac{1}{\sin 2\xi} - \frac{1}{\tan 2\xi}\right) \tag{3}$$

$$\sigma_3 = \sigma_{yy} - \tau_{yx}\left(\frac{1}{\sin 2\xi} + \frac{1}{\tan 2\xi}\right) \tag{4}$$

Die Annahme der Koaxialität für einen "Einfach-Scherversuch" wurde von Cole (1967) und Stroud (1971) an Sand experimentell nachgewiesen. Sie stellten fest, daß zunächst eine Koaxialität zwischen den Dehnungs- und Spannungsraten besteht, welche bei zunehmender Mobilisierung der Scherfestigkeit in eine Koaxialität zwischen den Spannungen und den Dehnungsraten übergeht. Dieser Zustand wird bei einer Mobilisierung von mehr als 50% erreicht, so daß die obige Annahme zumindest für den Bruchzustand gerechtfertigt ist.

Mittels der klassischen Plastizitätstheorie läßt sich das maximale Spannungsverhältnis $\sigma_{xy}/\sigma_{yy}|_{max} = \sigma_{xy}|_{max}/\sigma_{yy}$ mit folgenden Annahmen für die "Einfach-Scherung"

- ideal elastisches / starr plastisches Materialverhalten mit MC-Fließbedingung
- nicht-assozierte Fließregel
- Koaxialität zwischen σ und $\dot{\varepsilon}_p$, d.h. $\Theta = 45° + \psi_p/2$ bei Bruch

zu

$$\sigma_{xy}|_{max} = \sigma_{yy}\frac{\cos\psi_p \sin\varphi_p}{1 - \sin\psi_p \sin\varphi_p} \tag{5}$$

bestimmen.

Zwei Extremfälle sind dabei zu beachten.

$$\psi_p = 0 \rightarrow \sigma_{xy}|_{max} = \sigma_{yy} \sin\varphi_p \tag{6}$$

$$\psi_p = \varphi_p \rightarrow \sigma_{xy}|_{max} = \sigma_{yy} \tan\varphi_p \tag{7}$$

Daraus lassen sich die Scherfestigkeitsparameter φ_p und ψ_p wie folgt ermitteln.
Für lockere Lagerung gilt:

$$\sin\varphi_p = \left(\frac{\sigma_{xy}}{\sigma_{yy}}\right)_{max} \tag{8}$$

Für dichte Lagerung gilt:

$$\sin\varphi_p = \frac{\frac{\sigma_{xy}}{\sigma_{yy}}}{\cos\psi_p + \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_{yy}} \sin\psi_p} \tag{9}$$

Da sich die Analyse auf den Bruchzustand bezieht, wird zur Ermittlung des Dilatanzwinkels die Näherung getroffen, daß alle Verzerrungen plastisch sind. Die elastischen Anteile der Verzerrungen im Bruchzustand werden vernachlässigt.

$$\tan\psi_p = \frac{\dot{\varepsilon}^p_{yy}}{\dot{\gamma}^p_{xy}} \approx \frac{\dot{\varepsilon}_{yy}}{\dot{\gamma}_{xy}} \tag{10}$$

7. Vergleich mit Biaxial und Triaxialversuchen

In Tabelle 1 werden die Ergebnisse des Reibungs- und Dilatanzwinkels aus dem Torsionsoedometer mit denen aus Triaxial- und Biaxialversuchen verglichen. Die Triaxialversuche wurden am IGS und am Institut für Mechanik in Grenoble (IGM) durchgeführt (Schanz/Vermeer, 1996). Die Biaxialversuche sind am IGM dokumentiert worden (Hammad, 1991). Es zeigt sich eine Übereinstimmung der Torsionsoedometerversuche mit den Standardversuchen.

Versuch	φ_p [°]	ψ_p [°]
Triax	34,4 - 35,7	0
Biax	35,5	0
Torsionsoedometer	37,0	1,2

Tabelle 1: Scherfestigkeitsparameter von Hostun-Sand (γ_d=13.9 kN/m³)

8. Fazit

Die bereits durchgeführten Versuche müssen noch durch weitere Versuchsreihen ergänzt werden, wobei eine besondere Aufmerksamkeit auf die Kontaktflächen der Scherzelle zu richten ist, da diese die Versuchsergebnisse erheblich beeinflussen. Es muß für unterschiedliche Proben die jeweils optimale Kontaktfläche gefunden werden. Desweiteren wird die Vergleichsmöglichkeit mit Standardversuchen um so besser je mehr Versuchsdaten zur Verfügung stehen.

Die bisherigen Versuchsergebnisse, auch die des ersten Prototypen (Schanz/Vermeer, 1997), zeigen, daß dieses neuartige Versuchsgerät Torsionsoedometer eine Bereicherung zur Erforschung der Eigenschaften von Geomaterialien ist.

9. Literatur

Cole, E. R. L. (1967). The behaviour of soils in the simple-shear apparatus, Dissertation at Cambridge University, Downing College.

Flavigny, E et. Al. (1993). Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF, interner Bericht IGM, Grenoble

Hammad. W. I. (1991). Modélisation non linéaire et étude expérimentale des bandes de cisaillement dans les sable, Thèse de Docteur préparé au sein de l'Institut de Mécanique de Grenoble.

Schanz, T., Bonnier, P. G. (1998). Anadequate Model for Hard Soil Behaviour, Zur Veröffentlichung eingereicht in: International Journal for Numerical Methods in Geomechanics.

Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P. A. (1997). Comparison of sand data on different plane strain devices, Deformation and progressive failure in geomechanics, IS-Nagoya'97, pp. 289-294.

Schanz, T., Vermeer, P. A. (1996). Angles of friction and dilatancy of sand, Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-152.

Schanz, T., Vermeer, P. A. (1997). Discussion, Angles of friction and dilatancy of sand, Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892.

Schanz, T., Vermeer, P. A. (1997). Das Torsionsoedometer, Forschungsbericht Vm 163/1-1, DFG.

Stroud, M. A. (1971). The behaviour of sand at low stress levels in the simple-shear apparatus, Dissertation at Cambridge University, Churchill College.

Die Messung der Porenwasserspannung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand

von Dipl.-Geol. M. Bachmann

Einführung

Die Beobachtung des bodenmechanischen Verhaltens von Böden unter definierten Randbedingungen im Labor liefert wesentliche Kenngrößen zur Lösung erdbautechnischer Problemstellungen. Die natürlichen Verhältnisse in situ sollten dabei möglichst genau im Labormaßstab abgebildet werden, um ihre Übertragbarkeit zu gewährleisten. Zur bodenmechanischen Standard-Versuchstechnik gehört hier das Ödometer, mit dem die Untersuchung der Zusammendrückbarkeit, des Quell- und Setzungsverhaltens und des zeitlichen Verlaufes dieser Vorgänge möglich ist. Derzeit werden die einaxiale Verformung, die Auflast und in besonderen Fällen auch die aufgenommene Wassermenge meßtechnisch erfaßt und computergestützt aufgezeichnet.

In den letzten Jahren kommt in zunehmendem Maße eine weitere Meßgröße in die Diskussion, die Saugspannung bzw. negative Porenwasserspannung. Gerade in Tonböden können aufgrund der besonders kleinen Porenquerschnitte die von der Festsubstanz ausgehenden Adhäsionskräfte in erheblichen Größenordnungen liegen (s. Bild 1). Der Einfluß der hieraus resultierenden Saugspannungen gewinnt bei bodenmechanischen Problemstellungen, z. B. im Rahmen der Untersuchungen mineralischer Deponieabdichtungssysteme, an Bedeutung (u.a. HOLZLÖHNER & ZIEGELER (1995), HORN & BAUMGARTL (1995), DÖLL (1996), HEIBROCK (1996), GEBISSA GUTA (1997)). Im Zuge von Forschungsarbeiten am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB·TUBS) zur Lösung einer Baugrundproblematik war es erforderlich, die Veränderung des Porenwasserunterdruckes in Tonböden bei Variation des Wassergehaltes unter ihrer natürlichen Auflast im Laborversuch zu beobachten. Daraufhin wurde unter Mithilfe des Institutes für Geoökologie der Technischen Universität Braunschweig ein Meßgeber konzipiert, der in einen Ödometer-Versuchsstand integriert werden kann. Nachfolgend wird dessen Funktionsweise, Meßgenauigkeit und Handhabung erläutert.

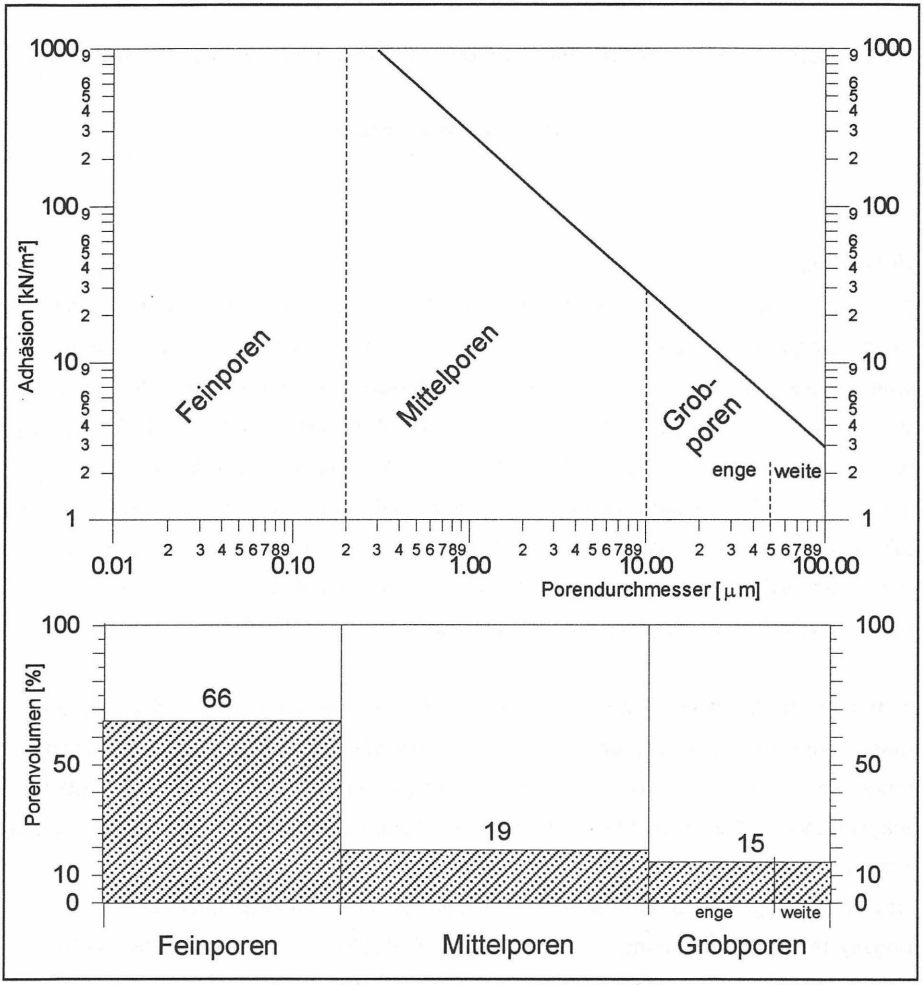


Bild 1: Adhäsion in Abhängigkeit vom Porendurchmesser und durchschnittlicher Anteil des Porenvolumens von Fein-, Mittel- und Grobporen eines Tonbodens. Zusammengestellt aus Angaben in SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1992).

Messung der negativen Porenwasserspannung im Labor

Obgleich die Kenntnis derartiger Zugspannungen schon seit langem besteht, findet sich deren Berücksichtigung in der Bodenmechanik kaum wieder. Ausgehend von der idealisierten Vorstellung eines elastisch-isotropen Halbraumes bildet das von Terzaghi formulierte Prinzip der effektiven Spannungen die Grundlage für die Betrachtung von Spannungs- und Deformationszuständen im Boden. Es basiert auf der Betrachtung gesättigter, nicht bindiger Böden und wird gemeinhin auch auf bindige Böden übertragen. Die Porenwasserspannung besitzt dabei immer die Wirkung eines positiven hydrostatischen Drukkes. Somit ist ihre Erfassung in der herkömmlichen bodenmechanischen Labortechnik auch auf diesen Fall beschränkt.

Bei bodenkundlichen Fragestellungen hingegen ist die Beobachtung der Wechselwirkung zwischen Bodenwasser und der Festsubstanz von erheblicher Bedeutung. Gegenstand der Untersuchungen sind dabei vorwiegend Wasserhaushaltsbetrachtungen, bei denen die Ermittlung der Bodenwassercharakteristik mit der Messung negativer Porenwasserspannungen bei verschiedenen Wassergehalten im vorwiegend ungesättigten Böden im Vordergrund steht. Das hierzu am häufigsten verwendete Gerät ist das Tensiometer. Dabei wird über ein poröses Medium (z.B. Keramik) ein Kontakt zwischen dem Porenwasser und einer freien Wassersäule hergestellt. Das poröse Medium muß in dem gewünschten Meßbereich für Luft undurchdringlich sein, jedoch einen möglichst unbehinderten Wasseraustausch zulassen. Je nach Zustand der Porenwasserspannung wird entweder Wasser aus dem Boden an die Wassersäule abgegeben oder vom Boden aus der Wassersäule aufgenommen (vgl. CASSEL & KLUTE 1986). Je nach Anwendungszweck existieren verschiedene Formen von Meßzellen (s. Bild 2).

Eine Übertragung dieser Laborversuchstechnik auf bodenmechanische bzw. baupraktische Problemstellungen ist aufgrund der unterschiedlichen fachspezifischen Zielsetzungen nicht so ohne weiteres möglich. Wünschenswert wäre die Beobachtung der Porenwasserdruckentwicklung unter der natürlichen Bodenauflast bzw. einer Bauwerkslast in Verbindung mit bodenmechanischer Laborversuchstechnik. Gerade bei bautechnischen Fragestellungen ist dies Voraussetzung für die Übertragbarkeit der Ergebnisse in die Praxis.

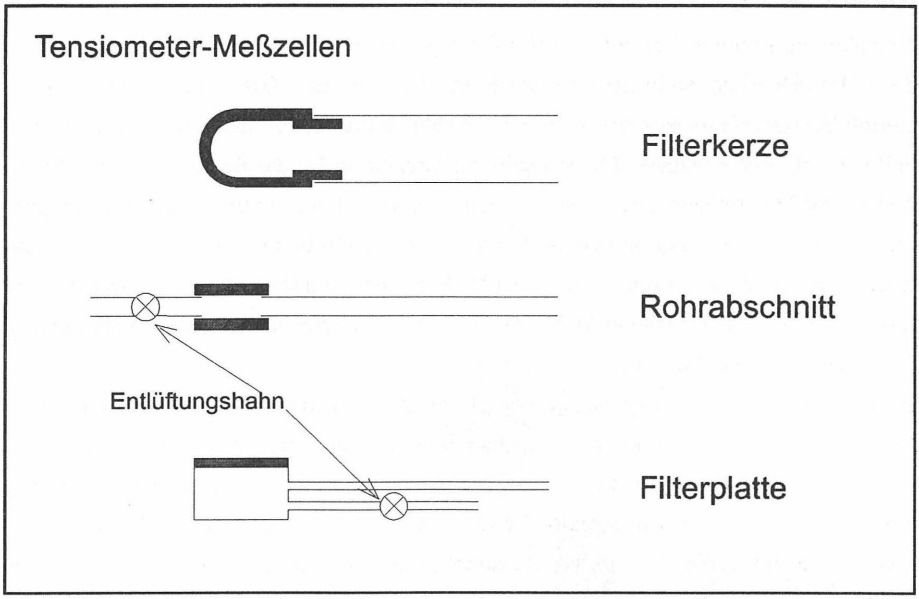


Bild 2: Übliche Tensiometer-Meßzellen (HARTGE & HORN 1989)

Integration eines Porenwasserdruckmeßgebers in einen Ödometer-Versuchsstand

Auf Grundlage des Tensiometer-Prinzips wurde ein Porenwasserdruckmeßgeber entwikkelt, der mit einem Meßbereich von -1 bar bis +1 bar (bzw. ca. -100 kN/m² bis +100 kN/m²) auch Saugspannungen erfaßt und in einen Ödometer-Versuchstand integriert werden kann. Dabei werden die Porenwasserspannungen in der Bodenprobe gemessen. Kernstück des Meßgebers ist eine keramische Filterkerze mit einer nach Herstellerangaben (Hoechst CeramTec) maximalen Porengröße von 1 µm und einer Druckfestigkeit von 210 N/mm². Rein rechnerisch liegt der Lufteintrittspunkt des Filterkerzenmaterials bei einem Druck von ca. 300 kN/m² und ist damit für den angestrebten Meßbereich sehr gut geeignet. Die keramische Filterkerze ist mit einer zylindrischen Röhre verbunden, die zu einem handelsüblichen Druckaufnehmer führt. Über eine luftfreie Wassersäule ist dieser letztlich direkt mit dem Porenwasser des Bodens verbunden (s. Bild 3). Der Druckaufnehmer mißt die Druckdifferenz zum bestehenden atmosphärischen Druck. Das eigentliche Meßelement besteht dabei aus einer quadratischen Trennwand und vier elektrischen

Widerständen, die nach dem Prinzip der Wheatstoneschen Brückenschaltung verschaltet sind. Jede Verbiegung der Trennwand führt zu einer Veränderung der elektrischen Widerstände. Die so erzeugte Änderung der elektrischen Spannung ist proportional zur Druckänderung. Der Druckaufnehmer ist über einen Datenlogger an einen Computer angeschlossen, so daß die Druckänderungen unmittelbar am Bildschirm verfolgt und aufgezeichnet werden können.

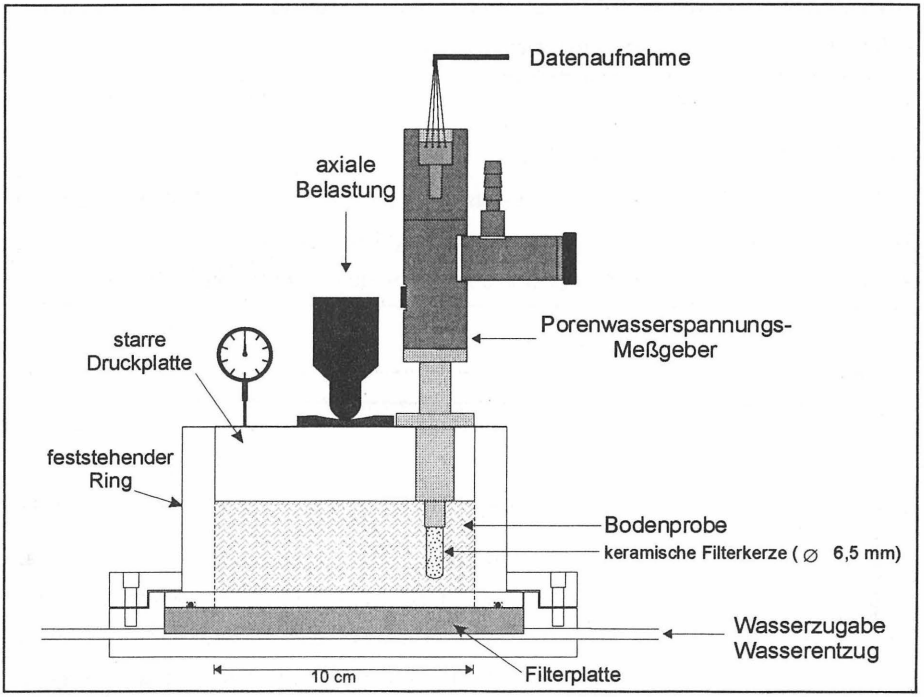


Bild 3: Schnitt durch einen Ödometer-Versuchsstand mit integriertem Meßgeber zur Erfassung der Porenwasserspannung

Das Einsetzen des Meßgebers erfolgt von oben durch die Druckplatte, so daß die Filterkerze senkrecht in der Probe zu liegen kommt. Der Meßgeber schließt mit der Aussparung in der Druckplatte ab, ist jedoch nicht fest mit dieser verbunden. Damit wird bei Belastung der Probe die Filterkerze vertikal nicht belastet, sie muß dabei lediglich die horizontalen Spannungen aufnehmen. Zudem ist eine Beeinflussung des Bodens durch den Meßgeber bei Belastung ausgeschlossen.

Die Filterkerze des Meßgebers ist für laufende Untersuchungen derzeit an Proben mit 10 cm Durchmesser und 4 cm Höhe angepaßt. Eine Abstimmung auf andere Probenabmessungen, die z.B. dem üblichen Verhältnis der Probenhöhe zu Probendurchmesser zwischen 1 : 3,5 und 1 : 2,5 entsprechen, ist ohne weiteres möglich.

Einflußfaktoren auf die Qualität der Messungen

Die Meßgenauigkeit dieses Meßgebers wird im wesentlichen durch 3 Faktoren bestimmt:

- Meßgenauigkeit des Druckaufnehmers
- Wasseraustausch über die Filterkerze
- Luftfreiheit der Wassersäule

Meßgenauigkeit des Druckaufnehmers

Elektronischen Meßsystemen ist einerseits eine gerätespezifische Drift der erzeugten Meßsignale eigen und andererseits besteht häufig eine mehr oder minder ausgeprägte Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur. Bei dem verwendeten Druckaufnehmer

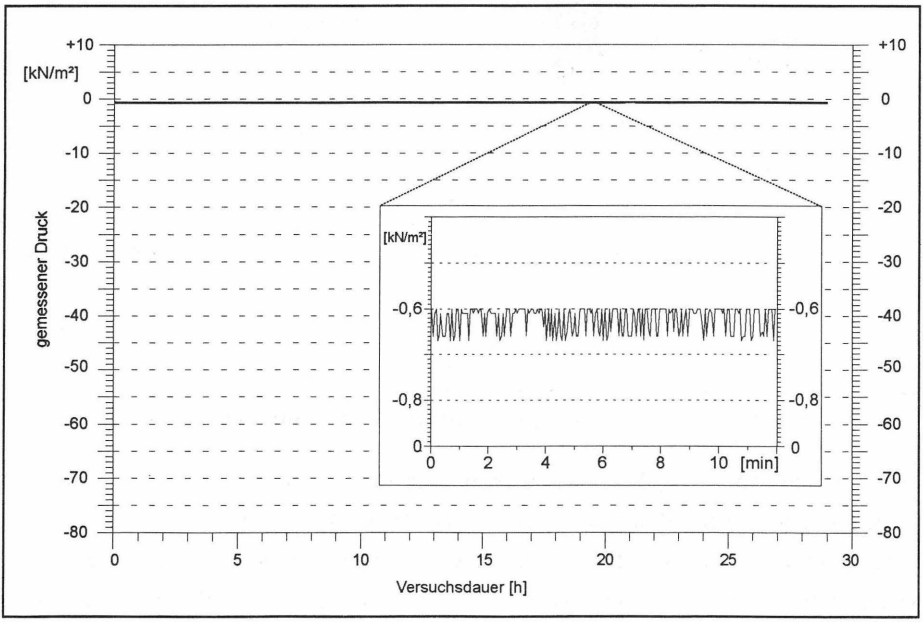


Bild 4: Gerätespezifische Drift des Druckaufnehmers

konnte eine gerätespezifische Streuung der Meßwerte festgestellt werden, deren Standardabweichung bei 0,26 kN/m² liegt. Für die Beobachtung von Porenwasserspan-

nungsänderungen im Boden sind diese Abweichungen jedoch nicht von Bedeutung (s. Bild 4). Geringfügig größer zeigte sich der Einfluß der Temperatur auf den Meßwert, wie in Bild 5 deutlich wird. Mit steigender Temperatur nehmen die gemessenen Werte linear ab, so daß bei einer Temperaturänderung von 5 °C eine Abweichung von 0,35 kN/m² vom tatsächlichen Meßwert zu beobachten ist. Um eine möglichst genaue Messung zu erzielen, können die Meßwerte auf das bei der Kalibrierung des Meßgebers herrschende Temperaturniveau korrigiert werden.

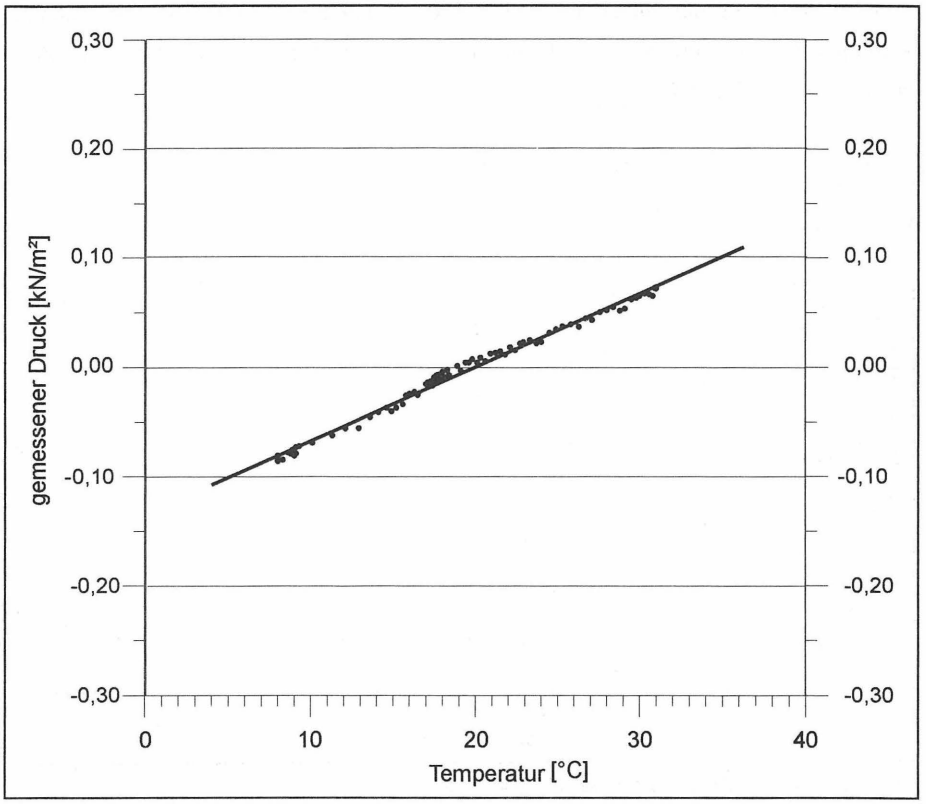


Bild 5: Temperatureinfluß auf den Meßwert des Druckaufnehmers

Wasseraustausch über die Filterkerze

Die aus einer porösen Keramik bestehende Filterkerze sorgt einerseits mit ihrer Feinporigkeit dafür, daß im zu messenden Druckbereich keine Luft in den Meßgeber eindringen kann und erhält andererseits dessen Kontakt mit dem Porenwasser des Bodens aufrecht. Diese Eigenschaft geht zu Lasten der Wasserdurchlässigkeit, Austauschprozesse laufen somit langsamer ab. Fraglich war, ob die zu vermutende Reaktionsträgheit die Beobachtung von Wasserspannungsänderungen in Böden beeinträchtigt. Beispielhaft zeigt Bild 6 einen Versuch, der die Reaktion des Meßgebers wiedergibt. Deutlich wird, daß sich die erzeugten Saugspannungen im Meßgeber durch den plötzlichen Kontakt mit freiem Wasser augenblicklich abbauen.

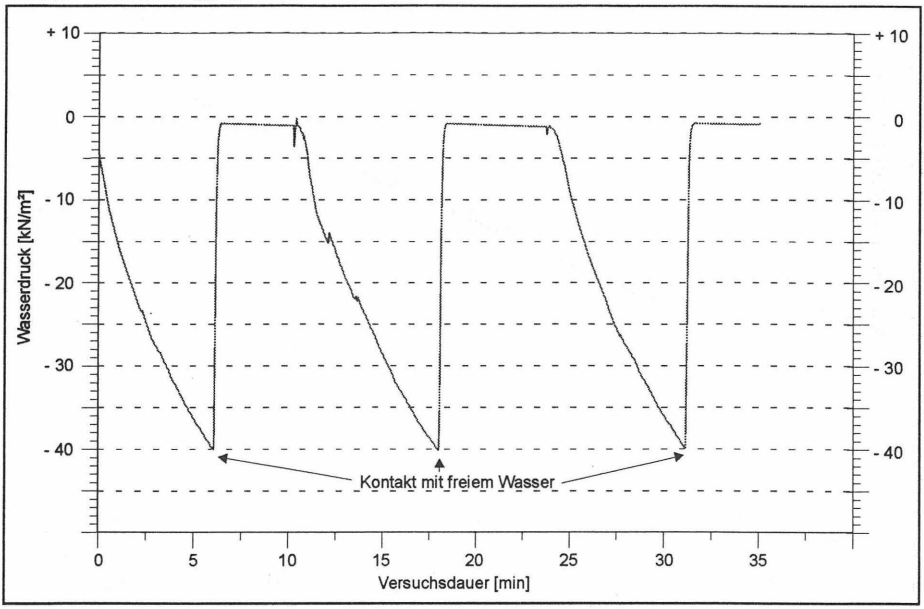


Bild 7: Versuch zur Reaktionsträgheit des Meßgebers

Luftfreiheit der Wassersäule

Basierend auf dem Prinzip eines Tensiometers werden die Änderungen der Porenwasserspannung im Boden über das Medium Wasser auf den Meßgeber übertragen. Da unter den bestehenden Bedingungen das Element Wasser als inkompressibel anzusehen ist, werden auch kleinste Änderungen am Druckaufnehmer sofort wirksam, wenn der zwischen Filterkerze und Meßgeber bestehende Raum vollständig mit Wasser gefüllt ist. Kleine Mengen Luft können aufgrund ihrer Kompressibilität zu einer erheblichen Beeinträchtigung führen. Bild 7 zeigt beispielhaft den Einfluß eines kleinen Lufteinschlusses im Meßgeber auf die Entwicklung des Meßwertes im Gegensatz zu einem entlüfteten Gerät. Deutlich wird hier die entstehende Reaktionsträgheit des Meßgebers, die eine einwandfreie Versuchsdurchführung in Frage stellt.

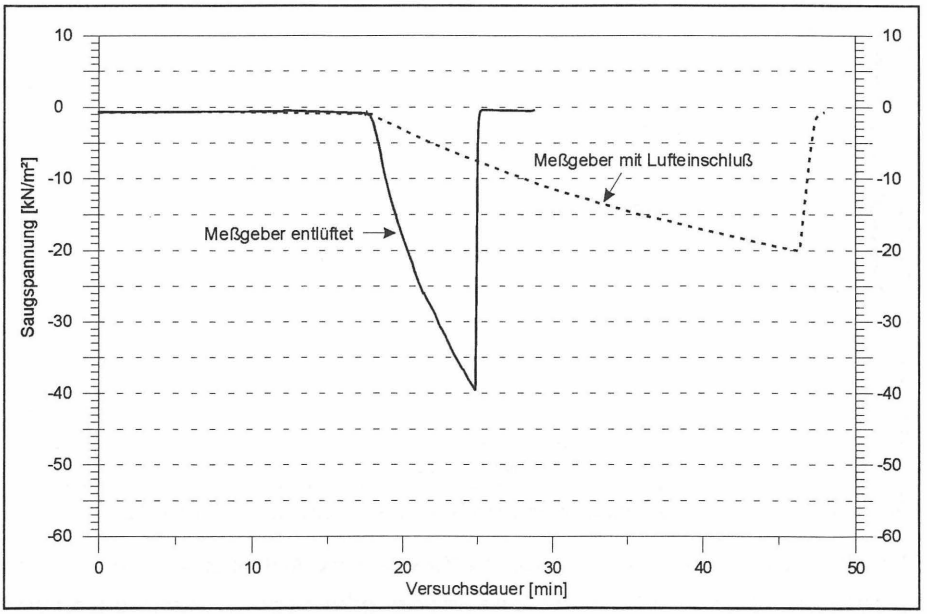


Bild 7: Vergleich der Messung der Porenwasserdruckentwicklung mit einem entlüfteten und nicht entlüfteten Meßgeber bei gleicher Zunahme der Saugspannung.

Einbau des Meßgebers

Beim Einbau des Meßgebers in die Bodenprobe sollte ein möglichst guter Kontakt der Filterkerze mit dem Boden erreicht werden. Grundsätzlich erhält man einen sehr guten Verbund, wenn der Meßgeber in den Boden eingedrückt wird. Fraglich ist bei dieser Methode jedoch in wie weit eine Verdrängung des Bodens im Bereich des Meßgebers die Messung beeinflußt. Gerade bei der Untersuchung von Tonböden an ungestörten Proben ist eine Veränderung des bestehenden Gefüges zu erwarten. Alternativ kann der Meßgeber auch in eine, seinen Abmessungen entsprechende Aussparung eingesetzt werden.

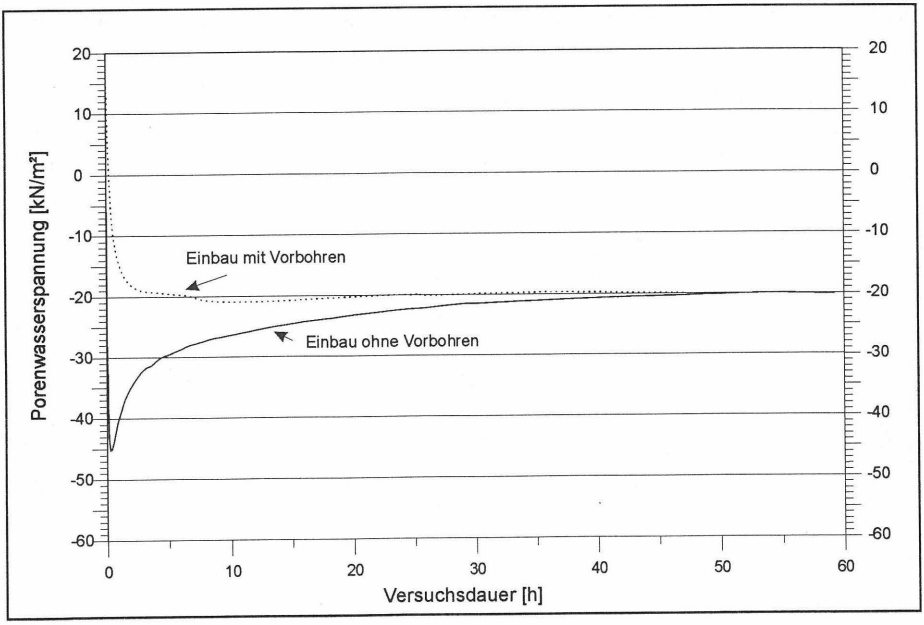


Bild 8: Vergleich der Einbauverfahren am Beispiel einer Tonprobe (w ca. 33 Gew.-%)

Zur Abschätzung des Einflußes dieser Faktoren auf die Meßwerte wurden Versuche durchgeführt, bei dem der Meßgeber in die Probe eingedrückt oder in einen vorgebohrten Hohlraum eingesetzt wird. Aus den Untersuchungsergebnissen geht hervor, daß die Einregelung auf das in der Probe herrschende Druckniveau deutliche Unterschiede erkennen läßt. In allen Fällen wird nach dem Einsetzen des Meßgebers die bestehende Porenwasserspannung bereits nach kurzer Zeit angezeigt, hingegen nach dem Eindrücken erst mit

deutlicher Verzögerung (s. Bild 8). Die Untersuchungen erfolgten dabei ausschließlich bei weicher Konsistenz und damit hohem Wassergehalt der Proben, was einerseits eine kurze Einregelungsphase begünstigt, andererseits den Böden die Möglichkeit gibt, partielle Verdichtungen durch ihr in Grenzen elasto-plastisches Verhalten auszugleichen. Bei niedrigeren Wassergehalten und damit größerer Festigkeit des Bodens ist mit weitaus größeren Unterschieden zu rechnen. Demnach ist das Einsetzen des Meßgebers in eine entsprechenden Aussparung dem Eindrücken vorzuziehen.

Meßbereich

Der Meßbereich des Meßgebers ist nicht nur durch die Konstruktion des Druckaufnehmers beschränkt, sondern liegt im wesentlichen in den physikalischen Gegebenheiten des Funktionsprinzips begründet. Liegen Saugspannungen im Boden vor, so wirkt auf die Wassersäule im Meßgeber, relativ zum atmosphärischen Druck, ein Unterdruck. Dieser kann die Größenordnung des atmosphärischen Druckes von etwa 1 bar oder ca. 100 kN/m² nicht übersteigen. In der Praxis wird jedoch auch dieser Grenzwert bei Untersuchungen mit Tensiometern häufig nicht erreicht. Messungen unterhalb von -0,8 bar gelten als problematisch. Erfahrungen mit dem hier verwendeten Meßgeber zeigen, daß bei sehr gutem Kontakt der Filterkerze mit dem Boden durchaus Saugspannungen um -0,9 bar gemessen werden können. Diese Größenordnungen lassen sich jedoch nur kurzfristig einstellen, da am Druckaufnehmer dann Undichtigkeiten auftreten und kleinste Mengen Luft in das Meßsystem gelangen.

Handhabung

Neben der Beachtung der die Meßgenauigkeit des Meßgebers beeinflussenden Faktoren ist eine umsichtige Handhabung sowohl in rein praktischer Hinsicht als auch bei der Versuchsplanung und -durchführung erforderlich. Einerseits reagiert das Gerät sehr empfindlich auf äußere Einflüsse und ist dahingehend zu schützen. So ist z.B. Erschütterung, Berührung oder gar Bewegung des eingebauten Meßgebers unbedingt zu vermeiden. Andererseits sind Beobachtungen der Porenwasserspannungsänderungen an die bodenspezifische Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse im Probenkörper anzupassen. Jede Änderung der bestehenden Randbedingungen (Auflast, Wassergehalt) führt zu einer Verän-

derung der Porenwasserspannung, was gerade bei Tonböden mit einer großen Trägheit verbunden sein kann. Hierbei muß vor jeder Untersuchungsphase der sich einstellende Gleichgewichtszustand abgewartet werden. Bild 9 zeigt ein Beispiel, bei dem einer Tonprobe über die Verdunstung einseitig Wasser entzogen wird. Der Wasserverlust über die

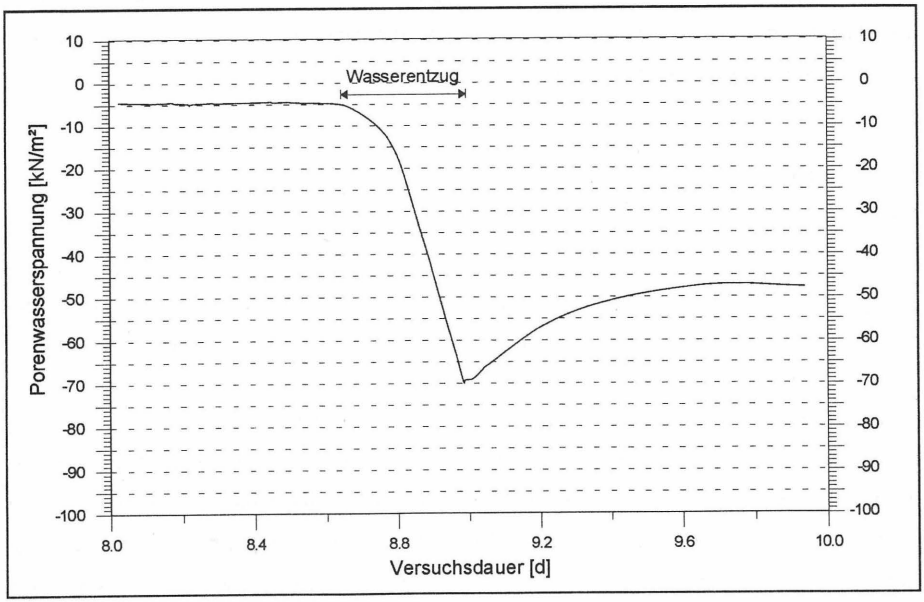


Bild 9: Verlauf der Porenwasserspannung bei schnellem Wasserentzug und anschließender Ausgleichsphase in einem ausgeprägt plastischen Ton

Verdunstung übersteigt dabei die Geschwindigkeit mit der das Porenwasser aus der Probe kapillar nachströmt und es entsteht ein Gefälle der Porenwasserspannung bzw. des Wassergehaltes. Wird die Verdunstung unterbrochen, gleichen sich die entstandenen Unterschiede in der Porenwasserspannung wieder aus und der Wassergehalt nimmt in der gesamten Probe wieder ein einheitliches Niveau an.

Bei umsichtiger Handhabung eröffnen sich interessante Untersuchungsmöglichkeiten, die auch Langzeitbetrachtungen mit einschließen. So wurden am IGB·TUBS einzelne Versuche über einen Zeitraum von 6 Monaten gefahren, wobei die verwendeten Meßgeber nach dem Ausbau uneingeschränkt funktionstüchtig waren.

Zusammenfassung

Für das bodenmechanische Verhalten ausgeprägt plastischer Tonböden ist das Niveau der Porenwasserspannung von erheblicher Bedeutung. Relativ zum atmosphärischen Druck können Porenwasserüberdrücke, ausgeglichene Druckverhältnisse oder Saugspannungen herrschen. Mit einem am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwikkelten Meßgeber können Porenwasserspannungen in einem Ödometer-Versuchsstand zwischen -100 kN/m² und +100 kN/m² erfaßt werden. In Kenntnis der Funktionsweise und der die Messung beeinflussenden Faktoren wird eine sehr gute Meßgenauigkeit erreicht. Mit der Integration in einen bodenmechanischen Standard-Versuchsstand eröffnen sich für die Beobachtung der Entwicklung der Porenwasserspannung bei Variation verschiedenster Randbedingungen (z.B. Lastzuständen) gerade bei ausgeprägt plastischen Tonböden vielfältige Untersuchungsmöglichkeiten. Erste Laborversuche zeigen beispielsweise, daß die Reaktion eines Tones bei bautechnischen Eingriffen in Art, Größe und zeitlichem Verlauf deutlich besser vorherzusagen ist.

Literatur

CASSEL, D. K. & KLUTE, A. (1986): Water Potential: Tensiometry. In: Klute A. (Ed.): Methods of Soil Analysis. Part 1: Physical and Mineralogical Methods, 2nd Ed. Agronomy Series 9(1), ASA and SSSA, Madison, Wisconsin.

DÖLL, P. (1996): Modeling of Moisture Movement Under the Influence of Temperature Gradients: Desiccation of Mineral Liners Below Landfills. Bodenökologie und Bodengenese Heft 20, Dissertation, Institut für Ökologie, TU Berlin (Eigenverlag).

GEBISSA GUTA, A. (1997): Untersuchungen zum flüssig-dampfförmigen Wassertransport in sandunterlagerten Tonsubstraten unter dem Einfluß thermischer und hydraulischer Gradienten als Beitrag zur Konstruktion von mineralischen Deponiebasisabdichtungen. Mitt. d. Instituts für Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, Dissertation, Universität Rostock.

HARTGE, K. H. & HORN, R. (1989): Die physikalische Untersuchung von Böden. Enke Verlag Stuttgart.

HEIBROCK , G. (1996): Zur Rißbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.

HOLZLÖHNER, U. & ZIEGELER, F. (1995): Wassertransportvorgänge und Rißgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten im Hinblick auf die Langzeitfunktionstüchtigkeit. Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme". Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.

HORN, R. & BAUMGARTL, T. (1995): Bedeutung von Auflast und Entwässerung für die Bodenwassercharakteristik von mineralischen Abdichtungen. Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme". Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.

SCHEFFER, F. & SCHACHTSCHABEL, P. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde, 13. neu bearbeitete Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.

Anschrift des Verfassers

Dipl.-Geol. M. Bachmann
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

In-Situ-Kriechversuch bei Injektionen

Dr.-Ing. habil. Kay Hock-Berghaus

Bergische Universität-GH Wuppertal

1 Stand der Technik

Sollen Injektionskörper statische Funktionen übernehmen, z.B. als Unterfangung oder als Nachgründungsmaßnahme, so ist ihre erreichte Festigkeit nachzuweisen. Art und Umfang dieser Prüfmaßnahmen sind in der DIN 4093, „Einpressen in den Untergrund", September 1987 [1], und ggf. den Einzelzulassungen geregelt.

Bei Hochdruckinjektionen werden meist vereinfacht Probewürfel aus dem Suspensionsrücklauf gegossen, wobei argumentiert wird, daß, wenn schon der Rücklauf ausreichende Festigkeit aufweist, die Injektion selbst mindestens genau so gut sein muß. Andernfalls müssen ungestörte Proben mittels Kernbohrung gezogen werden.

Im Labor wird bei Injektionen auf Zementbasis die einaxiale Druckfestigkeit in Anlehnung an DIN 1048, „Prüfverfahren für Beton", Teil 1 [2], geprüft. Bei Probekörpern, welche nach 28 Tagen die Festigkeit von 5 N/mm^2 nicht erreicht haben, sind einaxiale Druckversuche nach DIN 18 136, „Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit" [3], erforderlich.

Bei Injektionen mit statischer Funktion, die mittels Einpressen von Silikatgel hergestellt worden sind, sind einaxiale Kriechversuche (Retardationsversuche) als Grundsatz-, Eignungs- und Kontrollprüfung durchzuführen. Während Grundsatz- und Eignungsprüfung dabei mit labormäßig hergestellten Probekörpern durchgeführt werden, heißt es zu den Kontrollprüfungen in DIN 4093, Abs. 8.3.3.2.4: *„Für den Nachweis der Standsicherheit von statisch beanspruchten Einpreßkörpern ist eine Kontrollprüfung je 500 m^3 vorzunehmen, wobei mindestens 4 Einzelproben (1 Satz) aus dem Einpreßkörper zu entnehmen sind. Die Proben sind an repräsentativen Stellen, insbesondere an Stellen mit den höchsten Beanspruchungen zu entnehmen".* Dieser Abschnitt der Norm stößt in mehrfacher Hinsicht auf Schwierigkeiten. Zum einen ist es sehr fragwürdig, warum gerade

an Stellen höchster Beanspruchung eine planmäßige Schwächung des Einpreßkörpers vorgenommen werden soll. Weiterhin können Injektionen in Bereichen mit höherem Spannungsniveau auf höhere erreichbare Festigkeiten führen, was nach den Versuchen von Schubert [4] und Stetzler-Kaufmann [5] zumindest wahrscheinlich ist[1].

Das größte Problem ist jedoch, daß bei Injektionen mit Silikatgel, deren Einsatzbereich auf die Bodenarten Kies und Sand und deren Mischformen begrenzt ist, die Probenentnahme sehr schwierig ist. Das injizierte Material ist äußerst spröde und sobald beim Kernen auf ein Kieskorn der Größe von über ca. 5 mm getroffen wird, wird die Probe gestört. Kutzner [6] führt hierzu aus: „Der Entnahme von Probekörpern aus einem unter der Erdoberfläche befindlichen Einpreßkörper stellen sich in der Praxis einige Schwierigkeiten entgegen. Sie liegen hauptsächlich in der verhältnismäßig geringen Festigkeit des injizierten Lockergesteins. Die Schwierigkeiten nehmen um so mehr zu, je geringer die Festigkeit und je größer der Grobkornanteil des Bodens sind. Die Entnahme ohne partielles Freilegen kann nur durch Kernbohrungen erfolgen.

Die Beanspruchung des verfestigten Bodens durch eine Kernbohrung ist groß. Die Praxis lehrt, daß selbst bei einem Boden mit einer Druckfestigkeit von 5.0 MN/m^2 ein von der Kernbohrkrone angeschnittenes Kieskorn aus dem Verband gelöst wird. Beim Weiterbohren werden das im Kernrohr befindliche Kernstück beschädigt und der Kornverband auf der Bohrlochsohle stark gestört. Es gelingt in der Regel, Kernstücke aus verfestigtem Sand hinreichend ungestört zu fördern; diese sind jedoch oft nicht charakteristisch für das ganze Bodenprofil."

Auch schonendere Probenentnahmemethoden, wie die partielle Freilegung und die Entnahme von größeren Stücken, aus welchen im Labor durch Sägen oder Herausmodellieren von Hand Probekörper gewonnen werden, führen in der überwiegenden Anzahl der Versuche zu keinem Erfolg. Um diesem Mißstand entgegenzuwirken und den erforderlichen Nachweis ausreichender Kriechbruchspannung führen zu können, wurde ein in-situ-Kriechversuch entwickelt, welcher folgend vorgestellt wird.

---

[1] Schubert bezieht seine Arbeiten zunächst auf das Kriechmaß. Hier stellt er fest: "Die Größe des „Kriechmaßes" unterscheidet sich jedoch bei den unterschiedlich verpreßten Probenarten mit zunehmender Spannung immer mehr, d.h. an Verpreßkörpern „in situ" ist gegenüber labormäßig hergestellten Proben mit deutlich geringeren Verformungen und somit einem wesentlich kleineren „Kriechmaß" zu rechnen."
Stetzler-Kaufmann stellt eine Proportionalität zwischen Anfangstangentenmodul und Seitendruck fest.

2 In-situ-Kriechversuche

2.1 Versuchsgerät und Versuchsdurchführung

In Kooperation mit einem Spezialtiefbauunternehmen wurde am Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik an der Bergischen Universität-GH Wuppertal das Gerät „Creep Tester" (Pat. 195 44 998.3-52) entwickelt und

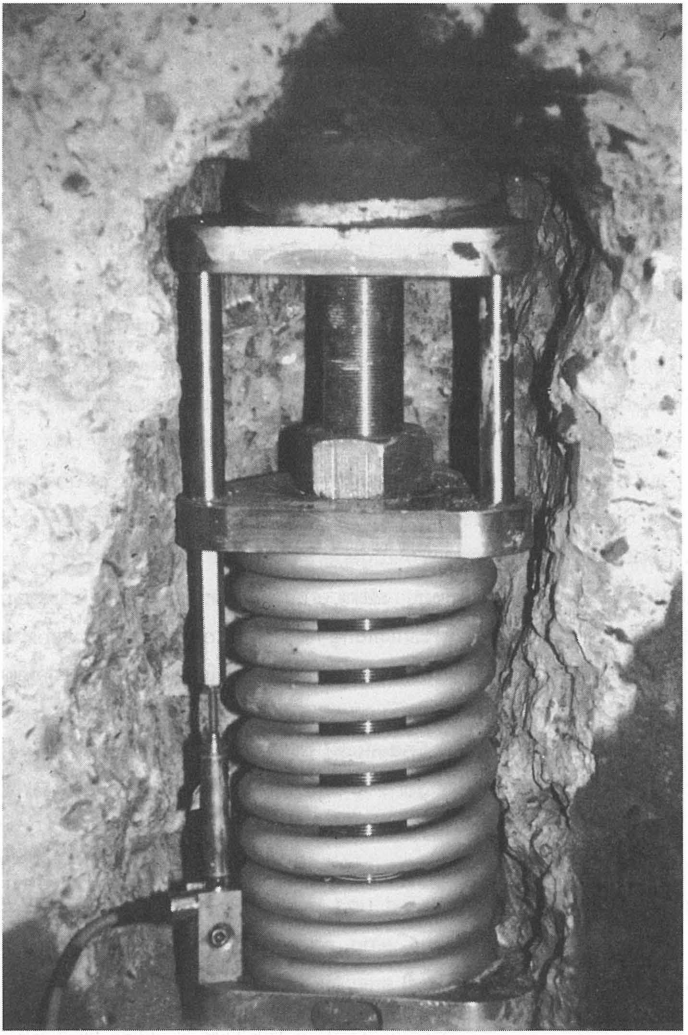


Abbildung 1: Eingebautes Versuchsgerät in einer HDI-Unterfangung

auf seine praktische Einsatzmöglichkeit hin überprüft. Aufbau und Funktionsweise des Gerätes sollen anhand einer Versuchsdurchführung erläutert werden:

Nachdem der Injektionsmaßnahme ausreichende Zeit zum Entwickeln ihrer Festigkeit gegeben wurde, wird von einem Stichgraben aus eine ca. 35 cm hohe und ca. 15 cm tiefe Nische im Einpreßkörper hergestellt. Bei der Herstellung dieser Nische ist der Injektionskörper im Bereich der späteren Krafteinleitung möglichst wenig zu stören, was bei sorgfältiger Durchführung praktisch kein Problem darstellt. Ist die Nische vorbereitet, wird die untere Lasteinleitungsplatte mittels einer dünnen Sandschicht und einer Libelle abgeglichen und das Gerät auf ihr positioniert (Abbildung 1). Das Gerät besteht im wesentlichen aus einer großen Feder (1) (Bezeichnungen der Abbildung 2), welche über eine Feingewindestange (2) mit Mutter (3) auf eine Federkraft von 10 kN vorgespannt ist. Auf das positionierte Gerät wird eine obere Lasteinleitungsplatte (10) aufgelegt und der Spalt zwischen Injektionskörper und oberer Lasteinleitungsplatte wird mit schnellabbindendem Montagezement aufgefüllt. Um Kraftschluß zu erreichen, kann dabei das Gerät über die Mutter (3) mit unterlegtem Kugellager (4) etwas ausgefahren werden. Nach 5 Minuten hat der Montagezement ausreichende Festigkeit erreicht, so daß nun die Federkraft mittels der Mutter vollständig freigesetzt werden kann und nun über die Stangen (5) auf die obere Lasteinleitungsplatte wirkt. Die Mutter (3) übernimmt nun die Funktion eines Sicherungselementes, welches bei möglichem Versagen des Injektionskörpers die Federkraft nach einem vorzugebenden Weg wieder auffängt. Da die Feder eine konstante Federkraft aufbringt, steht ein Set von Lasteinleitungsplatten (10) unterschiedlicher Größe zwecks Einleitung der gewünschten Kriechspannung zur Verfügung. In Anlehnung an die in Unterfangungen im Normalfall wirksamen maximalen Spannungen können Kriechspannungen von 400 kN/m^2 bis 1000 kN/m^2 erzeugt werden.
Gleichzeitig mit dem Freisetzen der Federkraft erfolgt der Beginn der Meßwerterfassung. Hierbei handelt es sich um eine eigens entwickelte 1-Kanal-Meßwerterfassungsanlage (Abbildung 3), welche über eine 12 Volt Batterie gespeist wird. Sie zeichnet bis zu 10 Tage jede Minute den Meßwert eines induktiven Wegaufnehmers (12) auf, der die gegenseitige Verschiebung der unteren und mittleren Geräteplatten (7) und (8) mißt. Gerät und Meßwerterfassungsanlage sind rauhen Baustellenbedingungen angepaßt, entsprechend wasserdicht und robust ausgeführt. Die Meßwerterfassungsanlage kann nach ihrem einmaligen Start durch keine äußeren Umstände mehr abgeschaltet werden.

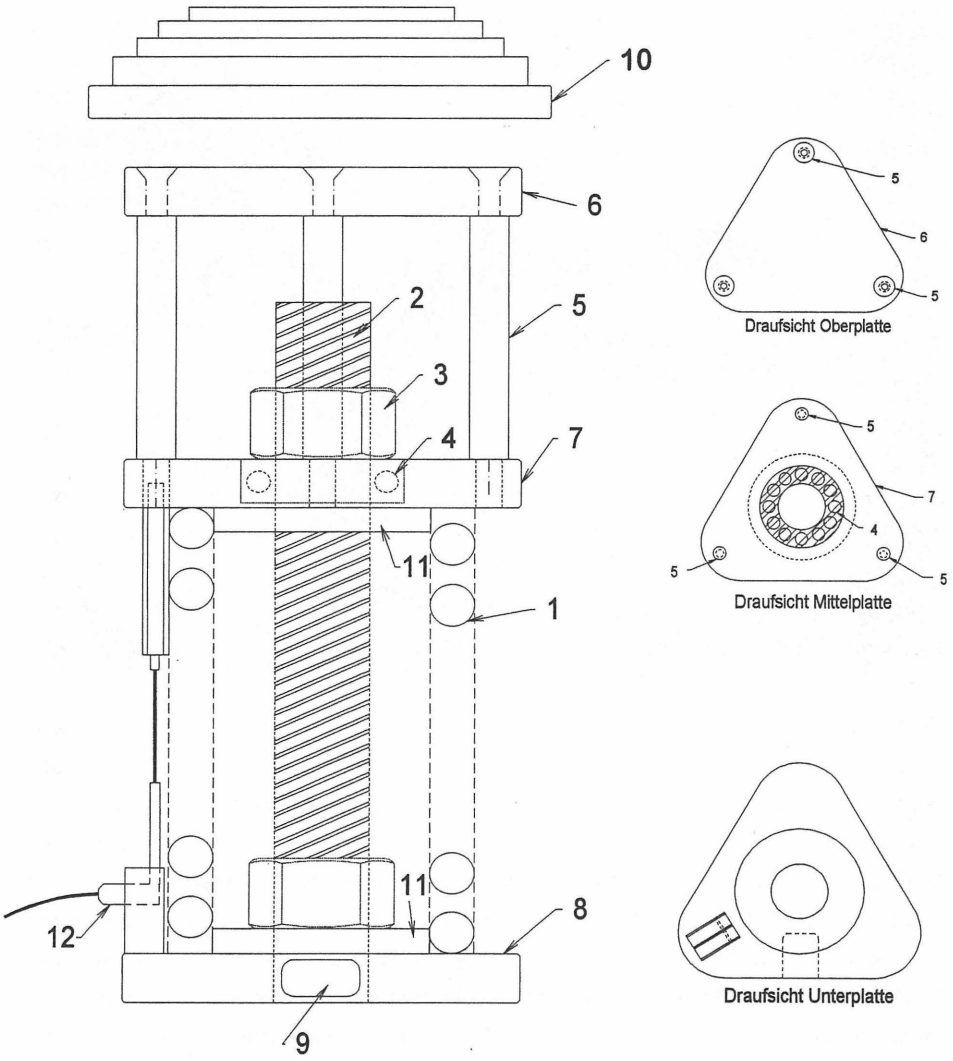


Abbildung 2 Schematische Darstellung des Versuchsgerätes

Beschreibung

1) Feder 2) Feingewindestange 3) Mutter 4) Kugellager 5) Rundstahlverbinder 6) obere Platte 7) mittlere Platte 8) untere Platte 9) Gegenhalteröffnung 10) Lasteinleitungsplattenset 11) Federführung 12) induktiver Wegaufnehmer

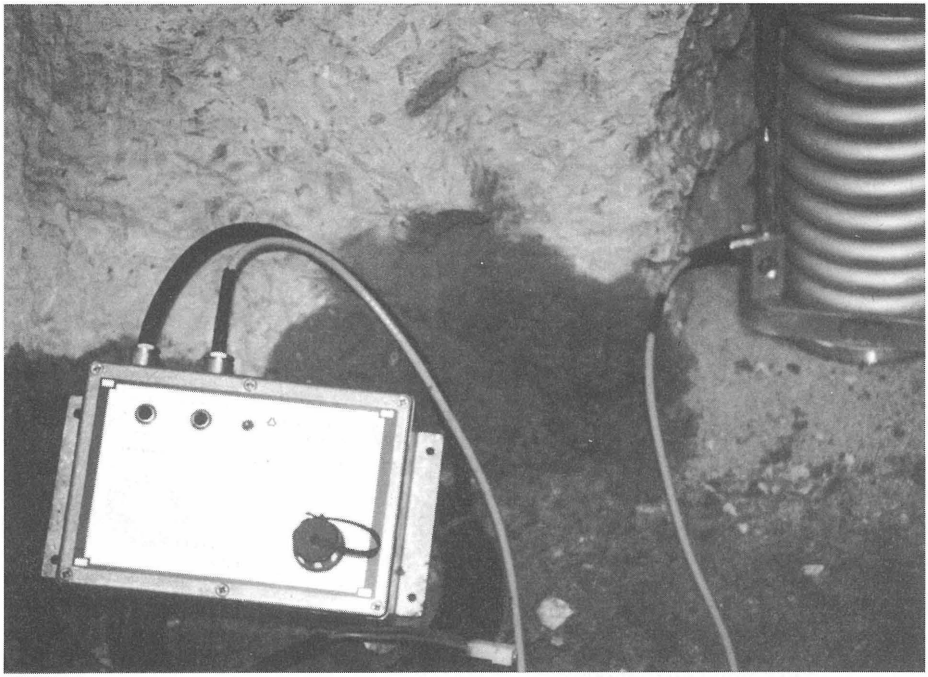


Abbildung 3 1-Kanal-Meßwerterfassungsanlage

Lediglich die Trennung von der Stromversorgung unterbricht die Messung, aufgrund einer zusätzlichen internen Pufferung entsteht in diesem Fall jedoch kein Datenverlust. Zum Schluß werden Batterie und Meßwerterfassungsanlage mit einem Eimer abgedeckt und entsprechend Abbildung 4 zum Schutz gegen Diebstahl oder mutwillige Beschädigung vergraben. Während der Versuchsdurchführung werden die Auswirkungen aller äußeren Einflüsse auf die Meßwerte, z.B. infolge Temperatur, Baustellenbedingungen wie Erschütterungen etc., mit aufgezeichnet. Mittels der Auswertungssoftware können mit einem portablen Computer jederzeit die Meßwerte ausgelesen und grafisch dargestellt werden, so daß noch vor Ort entschieden werden kann, ob der Versuch abgebrochen werden kann oder fortgeführt wird.

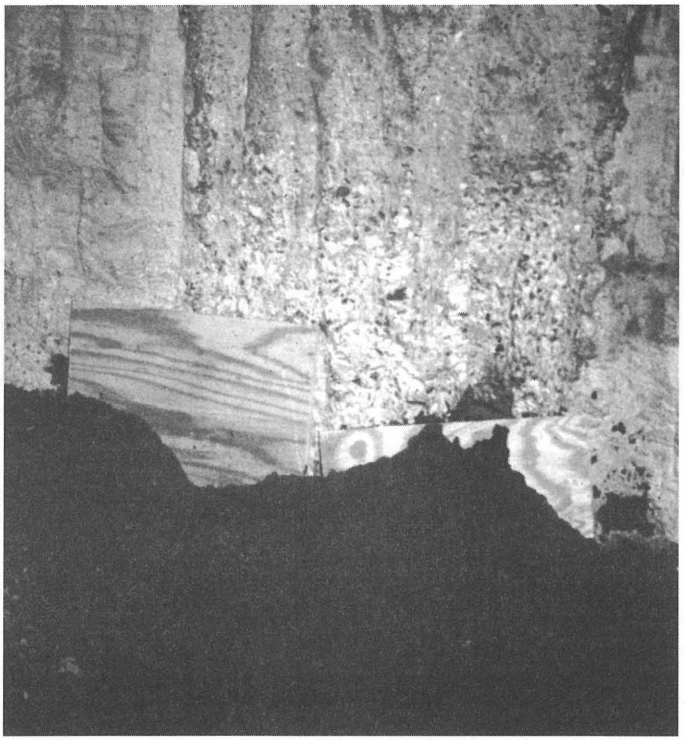


Abbildung 4 Äußeres Erscheinungsbild während des Versuches

2.2 Versuchsergebnisse

In Abbildung 5 sind die Versuchsergebnisse eines insgesamt 5 Tage andauernden Versuches in einer Unterfangung wiedergegeben, welche mittels Silikatgelinjektion in einem Kies hergestellt wurde. Es zeigt sich ein stabiles Verhalten, das nach anfänglichem Kriechen über ca. 1 Tag in eine in etwa horizontale Tangente übergeht. Die typische Temperaturabhängigkeit der Meßergebnisse ist erkennbar. Über einen Tag (Tagesbeginn 0:00 Uhr ist jeweils durch einen senkrechten Strich in den Abbildung 5 und 6 gekennzeichnet) weist die Kurve in den wärmeren Stunden jeweils ein lokales Minimum auf. Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist der geringe Absolutwert der aufgetragenen Verschiebung zu beachten.

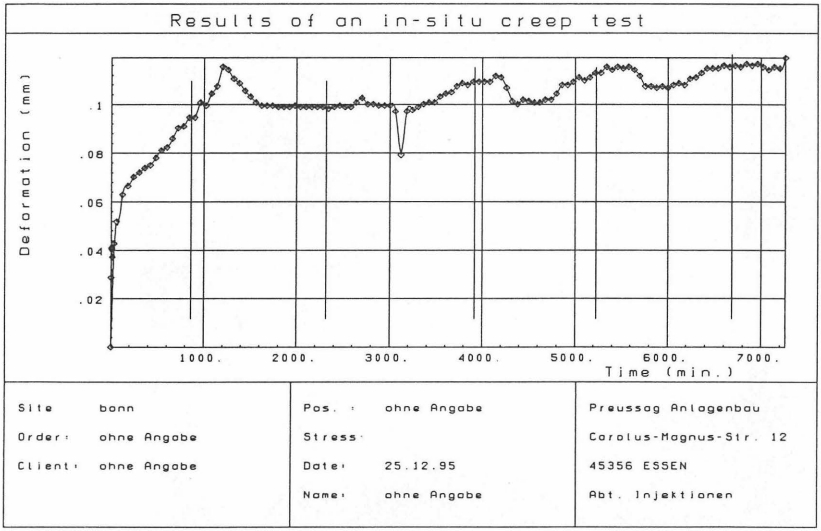


Abbildung 5 Stabile Versuchsergebnisse an einem Silikatgelinjektionskörper

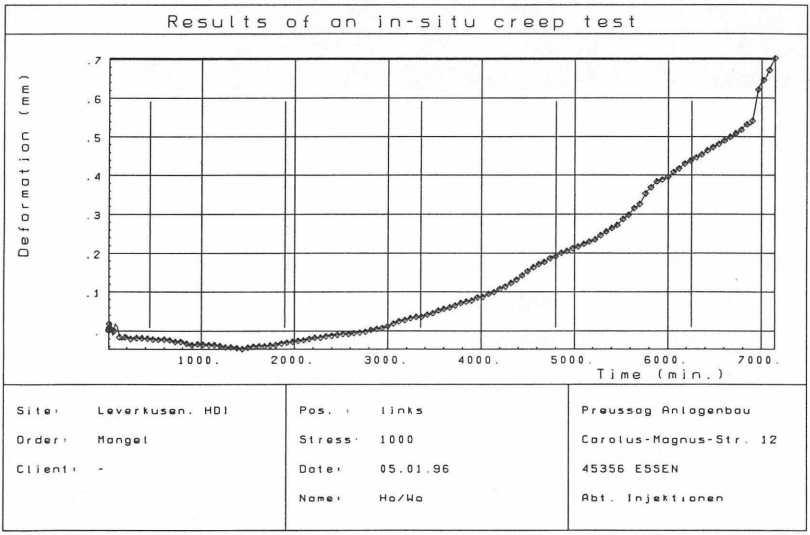


Abbildung 6 Instabile Versuchsergebnisse an einem Hochdruckinjektionskörper

In der Abbildung 6 sind die Ergebnisse eines instabilen in-situ-Kriechversuches über ca. 5 Tage dargestellt, der in einer Hochdruckinjektionsmaßnahme durchgeführt wurde. Deutlich erkennbar ist die überlineare Zunahme der Deformationen mit der Tendenz zum Kriechbruch. Bei genauem Hinsehen zeigen sich auch wieder die beschriebenen typischen Temperaturverläufe über einen Tag, allerdings aufgrund des jetzt zugrundeliegenden Achsenmaßstabes für die Deformationen in kleinerem Maßstab.
Somit sind die zwei möglichen Versuchsergebnisse vorgestellt. Bei stabilem Verhalten erhält man einen, aufgrund des überwiegenden Temperatureinflusses, relativ stark schwankenden Kurvenverlauf, bei instabilem Verhalten überwiegt aber der Einfluß des Kriechens, so daß sich ein relativ glatter überlinearer Kurvenverlauf ergibt.
Während bei der Unterfangung auf Silikatgelbasis keine vergleichenden Untersuchungen gemacht werden konnten, wurden bei der Unterfangung auf Basis der Hochdruckinjektion, deren Ergebnisse in der Abbildung 6 dargestellt wurden, begleitend Kernbohrungen durchgeführt und es wurden Proben entnommen, die im Labor auf ihre einaxiale Druckfestigkeit hin untersucht wurden. Während die Ergebnisse des in-situ-Kriechversuches unter einer Spannung von 1.0 MN/m^2 bereits instabiles Verhalten aufweisen, ergaben sich einaxiale Druckfestigkeiten nach DIN 18 136 von

Probe Nr.	1	2	3
Bruchspannung (MN/m^2)	22.4	14.8	11.3

Zur Zeit liegen noch ungenügend Ergebnisse vergleichender Untersuchungen vor, um aus diesem eklatanten Unterschied zwischen Kurzzeitfestigkeit zu Langzeitfestigkeit allgemeine Schlüsse ziehen zu können. Über die Ergebnisse weiterer laufender Untersuchungen zu dieser Thematik wird berichtet werden.

Im Gegensatz zu Retardationsversuchen im Labor, wird beim Creep Tester ein räumlicher Spannungszustand mit veränderlichen Ordinaten erzeugt. Nur im Bereich der Lasteinleitungsplatten wird die aufgebrachte Kriechspannung mit ihrer vollen Größe wirken und im Versagenszustand wird somit eine fortschreitende Plastifizierung unter den Lastplatten eintreten. Die im in-situ-Kriechversuch mindestens aufzubringende Kriechspannung σ_K kann in Anlehnung an DIN 4093 angegeben werden.

Nach DIN 4093 ergibt sich die Kriechspannung zu

$$\sigma_K = \frac{\sigma_D \cdot 2.0}{\kappa \cdot \left(1 + \gamma_A + \gamma_K + \gamma_S\right)}$$

mit

$$\gamma_A = 0$$

, wenn im Bereich des Einpreßkörpers (im Gegensatz zu labormäßig hergestellten Probekörpern) beim Einpressen durch Auflasten Druckspannungen vorhanden sind. Da das Spannungsniveau beim Versuch a priori gleich dem der Unterfangung ist, ist dieser Beiwert immer zu 0 zu setzen.

$$\gamma_K = 0.$$

, wenn Spannungsumlagerungen im Unterfangungskörper durch Kriechen möglich sind und diese Umlagerungen rechnerisch nicht berücksichtigt wurden.
Ansonsten gilt $\gamma_K = 0$

$$\gamma_S = 0.$$

Da Unterfangung und durch den Versuch beeinflußter Bereich beide nur einseitig freigelegt werden, ist dieser Beiwert immer zu 0 zu setzen.

So reduziert sich der Ausgangsausdruck auf

$$\sigma_K = \frac{\sigma_D \cdot 2.0}{\kappa \cdot \left(1 + \gamma_K\right)}$$

mit dem Abminderungsfaktor κ zur Berücksichtigung des Alters einer Silikatgelinjektionsmaßnahme gemäß Abbildung 7. Entsprechende Überlegungen können auch auf andere Injektionsmaterialien übertragen werden.

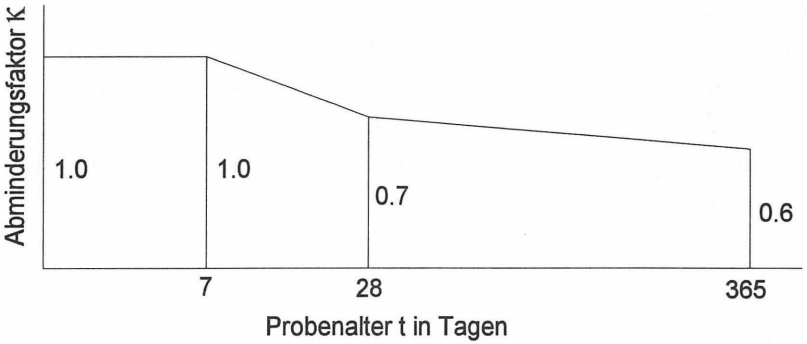


Abbildung 7 Abminderungsfaktor κ zur Berücksichtigung des Alters der Injektion (Quelle [1])

Ein vorzeitiges Versuchsabbruchkriterium, wie beispielsweise der zulässige Dehnungszuwachs innerhalb der letzten 24 Stunden gemäß DIN 4093, kann derzeit noch nicht mit ausreichender Sicherheit gegeben werden. Hier sind weitere Versuche in-situ erforderlich, welche zur Zeit durchgeführt werden. Der Versuch kann derzeit nur zu einer zweifelsfreien Beurteilung der Injektionsmaßnahme hinsichtlich ihrer Kriechbruchfestigkeit führen, wenn sich nach ausreichender Dauer (in der Regel von mindestens 5 Tagen) ein eindeutiges Abklingen der zeitabhängigen Dehnungen erkennen läßt.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurden ein Versuchsgerät und eine zugehörige Meßwerterfassungsanlage vorgestellt, die es ermöglichen, in-situ-Kriechversuche in Injektionsmaßnahmen durchzuführen. Der Versuch erlaubt den Nachweis ausreichender Druckfestigkeit, wobei zusätzlich zeit- und witterungsabhängige Einflüsse in ihren Auswirkungen berücksichtigt werden. Das Gerät ist robust ausgeführt und hat den Nachweis seiner Eignung in zahlreichen Versuchen bestätigt. Es soll den Nachweis ausreichender Festigkeit, welcher in der Regel mittels der Entnahme von Kernbohrproben und anschließender labortechnischer Emittlung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgt, nicht ersetzen, sondern in Zweifelsfällen ergänzen. Ein Einsatz ist insbesondere angeraten, wenn Kernbohrproben nicht gewonnen werden können oder aber die Ergebnisse von einaxialen Druckfestigkeitsprüfungen an solchen Proben kein aussagekräftiges Urteil zulassen. Damit eröffnet sich die Möglichkeit auch

solche Injektionsmaßnahmen zu überprüfen, welche an den Grenzen ihrer jeweiligen Anwendbarkeitskriterien [6] ausgeführt werden. Ausführenden Unternehmen, Prüfern und nicht zuletzt auch dem Bauherren wird somit ein Mittel zur Verfügung gestellt, die wirkliche Sicherheit einer Injektionsmaßnahme bezüglich ihrer Festigkeit in-situ nachzuweisen und es bleibt nur zu hoffen, daß diese Möglichkeit auch in erforderlichem Maße genutzt wird.

Literatur

1) DIN 4093 (1987); *Einpressen in den Untergrund*, Beuth Verlag GmbH, Berlin

2) DIN 1048 (1991); *Prüfverfahren für Beton, Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper*, Beuth Verlag GmbH, Berlin

3) DIN 18136 (1987); *Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit*, Beuth Verlag GmbH, Berlin

4) Schubert, A. (1985); *Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten Silikatgel-injizierter Sande*, Heft 4 der Schriftenreihe des Lehrstuhl und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

5) Stetzler-Kaufmann, B. (1983); *Stoffverhalten chemisch injizierter Sande*, Heft 94 der Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe

6) Kutzner, Ch. (1991); *Injektionen im Baugrund*, Enke Verlag, Stuttgart

Autorenanschrift:

Dr.-Ing. habil. Kay Hock-Berghaus

Bergische Universität-GH Wuppertal

Fachbereich Bauingenieurwesen

Lehrgebiet und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik

Pauluskirchstr. 7

42285 Wuppertal

Geodätische Aspekte bei der Vermessung des 57 km langen Gotthard-Basistunnels

Roland Stengele

Swissphoto Vermessung AG
CH-8105 Regensdorf-Watt

René Haag

Grünenfelder & Partner AG
CH-7013 Domat/Ems

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über eines der weltweit grössten Tunnelbauvorhaben in den Schweizer Alpen. Grundlagen und allgemeine Informationen über dieses Jahrhundertbauwerk werden vorgestellt. Die technische Realisierung des Bauvorhabens, kritische geologische Verhältnisse und schwierige klimatische Bedingungen stellen eine grosse Herausforderung für die Vermessung dar.

Ausgehend von den vom Bauherrn definierten Vorgaben und Randbedingungen wird das generelle Lösungskonzept der Tunnel- und Vortriebsvermessung geschildert und die daraus zu erwartenden Durchschlagsgenauigkeiten in den Hauptdurchschlägen durch mathematische Simulation (a priori) prognostiziert. Die Resultate der durchgeführten Arbeiten (z.B. geodätische Grundlagen in Lage und Höhe) werden präsentiert und einige spezielle Probleme und Lösungen diskutiert.

1 Das Projekt Gotthard-Basistunnel (GBT)

Kernstück des ambitiösen Projektes NEAT (Neue Alpentransversale) der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) bildet der Gotthard-Basistunnel mit einer Länge von ca. 57.5 km zwischen den Hauptportalen in Erstfeld am Vierwaldstättersee und Biasca im Tessin (Abb. 1).

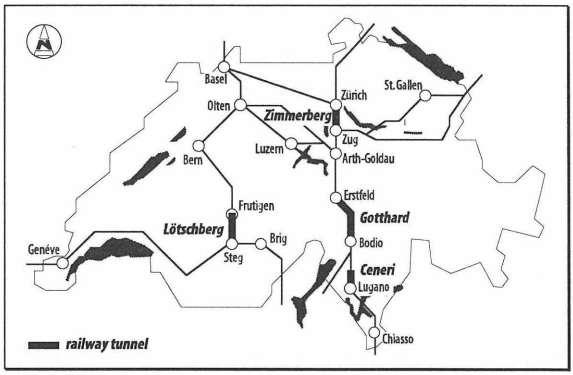


Abb. 1: Hauptlinien des Eisenbahnnetzes in der Schweiz

Die Linienführung erlaubt Geschwindigkeiten von max. 250 km/h. Mit einem Scheitelpunkt von 550 m ü.M. wird der GBT die tiefstgelegene alpenquerende Verkehrsverbindung sein. Bei einer Längsneigung von max. 12.5 ‰ stellt die neue Basislinie eine echte Flachbahn dar und bringt im Vergleich zur bestehenden Bergstrecke (Steigung 26 ‰, Scheitelpunkt auf 1'150 m ü.M., mehrere Kehrtunnel im Norden und Süden) erhebliche Vorteile (Abb. 2 und 3). Zusammen mit dem Ausbau der Zulaufstrecken wird der GBT die Reisezeit für die Alpenquerung um 1.5 h verkürzen (z.Zt. 13'100 Personen täglich). Die Kapazität im Güterverkehr wird um über 50% auf 220 Züge täglich gesteigert.

Der GBT wird ein Tunnelsystem mit zwei einspurigen Röhren (∅ 9.4 m) im Abstand von 40 bis 60 m sein. Über zwei Spurwechsel können die Züge zwischen den beiden Röhren wechseln. Alle 325 m sind aus Sicherheitsgründen Querverbindungen vorgesehen. Zwei zusätzliche Multifunktionsstellen im mittleren Tunnelabschnitt behergen Sicherheitsräume, Be- und Entlüftungsanlagen sowie technische Räume für Unterhaltsarbeiten.

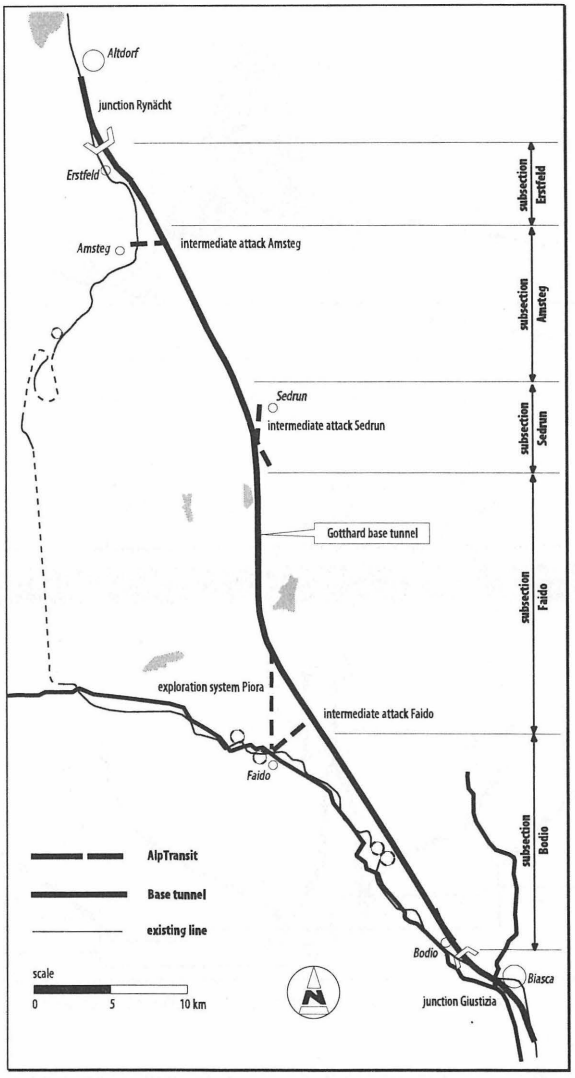


Abb. 2: Linienführung des Basistunnels und der bestehenden Bergstrecke mit dem 15 km langen Tunnel

Um das Projekt in einem Zeitraum von 10 - 12 Jahren zu realisieren, erfolgen Vortriebsarbeiten über 5 Portale (Abb. 2): Von den beiden Hauptportalen im Norden und Süden sowie von 3 Zwischenangriffen in Amsteg, Sedrun (über einen 800 m tiefen Vertikalschacht) und Faido (siehe (1), (2) und (3) in Abb. 4).

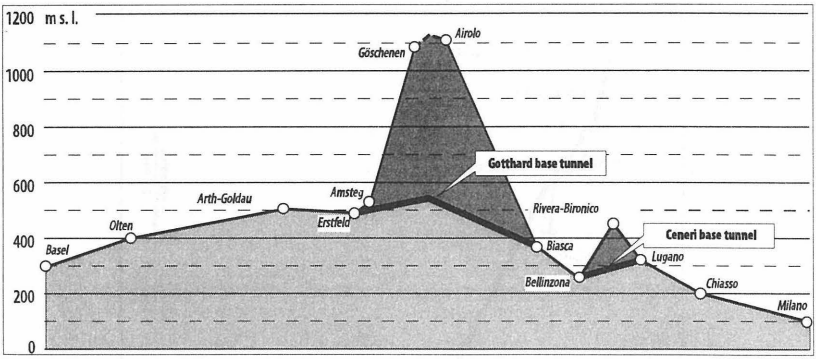


Abb. 3: Gradienten der bestehenden und der neuen Gotthard-Route

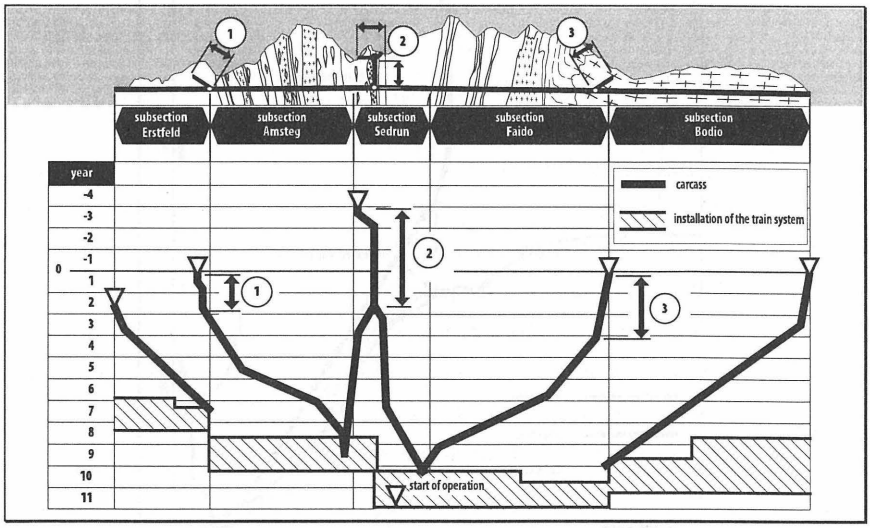


Abb. 4: Gebirgsüberdeckung, Geologie und Bauprogramm

Der längste Teilabschnitt zwischen Sedrun und Faido wird 23 km lang sein. Mit dessen Durchschlag (voraussichtlich im Jahr 2006) wird die untertägige Verbindung zwischen Nord- und Südportal Realität. Auf Grund der Alpenfaltung werden eine Vielzahl geologischer Schichten und Zonen durchfahren. Die Gebirgsüberdeckung wird im Maximum 2'300 m betragen und es werden Temperaturen untertage von bis zu 43° C erwartet.

Seit Baubeginn 1995 wurden der 5.5 km lange Sondierstollen in der geologisch kritischen Piora-Mulde, der 960 m lange horizontale Zugangsstollen in Sedrun und der 500 m lange Belüftungsschacht ins Val Nalps gebaut. Zur Zeit laufen die Vorbereitungen für die Abteufung des 800 m tiefen Vertikalschachtes (Kavernenausbau ∅ 12.60 m) und weitere Arbeiten zur Sondierung der geologischen Verhältnisse in der Piora-Mulde.

Die Vortriebsarbeiten für total ca. 143 km Tunnel und Stollen erfolgen bergmännisch oder durch TBM. Die gesetzlich festgelegte Kostenvorgabe für den Bau eines der längsten Verkehrstunnel der Welt (länger als der Eurotunnel zwischen Frankreich und England !) beträgt 6.8 Mrd. CHF.

Mit der Planung und Durchführung aller vermessungstechnischen Aufgaben beauftragte die SBB im September 1995 das Konsortium Vermessung Gotthard-Basistunnel, bestehend aus 3 renommierten schweizerischen Vermessungsbüros:

- *Grünenfelder & Partner AG, Domat/Ems*
- *Swissphoto Vermessung AG, Regensdorf und Altdorf*
- *COGETI, Lugano and Locarno.*

In diesem Konsortium sind Know-how und Erfahrung von total 130 Vermessungsspezialisten (incl. Photogrammetrie, Kartographie und Geoinformatik) gebündelt und alle drei betroffenen Sprachregionen (deutsch, italienisch und romanisch) sind abgedeckt. Das Honorar des Vermessungskonsortiums beträgt weniger als 0.2 % des gesamten Bauvolumens.

Es liegt auf der Hand, dass dieses anspruchsvolle Projekt eine Herausforderung für alle am Bau Beteiligten darstellt und auch für die Vermessung eine Reihe von speziellen, zur Zeit noch im Detail ungelösten Probleme aufwerfen wird.

2 Aufgabenstellung für die Vermessung und Lösungskonzept

2.1 Geforderte Durchschlagsgenauigkeiten

Die einzige und eindeutige Vorgabe des Bauherrn an die Vermessung ist die Einhaltung von Durchschlagsgenauigkeiten, wobei als „worst case"-Szenario (im Sinne eines Maximalfehlers oder Toleranz) die 2.5-fache Standardabweichung (= 98.8%-Wahrscheinlichkeit) definiert wurde:

Geforderte Durchschlags-genauigkeiten	1 σ (Standardabweichung)	2.5 σ (Toleranz)
quer und längs zur Tunnelachse	10 cm	25 cm
vertikal	5 cm	12.5 cm

Tabelle: Geforderte Durchschlagsgenauigkeiten und Bautoleranzen

2.2 Durchschlagsprognosen durch Simulationsrechnung

Ein wesentliches Kriterium bei der Vergabe des Vermessungsmandates war der Nachweis, dass mit dem vorgesehenen technischen Lösungskonzept für die Tunnelvermessung die geforderten Durchschlagsgenauigkeiten in allen Teilabschnitten mit hoher Wahrscheinlichkeit realisiert werden können. Dieser Nachweis erfolgte durch eine Simulationsberechnung auf der Basis mehrerer Modellannahmen:

Funktionales Modell beschreibt das Design des geodätischen Netzes untertage	**Stochastisches Modell** beschreibt das Verhalten der Messgrössen infolge der unvermeidlichen, zufälligen Fehler (a priori Genauigkeiten, jeweils einfache Standardabweichunen)
- Hauptpolygonzug mit Polygonpunkten strikt in der Tunnelachse (aus Refraktionsgründen) - Polygonseitenlängen 400 - 450 m. - Reduzierte Seitenlängen in Kurvenbereichen, damit ein minimaler Anstand der Visurlinie von der Tunnelwand von 1.5 m eingehalten wird. - übergreifende Messungen (zu jeweils zwei Polygonpunkten in beide Richtungen, in geraden Streckenbereichen) - Kreiselstützungen auf jedem 8. Polygonpunkt, d.h. nach jeweils ca. 8 km.	- alle Messgrössen sind normalverteilt, unkorreliert und frei von systematischen und groben Fehlern - Richtungsmessungen 3 cc - Distanzmessungen 0.5 mm + 1 ppm - Kreiselazimute 15 cc - Genauigkeit der oberirdischen Grundlagenvermessung (y, x) 10 mm - Genauigkeit der Vertikallotung 3 mm / 100 m

Tabelle: Modellbildung für die Prognose von Durchschlagsergebnissen

Modelle sind geeignet, um komplexe Sachverhalte mit mathematischen Methoden zu beschreiben. Die Realität wird in aller Regel vereinfacht und deshalb nur approximativ abgebildet. Aus diesen Gründen ist es nicht sinnvoll, a priori allzu optimistische Messgenauigkeiten anzunehmen. Insbesondere dürfen hier nicht die inneren Genauigkeiten der eingesetzten Messmittel eingesetzt werden.

Auf der Basis dieser Modellbildung kann für jeden Durchschlag das zu erwartende Durchschlagsresultat prognostiziert werden (Abb. 5). Die Prognose konzentriert sich auf den Fehler *quer* zur Tunnelachse, der sich aus der realtiven Fehlerellipse der jeweils letzten beiden Vermessungspunkte in beiden Vortriebsrichtungen wie folgt ergibt:

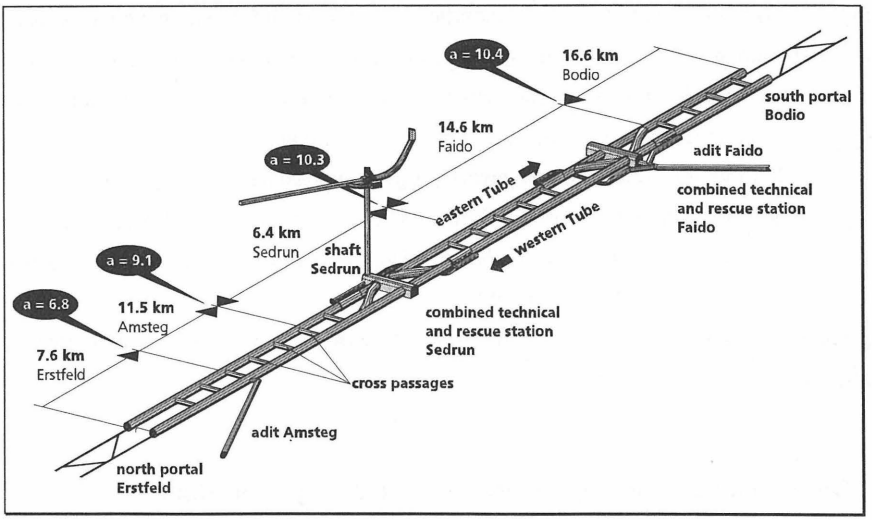


Abb. 5: Zu erwartende Durchschlagsfehler (in cm, jeweils 1 σ) quer zur Tunnelachse

2.3 Zufällige und systematische Fehler in der Tunnelvermessung

Die durchgeführte Simulation der Durchschläge zeigt, dass die vom Bauherrn verlangten Genauigkeiten mit hoher Wahrscheinlichkeit eingehalten werden. Es ist aber zu beachten, dass lediglich die Auswirkungen und die Fehlerfortpflanzung der zufälligen Fehler modelliert sind und angenommen wird, dass keine systematischen und groben Fehler vorliegen. In ungünstigen Fällen können unentdeckte systematische Fehlerquellen (z.B. Refraktion, Erdschwerefeld, Magnetismus etc.) das Resultat um ein Mehrfaches der vorgegebenen Toleranzen überschreiten und stellen somit ein beachtliches Restrisiko dar. Es gilt deshalb, kritische Messungen grundsätzlich mit physikalisch unabhängigen Verfahren durchzuführen (z.B. eine optische und eine mechanische Vertikallotung), um einseitig wirkende systematische Fehler aufzudecken.

2.4 Bautoleranzen und Kompensation von Durchschlagsfehlern

Während für die bautechnischen Fehlergrössen (± 5 cm Ausbaugenauigkeit, ± 5 cm TBM-Steuerungsgenauigkeit, ± 10 cm für zusätzlichen bautechnischen Nutzraum) ein Gesamtfehler von ± 18 cm bei der Normalprofilgestaltung berücksichtigt wurde, blieb der vermessungstechnische Durchschlagsfehler unberücksichtigt. Anstatt fahrdynamisch akzeptable Gleisverziehungen in den Durchschlagsbereichen vorzusehen, hält der Bauherr konsequent an der Realisierung der theoretischen Trassierung fest. Es bieten sich zwei Möglichkeiten an, um den Durchschlagsfehler bautechnisch aufzufangen:

- Erweiterung der Profile um den jeweils prognostizierten Durchschlagsfehler auf wenigen Hundert Metern vor den Durchschlägen (für bergmännische Vortriebe)
- Kompensation des tatsächlich realisierten Durchschlagsfehlers durch Nachprofilieren (eher geeignet bei TBM-Vortrieben).

Die wirtschaftliche Bedeutung des Durchschlagsfehlers und mithin einer exakten Vermessung liegen somit auf der Hand.

3 Geodätische Grundlagenvermessung in Lage und Höhe

3.1 Grundsätzliche Bemerkungen

Die Entwicklung der GPS-Technologie in den letzten 10 Jahren hat auch für Geodäsie und Vermessung in vielerlei Hinsicht grundsätzlich Neues gebracht, sowohl im konzeptionell-theoretischen Bereich als auch für die praktische Arbeit im Feld. Der grosse Vorteil von GPS besteht darin, dass sehr genaue geometrische 3D-Informationen auch über grosse Distanzen ermittelt werden können. Relativgenauigkeiten von 10^{-6} (= 1 ppm = 1mm/km) sind mit vertretbarem Aufwand im Normalfall kein Problem.

Da GPS lediglich geometrische 3D-Informationen bezüglich einem die Erdkugel approximierenden Ellipsoid liefert ist GPS nicht ohne weiteres tauglich für präzise Höhenbestimmungen. Die tatsächliche Form und Figur der Erde (das „Geoid") und somit das Schwerefeld können mit GPS nicht direkt erfasst werden (aber bei der nivellitischen Höhenmessung, Abb. 6). Es ist somit nicht gewährleistet, *dass das Wasser stets von einem höheren zu einem tiefergelegenen Punkt fliesst*, sofern die Höhenbestimmung nur mit GPS (ohne Berücksichtigung des Geoids) erfolgt ist.

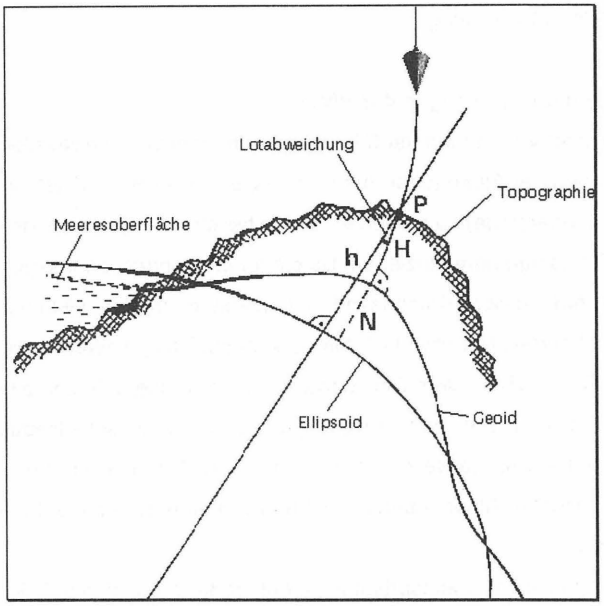


Abb. 6: Die tatsächliche Form und Figur der Erde („Geoid")
und deren Approximation durch das Geoid

Die exakte Bestimmung der Form und Figur der Erde war seit jeher eine zentrale Aufgabe der Geodäsie und ist mit der Einführung der GPS-Technologie aktuell wie selten zuvor. Die Geoidmodellierung ist zwar insbesondere in Europa sehr weit fortgeschritten; die Bedürfnisse („cm-Genauigkeit" !) für den Bau sehr langer Tunnel in gebirgigen Regionen erfüllen sie aber in aller Regel nicht. *Die Konsequenz lautet:* Die Grundlagenvermessung in der Lage wird mit grossen Vorteilen mit GPS durchgeführt, während die Ausgangshöhen an den Portalen nur durch Präzisionsnivellements bestimmt werden können.

3.2 GPS-Grundlagenvermessung

Die Grundlagenvermessung für den GBT mit total 31 Hauptpunkten erfolgte in einer 2-tägigen GPS-Messkampagne im November 1995. Obwohl an diesen zwei Tagen gleichzeitig 14 Operateure und 14 GPS-Empfänger zum Einsatz kamen, beträgt der Gesamtaufwand lediglich ein Bruchteil im Vergleich zum Aufwand, der noch vor 10 Jahren (im Zeitalter vor GPS) in Kauf genommen werden musste. Das Ergebnis sind Lagekoordi-

naten (y, x) mit einer relativen Genauigkeit zwischen zwei beliebigen Punkten < 1 cm (einfache Standardabweichung).

3.3 Grundlagenvermessung in der Höhe

Um die nivellitische Verbindung der 6 Portale durch mehrwöchige Nivellements in der Hochgebirgsregion der Alpen (über mehrere Pässe sowie steil und tief hinunter in die Täler der Zwischenangriffe) zu umgehen, wurde beschlossen, das Landesnivellement 1. Ordnung als Grundlage heranzuziehen. Da die für die Landesvermessung der Schweiz zuständige Behörde in Bern (Bundesamt für Landestopographie, L+T) ohnehin eine Erneuerung ihres Landesnivellements 1. Ordnung beabsichtigte, wurden die Bedürfnisse der L+T und der SBB synchronisiert. Der Aufwand für die Neuberechnung aller im Laufe der letzten Jahrzehnte erfassten Höhenmessungen, die gravimetrische Reduktion der nivellitischen Höhen, eine strenge Netzausgleichung und ein kinematischer Ansatz zur Berücksichtigung der rezenten Alpenhebung von 1 mm/Jahr konnte somit auf zwei Kostenträger aufgeteilt werden.

Die notwendigen Nivellementsarbeiten im Feld reduzierten sich auf die Anschlussmessungen von den Portalen zu den jeweils am nächsten gelegenen Punkten des Landesnivellements (total nur ca. 30 km). Auf diese Weise konnten zuverlässige Höhengrundlagen mit einer relativen Genauigkeit der Ausgangshöhen zwischen zwei Portalen von < 1cm mit minimalem Aufwand bereitgestellt werden.

4. F+E zur Genauigkeitssteigerung und Risikominimierung

Abb. 7 zeigt die zu erwartenden Felsursprungstemperaturen im GBT, die der Dimensionierung von Baulüftung und -kühlung zu Grunde liegen. Da Temperaturgradienten und Wärmeaustauschmechanismen stets kritische Verhältnisse bei optischen Verfahren (Lichtstrahlbrechung etc.) darstellen, müssen die klimatischen Verhältnisse untertage und in den Vertikalschächten auch von der Vermessung besonders beachtet werden. Dies ist nur ein Beispiel von mehreren Randbedingungen, die beim Projekt GBT zu berücksichtigen sind und die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Vermessung beeinflussen. Auf Grund der Komplexität und der hohen Anforderungen ist es deshalb absolut notwendig und

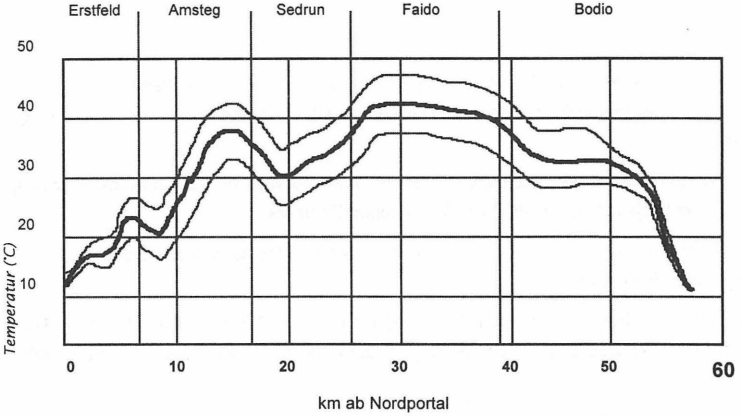


Abb. 7: Erwartete Felsursprungstemperaturen im Gotthard-Basistunnel

sinnvoll, Forschung und Entwicklung im Rahmen dieses Projektes mit zu integrieren. Auf Anregung des Vermessungskonsortiums wurde eine Studiengruppe etabliert, in der neben dem Vermessungskonsortium auch das Institut für Geodäsie der ETH Zürich und die Projektleitung AlpTransit der SBB beteiligt sind. Folgende Probleme wurden als kritische Grössen identifiziert und werden mittlerweile im Rahmen von F+E-Projekten eingehend studiert:

- Systematische und stochastische Einflüsse der Refraktion auf die Richtungsmessungen untertage
- Azimutbestimmung mit Präzisionsvermessungskreiseln
- Hochgenaue optische und mechanische Lotverfahren in Vertikalschächten
- Vermessung von horizontalen Durchschlagsbohrungen

Primäres Ziel dieser Aktivitäten ist die kritische Bewertung der vorgesehenen Mess- und Auswertekonzepte sowie die Entwicklung neuer Methoden und Instrumente um das immer vorhandene Restrisiko bei der Tunnelvermessung soweit wie möglich zu reduzieren.

Literatur

BOCK H., KÖNIG E., ESTERMANN U. 1997: „Vermessung von Horizontalbohrungen - Stand der Entwicklung", in Tunnelbau-Taschenbuch der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (pp 169-183), Verlag Glückauf GmbH Essen.

BRÄKER F., 1997: „The AlpTransit Project and the Organization of the Survey", FIG-Symposium „Surveying of Large Bridge and Tunnel Projects", June 2-5 1997, Copenhagen/Denmark.

EBNETER F., 1996: „AlpTransit - Gotthardbasistunnel", Beiträge zum XII. Internationalen Kurs für Ingenieurvermessung, Graz, Band 2 (E8).

GUBLER E., GUTKNECHT D., MARTI U., SCHNEIDER D., SIGNER T., VOGEL B., WIGET A., 1996: „Die neue Landesvermessung der Schweiz LV95", Vermessung Photogrammetrie Kulturtechnik, Ausgabe 2/96, pp 47-65.

HAAG R., RYF A., STENGELE R. 1996: „Grundlagennetze für extrem lange Tunnel am Beispiel des Gotthard-Basistunnels", Beiträge zum XII. Internationalen Kurs für Ingenieurvermessung, Graz, Band 2 (E9).

HAAG R., STENGELE R. 1997: „The Gotthard-Base-Tunnel. Surveying of a 57 km long Underground Project in the Swiss Alps", FIG-Symposium „Surveying of Large Bridge and Tunnel Projects", June 2-5 1997, Copenhagen/Denmark.

INGENSAND H., HENNES M., STENGELE R., HAAG R.: „Studien zur Risikominimierung und Genauigkeitssteigerung im Projekt AlpTransit Gotthard-Basistunnel", Bericht zum Forschungsprojekt im Auftrag der Schweizerischen Bundesbahn (unveröffentlicht), 1997

KORITTKE N., 1992: „Horizontalrefraktion in langen Tunneln", Beiträge zum XI. Internationalen Kurs für Ingenieurvermessung, Zürich, Band 2 (IV4).

SCHUBERT W., STEINDORFER A., VAVROVSKY G. 1997: „Auswertung und Interpretation von Verschiebungsmessdaten", in Tunnelbau-Taschenbuch der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (pp 137-168), Verlag Glückauf GmbH Essen.

ZANINI M., STENGELE R., PLAZIBAT M. 1993: „Kreiselazimute unter Einfluss des Erdschwerefeldes", Berichte des Instituts für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich

Anschrift der Autoren

Roland Stengele, Dipl. Ing. Dr.sc.techn.
Swissphoto Vermessung AG
Dorfstrasse 53, P.O. Box
8105 Regensdorf-Watt
Switzerland
Ph. +41 1 871 22 22
Fax +41 1 871 22 00
e-mail: roland.stengele@swissphoto.ch

René Haag, dipl.Ing ETH/SIA
Grünenfelder & Partner AG
Denter Tumas 6
7013 Domat/Ems
Switzerland
Ph. +41 81 650 30 50
Fax +41 81 650 30 51
e-mail: gruenenfelder@bluewin.ch

Kontinuierliche Überwachung von Bauwerken mit geodätischen Meßsystemen

von

Wolfgang Niemeier
Institut für Geodäsie und Photogrammetrie
Technische Universität Braunschweig

1. Einführung : Kontinuierliche Überwachung

Seit einigen Jahren werden verstärkt Entwicklungen vorangetrieben, um mit geodätischen Meßsystemen eine kontinuierliche Bestimmung der Verformung von Bauwerken zu ermöglichen. Dabei sind in der Regel herkömmliche Meßinstrumente und -verfahren um automatisch arbeitende Steuerungs- und Meßkomponenten erweitert worden; teilweise werden aber auch neuartige Meßverfahren wie differentielles GPS derart modifiziert, daß sie effektiv für kontinuierliche Überwachungsaufgaben eingesetzt werden können.

Für den Nachweis der Standsicherheit von Bauwerken wird häufig der Nachweis von absoluten Verformungen gefordert, die streng allein mit geodätischen Methoden bestimmt werden können. Die praktische Anwendbarkeit der geodätischen Methoden wird jedoch oft dadurch gehemmt, daß „die Messungen selbst schwierig und meist nur durch geschultes Personal auszuführen sind und eine erhebliche Zeit notwendig ist, um die Messungen durchzuführen und die Ergebnisse vorliegen zu haben" (nach ICOLD 1988).

Hier setzen die neueren Entwicklung an : Zum einen werden Meßsysteme für Überwachungsaufgaben derart erweitert, daß sie für den Untersuchungszeitraum permanent installiert werden können und bezüglich des Messungsablaufes vollständig automatisiert

sind. Die Messung der Verformungen erfolgt ohne Eingriff in die Betriebsabläufe und in enger zeitlicher Abfolge, also gleichsam kontinuierlich. Zum anderen kann durch die Vorgabe der festen Messungsabläufe auch die Auswertung automatisiert werden, so daß die Verformungen nahezu in Echtzeit vorliegen und - als zusätzlicher Vorteil - durch moderne Kommunikation sofort in weit entfernt liegende Überwachungszentralen übertragen werden können. Darüber hinaus ist durch die automatisch ablaufenden Meßzyklen auch die Erfassung einer großen Zahl von Objektpunkten problemlos möglich.

Ziel ist es, durch eine enge zeitliche Auflösung den tatsächlichen Bewegungsablauf zu erfassen und durch eine hohe Punktdichte eine geometrisch repräsentative Aussage über das Verformungsverhalten zu ermöglichen sowie eventuelle Irregularitäten aufzudecken.

2. Kontinuierliche geodätische Meßsysteme

In Anlehnung an die Ausführungen in Mönicke (1996), Schlemmer (1996) zu kinematischen Meßmethoden benötigt man für die Erfassung der Bewegungen eines Objektes grundsätzlich einen geeigneten *Sensor,* ein *Datenerfassungs- und Steuerungssystem* sowie ein *Auswerteverfahren.* In diesem Beitrag sollen keine wirklich bewegten Objekte, vielmehr nur Verformungen von ortsfesten baulichen Anlagen diskutiert werden. Dementsprechend sind die hier diskutierten Bewegungen höchstens als semi-kinematisch zu bezeichnen, es erscheint angemessener, vom zeitlichen Verformungsverhalten zu sprechen. Trotzdem ist der oben genannten dreiteilige Aufbau eines Meßsystems auch hier gültig.

2.1 Automatisierte Theodolite / Tachymeter

Am Beispiel eines Theodolits bzw. Tachymeters soll die Entwicklung von einem herkömmlichen geodätischen Meßinstrument zu einem für kontinuierliche Überwachungsaufgaben geeigneten motorisierten digitalen Meßsystem aufgezeigt werden. In Abb. 1 sind die Komponenten bzw. die Teilsysteme dargestellt, die bisher automatisiert worden sind. Es erscheint bemerkenswert, daß durch die Automatisierung der Meßsysteme kaum Einbußen hinsichtlich der Genauigkeit zu verzeichnen sind. In Abb. 2 ist der Einsatz eines aus zwei gekoppelten Theodoliten bestehende Meßsystem für die automatische Erfassung der Verformungen einer Oberfläche aus Richtungsmessungen skizziert.

Arbeitsgänge	klassischer optischer Theodolit	elektronischer Theodolit	automatisierter elektronischer Theodolit
Aufstellen	manuell	manuell	manuell
Zentrieren	manuell	manuell	manuell
Horizontrieren			
-grob	manuell	manuell	manuell
-fein	manuell	auto	auto
Kreisablesung	manuell	auto	auto
Zielansteuerung	manuell	manuell	auto
Zielerfassung	manuell	manuell	auto
Entfernungs-messung		manuell	auto
Datenregistrierung	manuell	auto	auto

Abbildung 1 : Weiterentwicklung eines Theodoliten zu einem automatisch arbeitenden Meßsystem

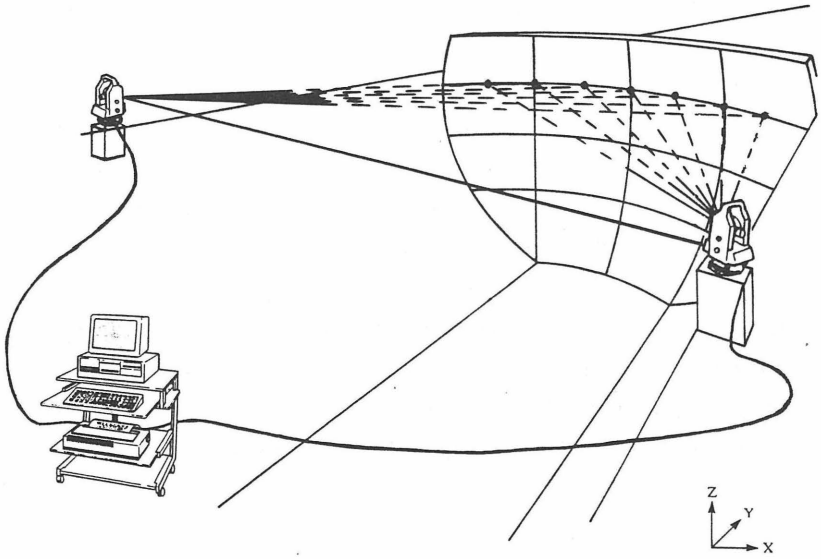


Abbildung 2 : Kontinuierliche Überwachung einer Staumauer

Im Wesentlichen sind gemäß Abb. 1 die Arbeitsvorgänge der Zielerfassung, Zielausmessung und Datenspeicherung automatisiert worden, während das Aufstellen und Horizontieren des Instruments weiterhin manuell erfolgen muß. Bei einem permanent installierten Meßsytem, wie z.B. in Abb. 2 für die Überwachung einer Staumauer skizziert, ist allerdings nur beim erstmaligen Systemaufbau diese Aufstellungsarbeit zu leisten, ansonsten kann die Messung auch über Jahre hinweg ohne manuellen Eingriff erfolgen.

Über den angeschlossenen PC kann die Steuerung der Meßzyklen, die Datenspeicherung und die vollständige Auswertung bis hin zur statistisch strengen Deformationsanalyse und graphischen Ausgabe der Verformungen erfolgen. Durch den Anschluß an ein Datennetz kann von hier aus direkt das Ergebnis in eine entfernt liegende Zentrale übermittelt werden, siehe auch das Beispiel „Turmüberwachung" in Abschnitt 3.2.

Ein spezielles Problem ist die Signalisierung von Punkten, insbesonderer bei der Bestimmung von Entfernungen zu Bauwerken. Im herkömmlichen Vermessungswesen wird die Entfernungsmessung zu optisch hochwertigen Tripelprismen ausgeführt, die nur mit erheblichem zeitlichen und personellen Aufwand für eine begrenzte Anzahl von Objektpunkten eingebracht werden können und bei längerfristigen Untersuchungen oft auch verschmutzen.

Gerade in letzter Zeit gibt es verstärkt Anstrengungen, entweder einfache Reflexfolien zu verwenden oder gar das natürliche Reflektionsverhalten z.B. von Betonoberflächen auszunutzen und so ohne spezielle Reflektoren, d.h. „reflektorlos" Entfernungsmessungen durchzuführen, siehe Höper/Riedel/Britz (1997).

Diese Möglichkeit, eine halbwegs glatte Oberfläche berührungslos abzutasten, kann durch die ebenfalls in der Entwicklung befindlichen 3D-Laserscanner (z.B. Niemeier/Wild 1996) noch gesteigert werden, bei denen in wenigen Minuten für ein enges Punktraster 3D - Koordinaten und Intensitätswerte bestimmt werden können.

2.2 Motorisierte digitale Nivelliere

Mit den Attributen „äußerst langsam" und „schwerfällig" wird häufig das geometrische Nivellement gekennzeichnet, wodurch ausgedrückt wird, daß zwar hohe Genauigkeiten für die Bestimmung von Höhenunterschieden erreicht werden, diese Meßsysteme aber lange Zeit als völlig ungeeignet für Automatisierungen angesehen wurde.

Geändert hat sich diese Situation, seit Anfang der 90iger Jahre digitale Nivelliere (heute : Leica NA 3003, Zeiss DiNi 10) entwickelt und marktreif wurden. Bei Digitalnivellieren wird die herkömmliche Nivellierlatte durch eine Latte mit Strichcode ersetzt, siehe Abb. 3, die durch eine im Instrument integrierte CCD-Kamera abschnittsweise erfaßt und mit anschließender Bildkorrelation ausgewertet wird. Der Ablesevorgang und die Meßwertregistrierung waren somit schon automatisiert, so daß durch den zusätzlichen Einbau einer Servosteuerung hieraus ein automatisch arbeitendes Meßsystem wurde, das inzwischen mit viel Erfolg bei der kontinuierlichen Höhenüberwachung von Bauwerken, z.B. des S-Bahnhofes Potsdamer Platz in Berlin, eingesetzt wurde (Keppler/Meissl/Naterop 1996).

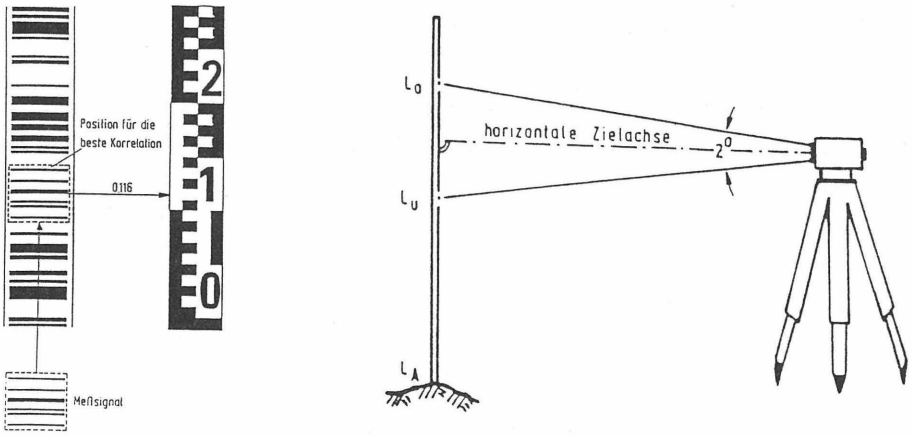


Abbildung 3 : Prinzip der Lattenablesung beim Digitalnivellier

2.3 Permanent installierte GPS - Arrays

Für die dreidimensionale kontinuierliche Überwachung von kritischen Bauwerken wird zunehmend auch das Global Positioning System (GPS) im differentiellen Modus, d.h. unter Nutzung von GPS-Referenzstationen genutzt. Das zu überwachende Objekt wird mit einer endlichen Anzahl von GPS-Sensoren permanent bestückt, so daß die wichtigsten Bewegungskomponenten erfaßt werden können. Dieses Meßkonzept, das Lanigan (1991) erstmalig für Aufgaben der Ingenieurvermessung vorgestellt hat, ist in der Zwischenzeit in einer Vielzahl von Publikationen diskutiert und modifiziert worden (u.a. Bäumker/Fitzen 1996, Groten/Lienen/Mathes 1995, Niemeier 1993, 1994, 1998). Heute konzentrieren sich die Aktivitäten darauf, durch Verwendung von Low-Cost Empfänger bzw. vernetzte Antennen die Kosten zu reduzieren, sowie durch optimale Filterung der Meßdaten höhere Genauigkeiten zu realisieren.

Der grundsätzliche Aufbau eines GPS-Arrays für die Überwachung eines Bauwerkes ist den Abb. 5 und 7 zu entnehmen. Randbedingungen sind die Sichtbarkeit von GPS-Satelliten sowie der Schutz vor Mehrwegeeffekte und natürlich die Kosten je Meßstelle. Wesentliche Unterschiede gibt es in der Übertragung und Sicherung der Daten sowie in der Weiterverarbeitung und in dem Auswertekonzept.

Grundsätzlich sind etwa die folgenden Charakeristika für die Leistungsfähigkeit und Anwendungsmöglichkeiten von GPS-Arrays mit Standardausrüstungen zu nennen, siehe auch Niemeier (1998) :

Meßrate :	bis 1 Hz
Datenübertragung :	- off - line, z.B. Diskette, Telefon
	- on - line, z.B. Kabel
Auswertung :	- off - line, z.B. jede Stunde, Tag oder Woche
	- on - line, z.B. jede Minute
Genauigkeit :	etwa 2 mm (durch Filterung sollte bei langsamen Prozessen 1 mm erreichbar sein)

Durch GPS-Arrays ist ohne direkte Sichtverbindungen ein meßtechnischer Bezug zu Stabilbereichen außerhalb des Einflußbereiches eines Bauwerks zu realisieren. Hierfür sind Referenzpunkte erforderlich, im Idealfall vier, die ebenfalls mit GPS-Empfängern bestückt werden müssen. Für die z.Z. realisierten Versuchsinstallationen wird meist nur eine derartige Referenzstation verwendet.

3. Anwendungsbeispiele

3.1 Kontinuierliche Überwachung einer Baugrube

In Abb. 4 ist eine aktuelle Meßaufgabe skizziert, die den kombinierten Einsatz eines automatisch arbeitenden Tachymeters sowie von GPS sinnvoll erscheinen läßt. Zur Überwachung der Lage- und Höhenverformungen einer Baugrube, genauer der umgebenden Spundwand, sollte ein Meßsystem realisiert werden, mit dem bei Bedarf täglich die 3D-Verformungen einer ausreichenden Anzahl von Meßpunkten auf den Spundwänden mit mm-Genauigkeit erfaßt werden kann. Eine Forderung war, daß diese Messungen möglichst ohne Störung des Betriebsablaufes durchgeführt werden konnten und die Ergebnisse und damit auch die Verformungsbeträge sofort nach der Messung verfügbar waren. Eine besondere Schwierigkeit lag in dem Fehlen von festen Anschlußpunkten in der Umgebung, da das gesamte Gebiet von intensiver Bautätigkeit und wechselnden Grundwasserständen geprägt ist.

Das von uns vorgeschlagene Meßkonzept ist in Abb. 4 skizziert worden. Zur Überwachung der Spundwandpunkte wird ein automatisches Tachymeter auf einem eventuell erhöhten Aufnahmestandpunkt fest montiert, von dem aus Sichtverbindung zu sämtlichen Objektpunkten bestehen muß. Die Markierung und Signalisierung der Objektpunkte erfolgt durch einen Gewindebolzen, an den ein herkömmlicher Reflektor fest angebracht und ausgerichtet wird. Das Tachymeter wird per Kabel mit einem zentral aufgestellten PC verbunden, von dem aus die Initialisierung der Meßzyklen und die gesamte Auswertung erfolgt. In der Nullepoche müssen die Objektpunkte manuell eingelernt werden (teach-in), in den Folgeepochen werden die Ziele automatisch angefahren. Zur Kontrolle der Ausrichtung des Tachymeters ist mindestens ein außerhalb der Baugrube liegender Orientierungspunkt vorzusehen.

Da der gesamte Baubereich als instabil angesehen werden muß, ist in regelmäßigen Abständen - falls erforderlich, auch kontinuierlich - eine meßtechnische Verbindung zu den hier ca. 3 km entfernt liegenden Stabilbereichen zu realisieren. Schon aus wirtschaftlichen Gründen bietet sich hierfür differentielles GPS an, mit dem nach Abschnitt 2.3 auch die hier geforderten mm-Genauigkeiten erreichbar sind. Die Auswertung der GPS-Messungen kann nach jeder Epoche direkt mit dem zentralen PC durchgeführt und mit den Ergebnissen der terrestrischen Messungen kombiniert werden.

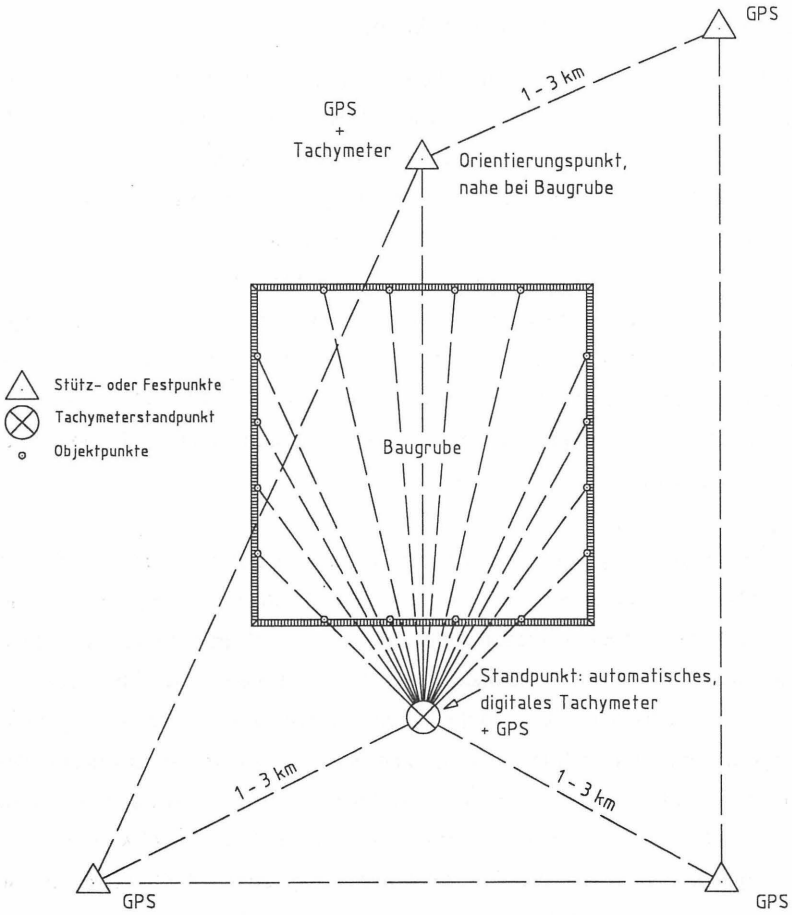


Abbildung 4 : Baugrubenüberwachung mit GPS und automatischem Tachymeter

3.2 Beispiel : Fernüberwachung eines Turmes

Von November 1995 bis Mai 1996 wurde ein aus zwei GPS-Empfängern bestehendes einfaches GPS-Array gemäß Abb. 5 zur Überwachung eines ca. 170 m hohen, freistehenden Treppenhausturmes für ein im Bau befindliches Kraftwerk realisiert. Auf dem Treppenhausturm wurde an den GPS-Empfänger ein PC zur Steuerung und Datensicherung angeschlossen. Das zusätzlich verfügbare Telefon diente nur zur externen Funktionskontrolle; die ursprünglich vorgesehene Übertragung der Rohdaten per Telefon erwies sich als zu kostspielig. Die Referenzstation in der ca. 300 m entfernten Bauleitung wurde analog ausgestattet.

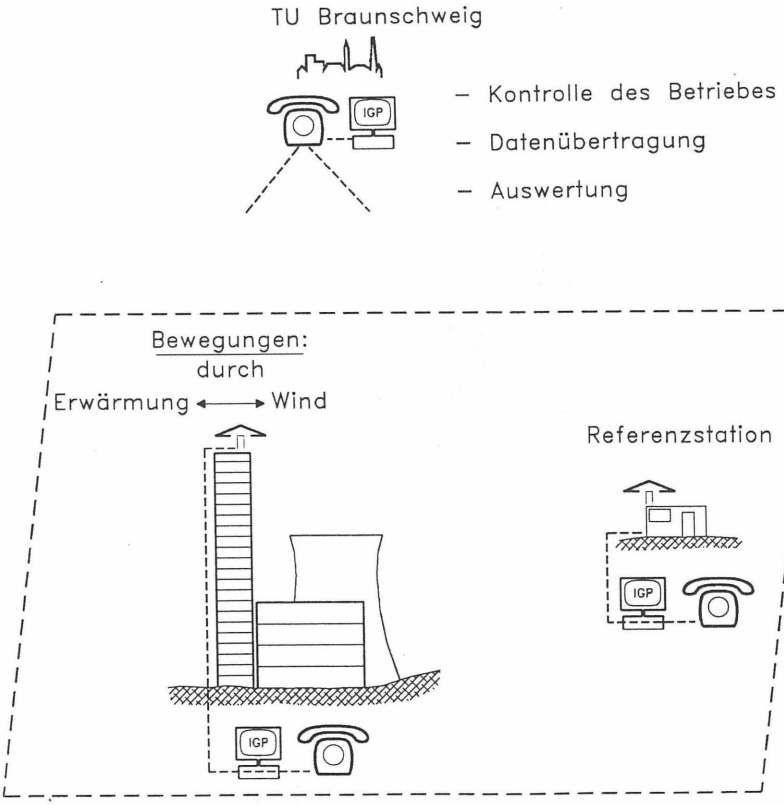


Abbildung 5 : GPS-Array für die Überwachung eines 170 m hohen Turmes

Die Aufzeichnung der Rohdaten erfolgte auf PC für jeweils einige Wochen, die Auswertung wurde im post-processing an der TU Braunschweig vorgenommen. Abb. 6 zeigt als pauschales Gesamtergebnis die im Meßzeitraum festgestellten Gesamtbewegungen in der Lage. Eine eingehende Analyse der im 15 s Takt aufgezeichneten Meßdaten sowie eine Korrelation mit externen Einflüssen, wie Erwärmung und Winddruck wäre wünschenswert, konnte bisher jedoch nicht durchgeführt werden. Wichtigste Aufgabe dieser Messungen war der Vergleich der tatsächlichen Bewegungen mit den statischen Vorausberechnungen, nach denen für diesen Turm erheblich größere Bewegungen erwartet worden waren.

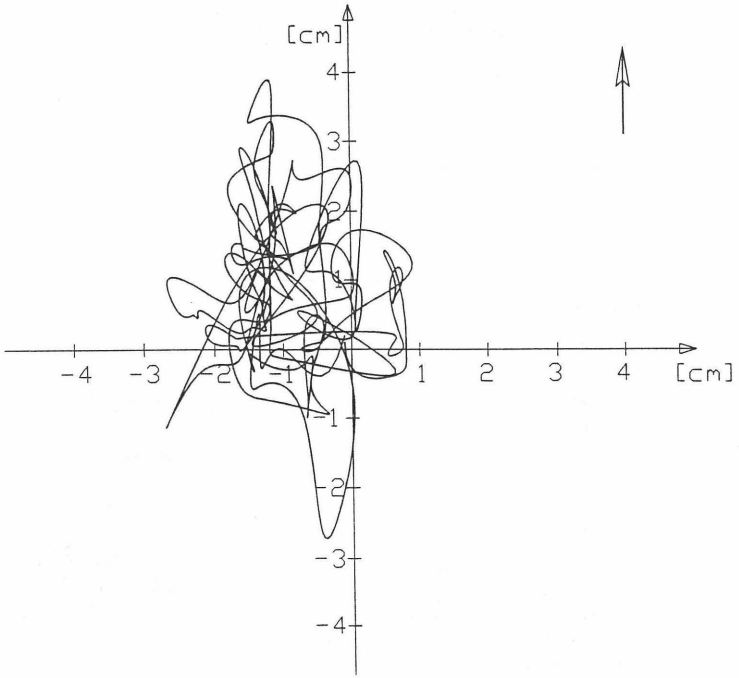


Abbildung 6 : Bewegungen der Turmspitze in der Lage
im Zeitraum November 1995 bis Mai 1996

3.3 Beispiel : Schleuse Uelzen

Zur Bestimmung der 3D-Bewegungen der Kammerwände der Schleuse Uelzen am Elbeseitenkanal ist für einige Tage ebenfalls ein GPS-Array aufgebaut worden. Eine Prinzipskizze dieser Schleuse und die Konfiguration des hier installierten GPS-Arrays mit mehreren Referenzpunkten außerhalb des Bauwerkes ist in Abb. 7 wiedergegeben.

Eine Besonderheit des Schleusenbauwerkes sind konstruktiv bedingte größere Verformungen, hier Aufweitungen der Kammerwände von 50 mm bei jedem Schleusungsvorgang. Diese kurzfristigen Bewegungen sind bereits in (Egelkamp/ Huep/Niemeier 1982) dargelegt und ansatzweise meßtechnisch erfaßt worden. Für herkömmliche Messungen ist es kaum möglich, auf dem Bauwerk selbst einen Meßstandpunkt aufzubauen und bei laufendem Betrieb zu beobachten. Auch hier ist das GPS - Array ein nahezu ideales Meßverfahren, die Verformungen in allen drei Komponenten und kontinuierlich zu erfassen.

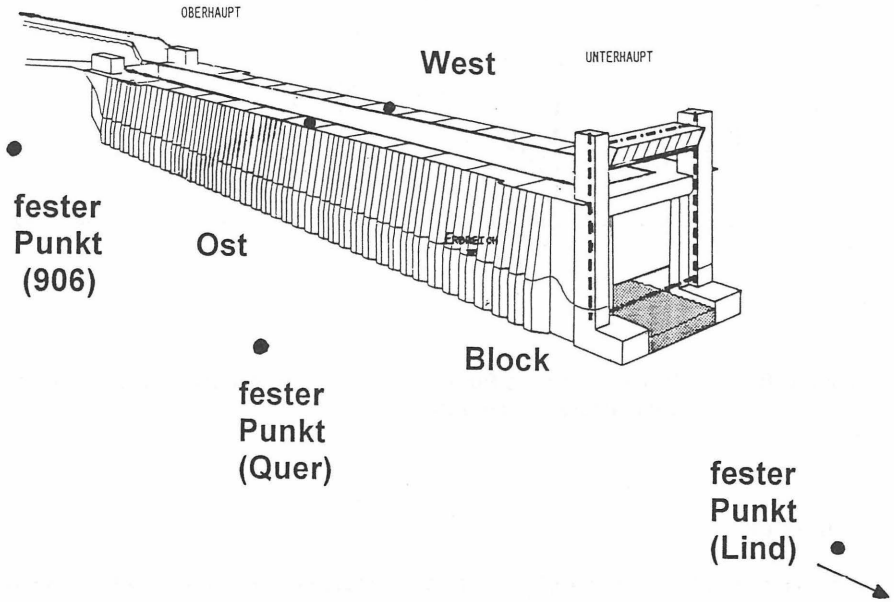


Abbildung 7 : GPS-Array zur Bestimmung kurzfristiger Bewegungen der Schleuse Uelzen

Die Messungen für jeweils mehrere Schleusungsvorgänge sind bei unterschiedlichen Aufzeichnungsraten von 1 s, 5 s und 10 s erfolgt. In Abb. 8 ist exemplarisch für den Punkt „Ost" in der Mitte der Kammer die größte Bewegungskomponente quer zur Kammerlängsrichtung dargestellt worden. Man erkennt klar den Verlauf der Verformungen der Kammerwand durch den Schleusungsbetrieb, der durch die Benennungen „leer" und „voll" zuzuordnen ist. Die Maximalverlagerung des Punktes beträgt etwa 25 mm, wodurch die theoretische Aufweitung der gesamten Kammer von ca 50 mm gut reproduziert wird.

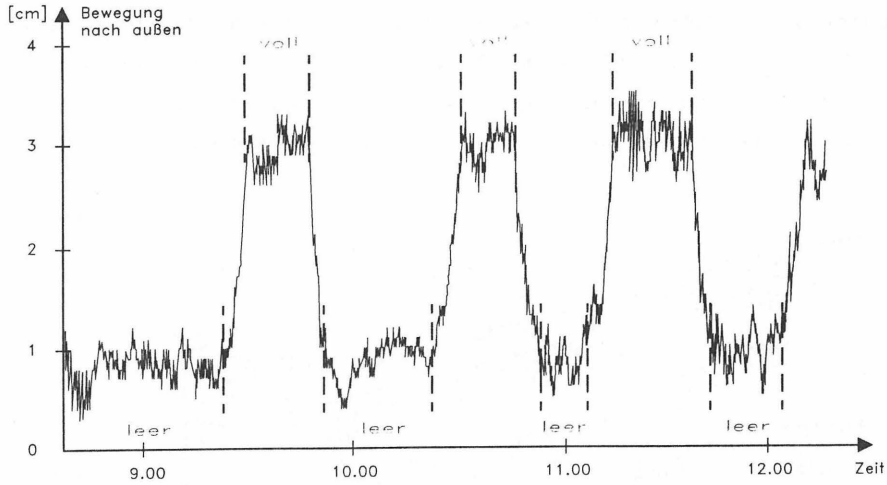


Abbildung 8 : Bewegungen des Punktes „Ost" quer zur Kammerlängsrichtung bei mehreren Schleusungen

4. Ausblick

Durch die inzwischen erfolgte weitgehende Automatisierung geodätischer Meßsysteme ist es möglich geworden, auch die absoluten Verformungen von Bauwerken mit mm-Genauigkeit kontinuierlich zu erfassen und in Echtzeit auswertetechnisch verfügbar zu haben.

Sowohl im Bereich der terrestrischen als auch der satellitengestützten Meßverfahren ist hierdurch ein enormes Leistungspotential aufgebaut worden, das bisher erst ansatzweise in der Praxis genutzt wird.

Es wäre wünschenswert, wenn für die vielfältigen anstehenden Überwachungsaufgaben für Bauwerke im interdisziplinären Kontext gemeinsam optimale Lösungsmöglichkeiten zur kontinuierlichen Verformungsmessung erarbeitet und realisiert werden könnten.

5. Literatur

Bäumker M., Fitzen H.-P. (1996) : Permanente Überwachungsmessungen mit GPS. In : Ingenieurvermessung '96, Beitrag B7, Dümmler Verlag, Bonn

Egelkamp/Huep/Niemeier (1982) : Bestimmung von kurz- und langfristigen Deformationen an der Schleuse Uelzen. Allg. Vermessungs Nachrichten, S. 234-249, 1982

Groten/Leinen/Mathes (1995) : About the Possibility of Monitoring Deformations by Real-Time DGPS-Networks. In : Altan/Gründig (Eds.) : First Turkish-German Joint Geodetic Days. Istanbul.

Höper D., Riedel B., Britz (1998) : Deformationsmessungen an Betonoberflächen mit einem reflektorlos messenden automatisch gesteuerten Tachymeter. In : Proc. 45. DVW-Seminar „Meßtechniken und Auswertealgorithmen für die praktische Deformationsanalyse. DVW Schriftenreihe, Wittwer Verlag, Stuttgart

Keppler A., Meissl A., Naterop D. (1996) : Automatische Bauwerksüberwachung mit motorisierten Digitalnivellieren. In : Ingenieurvermessung '96, Beitrag A9, Dümmler-Verlag, Bonn

Lanigan C.A. (1991) : Continuous Deformation Monitoring. Techn. Rep. US Army Corps of Engineers, Fort Belmont, Virginia

Mönicke H.-J., Hrsg. (1996) : Kinematische Meßmethoden in der Ingenieur- und Industrievermessung. DVW Schriftenreihe, Band 22, Wittwer Verlag, Stuttgart.

Niemeier W. (1993) : Anwendung des Global Positioning Systems für Deformationsuntersuchungen. Proc. 31. DVW-Seminar an der TU Dresden. DVW Schriftenreihe, Wittwer Verlag, Stuttgart

Niemeier W. (1994) :Einsatz von GPS in der Geotechnik. Fachseminar Messen in der Geotechnik. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik, Nr. 44, TU Braunschweig

Niemeier W. (1998): Anwendungspotential von GPS für Deformationsuntersuchungen. In : Proc. 45 DVW-Seminar „Meßtechniken und Auswertealgorithmen für die praktische Deformationsanalyse. DVW Schriftenreihe, Wittwer Verlag, Stuttgart

Niemeier W., Wild P. (1995) : Use of Laser Scanners for the Determination of Building Geometries, In : Gruen/Kahmen (Eds.) : Optical 3D-Measurement Techniques III. Wichmann Verlag, Karlsruhe, S 275-284

Schlemmer H. (1996) : Grundlagen der Sensorik, Wichmann Verlag, Karlsruhe, 562 S.

Meßungenauigkeit von Inklinometer - Messergebnissen

Roman Marte, Stephan Semprich, Martin Fritz, Wolfgang Weber

1. Einleitung in die Thematik

Inklinometer zur Bestimmung horizontaler Verschiebungen von Kriechhängen, verformungsempfindlichen Baugrubenwänden, horizontal belasteten Pfählen etc. haben in der Geotechik ein breites Anwendungsspektrum gefunden. Mittels Inklinometer können einerseits die Lage der Verrohrung im Untergrund und andererseits durch Differenzbildung Verschiebungs-Größe, Verschiebungs-Geschwindigkeit sowie die Tiefe von Gleithorizonten bestimmt werden. Besonders für die Ermittlung von Relativverschiebungen ist eine möglichst hohe Genauigkeit der einzelnen Messungen gefordert. Diese Forderung setzt jedoch die Kenntnis der diesem Meßsystem eigenen Fehler und Streuungseigenschaften voraus. Die Meßgenauigkeit von Inklinometermessungen ist unter anderem eine Funktion des Sondentyps, der Art der Inklinometerrohre, der Neigung des eingebauten Rohres [1], der Verdrillung der Rohre [2], der Temperatur sowie der Qualität des Inklinometerrohreinbaues und der Meßdurchführung [3]. Zwei Beispiele zur Meßgenauigkeit in Abhängigkeit der Rohrneigung und Sondenorientierung sind in Kap.4, Abb.10 dargestellt.

Am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz wurde die Abhängigkeit der Genauigkeit der Meßergebnisse von der Neigung und der Orientierung der Inklinometermeßrohre unter Berücksichtigung verschiedener Sondenarten und Rohrtypen untersucht. Zum einen wurden diese Zusammenhänge mittels eines Versuchsstandes untersucht und des weiteren wurde ein mathematisches Modell unter Einbeziehung der wesentlichen fehlerbestimmenden Variablen entwickelt und damit die Ergebnisse des Versuchsstandes nachvollzogen. Das mathematische Modell erlaubt für zukünftige Projekte die Abschätzung des Vertrauensbereiches von Inklinometermessungen in Abhängigkeit von Sondentyp, Rohrtyp, Rohrneigung und Meßrichtung.

2. Versuchsstand und mathematisches Modell

2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Im Labor des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau wurde ein Versuchsgerüst aufgebaut (Abb.1) und daran 4,5m lange Inklinometerrohre mit unterschiedlicher Neigung installiert. Mit 5 verschiedener Inklinometersonden wurden an je zwei verschiedenen Rohrarten Wiederholungsmessungen durchgeführt und diese statistisch ausgewertet.

2.1.1 Meßstand und variierte Größen

Der Versuchsstand wurde mit drei 4-Nut-Rohren aus Kunststoff der Firma Glötzl GmbH, Rheinstetten, und drei 8-Nut-Rohren aus Aluminium nach einer Entwicklung von Dr. Breymann, bvfs Salzburg, eingerichtet. Die Rohre werden im Folgenden als Glötzl- und Breymann-Rohre bezeichnet.

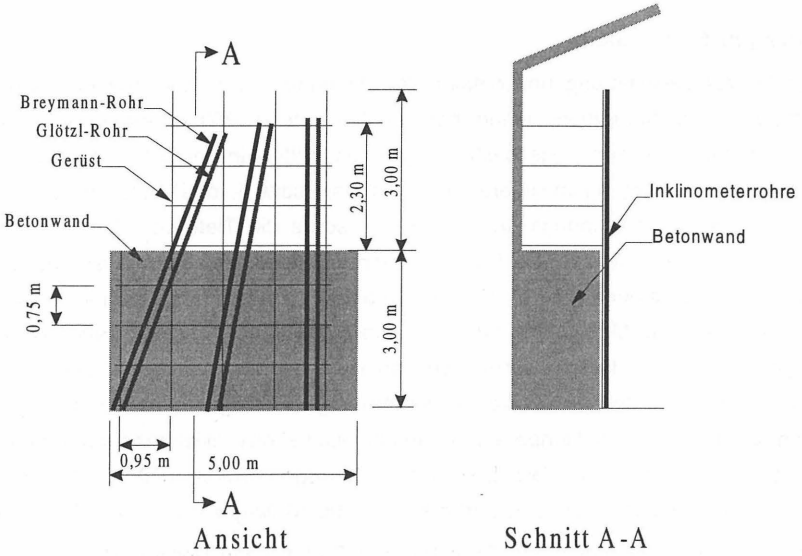


Abb.1. Versuchsstand; schematische Darstellung

Ein markanter Unterschied der beiden Rohrarten liegt in der Ausbildung der Nut, die beim Glötzl-Rohr einen stark ausgerundeten, trapezförmigen und beim Breymann-Rohr einen trapezförmigen Querschnitt mit sehr kleinen Ausrundungsradien aufweist (Abb.2.)

Die Messungen wurden mit folgenden 5 Sonden durchgeführt:

1. Vertikal-Neigungsmesser NMG der Fa. Glötzl (Analogsonde), Sondenlänge = 0,5m. Gewählte Bezeichnung: NMG-2-A (Hauptmeßrichtung A); NMG-2-B (Nebenmeßrichtung B)
2. Digital-Vertikal-Neigungsmesser NMGD der Fa. Glötzl (Digitalsonde), Sondenlänge = 0,5m. Gewählte Bezeichnung: Glötzl NMGD-A bzw. Glötzl NMGD-B
3. DIG.IF.INC - 16 bit Neigungsmeßsonde der Fa. Interfels (Digitalsonde), Sondenlänge = 1,0m. Gewählte Bezeichnung: DIG.IF-A bzw. DIG.IF-B

4. Vertikal-Neigungsmesser NMG der Fa. Glötzl (Analogsonde), Sondenlänge = 0,5m, mit Neigungssensor in einer Ebene (A- Richtung). Gewählte Bezeichnung: NMG-1A
5. Digitilt Inclinometer Probe 50302599 der Fa. Slope Indicator (Digitalsonde), Sondenlänge = 0,5m. Gewählte Bezeichnung: SL.IN.-A bzw. SL.IN.-B

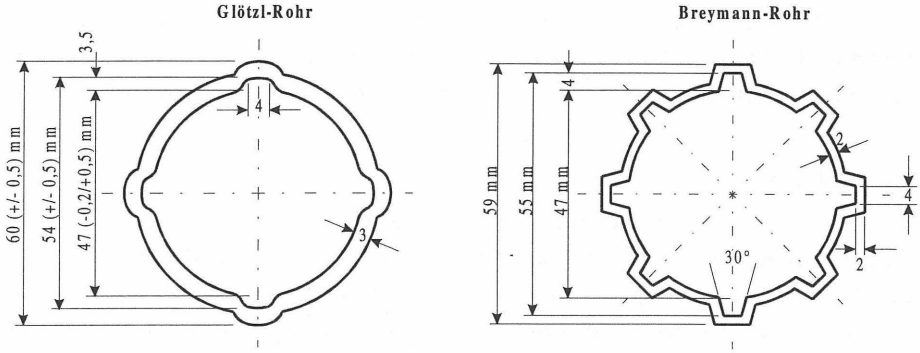


Abb.2. Querschnitt durch ein Glötzl- und ein Breymann–Rohr

Als Messwert erhält man den Sinus des Winkels zwischen Rohrneigung und Vertikalen in den jeweiligen Tiefenstufen. Die Messungen erfolgten für Rohrneigungen von 0°, 5°, 10°, 20° und 25° zur Lotrechten und wurden jeweils mit Umschlagmessung durchgeführt. Sämtliche Rohre wurden in zwei zueinander normalstehenden Ebenen (Ebene 1 und Ebene 2) durchfahren. In Abb.3 ist die Anordnung dieser beiden Ebenen und der jeweils zugehörigen Meßrichtungen A und B dargestellt.

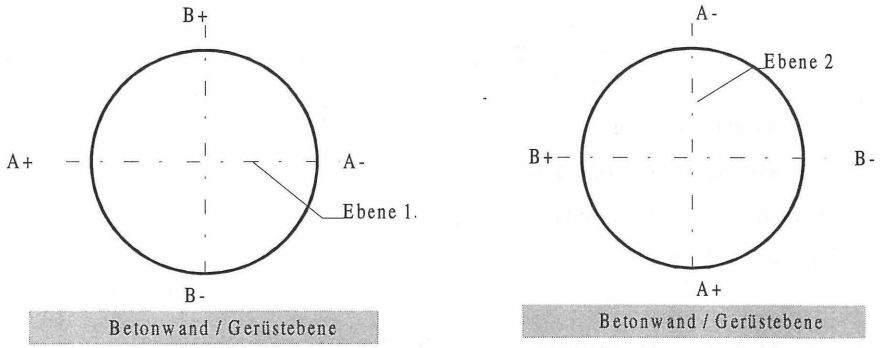


Abb.3. Anordnung der Meßebenen und der zugehörigen Meßrichtungen

Die Hauptmeßrichtung A wird durch die Ebene der Führungsräder der Meßsonde definiert. Die Nebenmeßrichtung B ist normal zur Hauptmeßrichtung A orientiert.

Ebene 1 bedeutet, daß die Hauptmeßrichtung A der Sonde parallel zur Gerüstebene orientiert ist. Im Fall geneigter Inklinometerohre wird somit untersucht, wie sich eine Rohrneigung nur in Hauptmeßrichtung A auf die Meßgenauigkeit in A- und B-Richtung auswirkt.

Ebene 2 bedeutet, daß die Hauptmeßrichtung A der Sonde normal zur Gerüstebene orientiert ist. In diesem Fall wird für geneigte Rohre untersucht, wie sich eine Rohrneigung nur in Nebenmeßrichtung B auf die Meßgenauigkeit in A- und B-Richtung auswirkt.

2.1.2 Meßreihen

Für eine Meßreihe wurde jeweils Ebene1 inkl. Umschlagmessung und Ebene 2 inkl. Umschlagmessung durchfahren. Somit wurden für beide Rohrarten, für beide Ebenen, für fünf verschiedene Rohrneigungen sowie für fünf verschiedene Sonden je 10 Wiederholungsmessungen durchgeführt. An den mit 20° geneigten Rohren wurden nur 5 Wiederholungsmessungen vorgenommen.

2.1.3 Auswertung der Meßdaten

Wie in Kap.1 angeführt, streuen die Meßergebnisse u.a. in Abhängigkeit vom verwendeten Sondentyp, Art des Inklinometerrohres, der Rohrneigung [1] und der Verdrillung der Rohre [2] um einen mittleren Wert [4,5,6,7]. Nach Blümel et al [4,5] kann für die Meßergebnisse von einer Normalverteilung der Streuung um einen Mittelwert ausgegangen werden, welche durch die Standardabweichung σ beschrieben werden kann (Gl.1) [8]:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(x_i - \bar{x}\right)^2} \qquad (1)$$

σ ....Standardabweichung

x_i ....Meßwert der i - ten Realisation

$\bar{x}$ ....Mittelwert von n Meßwerten

n ....Anzahl der Realisationen

Bei der Aufbereitung der Meßdaten wurde folgendermaßen vorgegangen:

Durch Mittelwertbildung aus Messung und zugehöriger Umschlagmessung wird der sondeneigene Nullpunktfehler eliminiert. Durch Mittelwertbildung der zehn Wiederholungs-

messungen und Differenzbildung dieses Mittelwertes mit den einzelnen Wiederholungsmessungen wird die Grundlage zur Ermittlung der Standardabweichung geschaffen. Die sich für die verschiedenen Tiefenstufen ergebenden Differenzen wurden als von der Tiefe unabhängig angenommen, wodurch für die statistische Auswertung im Regelfall 90 Meßdaten zur Verfügung standen. Mittels Darstellung der Differenzen ($x_i - \bar{x}$) in Histogrammen können erste Aussagen über die Streuung der Meßdaten getroffen werden. Dabei wurde festgestellt, daß sich die Einhüllende des Histogrammes mit zunehmender Datenmenge wie angenommen einer Glockenkurve annähert.

2.1.4 Darstellung der Standardabweichungen aus dem Laborversuchsstand

Die Darstellung der Standardabweichungen erfolgt in Form von dreidimensionalen Säulendiagrammen (Abb. 4 bis 7). Auf der vertikalen Achse ist die Standardabweichung der Meßwerte, auf der nach rechts weisenden Achse für die fünf verschiedenen Sondentypen jeweils die Hauptmeßrichtung A und die Nebenmeßrichtung B und auf der schräg nach hinten weisenden Achse die Neigung des Inklinometerrohres aufgetragen.

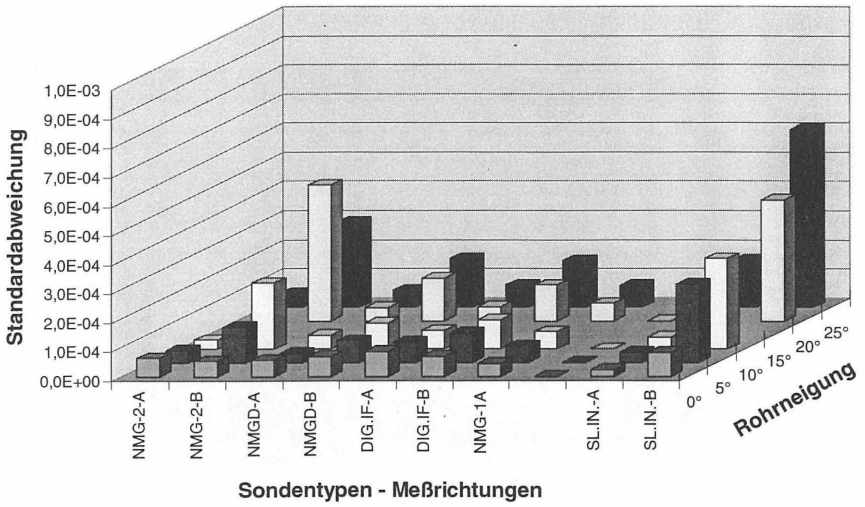


Abb.4. Standardabweichung σ der Wiederholungsmess. für Ebene 1, Glötzl-Rohr

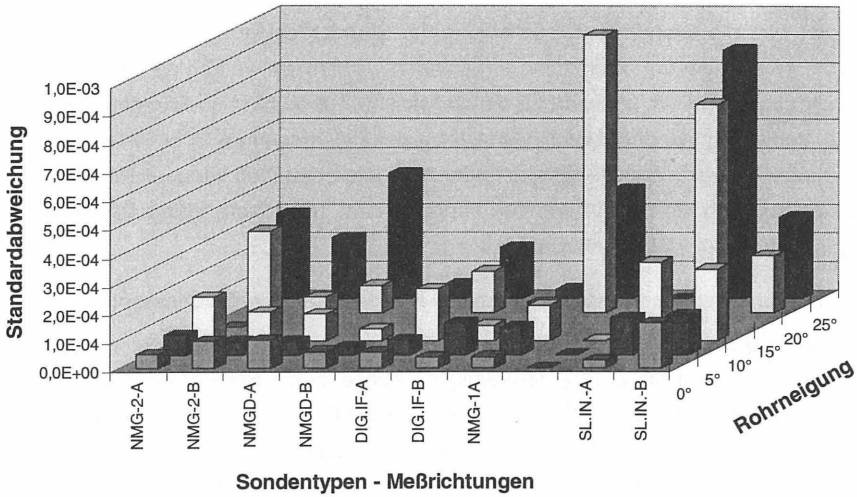


Abb.5. Standardabweichung σ der Wiederholungsmess. für Ebene 2, Glötzl-Rohr

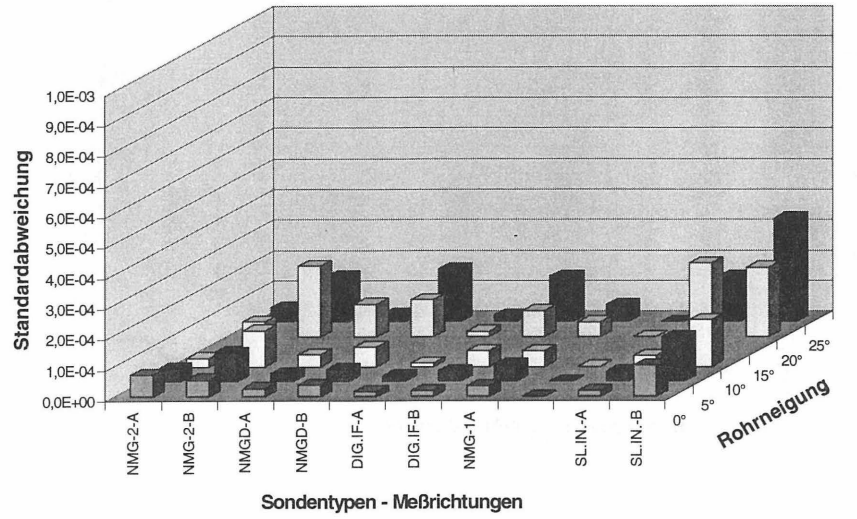


Abb.6. Standardabweichung σ der Wiederholungsmess. für Ebene 1, Breymann-Rohr

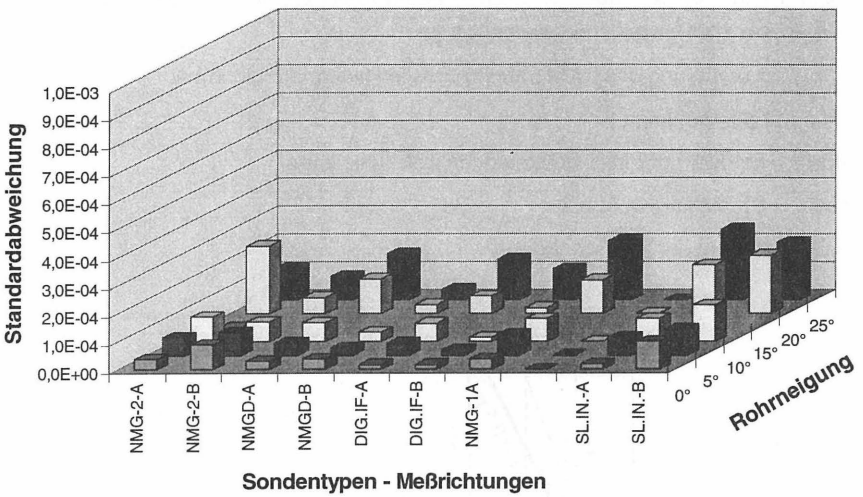


Abb.7. Standardabweichung σ der Wiederholungsmess. für Ebene 2, Breymann-Rohr

In den vier dargestellten Diagrammen sind jeweils für die Glötzl- und die Breymann-Rohre die Meßergebnisse für die Ebene 1 und die Ebene 2 dargestellt. Die Bezeichnung für die Sonden wurde wie unter Kap.2.1 angeführt gewählt.

2.2 Mathematisches Modell zur Beschreibung zufälliger Messfehler bei Inklinometermessungen

2.2.1 Grundlagen

Die Kopfverschiebung bzw. die Auslenkung mittels Inklinometer gemessener Horizontalverschiebungen läßt sich beispielsweise für die Auslenkung in Hauptmeßrichtung A in allgemeiner Form mittels Gl. (2) darstellen.

$$x_A = \sum_{i=1}^{n} [L_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \beta_i'] \qquad (2)$$

Darin sind α und β die aus den Sondenmeßwerten $\sin\alpha$ bzw. $\sin\beta$ ermittelten Neigungswinkel wie in Abb. 8 dargestellt und weiters gilt für

x_A .....Auslenkung des Inklinometerrohres in Hauptmeßrichtung A

L_i ..... Sondenlänge

$\sin\alpha_i$ .... Meßwert der Inklinometersonde in A – Richtung

$\cos\beta_i'$ .. Darstellung in Abb.8

n ..... Anzahl der Meßschritte

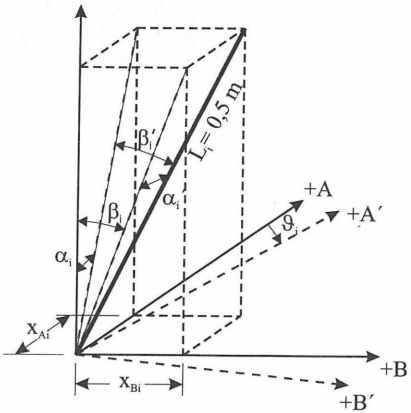


Abb.8. Ermittlung der Kopfauslenkung in A- und B-Richtung einer Inklinometersonde in allgemeiner räumlicher Lage.

Näherungsweise jedoch kann in Gleichung (2) $\cos\beta'$ gleich $\cos\beta$ gesetzt werden (Abb.8). Für eine Neigung des Inklinometerrohres von bis zu 30° in Richtung A und B entsteht dadurch ein maximaler Fehler von ca. 3% gegenüber der tatsächlichen Kopfauslenkung. Daraus ergibt sich für die Hauptmeßrichtung A Gl. (2) zu

$$x_A = \sum_{i=1}^{n} [L_i \cdot \sin\alpha_i \cdot \cos\beta_i] \qquad (3)$$

Erfolgt die Auswertung der Kopfverschiebung nicht in Richtung der Hauptmeßrichtung A bzw. der Nebenmeßrichtung B sondern in zu diesen um den Transformationswinkel ϑ gedrehten Richtungen (Abb. 8), so ist noch eine Koordinatentransformation für die Auslenkung x_A und x_B durchzuführen. Die Vorzeichenvereinbarung wurde nach Glötzl [9] festgelegt. Daraus ergibt sich Gl. (4)

$$x_{A'} = \sum_{i=1}^{n} [L_i \cdot \sin\alpha_i \cdot \cos\beta_i \cdot \cos\vartheta + L_i \cdot \sin\beta_i \cdot \cos\alpha_i \cdot \sin\vartheta] \qquad (4)$$

mit:

$x_{A'}$ = Auslenkung des Inklinometerrohres in einer bestimmten Tiefe in Richtung A´

ϑ = Transformationswinkel A $\rightarrow$ A´

Aufgrund der Summenbildung zur Ermittlung der Auslenkung des Inklinometerkopfes ergibt sich eine Fehlerfortpflanzung des zufälligen Fehlers der Einzelmessung [8]. Die Zusammenhänge der Gl.(4) werden deshalb hinsichtlich dieser Fehlerfortpflanzung untersucht. Für die Nebenmeßrichtung B wird in analoger Weise vorgegangen.

Jede der in dieser mathematischen Beziehung dargestellten Größe wird dabei als unabhängige Variable mit einem ihr eigenen mittleren Fehler s_{xj} angesehen. Dieser mittlere Fehler stellt in diesem Zusammenhang das Maß der Streuung dieser unabhängigen Variablen dar und entspricht somit der Standardabweichung dieser als normal verteilt angenommenen Größen.

Die Meßgrößen sinα und sinβ sind die von den Beschleunigungs-Accelerometern in A- und B-Richtung gemessenen sin-Werte der Neigung. Die ihnen zugeordneten mittleren Fehler werden nachfolgend als $s_{\sin\alpha}$ und als $s_{\sin\beta}$ bezeichnet. Der zufällige Fehleranteil dieser beiden Größen ergibt sich u.a. aus der Präzision der Beschleunigungs-Accelerometer selbst, und aus einem Anteil, welcher aus der Führung der Sonde in den Rohrnuten entsteht. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Sonde in A-Richtung mittels der Radschwinge gegen die Wandung vorgespannt ist, während in B-Richtung eine, im wesentlichen von Form und Größe der Führungsnut und Geometrie des Führungsrades abhängige Streuung zu beobachten ist, welche deutlich größer als jene in der A-Richtung ist.

Eine weitere zu betrachtende zufällige Fehlergröße entsteht durch die Querbeweglichkeit der Führungsräder in den Rohrnuten, welche eine gewisse Drehbewegung um die Längsachse der Sonde erlaubt. Dieser Fehleranteil wirkt sich gleichartig wie ein zufällig streuender Fehleranteil des Transformationswinkels ϑ aus und kann somit als s_ϑ durch diesen beschrieben werden.

Die Festlegung der jeweiligen Meßtiefe der Sonde findet über ein Meßkabel mit einer der Sondenlänge entsprechenden Teilung statt. Beim Anhalten dieser Kabelmarken an der Rohroberkante können zufällige Anhaltefehler auftreten. Der Einfluß dieser Fehlerart kann mittels obigem Formalismus nicht nachvollzogen werden. Von Bedeutung ist dieser Fehler allerdings nur im Fall von gekrümmten Rohren.

Zur Ermittlung des mittleren Fehlers der nach Gl. (4) ermittelten Horizontalauslenkung des Inklinometerrohres wird nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz von Gauß [4,8] vorgegangen. Dieser mittlere Fehler $s_{XA'}$ bzw. $s_{XB'}$ ergibt sich beispielsweise für die Richtung A´ aus folgender Beziehung (Gl.5):

$$s_{XA'} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} \left(\frac{\partial X_{A'}}{\partial X_{i,j}}\right)^2 \cdot (s_{Xj})^2} \qquad (5)$$

m..... Anzahl der unabhängigen Variablen

Die detaillierten Ableitungen wurden in Folge programmiert und für die weitere Auswertung dieser Fehleranalyse herangezogen.

2.2.2 Diskussion der Ergebnisse des mathematischen Modelles

Mit Hilfe des mathematischen Modelles ist es möglich eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen. Nachfolgend wird durch Variation einzelner Größen wie Neigung in A-Richtung mit den Meßwerten $\sin\alpha$ und Neigung in B-Richtung mit den Meßwerten $\sin\beta$ der Einfluß der mittleren Fehler $s_{\sin\alpha}$, $s_{\sin\beta}$, s_ϑ auf die Streuung der Kopfverschiebung s_{XA} und s_{XB} untersucht.

Für den Einfluß des zufälligen Fehleranteiles s_ϑ ergibt sich:

- Für die Betrachtung der Streubereiche in Richtung A ist nur die Rohrneigung in Richtung B, nicht jedoch diese in Richtung A von praktischer Bedeutung.
- Für die Betrachtung der Streubereiche in Richtung B ist hingegen die Rohrneigung in Richtung A die maßgebende Größe und eine eventuelle Neigung des Inklinometerrohres in Richtung B bleibt ohne relevanten Einfluß.
- Für vertikale Inklinometerrohre wurde mittels weiterer Vergleichsrechnungen festgestellt, daß die Fehlergröße s_ϑ ohne Einfluß auf die Kopfverschiebung s_{XA} und s_{XB} ist. Vertikal oder annähernd vertikal eingebaute Inklinometerrohre sind bzgl. dieser Fehlergröße somit unempfindlich.

In der Diskussion der Fehleranteile $s_{\sin\alpha}$ und $s_{\sin\beta}$ wird $\vartheta = 0$ und der Fehleranteil $s_\vartheta = 0$ gesetzt, und damit der Einfluß der Sondenverdrehung ausgeschlossen. Für den Einfluß des zufälligen Fehleranteiles $s_{\sin\alpha}$ und $s_{\sin\beta}$ ergibt sich:

- Zwischen einer eventuellen Rohrneigung in A– und/oder in B–Richtung und der Größe der Streuung der Kopfverschiebung des Inklinometerrohres besteht kein praktisch relevanter Zusammenhang. Weiters ist ein linearer Zusammenhang zwischen den Größen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ und dem Streubereich der Inklinometer-Kopfverschiebung s_{XA} bzw. s_{XB} nachweisbar.
- Für den theoretischen Fall, daß einer der beiden Fehlergrößen $s_{sin\alpha}$ oder $s_{sin\beta}$ zu Null wird, ist der zur entsprechenden Richtung zugehörige Streuwert für vertikale Rohre exakt Null und für geneigte Rohre annähernd gleich Null. Daraus ist ableitbar, daß sich die mittleren Fehler $s_{sin\alpha}$ und $s_{sin\beta}$ gegenseitig nicht beeinflussen.

2.2.3 Rückrechnung der Meßergebnisse des Versuchsstandes mit Hilfe des mathematischen Modelles

Die Rückrechnung der Meßergebnisse des Versuchsstandes erlaubt eine Überprüfung des mathematischen Modelles und dient gleichzeitig zur Eichung der Fehlergrößen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ und s_ϑ.

Wie in Kap.2.2.2 schon erläutert, ist der mittlere Fehler s_ϑ der Sondenverdrehung bei vertikalen Meßrohren ohne praktischen Einfluß auf eine eventuelle Streuung des Inklinometerkopfes in A´- oder B´-Richtung. Dies bedeutet, daß bei vertikalen Meßrohren nur ein Fehlereinfluß zufolge $s_{sin\alpha}$ und $s_{sin\beta}$ vorhanden ist und somit dieser auch losgelöst von s_ϑ analysiert werden kann. Weiters gilt nach Kap.2.2.2, daß sich bei vertikalen Meßrohren und einem Transformationswinkel $\vartheta = 0$ die mittleren Fehler $s_{sin\alpha}$ und $s_{sin\beta}$ gegenseitig nicht beeinflussen. Somit kann aus der Betrachtung der Ergebnisse der beiden Richtungen A bzw. B des Versuchsstandes auf die jeweiligen Größen der Fehlereinflüsse $s_{sin\alpha}$ und $s_{sin\beta}$ rückgeschlossen werden. Die vom jeweiligen Meßystem abhängigen Größen sind in Tab.1 zusammengefaßt.

Zur Bestimmung der Fehlergröße s_ϑ wurde nachgewiesen, daß die Abhängigkeit des Streubereiches der Meßwerte von der Rohrneigung nur auf den Fehleranteil s_ϑ zurückzuführen ist. Der mittlere Fehler s_ϑ ist folglich so festzulegen, daß dieser das Verhalten der einzelnen Sonden in Kombination zu den jeweiligen Rohrtypen im Versuch widerspiegelt. Die in Tab. 1 enthaltenen Richtwerte für s_ϑ ergaben sich aus Rückrechnung der Versuchsergebnisse mittels des in Kap.2.2 beschriebenen mathematischen Modells. Die Darstellung der Ergebnisse der Nachrechnung erfolgt beispielhaft für die Ebene 1 der Glötzl - Rohre in Abb.9.

	Glötzl - Rohr			Breymann - Rohr		
	$s_{sin\alpha}$	$s_{sin\beta}$	s_{ϑ}	$s_{sin\alpha}$	$s_{sin\beta}$	s_{ϑ}
NMG-2	5 E-05	1 E-04	0,04°	5 E-05	5 E-05	0,015°
NMGD	8 E-05	7 E-05	0,02°	3 E-05	4 E-05	0,02°
DIG.IF	7 E-05	6 E-05	0,02°	2 E-05	2 E-05	0,015°
NMG-1	4 E-05	-	0,03°	4 E-05	-	0,025°
SL.IN.	3 E-05	1,2 E-04	0,09°	2 E-05	1 E-04	0,035°

Tab.1. Fehlergrößen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ und s_{ϑ} aus der Nachrechnung der Versuchsergebnisse

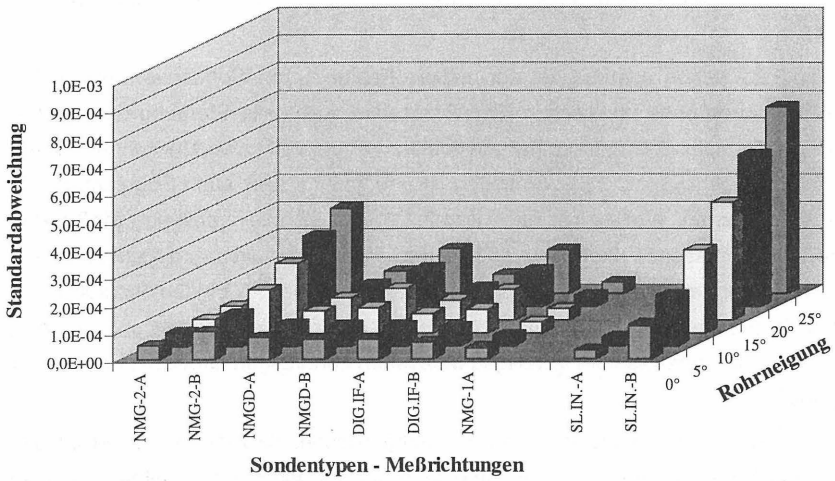


Abb.9. Nachrechnung der Meßergebnisse für die Ebene 1 – Glötzl-Rohr

Wie ein Vergleich der Abbildung mit den in Kap.2.1 dargestellten Ergebnissen des Versuches zeigt (Abb.4), ist es gelungen die Streuungseigenschaften der verschiedenen Meßsysteme mittels der drei Fehlervariablen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ und s_{ϑ} ausreichend genau zu beschreiben.

3. Auswertung und Interpretation der Ergebnisse des Versuchsstandes und des mathematischen Modelles

Die Ergebnisse des Versuchsstandes sowie des mathematischen Modelles werden soweit als möglich zusammenhängend diskutiert und auf ihre Plausibilität geprüft. Dabei ist zu beachten, daß die Ergebnisse des Laborversuchsstandes integrative Ergebnisse aller relevanten Fehlergrößen liefern. Der Einfluß der einzelnen im Detail unbekannten Fehlergröße bleibt dabei verborgen und kann nicht getrennt von anderen Fehlergrößen analysiert werden. Im Gegensatz dazu wurden im mathematischen Modell einzelne Fehlergrößen herausgegriffen und ihrer Auswirkung entsprechend einer der drei beschriebenen Größen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ bzw. s_{ϑ} zugeordnet. Einzelne Fehlerursachen, wie z.B. das Verhältnis von Sondenradbreite zu Führungsnutbreite üben hierbei wieder einen Einfluß auf mehrere der genannten Fehlergrößen aus, wodurch auch das angewendete mathematische Modell nur bedingt eine Detailstudie einzelner Fehlergrößen erlaubt. Doch können aus der Gliederung der Fehlerursachen in die drei Einflußgrößen $s_{sin\alpha}$, $s_{sin\beta}$ bzw. s_{ϑ} durchwegs praxisrelevante Erkenntnisse gewonnen werden.

3.1 Beurteilung der Qualität der Ergebnisse des Laborversuchsstandes

Aus der Betrachtung mehrerer Säulen über die Diagramm-Achse der Rohrneigung (Abb.4 bis 7) ist in bestimmten Fällen eine deutliche Abhängigkeit der Standardabweichung von der Rohrneigung erkennbar. In vereinzelten Fällen ist dieser Verlauf jedoch nicht stetig. Im wesentlichen treten diese Unstetigkeiten bei einer Rohrneigung von 20° auf und sind auf den unter Kap.2.1.1 bereits erwähnten Umstand von nur 5 Wiederholungsmessungen bei diesen Rohrneigungen zurückzuführen. Aus den Ergebnissen ist zu ersehen, daß in diesem einen Fall die erhaltene Datenanzahl zu gering für eine einwandfreie, statistische Auswertung ist. Bei der Betrachtung der Gesamtergebnisse ist dieser Umstand zu berücksichtigen. Die an anderen Stellen auftretenden Unstetigkeiten einzelner Säulen sind in ihrer Gesamtanzahl gering und von ihrer Größenordnung unbedeutend. Die weiteren Betrachtungen werden nicht anhand einzelner Säulen, sondern anhand von jeweils fünf Säulen entlang der Achse der Rohrneigung geführt.

Ein weiterer interessanter Vergleich, der eine Beurteilung der Qualität der Meßergebnisse erlaubt, ist der Vergleich der Standardabweichungen zwischen Ebene 1 und Ebene 2 für jeweils gleiche Sonden- und Rohrtypen bei senkrechten Inklinometerrohren. Im Fall von senkrechten Rohren können aus theoretischer Sicht nur herstellungsbedingte Rohrimperfektionen zu unterschiedlichen Ergebnissen im Vergleich der beiden Ebenen führen. Der direkte Vergleich ergab, daß bei den Breymann-Rohren eine im wesentlichen sehr

gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus den beiden Meßebenen vorliegt. Dies ist ein Indiz dafür, daß zum einen dieser Rohrtyp eine hohe Gleichförmigkeit in der Ausführung der Rohrnuten aufweist und zum anderen die gewählte Anzahl von 10 Wiederholungsmessungen für die Statistik als ausreichend bezeichnet werden kann. Bei den Glötzl-Rohren weichen die Ergebnisse der beiden miteinander vergleichbaren Auswertungen um ein deutlicheres Maß voneinander ab. Der Grund hierfür könnte in einer weniger gleichförmigen Führung der Sondenräder in den Nuten dieser Rohre liegen und die Anzahl der Wiederholungsmessungen müßte diesem Umstand entsprechend erhöht werden um für die statistische Auswertung eine ausreichende Anzahl von Daten zu erhalten.

3.2 Vergleich der Ebene 1 und Ebene 2 unter Berücksichtigung der Rohrneigungen

Ebene 1: Aus den Ergebnissen des Laborversuchsstandes in Ebene 1 ist sehr gut erkennbar, daß das Ergebnis der Hauptmeßrichtung A weitestgehend unabhängig von der Neigung des Inklinometerrohres ist. Für die Nebenmeßrichtung B kann hingegen eine deutliche Abhängigkeit der Meßergebnisse von der Rohrneigung festgestellt werden. Das Maß der Vergrößerung der ermittelten Standardabweichung von 0° bis 25° Rohrneigung, im Vergleich zu den am vertikalen Rohr ermittelten Standardabweichungen, weist in Abhängigkeit vom Sondentyp und von der Rohrart einen Faktor von ca. 2 bis 8 auf.

Ebene 2: Für Ebene 2 tritt eine Umkehr der Effekte auf. Die Hauptmeßrichtung A weist eine deutliche Abhängigkeit von der Neigung des Inklinometerrohres auf. Der Faktor der Vergrößerung der errechneten Standardabweichungen im Vergleich zu den beim senkrechten Rohr ermittelten Werten, liegt je nach Sonde und Rohrtyp bei ca. 5 bis 10. Für die Nebenmeßrichtung B kann auf keine Abhängigkeit der Ergebnisse von der Rohrneigung rückgeschlossen werden.

Diese Ergebnisse des Laborversuchsstandes werden auch durch die Rückrechnung mittels des mathematischen Modelles bestätigt. Detaillierter kann aus dem mathematischen Modell noch abgeleitet werden, daß für die größer werdenden Streuungen der Meßergebnisse mit zunehmender Rohrneigung und in Abhängigkeit der jeweiligen Meßebene die Fehlergröße s_ϑ maßgebend ist. Das heißt alle Eigenschaften eines Meßsystems, die eine hohe Drehbeweglichkeit der Sonde im Inklinonometerrohr zulassen, verursachen eine große Neigungsabhängigkeit der Meßgenauigkeit in Abhängigkeit von der entsprechenden Meßebene. Unter Meßsystem wird in diesem Zusammenhang die Kombination einer bestimmten Meßsonde und eines bestimmten Inklinometerrohres verstanden. Als Beispiel aus dem Laborversuchstand kann hier die SL.IN - Sonde genannt werden, welche sehr schmale Laufräder aufweist und somit im Vergleich zu den anderen Sondentypen eine

höhere Drehbeweglichkeit vermuten läßt. Wie aus den Abb.4 bis 7 zu erkennen ist, weist diese Sonde auch tatsächlich eine deutlich höhere Neigungsabhängigkeit als die anderen Sonden auf.

Der Vergleich der Hauptmeßrichtung A mit der Nebenmeßrichtung B weist für vertikale Inklinometerrohre im Mittel einen Unterschied der Streuungen von einem Faktor von ca. 1,5 auf. Wie sich durch Verifikation der Versuchsergebnisse unter Baustellenbedingungen ergeben hat, ist dieses Verhältnis für die Meßpraxis vermutlich zu klein und ein realistischer Wert dürfte eher in einer Größenordnung von 2 bis 3 liegen.

3.3 Vergleich der Meßrohre

Verglichen werden wiederum die Standardabweichungen ganzer Datenreihen über die Achse der Rohrneigung der gleichen Ebene, des gleichen Sondentyps und der gleichen Meßrichtung. Ein erster Überblick läßt einen deutlichen Unterschied zwischen den beiden Rohrarten erkennen. Besonders der Vergleich der Ergebnisse der Ebene 2 zeigt diesen Unterschied auf. Die Ursache für diese Unterschiede ist hauptsächlich in der Geometrie der Rohrnut zu sehen. Aus Zeit- bzw. Kostengründen war es leider nicht möglich den vorliegenden Laborversuch mit einer größeren Anzahl verschiedener Inklinometerrohrtypen durchzuführen. Doch wurden zwischenzeitlich am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU-Braunschweig diesbezüglich Untersuchungen mit 4 verschiedenen Rohrtypen vorgenommen [10].

3.4 Vergleich der Inklinometer-Sonden

Ein Vergleich der verschiedenen Sondentypen ist nur für die jeweils gleiche Ebene sinnvoll. Weiters zeigt sich, daß die Beurteilung einer Sonde allein nicht ausreichend ist, sondern daß eine Bewertung im Zusammenhang mit der verwendeten Rohrart erfolgen muß. So weist z.B. die Interfels-Digital-Sonde DIG.IF für die Ebene 1 und die Hauptmeßrichtung A in Kombination mit den Breymann–Rohren überdurchschnittlich niedrige Standardabweichungen auf, liegt jedoch im Gegensatz dazu bei Verwendung des Glötzl–Rohres eher auf der schlechteren Seite. Weiters auffallend sind die vergleichsweise großen Standardabweichungen der SI.IN Sonde für geneigte Rohre. Diese unterscheidet sich in ihrem Äußeren, wie bereits erwähnt, besonders dadurch von den restlichen Sonden, daß sie auffallend schmale Laufräder besitzt.

3.5 Vergleich der Meßsysteme

Die Betrachtung und Diskussion der Ergebnisse einzelner Meßsysteme für vertikale Inklinometerrohre in den Abb.4 bis 7 läßt einige interessante Schlüsse zu. Wie in Kap.2. angeführt wurde, ist die Größe der Streuungen der Meßergebnisse für vertikale Inklinometerrohre unabhängig von der Fehlergröße s_ϑ. Weiters wurde ebenfalls aufgezeigt, daß für vertikale Inklinometerrohre die Fehlergrößen $s_{\sin\alpha}$ und $s_{\sin\beta}$ unabhängig voneinander sind.

Beispielhaft werden die Ergebnisse der SL.IN – Sonde genauer betrachtet. Unabhängig vom Rohrtyp weisen die Ergebnisse dieser Sonde für die Hauptmeßrichtung A und für vertikale Rohre in allen Fällen (Abb.4 bis 7) sehr niedrige Streungen auf. Dies ist ein Indiz dafür, daß die Fehlergröße $s_{\sin\alpha}$ sehr klein ist. Betrachtet man im Gegensatz dazu für diese Sonde die Nebenmeßrichtung B, so ist erkennbar, daß die Ergebnisse für diesen Fall vergleichsweise schlechte Werte aufweisen. Wird vorausgesetzt, daß der Beschleunigungs-Accelerometer für die B-Richtung dieselbe Qualität besitzt, wie jener für die A-Richtung, so ist deutlich gemacht, welcher Einfluß der Führung der Laufräder in den Rohrnuten zukommt.

Für die restlichen Sonden können nun ähnliche Betrachtungen vorgenommen werden. Im wesentlichen lassen sich daraus folgende Schlüsse ableiten.

- Wie schon an früherer Stelle erwähnt, wird die Qualität der Meßergebnisse wesentlich durch das Wechselspiel Sonde – Rohrtyp beeinflußt.
- Dabei scheint der Geometrie der Rohrnut, der Geometrie der Führungsräder der Inklinometersonde sowie den Lagereigenschaften dieser Führungsräder eine besondere Bedeutung zuzukommen. Daß eine Verschmutzung oder Korrosion von Inklionmeterrohren unter Baustellenbedingungen diese Führungseigenschaften einer Sonde in einem Inklinometerrohr ganz wesentlich beeinflussen ist selbstverständlich.
- Weiters ist zu berücksichtigen, daß gute Führungseigenschaften einer Sonde in einer bestimmten Meßrichtung nicht zwingend bedeutet, daß diese Sonde auch in der zweiten Meßrichtung gute Führungseigenschaften aufweist, d.h. die Meßrichtungen können voneinander unabhängiges Verhalten aufweisen.
- Die Fehlergrößen $s_{\sin\beta}$ und s_ϑ korrelieren miteinander. Weist ein Meßsystem bei vertikalen Inklinometerrohren große Streuungen der Meßergebnisse in der Nebenmeßrichtung B auf, so ist auch die Fehlergröße s_ϑ für dieses Meßsystem groß, sodaß in der entsprechenden Meßebene eine große Abhängigkeit von der Rohrneigung vorliegt.

4. Verifizierung der Ergebnisse unter Baustellenbedingungen

Um die in den vorigen Kapiteln abgeleiteten Ergebnisse unter Baustellenbedingungen zu prüfen, wurden entsprechende Messungen in situ durchgeführt und ausgewertet Zur Beobachtung eines Rutschhanges wurden 3 Inklinometer eingebaut. An diesen drei Inklinometern wurden innerhalb von ca. 3 Stunden je 10 Wiederholungsmessungen vorgenommen und statistisch ausgewertet. Es kann davon ausgegangen werden, daß sich der Hang innerhalb dieser 3 Stunden nicht bewegt hat.

Inklinometer 1 wurde mit ca. 10° Neigung zur Vertikalen, in Fallrichtung des Hanges eingebaut. Die Länge dieses Inklinometerrohres beträgt 13,5m. Die Hauptmeßrichtung A entspricht der Fallrichtung des Hanges und somit sind die Gegebenheiten vergleichbar mit den Verhältnissen der Meßebene 1 des Laborversuchsstandes.

Inklinometer 2 wurde ebenfalls mit ca. 10° Neigung zur Vertikalen, in diesem Fall jedoch in Streichrichtung des Hanges eingebaut. Als Hauptmeßrichtung A wurde die Fallrichtung des Hanges gewählt. Die Länge dieses Meßrohres beträgt 14,5m. Die Randbedingungen entsprechen in diesem Fall jenen der Meßebene 2 des Laborversuchsstandes.

Inklinometer 3 ist annähernd vertikal eingebaut und weist eine Länge von 17,5m auf.

Bei den vor Ort eingebauten Meßrohren handelt es sich um Rohre der Fa. Glötzl, wie sie auch im Laborversuchsstand verwendet wurden. Die verwendete Meßsonde ist die institutseigene Analogsonde der Fa. Glötzl und entspricht der in Kap.2.1 mit NMG-2 beschriebenen Sonde. Die Auswertung erfolgte zum ersten in einer statistischen Aufarbeitung der Meßdaten, wie dies auch mit den Daten aus dem Laborversuchsstand durchgeführt wurde (Kap.2.1). Weiters erfolgt eine Gegenüberstellung der absoluten Biegelinien zueinander und in Bezug auf eine, zu einem früheren Zeitpunkt durchgeführte Nullmessung.

4.1 Auswertung der in-situ Messungen

Das Verfahren und die Vorgangsweise für die statistische Auswertung wurde in Kap.2.1 erläutert. Analog zu jener Auswertung wird für die zehn Wiederholungsmessungen der Inklinometer 1, 2 und 3 eine statistische Betrachtung vorgenommen. Aufgrund der Längen der Inklinometerrohre von 13,5m bis zu 17,5m steht eine wesentlich größere Datenmenge für die Statistik zur Verfügung, als dies bei der Auswertung der Labormeßdaten der Fall war. Die Standardabweichungen aus den statistischen Auswertungen für Inklionometer 1 bis 3 sind in Tab.2 dargestellt. Die Tendenzen der Meßstreuungsabhängigkeit von den jeweiligen Rohrneigungen entsprechen den Ergebnissen des Versuchsstandes. Jedoch

weichen die Absolutwerte der auf der Baustelle gemessenen Streuungen von jenen des Versuchsstandes in der Hauptmeßrichtung A um einen Faktor 2 und in der Nebenmeßrichtung B um einen Faktor 2 bis 3 ab.

	Hauptmeßrichtung A	Nebenmeßrichtung B
Inklinometer 1	σ = 1,1 E-04	σ = 3,0 E-04
Inklinometer 2	σ = 2,4 E-04	σ = 3,3 E-04
Inklinometer 3	σ = 1,4 E-04	σ = 3,3 E-04

Tab.2. Standardabweichungen σ aus der statistischen Auswertung der in situ Messungen

In einer weiteren Form der Auswertung werden die Biegelinien der 10 Wiederholungs messungen für die geneigten Inklinometer 1 und 2 für die Hauptmeßrichtung A einander gegenübergestellt. Bezogen werden die Wiederhoungsmessungen auf die Nullmessung, welche ca. 6 Monate früher erfolgte. Daraus wird das Maß der Streuung zufolge der 10 Wiederholungsmessungen ersichtlich. Weiters wird ein Eindruck vermittelt, inwiefern eine Interpretation über eine in diesem Zeitraum erfolgte Horizontalverschiebung des Hanges zulässig ist.

Mit Hilfe des in Kap.2.2 abgeleiteten mathematischen Modells werden nachfolgend die theoretischen Kopfverschiebungen für eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 99% gegenübergestellt. Dies definiert einen theoretischen Vertrauensbereich innerhalb dessen die Meßstreuungen zu 99% liegen. Es werden hierbei die aus der zuvor beschriebenen statistischen Auswertung gewonnenen Erkenntnisse berücksichtigt und für die Fehlergrößen $s_{\sin\alpha}$ = 1 E-04 ein Faktor von 2, für $s_{\sin\beta}$ = 3 E-04 ein Faktor von 3 und für s_{ϑ} = 0,1° ein Faktor von 2,5 gegenüber den Werten aus Tab.1 eingeführt.

Für Inklinometer 1 sind Streuungen des Inklinometerkopfes in der Hauptmeßrichtung A von ca +/- 0,5 mm (Abb.10) erkennbar. Die mathematische Abschätzung des 99% Vertrauensbereiches ergibt für die Hauptmeßrichtung A einen Wert von +/- 0,7mm

Für Inklinometer 2 sind Streuungen des Inklinometerkopfes in der Hauptmeßrichtung A von ca +/- 2,5 mm zu erkennen (Abb.10). Für die Hauptmeßrichtung A ist auch in diesem Fall eine deutliche Verschiebung gegenüber der Nullmessung erkennbar. Doch läßt hier die relativ große Streuung keine eindeutige Aussage über die Größe der wirklich aufgetretenen Horizontalverschiebungen zu. Die mathematische Abschätzung des 99% Vertrauensbereiches der Kopfverschiebung ergibt für die Hauptmeßrichtung A einen Wert von

+/- 2,2 mm. Für die Nebenmeßrichtung B sowie Inklinometer 3 ist die Übereinstimmung zwischen mathematischer Abschätzung und Meßergebnis ähnlich genau.

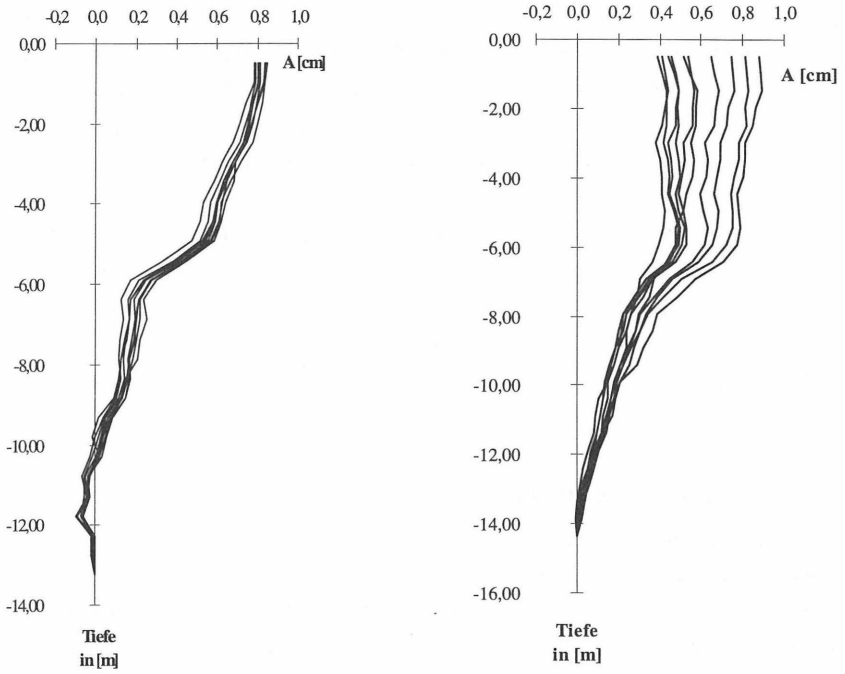


Abb.10. Streuung der 10 Wiederholungsmessungen bezogen auf die Nullmessung in Richtung A für Inklinometer 1 (links) und Inklinometer 2 (rechts)

Die obigen Darstellungen weisen die grundsätzliche Anwendbarkeit des Fehlerfortpflanzungsgesetzes zur Abschätzung von Streuungen bei Inklinometermessungen nach. Zur Festlegung der dafür erforderlichen Werte der Fehlergrößen $s_{\sin\alpha}$, $s_{\sin\beta}$ und s_{ϑ}, bedarf es jedoch noch einer größeren Anzahl von Meßerfahrungen mit entsprechenden Auswertungen. Im Fall korrodierter oder verschmutzter Meßrohre ist eine Voraussage des zu erwartenden Streubereiches jedoch auch dann nur schwer möglich.

5. Einfluß von Rohrtorsion, elektrischen Feldern und Temperatur auf die Genauigkeit von Meßergebnissen

5.1 Einfluß einer Rohrtorsion

Der Einfluß einer allfälligen Rohrtorsion auf die absolute Raumkurve wurde in der Literatur mehrfach nachgewiesen [2,11]. Auch die Ermittlung von Relativverschiebungen, d.h. die Differenzbildung von zwei räumlichen Kurven wird von der Torsion eines Inklinometerrohres beeinflußt. Wird eine vorhandene Rohrtorsion in der Auswertung der Biegelinie nicht berücksichtigt, entsteht ein systematischer Fehler, der auch durch mehrmaliges Messen nicht zu beseitigen ist. Bei den im Labor durchgeführten Messungen an zwei vertikalen, 4,5m langen Inklinometerrohren, welche auf ihre gesamte Länge um ca. 5° verdreht wurden, wurde dieser systematische Fehler nicht untersucht, sondern lediglich eine statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen vorgenommen und die Streuung der Meßwerte am tordierten Rohr mit denen am nicht tordierten Rohr verglichen. Die Messungen wurden mittels der Sonden NMG-2 und NMGD in den Ebenen 1 und 2 für das Glötzl- und das Breymann- Rohr durchgeführt. Dabei konnte weder für die Hauptmeßrichtung A noch für die Nebenmeßrichtung B ein signifikanter Einfluß auf die Streuung, ausgedrückt durch die Standardabweichung festgestellt werden.

5.2 Einfluß eines nahegelegenen elektrischen Feldes

In einer weiteren Messreihe wurde ein mit 380V gespeistes Starkstromkabel in einer Tiefe von ca. 2m, in einem Abstand von ca 10 cm parallel zur Ebene 1 an den Inklinometerrohren vorbeigeführt und an einen Verbraucher angeschlossen. Die Messungen wurden wiederum mittels der Sonden NMG-2 und NMGD in den Ebenen 1 und 2 für beide Rohre durchgeführt. Es erfolgte zum einen eine statistische Auswertung und weiters wurden die absoluten Biegelinien jenen ohne Stromeinfluß gegenübergestellt. Beispielhaft zeigt Abb.11 das Ergebnis einer solchen Gegenüberstellung. Punktiert sind die Messergebnisse unter Einfluß des elektrischen Feldes und durchgezogen jene ohne Einfluß des elektrischen Feldes dargestellt. In der Meßrichtung, die normal zur Richtung des Stromkabels verläuft, in Abb.11 die Hauptmeßrichtung A, gehen die Biegelinien der 5 Wiederholungsmessungen bei stromdurchflossenem Kabel und jene der 10 Wiederholungsmessungen ohne Einfluß des vorbeigeführten Stromkabels ineinander über, sodaß kein relevanter Einfluß des elektrischen Feldes erkennbar ist. In der Meßrichtung parallel zur Richtung des Stromkabels, in Abb.11 die Nebenmeßrichtung B, findet jedoch eine deutliche Differenzierung der Biegelinien mit und ohne stromdurchflossenem Kabel statt. Dieser Effekt wiederholt sich sowohl für die Analogsonde als auch die Digitalsonde in allen untersuchten

Fällen. Für die Meßpraxis bedeutet dies, daß in der Erde verlegte Kabel bzw. Hochspannungsleitungen in der Nähe von eingebauten Inklinometerrohren die Meßergebnisse beeinflußen können.

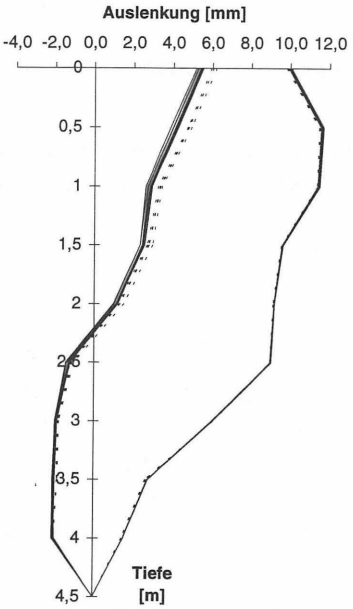


Abb.11. Gegenüberstellung der Biegelinien mit und ohne Einfluß von elektrischem Strom für die Ebene 2, Breymann-Rohr, Sonde NMG-2

5.3 Einfluß von Temperatur

Zur Beurteilung inwiefern eine Temperaturdifferenz der Meßsonde einen Einfluß auf die Streuung der Meßergebnisse bzw. auf die Absolutmessungen hat, wurden die Sonden NMG-2 und NMGD in einer um 10° Celsius wärmeren Umgebung vorgewärmt und anschließend mittels dieser erwärmten Sonden Messungen an den vertikalen Inklinometerrohren in den Ebenen 1 und 2 durchgeführt. Ein signifikanter Einfluß ließ sich jedoch weder für die Streuungen der Meßergebnisse, noch für die absoluten Biegelinien feststellen.

6. Schlußbemerkung

In der vorliegenden Arbeit wurde der Vertrauensbereich von mittels Inklinometern gemessener Horizontalverschiebungen untersucht. Die Untersuchungen wurden mit verschiedenen Meßsonden an bis zu 25° geneigten Inklinometerrohren durchgeführt. Die auf Laborversuchen sowie mathematischen Überlegungen basierenden Ergebnisse wurden mit Messungen unter Baustellenbedingungen verglichen und lassen für die Meßpraxis folgende Schlüsse zu:

- Für den in der Praxis häufigsten Fall von annähernd vertikal eingebauten Inklinometerrohren kann der Vertrauensbereich der Kopfverschiebung dieser Inklinometerrohre

$$s_{XA} = \pm s_L \cdot s_{\sin\alpha} \cdot \sqrt{n} \qquad (6)$$

$$s_{XB} = \pm s_L \cdot s_{\sin\beta} \cdot \sqrt{n} \qquad (7)$$

  durch den in Gl.6 und Gl.7 angeführten Zusammenhang abgeschätzt werden.Die Genauigkeit der Meßergebnisse bei vertikal eingebauten Inklinometern für die Hauptmeßrichtung A ist hierbei um einen Faktor von ca. 2-3 größer als die Genauigkeit der Meßrichtung B. Als grober Richtwert für eine erste Abschätzung des Vertrauensbereiches kann für $s_{\sin\alpha}$ ~ 0,0001 und für $s_{\sin\beta}$ ~ 0,00025 angenommen werden. Sollen diese Fehlergrößen für ein bestimmtes Meßsystem genauer eruiert werden, so sind an einem vor Ort eingebauten Inklinometerrohr ca. 10 Wiederholungsmessungen durchzuführen und eine statistische Auswertung, wie sie z.B. in Kap.2.1 durchgeführt wurde, vorzunehmen. Anzumerken ist noch, daß der mittels obiger Formel abgeschätzte Vertrauensbereich der einfachen Standardabweichung der als normalverteilt angenommenen Streuungen entspricht. Soll daraus ein x-% Vertrauensbereich beschrieben werden, ist dieser Wert noch entsprechend zu verändern.

- Ist für die Auswertung der Inklinometermessungen eine Transformation A→A´ um einen Transformationswinkel ϑ erforderlich, so geben obige Werte s_{xA} und s_{xB} eine obere und eine untere Grenze für den Vertrauensbereich dieser Messung an.
- Weiters können die mittleren Fehler $s_{\sin\alpha}$, $s_{\sin\beta}$ und s_ϑ nach Tabelle 1 dieser Arbeit abgeschätzt werden, wobei für Baustellenbedingungen ein Faktor 2 - 3 im Vergleich zu den Laboruntersuchungen zu berücksichtigen ist.
- Für die erreichbare Meßgenauigkeit ist neben der Neigung bzw. Orientierung des Inklinometerrohres vor allem das zur Anwendung kommende Meßsystem von Bedeutung. Unter Meßsystem wird der Typ der verwendeten Meßsonde in Kombination mit dem

verwendeten Inklinometerrohr verstanden. Die Fehlergrößen $s_{\sin\alpha}$, $s_{\sin\beta}$ und s_{ϑ} ergeben sich als Funktion dieses verwendeten Meßsystems.

- Eine Neigung des Inklinometerrohres in Richtung der Hauptmeßrichtung A hat für die Meßgenauigkeit in dieser Richtung keinen Einfluß. Hingegen verschlechtert eine Neigung des Inklinometerrohres in Richtung der Nebenmeßrichtung B die Meßgenauigkeit für die Hauptmeßrichtung A wesentlich.
- Um der besonderen Bedeutung der Nullmessung Rechnung zu tragen, empfiehlt es sich diese 2 bzw. 3 mal zu wiederholen, aus den gemessenen Werten das arithmetische Mittel zu bilden und dieses Mittel als Bezugsmessung für die weiteren Folgemessungen heranzuziehen [4].

Für in beliebiger Richtung geneigte Inklinometerrohre herrschen komplexere Zusammenhänge vor, welche jedoch ebenfalls mit Hilfe des in dieser Arbeit formulierten mathematischen Modelles beschrieben werden können.

Literatur

[1] Dunicliff J., Mikkelsen E.: Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance, Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc., 1993, S 75-78, S 250-268

[2] Egey Zoltan T.: Inklinometervermessungs-Sonderprobleme: Sehr geringe Horizontalver-schiebungen und Schrägpfahlverdrehungen, Meßtechnik im Erd- und Grundbau, 1983, München, S 169-172

[3] Green E. G., Mikkelsen E.P.: Deformation Measurements with Inclinometers, Transportation Research Record 1169, 1988, S 1-15

[4] Blümel, Düser, Celis: Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungsüberwachung, Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau, 1991, 7/91, S 510-517

[5] Blümel, Buchmann: Inklinometermeßverfahren für horizontale Bodenverschiebungen, Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau 12/82, S 757-761

[6] Bösinger E., Huber G., Schwarz W.: Fehleranalyse bei Neigungssondierungen, Meßtechnik im Erd- und Grundbau, Symposium 23./24 November 1983, München, S 151-156

[7] Düser, Blümel: Zur Anwendung und zur Messunsicherheit von Inklinometern im Grundbau, Mitteilungen des IBG Braunschweig: Messen in der Geotechnik 1994, Heft Nr. 44, S 197-211

[8] Plate E.J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993

[9] Glötzl Baumeßtechnik: Digital-Vertikal-Neigungsmesser NMGD; (Sonden- und Programmbeschreibung)

[10] Weidle A.: Praktische Versuchsdurchführung zur Überprüfung der Genauigkeit von Inklinometermessungen, Diplomarbeit am IBG der TU-Braunschweig, nicht veröffentlicht

[11] Vittinghoff T.: Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, Mitteilungen des IBG Braunschweig: Messen in der Geotechnik 1996, Heft Nr. 50, S59-81

Autoren:

Dipl.-Ing. Roman Marte

O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Stephan Semprich

Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Rechbauerstr. 12, A-8010 Graz

Martin Fritz, Student

Wolfgang Weber, Student

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg

G. Stegner, J. Gattermann

1. Einleitung

Aufgrund der seit Jahren starken Zuwachsraten im Containerumschlag, entstanden bzw. entstehen zur Zeit Erweiterungen und Neubauten von Schiffsliegeplätzen im Hamburger Hafen.

Beim Bau dieser neuen Kaimauern mit Geländesprüngen bis zu 23,0 m, ist es aus statischer Sicht von Bedeutung, ob das angenommene Spannungs-Verformungs-Verhalten der Konstruktion auch eintritt. Aus diesem Grunde werden baubegleitend und nach Fertigstellung des Bauwerkes Verformungsmessungen durchgeführt.

Zur Ermittlung von Wandverformungen wird das Inklinometermeßverfahren angewendet, dessen Meßprinzip von GLÖTZL [1994] beschrieben wurde. Man bestimmt mit diesem Meßverfahren einen frei im Raum liegenden Polygonzug mit gleichlangen Polygonzeiten. Um eine Aussage über die Wandfußbewegungen machen zu können, ist es notwendig die Kopfbewegungen der Meßstelle mit der Präzision des Inklinometermeßverfahrens zu bestimmen. Dieses ist nur mit einem geodätischen Meßverfahren realisierbar.

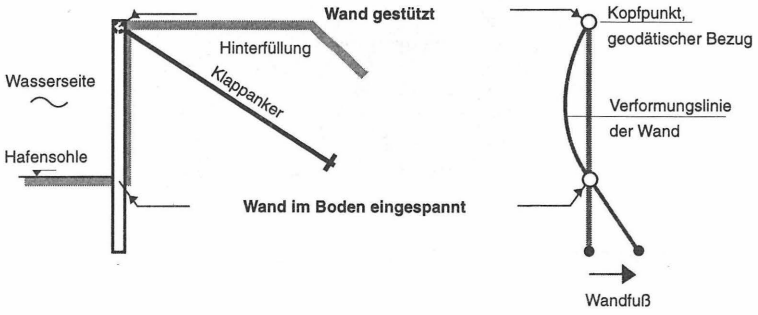


Abb. 1 Spannungs-Verformungs-Verhalten einer in Geländehöhe gestützten und im Boden eingespannten Wand. Vereinfachtes Modell Verlängerung Predöhlkai

In diesem Beitrag wird an zwei Projekten die Notwendigkeit der geodätischen Bestimmung für Inklinometerrohrkopfpunkte aufgezeigt. Nur die Anbindung der Inklinometermessungen an geodätische Messsungen gestatten eine Aussage über mögliche Wandfußverschiebungen.

1.1 Objektbeschreibung

Der Container Terminal Burchardkai ist mit rd. 14. Mio. m² Fläche der größte Terminal im Hamburger Hafen und bewältigt knapp die Hälfte des gesamten Containerumschlages [Amt für Strom- und Hafenbau, 1993].
Von den damals 9 vorhandenen Liegeplätzen standen nur 4 uneingeschränkt für tiefgehende Containerschiffe zur Verfügung. Zur Minimierung von Engpässen in der Schiffsabfertigung entstand in der Verlängerung des damaligen 8. Liegeplatzes ein weiterer Liegeplatz. Dieser Liegeplatz wurde im Sommer 1996 fertiggestellt.

Zur Zeit ensteht eine Erweiterung der Kaianlagen am Eurokai-Terminal. Im Anschluß an den 5. Liegeplatz des Predöhlkais erfolgt eine Verlängerung der Kaimauer um ca. 300 m und eine Teilzuschüttung des Griesenwerder Hafens. Es entsteht so der 6. Liegeplatz für Containerschiffe der 3. und 4. Generation [Amt für Strom- und Hafenbau, 1996].

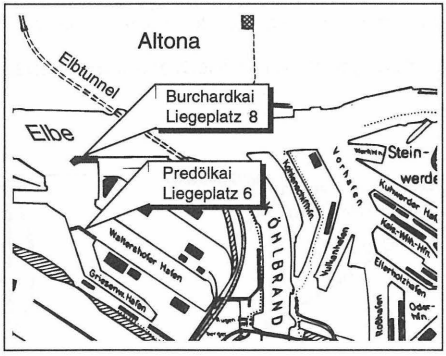


Abb. 2 Übersichtsplan Kaianlagen Burchardkai, Predöhlkai

1.1.1 Burchardkai

Die Kaianlage Burchardkai erfolgte als Ausbau einer vorhandenen Landzunge. Sie lag in der Verlängerung der bestehenden Kaimauer und war 300 m lang. Die neue Kaimauerflucht wurde um 2,50 m wasserseitig versetzt. Die Kaibreite wurde mit 60 m festgelegt. Auf der Elbseite entstand eine Liegewanne für Container Schiffe mit den Abmessungen von ca. 330 x 40 m und einer Sohltiefe von -15,50 m NN .

Zur Erstellung der 300 m langen neuen Kaikonstruktion war am Böschungskopf der vorhandenen Landzunge ein 1,20 m breiter Schlitz ausgehoben worden. In diesen Schlitz wurde eine Stützflüssigkeit eingefüllt, die mit Zement angereichert war und sich zu einem, den Parametern des umgebenden Bodens gleichen Mörtels verfestigen sollte.

In die noch weiche Suspension wurden Einzelbohlen mit Schlössern und Zwischenbohlen eingestellt. Eine Beschreibung der Konstruktion und die Durchführung des geotechnischen Meßprogramms geben GATTERMANN und HORST [1996].

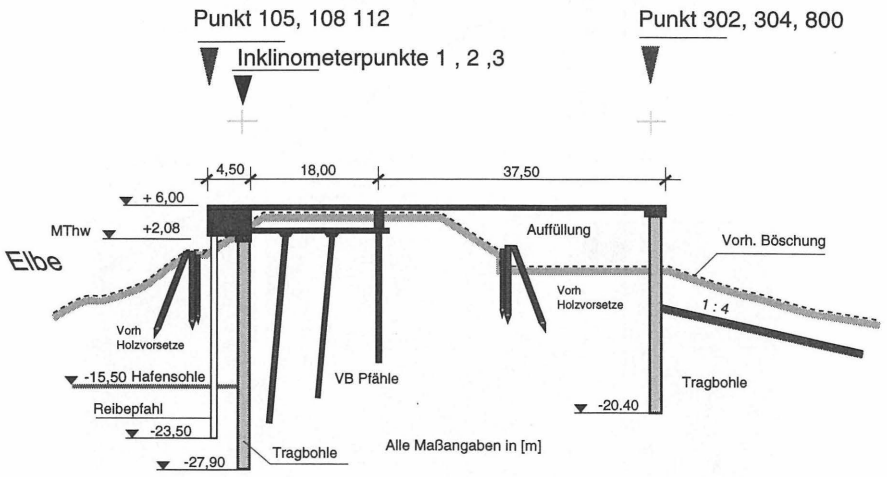


Abb. 3 Bauwerksquerschnitt - Burchardkai

1.1.2 Predöhlkai

Der Neubaubereich des Predöhlkais ist im Gegensatz zum Burchardkai eine Wasserbaustelle. Die Hauptelemente am Predöhlkai sind 60 Tragrohre, die in einer Tiefe von 26 m gegründet sind. Der Durchmesser der Tragrohre beträgt 1,27 m mit einer Abstandsweite von 2,83 m. Die Zwischenräume werden durch Füllbohlen geschlossen. 31,5 m lange Klappanker sichern die hinterfüllte Wand. Vor den Tragrohren sind Reibepfähle eingebracht, auf denen der Kaimauerkopf aufliegt. 134 Ortbeton-Rammpfähle tragen den rückwärtigen Bereich der 22 m breiten Kaimauer.

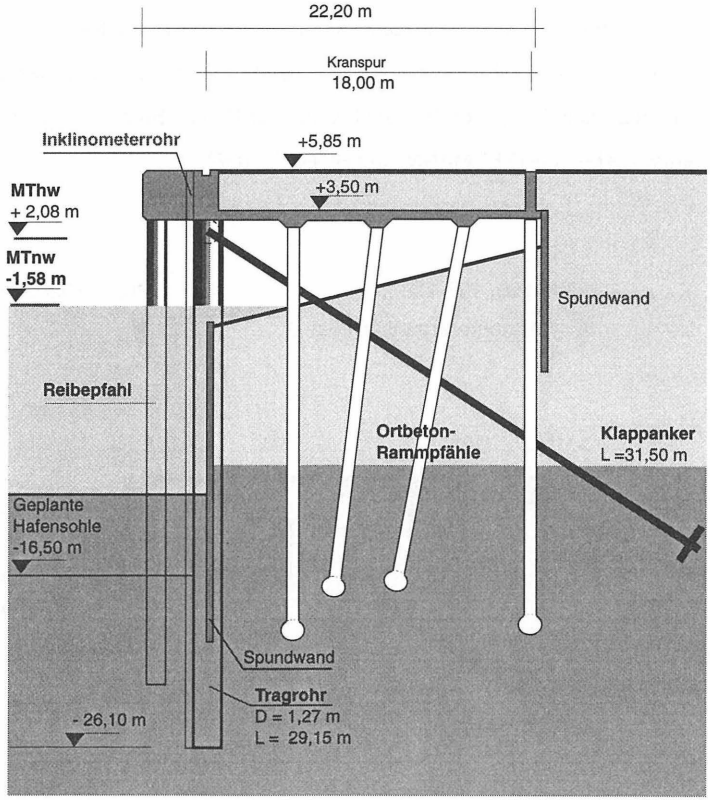


Abb. 4 Verlängerung Predöhlkai - Bauwerksquerschnitt ohne Hochwasserschutzwand

1.2 Problemstellung

Abhängig von den unterschiedlichen Bauzuständen werden Verformungen an den Bauwerken von einigen Zentimetern erwartet. Um das Verhalten der Tragbohle ganzheitlich zu ermitteln, wurden am Burchardkai an drei ausgewählten Stellen Neigungsmeßrohre bis auf Sohltiefe eingebracht. Am Predöhlkai wurden die Neigungsmeßrohre an die Tragrohre angeschweißt. Die Inklinometerrohre sind mit der Länge der Tragrohre identisch.
Die Neigungsmeßrohre dienen als Führung für ein Inklinometer mit denen in vorgegebenTiefen die Neigungsmessung erfolgt. Jede dieser Messung kann als freier räumlicher Polygonzug in vertikaler Anordnung aufgefaßt werden. Die Stützpunkte haben hierbei konstante Abstände von 0,5 m, an denen die Neigungsmessung durchgeführt wird. Mit Hilfe dieses Verfahrens lassen sich Verformungen der Tragbohle bzw. der Tragrohre bis auf Sohltiefe bestimmen.
Für eine ganzheitliche Aussage der Bauwerksbewegung müssen die Kopfpunkte der Inklinometerrohre geodätisch in einem einheitlichen Koordinatensystem bestimmt werden. Die geodätische Aufgabe beinhaltete die dreidimensionale Bestimmung der Inklinometerrohrkopfpunkte in einem einheitlichen Bezugssystem. Die Vorgabe der Punktgenauigkeit beträgt 2 mm.

Bei langfristige Verformungen, wird der Zustand des Bauwerkes zu einem bestimmten Zeitpunkt durch eine Nullmessung festgehalten. Werden die Ergebnisse der Nullmessung späteren Wiederholungsmessungen gegenübergestellt, lassen sich nach dem Differenzmodell die Bewegungen des Bauwerkes herleiten. Voraussetzung ist, daß die Messungen zu den Bauwerkspunkten (Objektpunkte) in ein Netz aus Referenzpunkten einbezogen sind, die sich hinsichtlich ihre Lage und Höhe nicht verändern. Darüber hinaus muß die mittlere Meßgenauigkeit deutlich kleiner sein, als die bauwerksrelevanten Bewegungen.
Inklinometermessungen und geodätische Messungen wurden jeweils zeitgleich ausgeführt. Um kurzperiodische Änderungen infolge der Tide auszuschalten, wurden die Messungen möglichst zu gleichen Tiden bzw. gleichen Wasserständen durchgeführt.

2. Geodätische Messungen

Ziel der geodätischen Messungen ist, die Zentren der Inklinometerrohre in einem einheitlichen Koordinatensystem in der Lage und Höhe zu bestimmen. Auf Grund der geforderten Genauigkeit und der exponierten Lage der Bauwerke sind Referenzpunkte auf standsicheren Grund zu vermarken. Das Netz der Referenzpunkte ist als kombiniertes Richtungs- und Streckennetz auszumessen und zu überprüfen. Als Meßinstrument wurde ein Präzisionstachymeter WILD TC 2002 mit automatischer Meßwertregistrierung eingesetzt. Die Meßtoleranz dieses Instrumentes beträgt für die Richtungsmessung 0,15 mgon, das entspricht einer Punktlagegenauigkeit auf 1000 Meter quer zur Meßrichtung von 2,3 mm. Die Toleranz für die Streckenmessung beträgt 1 mm + 1 ppm, das entspricht einer Punktlagegenauigkeit in Meßrichtung von 2 mm.

2.2 Meßkonzept Burchardkai

Das Meßkonzept sah ein Grundlagennetze mit 7 Referenzpunkten sowie die Bestimmung der Objektpunkte durch mehrfaches polares Anhängen von "freien Standpunkten" vor. Das Verfahren der freie Standpunkte garantiert auf der Baustelle meßtechnisch die bestmöglichste Flexibilität. Eine Kenntnis der Lage dieser Punkte ist nicht relevant, da die Bewegungen der Objektpunkte relativ zu den Referenzpunkten bestimmt werden.
Die Zeitpunkte der Messungen wurden durch das Amt für Strom und Hafenbau festgelegt.

2.3 Meßkonzept Predöhlkai

Auf Grund der exponierten Lage des Bauwerkes als Wasserbaustelle, ließ sich anfänglich ein Grundlagennetz mit nur 4 Referenzpunkten realisieren.
Das Meßkonzept sah zunächst für jede Meßepoche die Ausmessung des Grundlagennetz als Diagonalenviereck vor, wobei die Bestimmung der Objektpunkte von den Referenzpunkten aus erfolgen sollte, da eine Instrumentenaufstellung auf der Baustelle bis zur Hinterfüllung der Wand (Bauzustand 3) nicht gegeben war.

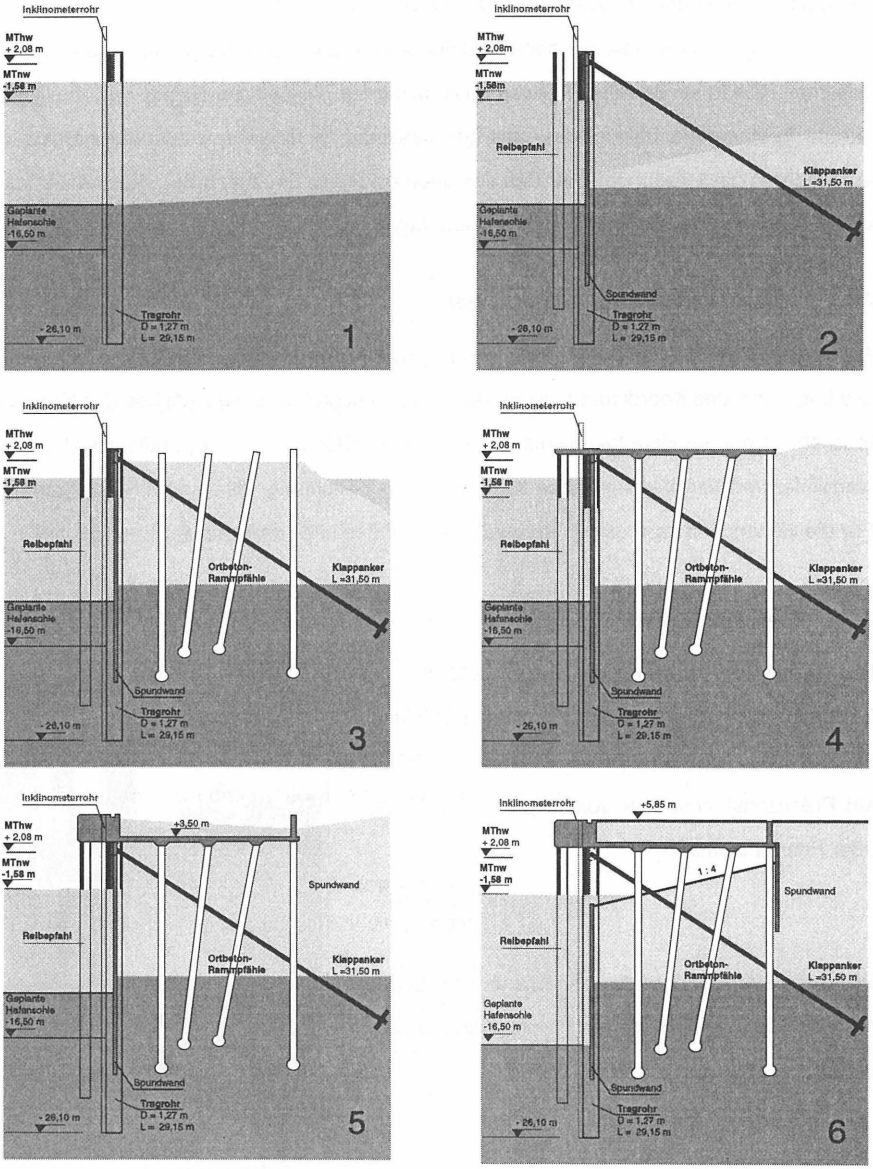


Abb. 5 Predöhlkai, Bauzustand 1 - 6, Endzustand ohne Hochwasserschutzwand Bild 6

Nach der Hinterfüllung der Wand, erfolgte ein Übergang auf freie Standpunkte. Im weiteren Verlauf der Baumaßnahme werden die Objektpunkte dann von "freien Standpunkten" aus bestimmt. Die freien Standpunkte werden in Bezug auf die Referenzpunkte und die Objektpunkte durch mehrfaches polares Anhängen bestimmt. Im Gegensatz zum Burchardkai dokumentieren die Messungen hier das Verhalten einzelner Bauzustände. Sie sind demnach von den Zeitpunkten der Bauausführung abhängig.

2.4 Lagerung des Koordinatensystem

Als Bezugssystem wird jeweils ein lokales geodätisches Koordinatensystem verwendet. Die Lagerung des Koordinatensystems ist so ausgerichtet, daß die X- Achse des Koordinatensystems mit der Hauptbauwerksachse zusammenfällt oder zu ihr parallel ist. Die zu erwartenden größten Verformungen liegen somit in Y-Richtung des Koordinatensystems. Für die Höhen wird das Kaimauerniveau von 6, 000 m üNN als Referenz benutzt.

2.5 Referenzpunkte

Die Vermarkung der Referenzpunkte bestehen aus Beobachtungspfeilern oder sind an festen Objekten durch eine Leuchtschraube mit einer Aufnahme für ein Präzisionstachymeter vom Typ WILD TC2002 oder Prisma vermarkt.

Die Geometrie der Grundlagennetze und die Lagerung der Koordinatensysteme ist nachfolgend dargestellt.

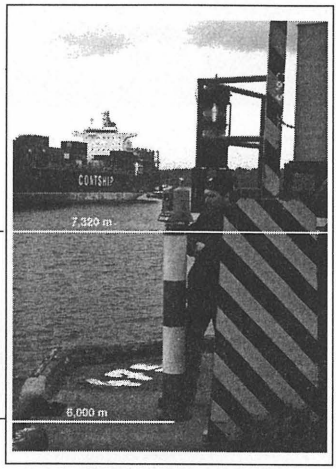


Abb. 6 Referenzpunkt 101,
Grundlagennetz Predöhlkai

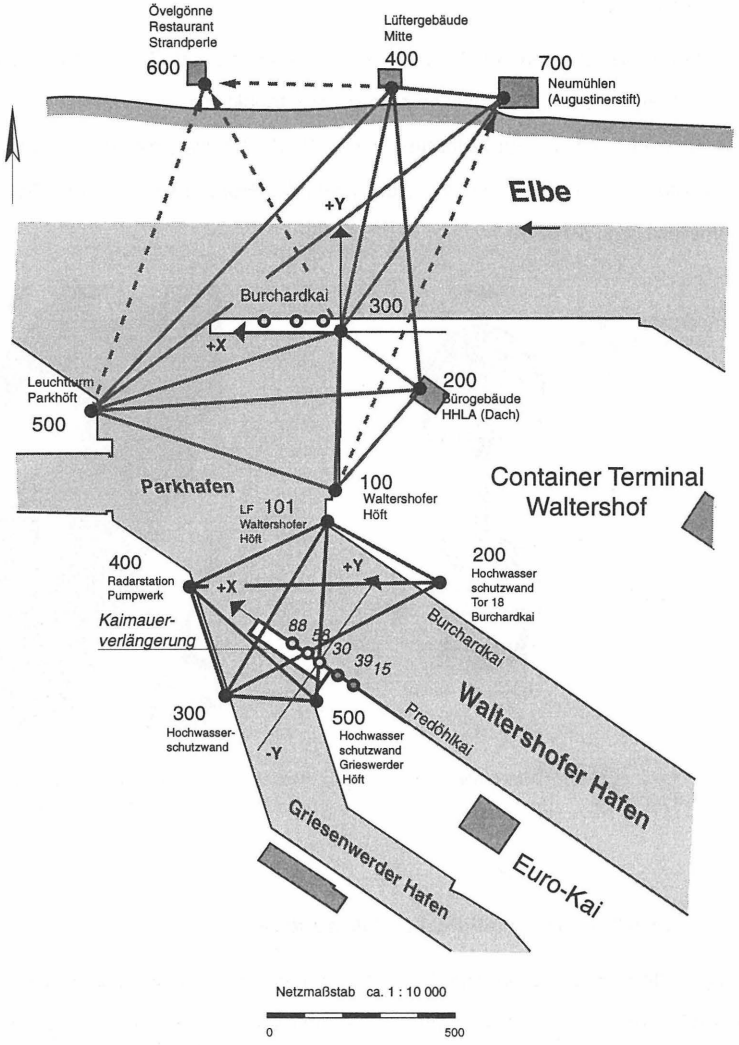


Abb. 7 Grundlagennetze und Lagerung der Koordinatensysteme, Burchardkai, Predöhlkai

2.6 Objektpunkte

Die Positionen der Inklinometerrohre sind vom Amt für Strom und Hafenbau festgelegt worden. Für die Signalisierung der Inklinometerrohrkopfpunkte wurden von der Fachhochschule Anhalt spezielle Adapter zur Aufnahme eines WILD - Prismas gefertigt. Der Bezug für die Lage ist das Zentrum des Inklinometerrohres. Als Höhenbezug ist die Oberkante des Inklinometerrohres definiert.

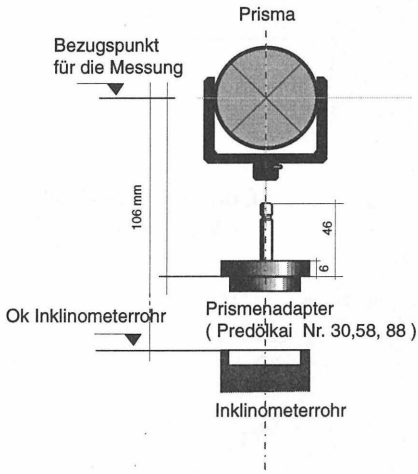


Abb. 8 Prismenadpter Inklinometerrohre Predöhlkai

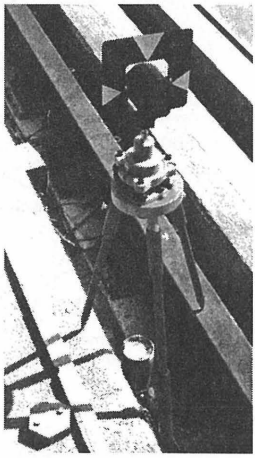


Abb. 9 Spezial Stativ - Inklinometerrohre Burchardkai

3. Auswertung der geodätischen Messungen

Die Messungen der einzelnen Epochen wurden einer Ausgleichung nach der Methode der kleinstenQuadrate (L-2 Norm) unterzogen, die eine Normalverteilung der zufälligen Meßunsicherheiten und somit der Verbesserungen der Beobachtungen voraussetzt. Die Ausgleichung erfolgte mit den Programmsystemen *ND2 / ND1* und *PANDA.*

Die Ausgleichung der einzelnen Meßpochen erfolgte als „freies Lagenetz". Die freie Netzausgleichung zeigt die Qualität der Messungen und nach Transfromation der einzelnen Meßepochen aufeinander, die Deformationen an den Objektpunkten sowie mögliche Verän-

derungen an den Referenzpunkten. Die Höhen wurden als angeschlossenes Netz ausgeglichen. Nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch das Ergebnis einer freien Netzausgleichung mit den Varianzen der Punktlage. Die sehr kleinen Varianzen dokumentieren die hohe Meßgenauigkeit und somit die Einhaltung der geforderten Genauigkeit.

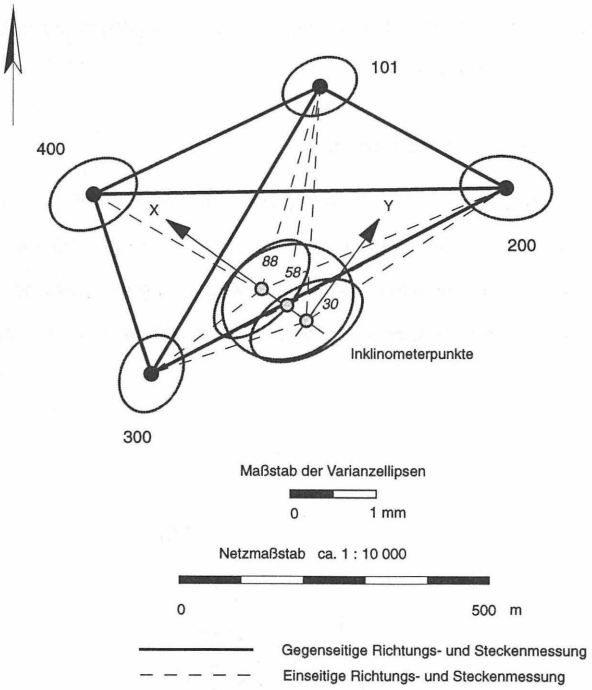


Abb. 10 Netzgeometie und Punktgenauigkeit, Freie Netzausgleichung Predöhlkai, Meßepoche 2

3.1 Deformationsanalyse

Die Analyse der Punktbewegungen erfolgt über das Differenzenmodell, wobei die Meßepochen aufeinander transformiert wurden. Die erste Meßepoche dient hierbei als Referenz um die auftretenden Punktbewegungen zu ermittelt. Das Ergebnis der Transformation zeigte bei den Referenzpunkte sehr kleine Abweichungen (Klaffungen). Die mittleren Klaffungen sind in einer Größenordnung die unter der geforderten Punktgenauigkeit liegen. Das bedeutet, daß die Referenzpunkte über den gesamten Zeitraum der Messungen stabil waren.
Bei den Objektpunkten liegen die Abweichungen (Verformungen) in der erwarteten Größenordnung von wenigen Zentimetern.

3.1.1 Verformungen am Burchardkai

Am Burchardkai erstreckt sich der Messungszeitraum von April 95 bis Juli. 96. In diesem Zeitraum hat sich die Kaimauer unter einem Winkel von 22,7 gon (20°) aus ihrer ursprünglichen Lage mit 4,5 mm in westlicher Richtung bewegt . Die nachfolgende Abbildung zeigt die Hauptbewegungsrichtung aus der Zusammenfassung aller Verformungsvektoren der Lage.

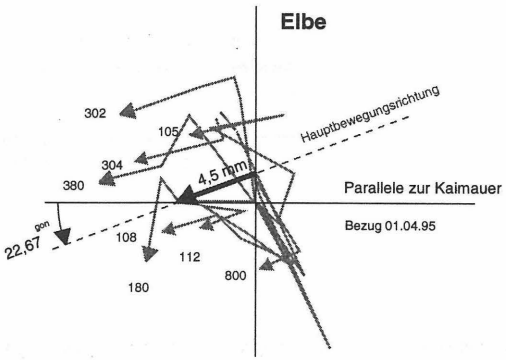


Abb. 11 Hauptbewegungsrichtung der Kaimauer Liegplatz 10 Burchardkai

Weiter ist aus den nachfolgenden Darstellungen ersichtlich, daß sich die Kaimauerpunkte 105, 108 und 112 auf der Elbseite mit einer Größenordnung von 20 -30 mm gehoben haben. Die gegenüberliegenden Punkten 302, 304 und 305 auf der Parkhafenseite dagegen haben keine nennenwerte Höhenänderung erfahren (grafisch nicht dargestellt). Ebenso haben sich die Inklinometerrohrpunkte 1 und 2, die in der Nähe der Kaimauerpunkte 105 und 112 liegen, nicht bzw. nur gering höhenmäßig geändert. Dieses scheint im erster Moment schwer verständlich. Betrachtet man jedoch den Regelquerschnitt des Bauwerkes, so ist ersichtlich, daß die sich gehobenen Kaimauerpunkte (105, 108 und 112) über den Reibepfählen angeordnet sind. Die Reibepfähle binden nicht, wie die Wand mit den Inklinometerrohrpunkten, in den Glimmerton ein. Sie enden oberhalb dieser Schicht. Nach dem Abbaggern der vorhandenen Böschung vor der Wand, konnte sich der Boden entspannen. Diese Entlastung des Bodens führte über die Mantelreibung der Reibepfähle zur festgestellten Hebung. Im Gegesatz dazu konnte eine Hebung bei den anderen Meßpunkten nicht festgestellt werden, da die Wand mit den Inklinometerpunkten 1-3 mehrere Meter in den Glimmerton einbindet, und bei den Punkten 302, 304 und 305 an der Parkhafenseite keine Böschung abgebaggert wurde.

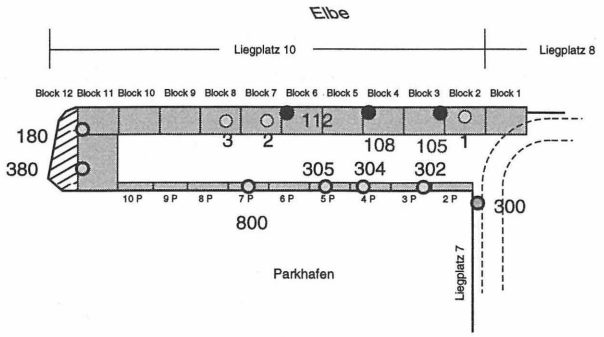


Abb. 12 Anordnung der Meßpunkte, Liegeplatz 10 Burchardkai

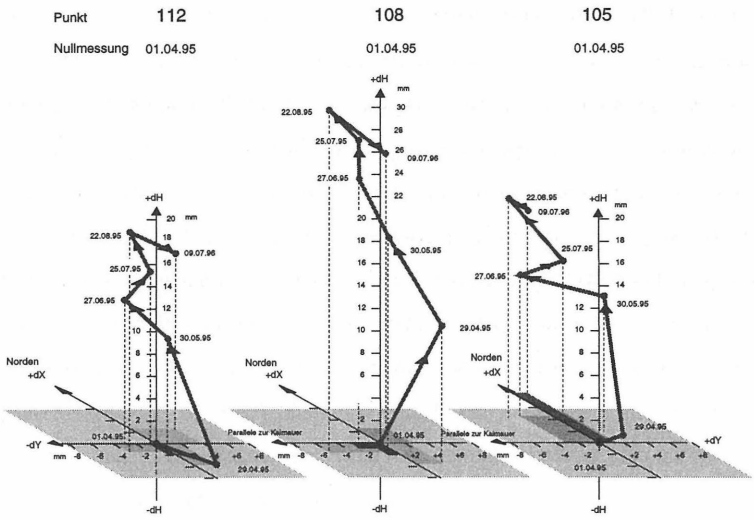


Abb. 13 Bewegungen der Kaimauerpunkte 105, 108,112, Elbseite

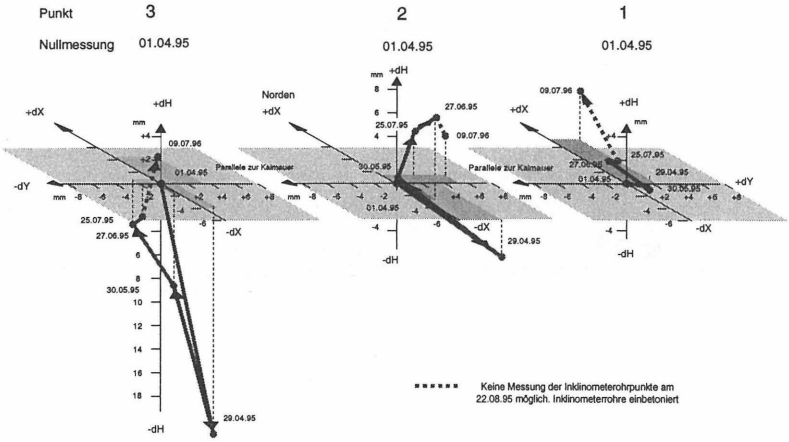


Abb. 14 Bewegungen der Inklinometerrohrkopfpunkte

3.1.2 Verformungen am Predöhlkai

Die dargestellten Verformungen zeigen die Bewegung der Objektpunkte zwischen dem Bauzustand der Meßepoche 1 (Nullmessung) und den weiteren Bauzuständen bis zum 19.09.97. Bei der Betrachtung der Lagedeformationen zwischen den einzelnen Bauzuständen fällt auf, daß die Beträge der Deformationsanteile in der Hauptbewegungsrichtung von Meßepoche zu Meßepoche immer kleiner werden. Die größte Verformung wurde am Punkt 88 mit einer Größe von 75 mm orthogonal zur Tragrohrachse erreicht, bevor eine Umkehrung der Verformung einsetzt. Die Setzungen erreichen am Punkt 58 -17 mm. Die Messungen sind zum heutigen Zeitpunkt noch nicht abgeschlossen.

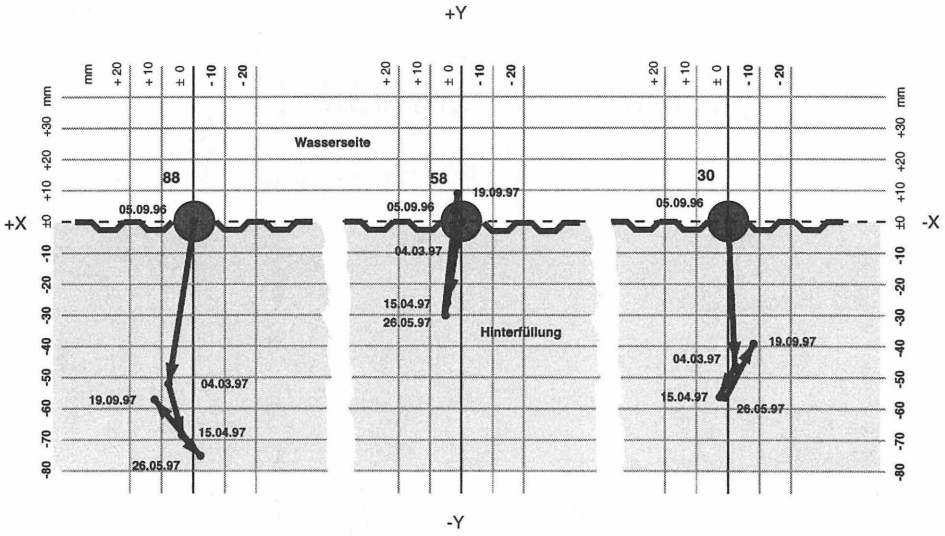


Abb. 15 Horizontalbewegungen der Inklinometerrohrkopfpunkte, Liegeplatz 6, Predöhlkai

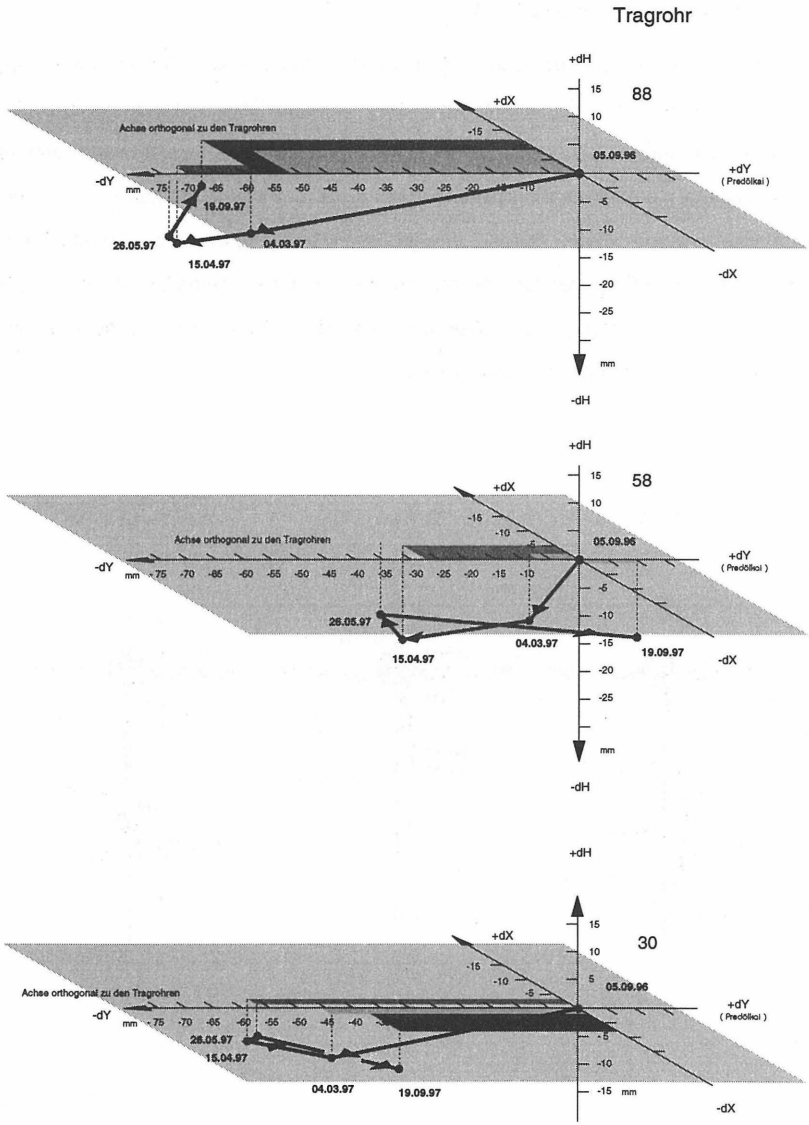


Abb. 16 Verformungen Predöhlkai , Liegeplatz 6, Tragrohre 30, 58, und 88

4. Inklinometermessungen

Die Inklinometermessungen wurden zu gleichen baurelevanten Meßterminen vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführt. Die Messungen am Burchardkai wurden von GATTERMANN et al. [1996, 1997] eingehend beschrieben. In diesem Beitrag sollen Meßergebnisse der zwei Meßstellen Tragrohr 58 und Tragrohr 88 am Predöhlkai näher erläutert werden. Zur Sicherung der geforderten Genauigkeit wurden im Rahmen einer Diplomarbeit hierzu Untersuchungen durchgeführt [WEIDLE, 1997].

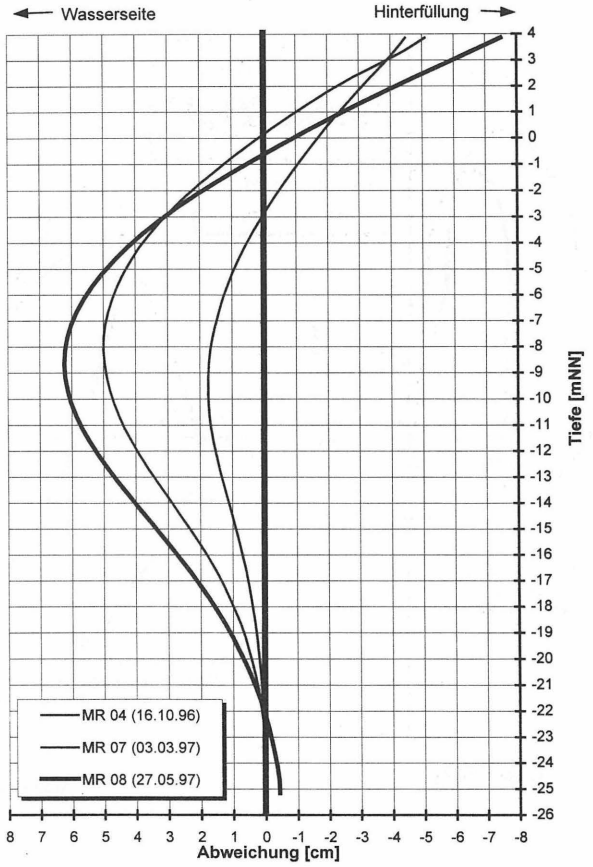


Abb. 17 Wandverformungen - Verlängerung 6. Liegeplatz Predöhlkai
Meßstelle 05 (Tragrohr 88) bezogen auf die Nullmessung vom 04.09.1996 [IGB·TUBS]

In Abb. 18 und Abb. 19 sind die Verformungen der Wand in der Draufsicht dargestellt. Der Fußpunkt der Messungen wird als unveränderlich angenommen und liegt somit im Koordinatenursprung. Verfolgt man eine der Kurven, so ergibt sich eine maximale Durchbiegung der Wand von mehreren Zentimetern zur Wasserseite hin, danach ändert sich die Richtung, und die Kurve endet mit der Lage des Kopfpunktes auf der Seite der Hinterfüllung. Die jeweilige Tiefenlage der Verformung ist aus dieser Darstellung nicht abzulesen.

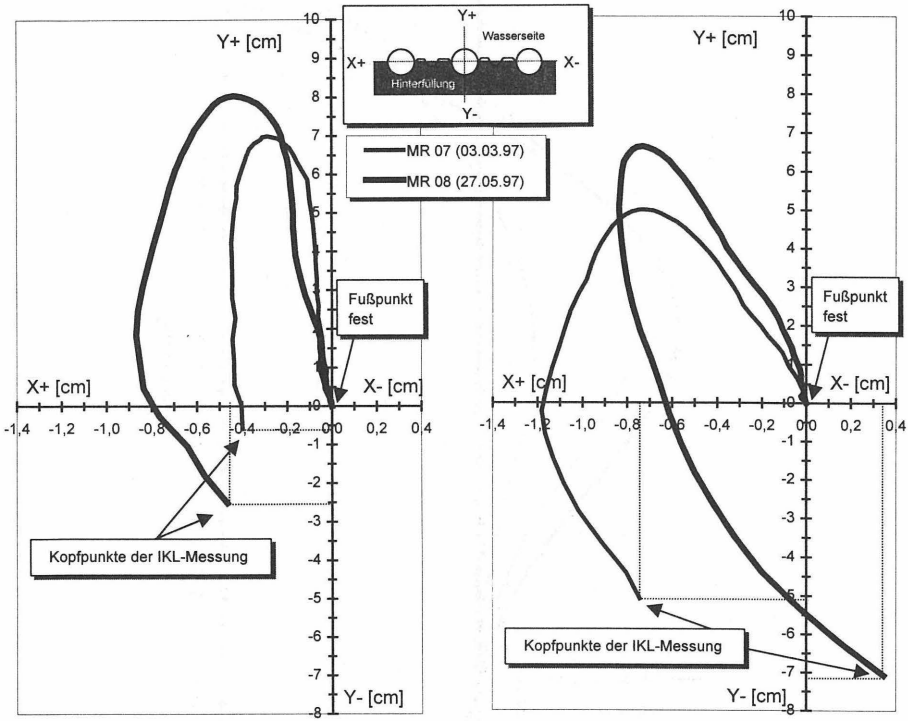


Abb. 18 und 19 Meßstelle 58 und 88 Predöhlkai. Darstellung der Verformungen von Fuß- zu Kopfpunkt zweidimensional als Draufsicht [IGB·TUBS]

5. Ergebnis

Die Tabelle 1 zeigt einen Vergleich aus geodätischen Messungen und Inklinometermessungen. Gegenübergestellt sind die Differenzen der Kopfpunktkoordinaten der Meßstellen 58 und 88 der jeweiligen Meßepochen vom 04.03.1997 und 26.05.1997 in bezug auf die Nullmessung.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Kopfpunktbewegungen aus geodätischer Messung und Inklinometermessungen am Predöhlkai [alle Werte in mm]

	Geodätische Messung		Inklinometermessungen	
	dY [mm]	dX [mm]	dY [mm]	dX [mm]
Punkt 58				
04.03.1997	-7	5	-6	4
26.05.1997	-30	6	-25	5
Punkt 88				
04.03.1997	-51	8	-51	8
26.05.1997	-75	-2	-71	-3

Deutlich zu Erkennen ist die Übereinstimmung der gemessenen Verschiebungen der Inklinometerrohrkopfpunkte mit zwei unterschiedlichen Meßverfahren. Da beide Meßverfahren so durchgeführt worden sind, daß die geforderte Genauigkeit von 2 mm eingehalten wurde, kann als Ergebnis dieser Messungen festgestellt werden, daß sich der Fuß der Wand nur um maximal 4 bis 5 mm verschoben hat.

Bei den Messungen am Burchardkai wurden Ergebnisse in der gleichen Größenordnung ermittelt.

Literaturverzeichnis

Amt für Strom und Hafenbau
Containerterminal Burchardkai, 10. Liegeplatz, Prospekt 1, „Baubeginn“ 1993
Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde

Amt für Strom und Hafenbau
Verlängerung Predöhlkai, Liegeplatz für den Containerumschlag, Info April 1996
Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde

GATTERMANN, J. ; M. Horst:
Meßtechnische Bestimmung des Spannungs-Verformungs-Verhalten einer Kaimauer in einem Tide hafen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 50, Messen in der Geotechnik '96 Fachseminar am 22.-23. Febr. 1996 in Braunschweig, S. 43-58

GATTERMANN, J.; MAYBAUM, G.; RODATZ, W.
Erddruckentwicklung auf unterschiedliche Kaimauersysteme in einem Tidehafen, Ohde-Kolloquium 1997, Dresden; Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Heft 4, 1997

GLÖTZL, F.
Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung,
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44,
Messen in der Geotechnik '94 - Fachseminar am 26.-27. Mai 1994 in Braunschweig, S. 47-64

PURR, D. ; RITTEL, A.
Geodätische Überwachung von Inklinometerrohrkopfpunkten am Predöhlkai, Hamburg,
Diplomarbeit 1997 im Fachbereich Vermessungswesen, Fachhochschule Anhalt Abt. Dessau

STEGNER, G.
Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten, Liegeplatz 10, Burchardkai Hamburg,
Ergebnisbericht 1995, unveröffentlicht

STEGNER, G.
Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten,
Liegeplatz 6, Verlängerung Predöhlkai Hamburg, Ergebnisbericht 1997, unveröffentlicht

WEIDLE, A.
Praktische Versuchsdurchführung zur Überprüfung der Genauigkeit von Inklinometermessungen,
Diplomarbeit 1997 am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig

ND1/ND2
Programmsystem zur Ausgleichung 1 und 2 dimensionaler geodätischer Netze

PANDA
Programmsystem zur Ausgleichung 1, 2 und 3 dimensionaler geodätischer Netze

Anschriften :

Prof. Dipl.-Ing. G. Stegner
Fachhochschule Anhalt Abt. Dessau
Fachbereich Architektur u. Bauingenieurwesen
Bauhausstr. 1, 06846 Dessau
Tel. 0340-655 2209
Fax 0340-655 2200
E-Mail stegner@ab.fh-anhalt.de

Dipl.-Ing. J. Gattermann
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2 , 38106 Braunschweig
Tel. 0531-391 2324
Fax 0531-391 4574
E-Mail j.gattermann@tu-bs.de

ANWENDUNG DER BEOBACHTUNGSMETHODE BEI DER NACHVERANKERUNG EINER STARK AUSGELASTETEN SPUNDWANDKONSTRUKTION IM RAHMEN EINES 20-JÄHRIGEN GEOTECHNISCHEN ÜBERWACHUNGSPROGRAMMES

Dipl.-Ing. B. Plaßmann, Dipl.-Ing. T. Vittinghoff

1 EINLEITUNG

In den Jahren 1977 / 78 wurde zur Versorgung eines Kohlekraftwerkes ein Kohlehafen am Mittellandkanal gebaut. Zur Ausführung kam zunächst eine einfach verankerte Spundwandkonstruktion. Der Kohleumschlag verläuft mit Hilfe von zwei schienengeführten Portalkränen mit einer Spurweite von 90 m. Die Fahrschienen sind auf zwei Kranbahnbalken gelagert, wobei der wasserseitige Balken auf Ortbetonrammpfählen gegründet ist. Die wesentlichen Tragelemente des Hafens sind in Abb.1 dargestellt.

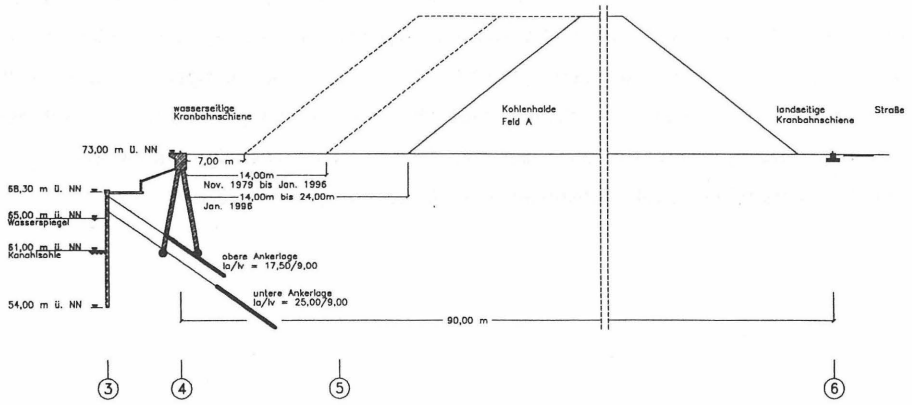


Abb. 1: Querschnitt des Kohlehafens

Schon seit dem Bau des Mittellandkanales in den Jahren 1919 bis 1928 ist bekannt, daß es sich bei den in dem Bereich zwischen Hannover und Braunschweig anstehenden Böden - die überkonsolidierten Tone Apt und Alp der Unterkreide - um einen schlecht zu beherrschenden Baugrund handelt [5].

Bereits während der Bauphase des Kohlehafens wurden große wasserseitige Bewegungen des Spundwandkopfes und des Kranbahnbalkens festgestellt. Daraufhin wurde ein geodätisches Meßprogramm eingerichtet, welches in das Geotechnische Überwachungsprogramm integriert wurde. Mit der Hilfe des Geotechnischen Überwachungsprogrammes konnten und werden bauerhaltende Maßnahmen frühzeitig geplant und in ihrer Ausführung überwacht.

2 Geotechnisches Überwachungsprogramm

Das Geotechnische Überwachungsprogramm beinhaltet inzwischen Messungen von Ankerkräften über DMS-Kraftmeßdosen sowie Abhebeversuche, Inklinometermessungen, Alignementmessungen der Kranbahnschienen, Lotungen der Kanalsohle, Abrostungs- und Rückdehnungsmessungen der Spundwand, Rißbreitenmessungen mit Fissurometern sowie umfangreiche geodätische Messungen. Die Lage der Meßpunkte kann Abb.2 entnommen werden.

Mit Hilfe kontinuierlich durchgeführter Messungen werden Tragglieder überwacht, deren mögliches Versagen sich durch eine beschleunigende Verformung oder Kraftzunahme ankündigt. Da ein möglicher Versagenszustand zeitlich stark verzögert eintreten wird, können frühzeitig Gegenmaßnahmen eingeleitet werden, um die Standsicherheit der Kaikonstruktion gewährleisten zu können. Weiterhin ist es notwendig, das Meßprogramm den sich ändernden Gegebenheiten anzupassen und weiterzuentwickeln.

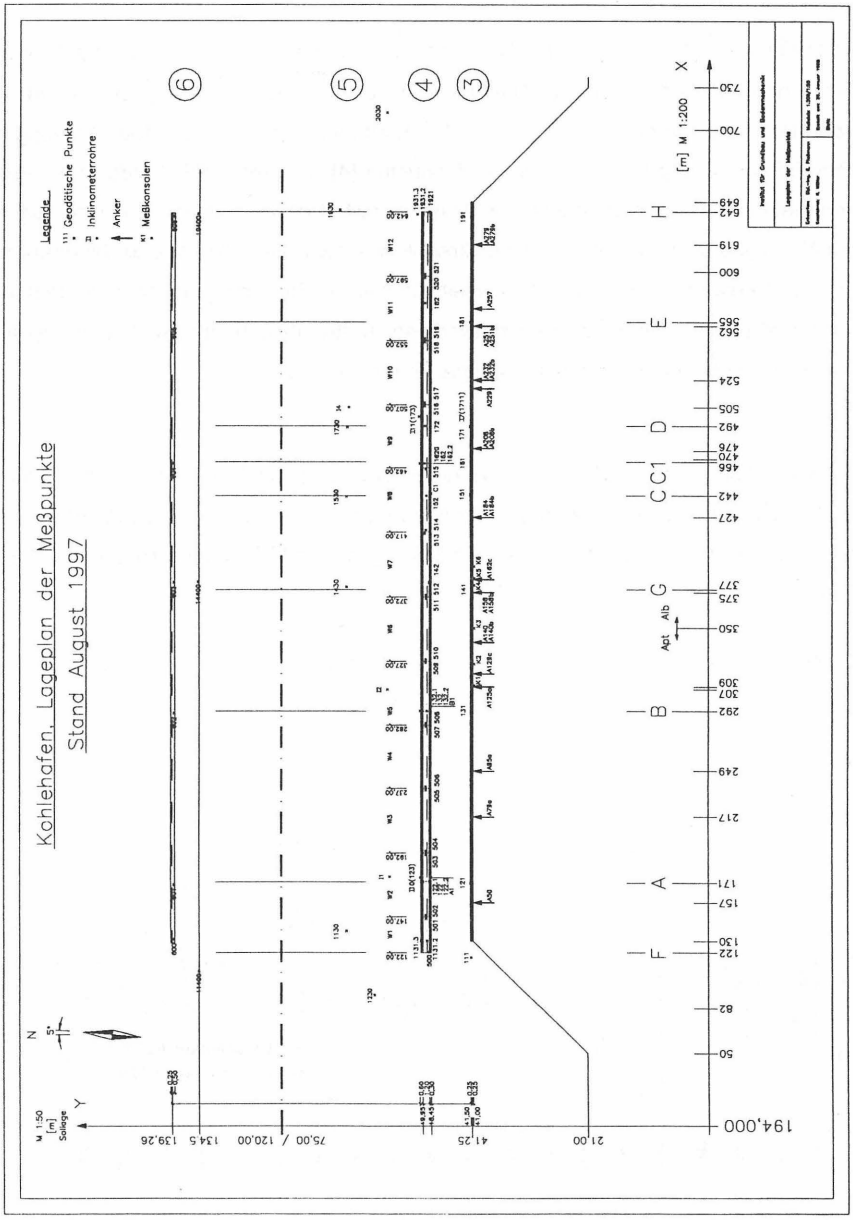


Abb. 2: Lageplan der Meßpunkte

2.1 Ankerkraftmessungen

Ankerkraftmessungen erfolgten zunächst diskret an ausgewählten Ankern mittels Abhebeversuchen nach Feddersen [2]. Um eine kontinuierliche Überwachung der Ankerkräfte zu realisieren wurden mehrere Anker mit DMS-Kraftmeßringen bestückt. Die Ablesung der Kraftmeßdosen erfolgte im monatlichen Rhythmus [4]. In Jahr 1996 wurde eine Ankerkraftmeßeinrichtung zur Online-Datenerfassung installiert. Sie ermöglicht eine permanente Meßsignalübertragung über eine Strecke von mehr als 500 m bis zur Meßzentrale, in der die Meßsignale auf einem PC gespeichert werden. Die Anlage ist so ausgelegt, daß sowohl Meßsignale ohne Übertragungsverluste erfaßt werden, als auch eine dynamischen Erweiterung für zukünftige Meßaufgaben erfolgen kann.

Der Verlauf der Kraftentwicklung zweier Anker des Querschnittes H ist in Abb.3 dargestellt. Es läßt sich die Tendenz steigender Ankerkräfte feststellen. Die Schwankungen der Kraftverläufe stehen im Zusammenhang mit den jahreszeitlich bedingten Temperaturänderungen.

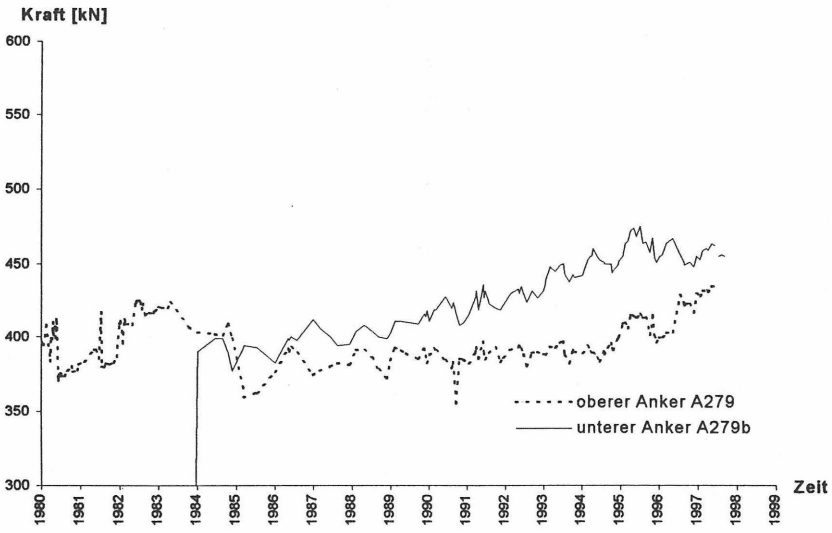


Abb. 3: Ankerkraftentwicklung von Anker A279 und A279b

2.2 Inklinometermessungen

Um Aufschluß über die Verformungen des Bodenkörpers im Bereich der Kaianlage zu gewinnen, werden in drei Querschnitten mit insgesamt 6 Inklinometerrohren halbjährlich Messungen in Verbindung mit Verdrehungsmessungen [7] durchgeführt. Die in der Achse des wasserseitigen Kranbahnbalkens liegenden Inklinometerrohre sind planmäßig geneigt. Sie sind parallel zu den Ortbetonrammpfählen angeordnet.

Die qualitative Auswertung der Inklinometermessungen im Querschnitt D ist in Abb.4 dargestellt.

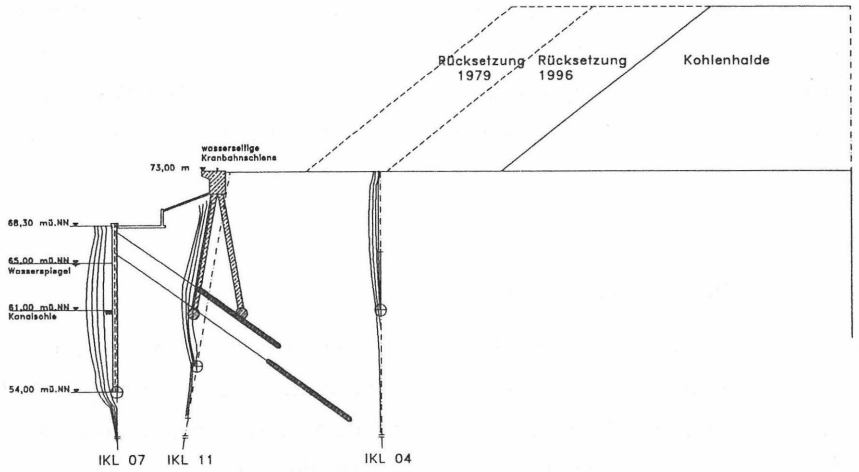


Abb. 4: Verformungsentwicklung aus Inklinometermessungen

2.3 Geodätische Messungen

Aufgrund der anhaltenden Verformungsentwicklung wurde das geodätische Meßprogramm erweitert und den gestiegenen Anforderungen angepaßt. Seit dem Jahr 1996 kann mit Hilfe des Meßprogrammes die absolute Lage der in 6 Längsachsen angeordneten Meßpunkte im lokal eingerichteten Koordinatensystem bestimmt werden. Hierbei dient das geodätische Netz auf der südlichen Kanalseite als Basis zur Lagebestimmung der in Abb. 2 dargestellt Meßpunkte der Hafenanlage.

2.4 Fissurometermessungen

Der Geländesprung zwischen Spundwand (Achse 3) und wasserseitigem Kranbahnbalken (Achse 4) ist teilweise durch geneigte Betonplatten gesichert. Aufgrund der unterschiedlichen Verformungsgeschwindigkeiten der beiden Achsen treten an diesen Platten Verschiebungen und Risse auf. Um diese Plattenbewegungen zu erfassen, wurden im Bereich der maximalen Verformungen im Jahre 1996 Fissurometer installiert. Die bisherigen Messungen zeigen die Tendenz relativer Hebungen der Platten gegenüber dem wasserseitigen Kranbahnbalken.

3 Ertüchtigungsmaßnahmen

Aufgrund der Meßergebnisse des Geotechnischen Überwachungsprogrammes wurde als erste Sicherungsmaßnahme 1979 die Entlastung der Spundwandkonstruktion durch die Rücksetzung der wasserseitigen Kohlenhalde um 7,00 m ausgeführt. Als weitere bauerhaltende Maßnahme wurde im Jahr 1984 im östlichen Bereich eine zusätzliche untere Ankerlage eingebracht. Trotz dieser in Abb.1 erkennbaren Maßnahme ist die Tendenz von zunehmenden Verformungen und Kräften unverändert. Die Auswirkungen auf die Ankerkraftverläufe kann Abb. 3 entnommen werden. Um den anhaltenden Verformungen entgegenzuwirken und die Spundwandkonstruktion zu entlasten wurde Anfang 1996 die wasserseitige Kohlenhalde um weitere 10,00 m zurückgesetzt.

4 Nachverankerung der Spundwandkonstruktion im Jahr 1996

Die Meßergebnisse des Geotechnischen Überwachungsprogrammes im Jahr 1996 zeigten für einige Anker im mittleren Hafenbereich ein so hohes Kraftniveau, daß zur Vergrößerung der Tragreserven neue Verpreßanker eingebracht werden mußten. Durch Abhebeversuche wurde in diesem Bereich als Planungsgrundlage eine lückenlose Bestandsaufnahme geschaffen. Der so bestimmte Ankerkraftverlauf diente zur Realisierung einer Nachverankerung in Verbindung mit einer Lastumlagerung ohne Erhöhung der Gesamtkraftsituation.

Während der Baumaßnahme wurden zusätzliche Vertikalkräfte in die Spundwand eingeleitet. Gleiches ist bei anhaltender Horizontalverschiebung des Spundwandkopfes zu erwarten. Aus diesem Grund war es notwendig das geänderte Gleichgewicht der Vertikalkräfte nach EAU (EB 9) zu prüfen [11].

4.1 Nachweis- und Meßkonzept

Zu Beginn der Baumaßnahme mußte sowohl das Tragverhalten der zusätzlichen Anker geprüft, als auch das Versinken der Spundwand durch zusätzlich eingeleitete Vertikalkräfte ausgeschlossen werden. Der Ansatz der Vertikalkräfte, welcher für den rechnerischen Nachweis des Kräftegleichgewichtes erforderlich ist, in Abb. 5 dargestellt.

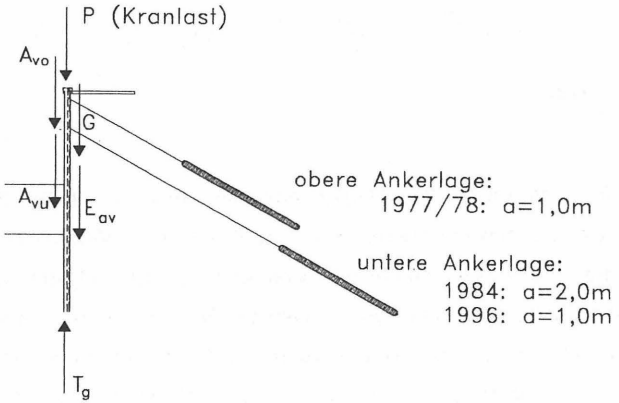


Abb. 5: Ansatz der Kräfte für den Nachweis der Vertikalkräfte

Der Gleichgewichtsnachweis für die Konstuktion von 1996 führte zu folgender Sicherheit:

$$\sum V = G + P_{Kran} + A_{Vo} + A_{Vu} + E_{av}$$

$$\eta = \frac{t_g \cdot A}{\sum V}$$

Dieser Nachweis basierte auf Belastungs- und Bodenkennwerten die bei der Planung des Hafens ermittelt wurden. Aufgrund der langjährig anhaltenden Verformungen der gesamten Kaikonstruktion sollte eine mögliche nachträgliche Veränderung der Bodenverhältnisse beim Nachweis berücksichtigt werden.

Da über solche Veränderung keine exakten Erkenntnisse vorlagen, war eine Variation der Eingangsgrößen erforderlich. Der so geführte rechnerischer Nachweis der Vertikalkräfte zeigte teilweise ein unterschreiten der Sicherheiten und mußte so als nicht ausreichend eingestuft werden (Tab. 1).

φ [°]	E_{av} [MN/m]	Σ V [MN/m]	A [m²]	t_g [MN/m²]	η [-]
23	0,28	0,84	0,21	3,0	0,75
23	0,28	0,84	0,42	3,0	1,50
23	0,28	0,84	0,21	4,0	1,00
23	0,28	0,84	0,42	4,0	2,00
15	0,26	0,82	0,21	3,0	0,77
15	0,26	0,82	0,21	4,0	1,02

Tab. 1: Nachweis der Vertikalkräfte

Um zu Beginn der Baumaßnahme sowohl das Tragverhalten der Anker zu prüfen, als auch das Versagensrisiko des Spundwandversinkens infolge zusätzlicher Vertikalkräfte auszuschließen, wurden drei Probeanker hergestellt. Während der Eignungsprüfung dieser drei Anker wurde das vertikale Verformungsverhalten der Spundwand bei zunehmender Vertikalbelastung erfaßt. Diese Messungen wurden zum Nachweis der Vertikalkräfte mit Hilfe der Beobachtungsmethode herangezogen. Im Bereich der Nachverankerung wurden zusätzliche geodätische Meßpunkte direkt an der Spundwand auf Meßkon-

solen installiert. Der Abstand dieser Meßpunkte wurde im Bereich der Probeanker verdichtet. Vor und nach den gesamten Verankerungsarbeiten sowie während der Eignungsprüfung wurde die Lage der geodätischen Punkte bestimmt. Die Messungen gaben Aufschluß über die Vertikalverschiebung der Spundwand, welche infolge der Eignungsprüfung und der Gesamtmaßnahme auftraten.

Bei Anwendung der Beobachtungsmethode zum Nachweis der Vertikalkräfte war es notwendig vor Beginn der Ankereignungsprüfung und der Messung der Vertikalverschiebungen der Spundwand ein Grenzkriterium für das Last- Verschiebungsverhalten der Wand festzulegen. Dieses Grenzmaß wurde aufgrund folgender Literaturhinweise [1] [3] [6] [10] auf

$s_g = 10$ mm

festgelegt. Bei Nichteinhaltung des Grenzkriteriums hätte ein anderes Konzept für die Ertüchtigungsmaßnahme entwickelt werden müssen.

4.2 Meßdurchführung

Realisiert wurde die Meßdurchführung durch eine Online-Messung der Spundwandverschiebungen im Rahmen der Ankereignungsprüfung, einer statischen Probebelastung in Verbindung mit einer Kriechuntersuchung sowie einem geodätischen Meßprogramm. Der Meßaufbau ist in Abb. 6 dargestellt.

Als Meßtraverse wurde von der ausführenden Firma ein Stahlprofil mit einer Länge von ca. 14 m verwendet. Das Profil wurde außerhalb des Lasteinflußbereiches der Probeanker auf Konsolen gelagert. Es wurden elektrische und mechanische Wegaufnehmer mit einer Auflösung von 1/100 mm verwendet. Die Ankerkräfte wurde mittels DMS-Kraftmeßringen bestimmt und über einen Lastkonstanthalter gesteuert. Der Kraftverlauf ist in Abb. 7 dargestellt. Die Belastung erfolgte in Laststufen bis zur Prüfkraft von 750 kN. Nachdem der Lastwechselversuch an den Prüfankern abgeschlossen war, wurde eine statische Probebelastung der Spundwand mit einer Ankerkraft von 500 kN durchgeführt. In den letzten zwei Stunden der Beobachtungszeit erfolgte eine vertikale Lasterhöhung durch Positionierung eines Portalkranes mit gefülltem Kohlenbunker.

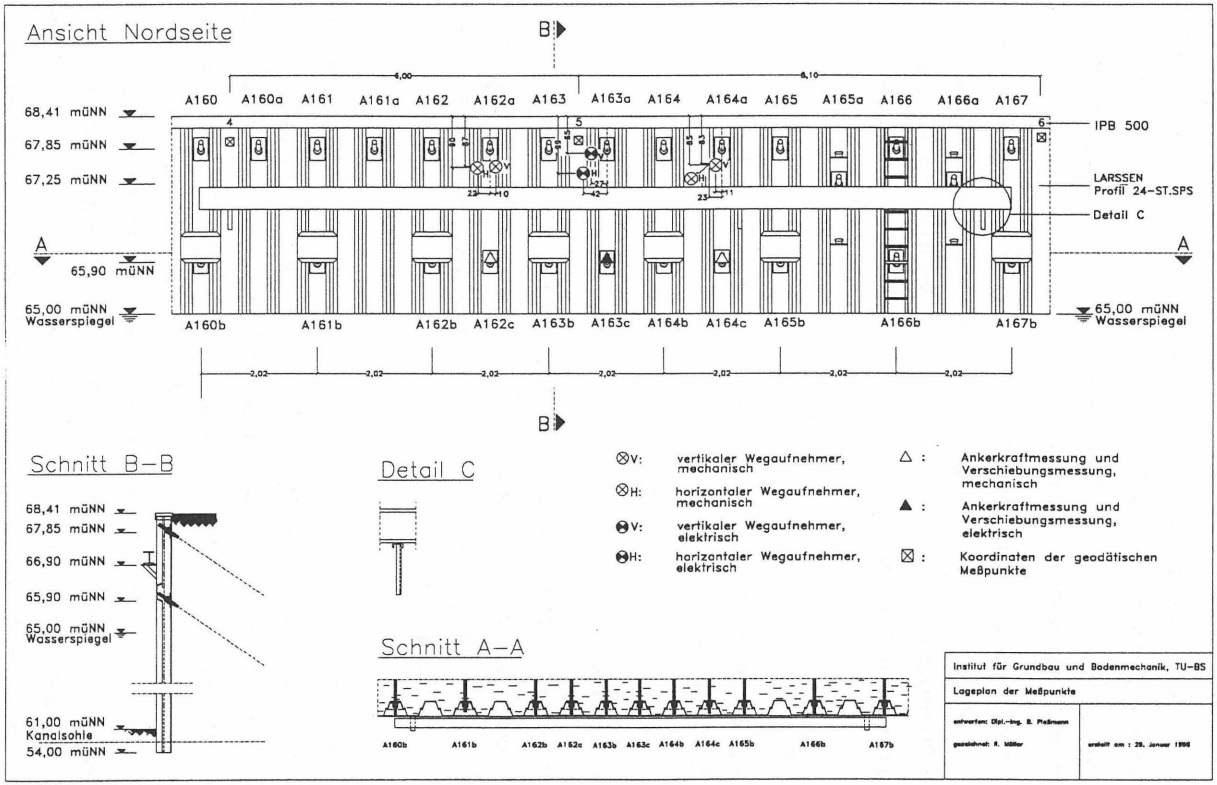


Abb. 6: Meßpunktanordnung bei der Ankereignungsprüfung

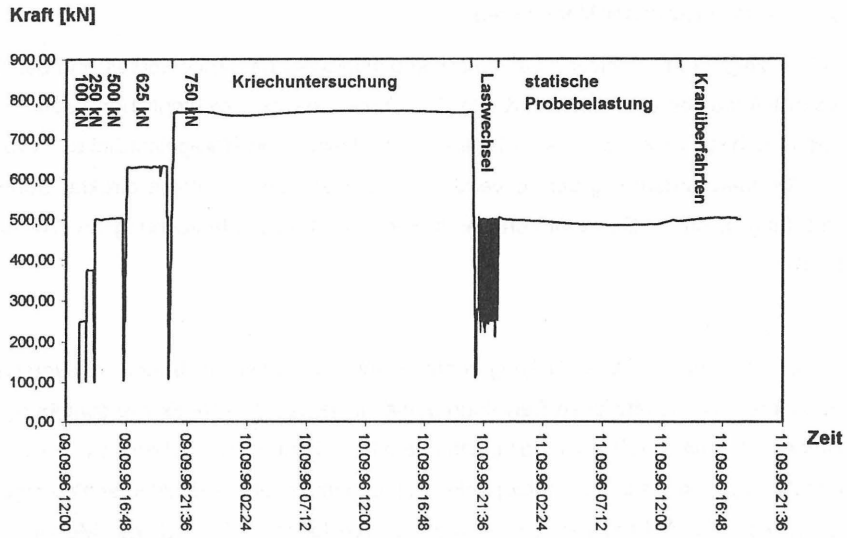


Abb. 7: Ankerkraftverlauf

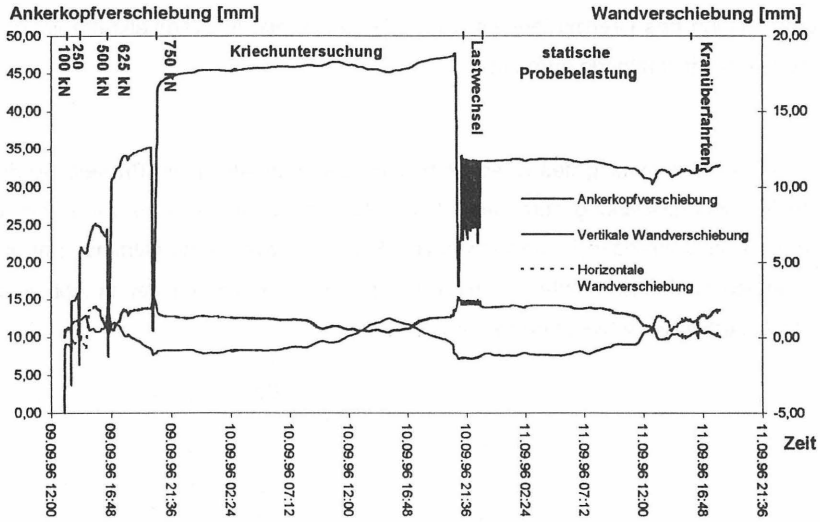


Abb. 8: Entwicklung der Verschiebungsgrößen

4.4 Auswertung der Messungen

Abb. 8 zeigt die Entwicklung der Verschiebungsgrößen des Ankerkopfes und der Spundwand infolge der eingeleiteten Kräfte. Der Einfluß der unterschiedlichen Laststufen und das Kriechverhalten des Ankers ist erkennbar. Dabei sind Unregelmäßigkeiten aufgrund von Temperaturdehnung der verwendeten Stahlmeßtraverse infolge direkter Sonneneinstrahlung sichtbar. Diese Störung erschwerte die Kriechuntersuchung der Anker unter Prüflast.

Trotz der Temperaturbeeinflußung konnten Aussagen über die Spundwandverschiebungen infolge der zusätzlichen Belastung gemacht werden. Die Vertikalverschiebung waren kleiner als 2 mm und blieben damit unter dem formulierten Grenzkriterium von 10 mm. Die mittels der geodätischen Meßpunkte aufgenommenen Vertikalverschiebungen der Spundwand im Auflagerbereich der Meßtraverse lagen im Bereich der Meßgenauigkeit und konnten somit vernachlässigt werden. Durch Kopplung der beiden Meßverfahren wurde sichergestellt, daß die globale Vertikalverschiebung der Spundwand im Lasteinleitungsbereich nicht mehr als 2 mm über die gesamte Beobachtungszeit betrug. Durch Unterschreitung des Grenzkriteriums wurde der Nachweis der Vertikalkräfte im Rahmen der Beobachtungsmethode erbracht.

Zur erneuten Bestimmung des Kriechverhaltens der Probeanker bei Prüflast wurde eine zweite Kriechuntersuchung durchgeführt. Um Temperatureinflüsse zu verringern wurde die von der ausführenden Firma verwendete Stahlmeßtraverse mit Dämmaterial umhüllt. Der Temperatureinfluß konnte minimiert werden, was am Verlauf der in Abb. 9 dargestellten Ankerkopfverschiebungen zu erkennen ist.

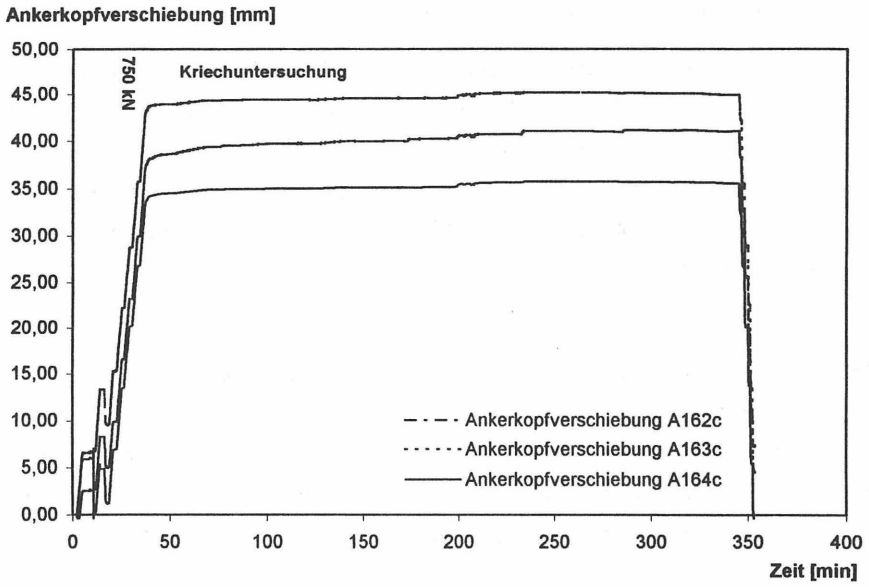


Abb. 9: Kopfverschiebung der Probeanker bei isolierter Meßbrücke

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Auf der Grundlage der Ergebnisse des 20-jährigen Geotechnischen Überwachungsprogrammes können Maßnahmen zur Ertüchtigung der Kaikonstruktion geplant und für deren Durchführung genutzt werden. Im Jahr 1996 wurde neben der Rücksetzung der Kohlenhalde im mittleren Bereich der Hafenanlage die Spundwandkonstruktion durch weitere Anker in der unteren Ankerlage ertüchtigt. Zu Beginn dieser Baumaßnahme wurden drei Probeanker hergestellt.

In Verbindung mit der Eignungsprüfung dieser Probeanker wurde die Vertikalverschiebung der Spundwand zum Nachweis der Vertikalkräfte nach der Beobachtungsmethode gemessen. Die dargestellten Meßergebnisse zeigen, daß das aufgestellte Grenzkriterium eingehalten wurde und das Risiko des Spundwandversinkens ausgeschloßen werden konnte. Dieses wurde durch die geodätischen Messungen vor und nach der Gesamtmaßnahme bestätigt.

Um die Ursachen für das anhaltende Verformungsverhalten der Spundwand sowie des wasserseitigen Kranbahnbalkens rechnerisch zu erfassen, wird ein numerisches Tragwerkmodell entwickelt [9]. Das Modell soll neben der Ableitung neuer Erkenntnisse für die Planung und Berechnung von weiteren Sanierungsmaßnahmen genutzt werden.

6 LITERATUR

[1] Brakemann; Kühn-Velten: Gründungen mit Stahlspundwänden in felsartigen Böden; Baugrundtagung 1976 in Nürnberg, DGEG e.V. Essen

[2] Feddersen, I.: Verpreßanker im Lockergestein; Bauingenieur 49, (1974), S. 302-310

[3] Gantke F.: Stahlspundwände bei den Bauten des rollenden Verkehrs, Hoesch Hüttenwerke AG, Dortmund, 1973

[4] Kayser, J.: Langjähriges Meßprogramm zur Geotechnischen Überwachung eines im Kreideton hergestellten Kohlehafens; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994

[5] Rodatz, W.; Vittinghoff, T.;Kayser, J.: Entwicklung eines numerischen Tragwerksmodells aufgrund von insitu Messungen nach EC7 (Beobachtungsmethode), Experimentelle Verfahren zur Lösung bautechnischer Aufgaben, GESA-Kolloquium 8./9.06.95 in Hannover, VDI Berichte Nr. 1196, VDI-Verlag Düsseldorf, 1995

[6] Rodatz, W.; Hartung, M.; Meier, K.: Dynamische Pfahltests an vertikal zu belastenden Spundwänden, Bautechnik 70, (1993), S. 595-602

[7] Vittinghoff, T.: Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 50, 1996

[8] Vittinghoff, T.; Plaßmann, B.: Anwendung der FEM im Rahmen eines geotechnischen Überwachungsprogrammes; 14. CAD-FEM Users' Meeting, FEM-Technologietage, 09.-11.11.96 in Bad Aiblingen / Oberbayern

[9] Vittinghoff, T.; Rodatz, W.; Plaßmann, B.;Integration of a numerical model in an observation programme;Computer Methods and Advances in Geomechanics, edited by Jian-Xin Yuan;Proceedings of the Ninth International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, 2.-7. November 1997 in Wuhan, China; A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield; Vol.3, S. 2271-2275,

[10] Brückenbauwerke mit Widerlagern aus Stahlspundbohlen, Sonderdruck 10, Stahlverbund - Brückenbau, hrsg. von der Hoesch Stahl AG, Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf, 1991

[11] Empfehlungen des Arbeitsausschußes „Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU, 9. Auflage, hrsg. vom Arbeitsausschuß „Ufereinfassungen" der HTG und der DGGT, Ernst & Sohn Verlag, 1996

VERFORMUNGSMESSUNGEN MIT OPTISCHEN GLASFASERSENSOREN

Nicoletta Casanova

EINFÜHRUNG

Im Bauwesen erfordert die Sicherheit eine periodische Überwachung der Bauwerke und in dieser Hinsicht hat sich das Konzept der intelligenten Struktur ***(Smart Structure)*** in vielen Bereichen des Ingenieurwesens als wirksam erwiesen. Diese Strukturart ist mit einem internen Netz von Glasfasersensoren ausgestattet, das die Überwachung unterschiedlicher kritischen Parameter (wie Deformation, Temperatur, Druck, usw.) für die Sicherheit oder für eine wirksame Planung der Unterhaltsarbeiten ermöglicht.

Das Bedürfnis nach Verfahren, das eine automatische und permanente Überwachung im Inneren der Struktur mit höchster Präzision und mit einer befriedigenden räumlichen Auflösung ermöglicht, hat zur Entwicklung des Messsystems SOFO ("Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques") geführt. Das Messsystem wurde an der EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne) entwickelt und zusammen mit industriellen Partners im Feld getestet.

BESCHREIBUNG DER METHODE SOFO

Die Methode SOFO beruht auf dem Prinzip der **Interferometrie in niederer Kohärenz** (Abb. 1). Die infrarote Emission einer **LED** (Lichtemittierende Diode) wird in eine singlemode Faser vom Standard-Typ Telecom gesendet und durch einen **Koppler** in zwei Fasern übertragen, die in der zu überwachenden Struktur installiert sind. Die erste Faser - **Messfaser** genannt - ist an der Struktur mechanisch befestigt und verfolgt deren Deformationen. Die zweite Faser - **Referenzfaser** genannt - ist im selben Rohr, parallel zur Messfaser, frei installiert. Ein am Ende jeder Faser montierter Spiegel reflektiert das Licht in den Koppler zurück, der die beiden Strahlen zusammenführt und sie zum **Analysator** weiterleitet. Der Analysator besteht auch aus zwei Fasern, deren Längenunterschied von einem beweglichen Spiegel präzis gemessen wird. Beim Verschieben des Spiegels erzielt man nur dann eine Modulierung des von der **Photodiode** detektierten Signals, wenn der Längenunterschied zwischen den Fasern im Analysator den Unterschied zwischen den in der Struktur installierten Fasern kompensiert, und zwar mit einem Fehler, der geringer ist als die Kohärenzlänge der Quelle.

Bei jeder Messung wird eine neue Kompensationsposition erhalten, die der **Deformation der Struktur** im Vergleich zu früheren Messungen entspricht. Das Gerät kann zwischen zwei Messungen von der Struktur

getrennt und zur Überwachung anderer Strukturen benutzt werden. Dem Herstellungsprinzip gemäß ist das Gerät für die **Messung geringer Deformationen** geeignet, die sich auch **über mehrere Jahre** erstrecken können.

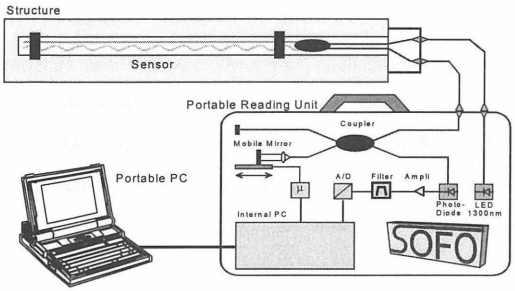


Abbildung 1: Betriebsprinzip des Interferometers in niederer Kohärenz

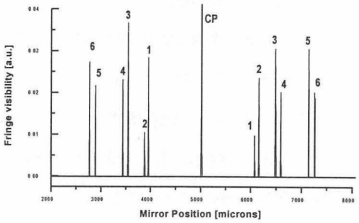


Abbildung 2: Darstellung einer Messung

Die wichtigsten technischen Hauptmerkmale vom Messsystem SOFO werden in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Sensorenlänge / Messlänge:	20 cm bis 10 m für jeden Messteil Spezielle Sensoren bis 50 m für besondere Anwendungen
Auflösung:	2 µm (2/1000 mm), unabhängig von der Messlänge
Messbereich:	0.5% Verlängerung und 1.5% Verkürzung (Sensor) Bis max. 150 mm Verlängerung und Verkürzung (Messeinheit)
Präzision:	Besser als 0.2 % der Messdeformation
Messgeschwindigkeit:	Weniger als 10 Sek. für jede Sensorenkette
Abweichung:	Nach drei Jahren Benutzung nicht feststellbar
Unabhängigkeit von:	Temperatur, Feuchtigkeit, Vibrationen, Korrosion und elektromagnetischen Feldern
Messeinheit:	Tragbar, batteriebetrieben, stoßfest, wasserdicht
Sensoren:	Einfach und schnell zu installieren, einbetonierbar oder auf die Oberfläche installierbar, keine Eichung notwendig
Automatische und Fernmessung:	Möglich, ohne Verzerrung der Messungen

Die Abbildungen 3 und 4 zeigen die SOFO-Messeinheit bzw. einen an der Armierung einer Brücke befestigten SOFO-Sensor.



Abbildung 3: SOFO-Messeinheit mit externen PC

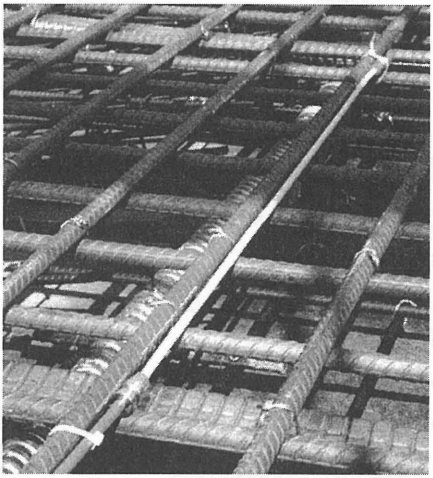


Abbildung 4: Vor der Einbetonierung an der Armierung befestigter SOFO-Sensor

ANWENDUNGSBEISPIELE

- Neue und bestehende Brücken: Überwachung der Verformungen während der Herstellung und Benutzung, Bestimmung der Krümmung / der Neutralachse, Kriech- und Ermüdungsüberwachung, Beurteilung der Beschädigungen (Verformungen, Risse,..) nach Erdbeben,...
- Beton und Mörtel: Überwachung der Verformung während der Erstarrung, Interaktion zwischen Beton und Stahl bzw. zwischen altem und neuem Beton, Überwachung von Vor- und Nachspannung, Messung und Überwachung von Rissen,...
- Tunnels: Mehrfach- Extensometer, Überwachung von Fugen, Beurteilung der Spritzbetoneigenschaften, Konvergenzmessungen,...
- Geotechnik: Felsen, Böden, Verankerungen, Pfähle (Überwachung bei Belastungsversuchen,..), Fundamente,...

- Staudämme: Überwachung der Fundamente, der Betoneigenschaften und der Verformungen,...
- Denkmäler : Überwachung von historischen Denkmälern und Werken,...
- Besondere Strukturen: Off shore-Strukturen, Pipelines, Schalen, Wolkenkratzer, Kraftwerke, Schienen, Flugzeug- und Weltraumstrukturen, Aeronautik,...

Bisherige Anwendungen des SOFO-Messsystems

Das SOFO-Messsystem wurde bis heute mit Erfolg angewendet. Hier folgend werden einige Beispiele angegeben:

- Autobahnbrücken und Viadukte: Venoge (VD), Lully (FR), Lutrive (VD), Versoix (GE), OA402 (GE)
- Straßenbrücke: Bissone (TI)
- Bahnbrücke: Moesa (TI)
- Tunnels: Vignes (FR), Luzzone (TI), N5 bei Solothurn (SO), Mt. Terri (VD)
- Pfähle (Belastungsversuche): Ennethorw (LU)
- Atomkraftwerk: Electricité de France (F)
- Damm/Staumauer: Emosson (VS), Luzzone (TI)
- Historische Denkmäler: Kirche in Gandria (TI)
- Baugruben / Stützmauer: Verankerte Betonwand in Lugano (TI)
- Betonplatte: 20m x 5m x 0.50 m holographischer Tisch bei IMM SA (TI)
- Laborversuche: ICOM/EPFL Balken, MCS/EPFL Platten, IMM SA Balken aus BPR

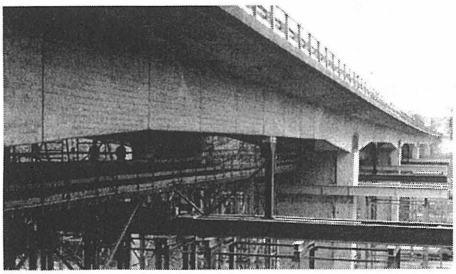


Abbildung 5: Autobahnbrücke Versoix (GE)

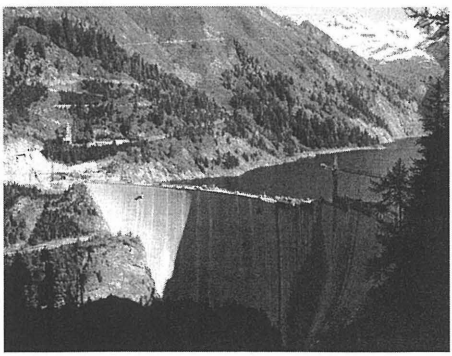


Abbildung 6: Staumauer Luzzone (TI)

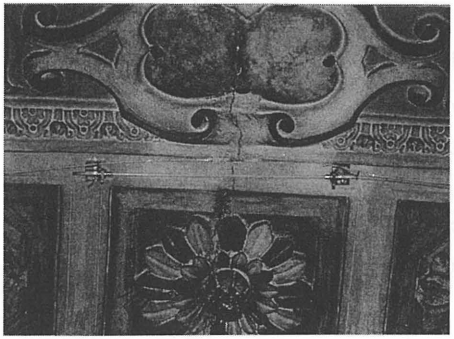


Abbildung 7: Kirche in Gandria (TI)

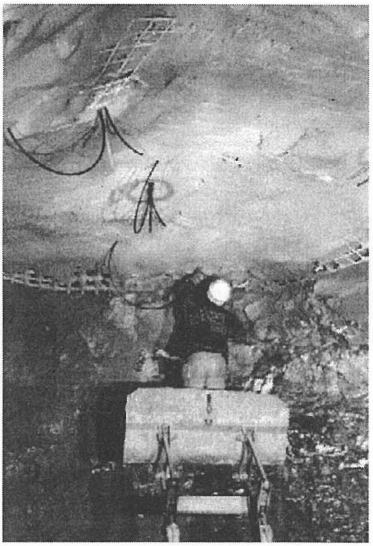


Abbildung 8: Unterhaltungskammer Luzzone (TI)

BEISPIEL 1: VERSOIX-BRÜCKE (GE)

Die Versoix-Autobahnbrücke (GE) besteht aus zwei Zwillingsbrücken mit je einer Betonplatte auf zwei vorgespannten Trägern aufgelegen (siehe Abb. 5). Im Jahr 1996 sollte diese Brücke wegen der Verkehrserhöhung erweitert werden.

Das Erweiterungskonzept wird hier folgend gezeigt:

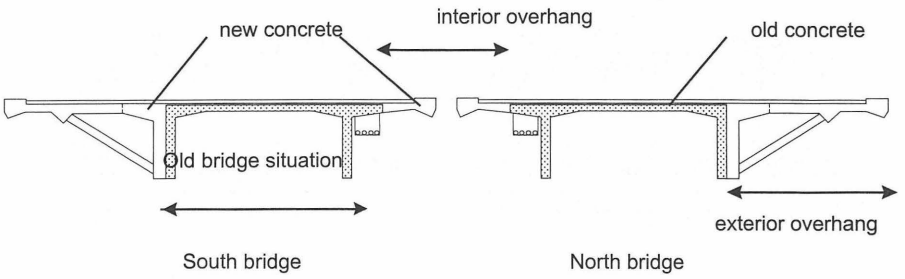


Abbildung 9: Erweiterungskonzept für die Versoix-Brücke (GE)

Wegen dem ungewöhnlichen Bauverfahren entschloss sich der Projektleiter für ein Überwachungssystem mittels Glasfasersensoren für die kurz- und langfristige Kontrolle von 2 Spannweiten einer der Zwillingsbrücken.

Die wichtigen Parameter, die gemessen werden sollten, sind die differenzierten Verformungen vom altem und neuem Beton (Schwinden) und die Krümmung und Torsion der Brücke wegen Lastveränderungen.

Mit dem Programm der Finiten Elemente wurde gezeigt, dass für jede Spannweite einer zweifeldtrigen Brücke mindestens 4 Messungen der Krümmung notwendig sind, um eine gute räumliche Auflösung zu erhalten (2 Gleichungen mit 5-Polynomgrad). Um eine gute räumliche Auflösung zu erhalten wurden deshalb in die Brücke etwa 100 Glasfasersensoren (etwa 8 pro Zelle, siehe Abb. 10) eingeführt. 12 Schnitte (sogenannte Zellen) der Brücke wurden ausgerüstet.

Hier folgend wird eine solche Zelle dargestellt.

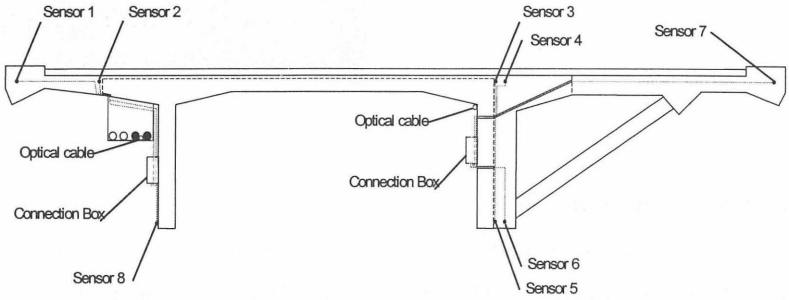


Abbildung 10: Schnitt der Brücke, SOFO-Sensoren bei der Versoix-Brücke (GE)

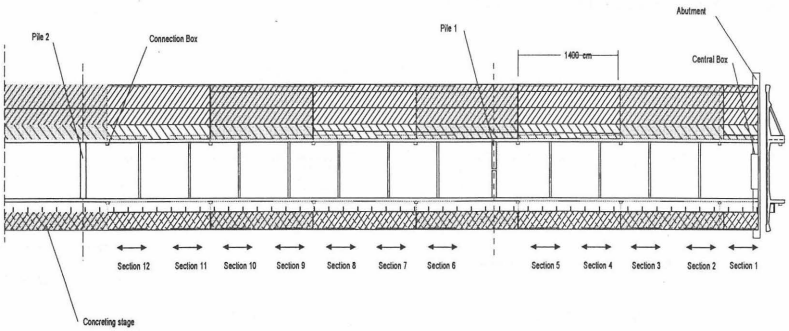


Abbildung 11: Situation der Brücke, SOFO-Sensoren bei der Versoix-Brücke (GE)

Die Installation der Sensoren verursachte keine Verspätung und erfolgte Plangemäss.

Die Sensoren wurden zum Teil an der Armierung vom neuen Betonteil befestigt, zum Teil in Schlitzen im altem Beton injiziert.



Abbildung 12: Installation eines SOFO-Sensors bei der Versoix-Brücke (GE)

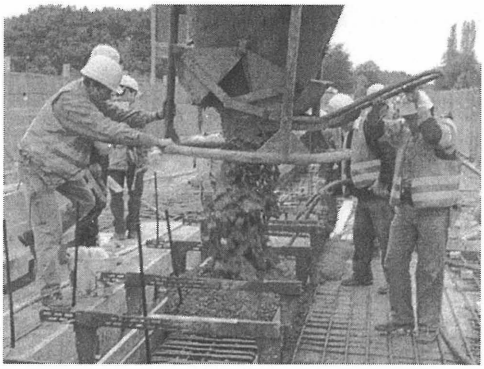


Abbildung 13: Betonieriung bei der Versoix-Brücke (GE)

Hier folgend werden die ersten Resultate der Messungen gezeigt, die das Schwindverhalten darstellen.

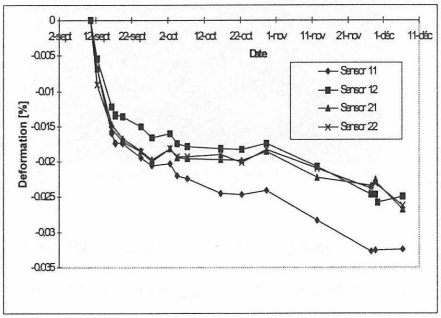


Abbildung 14: Sensorenmessungen der ersten Betonierungsetappe

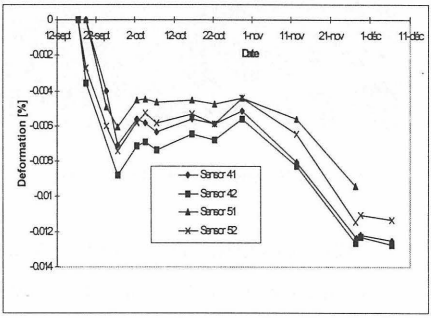


Abbildung 15: Sensorenmessungen der zweiten Betonierungsetappe

Die verschiedenen Verhalten der 2 Diagrammen (Schwinden von 0.02 % bzw. 0.005%) entsprechen den verschiedenen klimatischen Bedingungen bei der Betonierung und den verschiedenen Mischungen, die angewendet wurden. Es ist auch ersichtlich, dass in der 2. Etappe (Abb. 15) Risse entstanden sind: die Schwindmessungen sind plötzlich kleiner geworden, was einer "Entspannung" des Betons entspricht.

Die Risse konnten frühzeitig festgestellt werden, aber wurden erst nach einige Tage ersichtlich.

Für die ersten Tage wurde das automatische und kontinuierliche Messsystem angewendet.

Beispiel 2: SBB - Moesa-Brücke (TI)

Auf der Strecke Arbedo-Castione-Bellinzona überquert die Gotthardlinie der SBB die Moesa auf zwei in den Jahren 1896 und 1939 erbauten Einspurbrücken. Die ältere Stahlfachwerkbrücke musste infolge der für heutige Verhältnisse ungenügenden Tragfähigkeit ersetzt werden.

Die neue 89.3 m lange dreifeldtrige Brücke in Verbundweise wurde auf provisorischen Abstützungen gebaut und nach dem Abbruch der bestehenden Fachwerkbrücke quer eingeschoben.

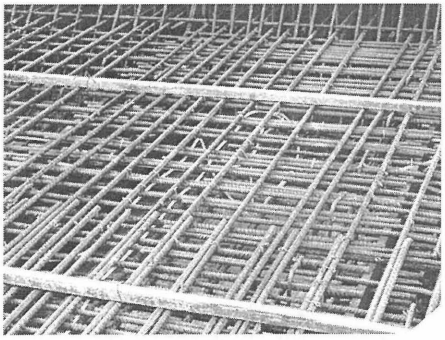


Abbildung 16: Sensoren an der Armierung befestigt



Abbildung 17: Moesa-Brücke, bei der Betonierung

Das SOFO – Messsystem wurde mit 30 Sensoren in die Brücke eingebaut. Damit konnten das Schwinden des Betons sowie die Verformungen der Fahrbahnetappen unter Einfluss der Folgeetappen gemessen werden.

Zudem wurde die horizontale Biegung beim Querverschub bei einem Pfeiler infolge des ungleichmässigen Verschubwegs gemessen.

Das nächste Bild zeigt die Resultate der Messungen während des Querverschubs mittels zwei 2 m langen Sensoren, die links und rechts in einem Abstand von 5.30 m an der Unterseite der Fahrbahnplatte installiert waren.

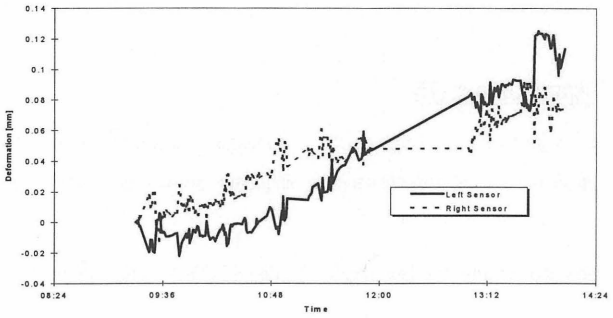


Abbildung 18: Verlängerung bzw. Verkürzung [mm] der SOFO-Sensoren beim Querverschub. Auf der Abszisse die Uhrzeit.

Es ist zu erkennen, wie bei jedem Pressenhub von etwa 80 cm die Verlängerung des einen Sensors der Verkürzung des anderen entspricht. Ausserdem zeigen beide Kurven eine kontinuierliche Zunahme der Verlängerung und der Krümmung, die auf die Erwärmung der Lufttemperatur um 5 °C während des Verschubs zurückzuführen ist.

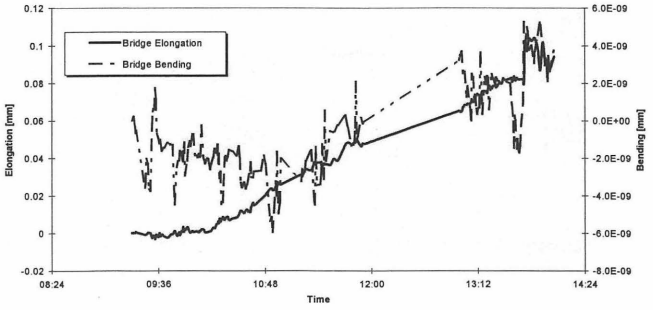


Abbildung 19: Verlängerung [mm] der Brücke auf einer Länge von 2 m (linke Ordinate) und Krümmung [1/mm] beim Nordpfeiler (rechte Ordinate). Auf der Abszisse ist die Uhrzeit.

Während der Mittagspause verlängerte sich die Brücke infolge ungleichmässiger Erwärmung durch Sonneneinstrahlung auf der linken Seite deutlich stärker als die rechte Seite. Die daraus resultierende Zunahme der Krümmung ist im vorherigen Bild (Abb. 19) zu entnehmen.

Die maximale Brückenkrümmung betrug etwa 5.10^{-9} mm^{-1}, was einem Biegemoment von 6'850 kNm entspricht und eine maximale Spannung in den Längsträgern von lediglich $5N/mm^2$ bewirkte.

BEISPIEL 3: TUNNEL LUZZONE (TI)

Im Rahmen des Projektes für die Erhöhung der Staumauer Luzzone (TI) wurden 8 SOFO-Sensoren in einem Tunnelschnitt einer Unterhaltungskammer eingebaut, so wie es in den Abbildungen 20 und 21 gezeigt wird.

Die Bauunternehmung konnte die Bohrungen für die SOFO-Sensoren in derselben Art wie für die Verankerungen vorbereiten (min. ∅ 50 mm).

Die Sensoren wurden längs an Röhren befestigt und in die Bohrungen hineingeschoben. Danach wurden sie injiziert. Die ersten Messungen konnten schon nach wenigen Stunden erfolgen.

Die Sensoren sollten v.a. die Verformungen der Gewölbe vor und nach der Sprengung der Stütze (Zone 3) bestimmen.

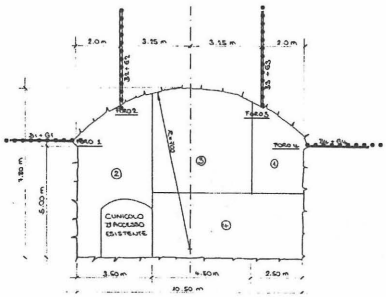


Abbildung 20: Luzzone - Tunnelschnitt I-I (TI)

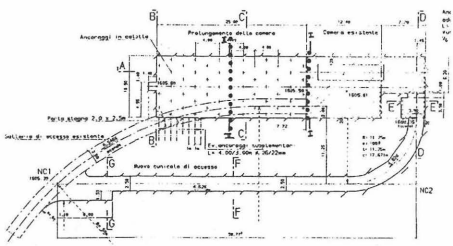


Abbildung 21: Luzzone – Tunnelsituation (TI)

Die Resultate zeigten, dass die Bewegungen der Felsen sehr geringer waren als man erwartete und dass die vorgesehene Spritzbetondicke genug war. Die Verformungen blieben in der Größenordnung von 0,05 % bis 0,07 % der gemessenen Sensorenlänge, noch nach einigen Monaten.

BEISPIEL 4: PFÄHLE ENNETHORW (LU)

Für den Bau des Tagbautunnels Spier auf der Autobahn N2/6 in Ennethorw (LU) ist eine schwimmende Pfählung mit Schleuderbeton-Fertigpfählen ∅ = 45 cm geplant. Diese kommen in vorwiegend tonig-siltig-sandige Seeablagerungen zu liegen, welche unregelmässig von Bachablagerungen (zusätzlich Kies und mehr Sand) durchgesetzt werden. Zur Überprüfung der prognostizierten Pfahltragfähigkeit wurden 3 Belastungsversuche an etwa 23 bis 26 m langen Pfählen durchgeführt: zwei in nicht vorbelastetem Boden mit einer Prüflast von etwa 1500-2100 kN, ein dritter in einem Untergrundbereich, welcher durch 8 m Material vorbelastet war und wo eine Prüflast von maximal etwa 2050 kN aufgebracht wurde.

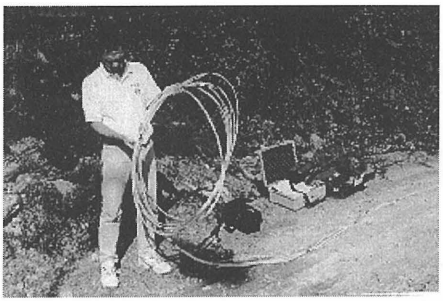


Abbildung 22: Belastungsversuche Ennethorw (LU): Sensorenkette



Abbildung 23: Belastungsversuche Ennethorw (LU): Installation / Schema

Pro Pfahl wurden 7-8 Sensoren (Kette, siehe Abb. 22) in einem Loch ∅ = 70 mm eingebaut und mit Mörtel injiziert. Während und bis kurz nach den Belastungsversuchen wurden die Sensoren automatisch gemessen. In den folgenden Abbildungen sind die Resultate der Versuche an einem Pfahl dargestellt.

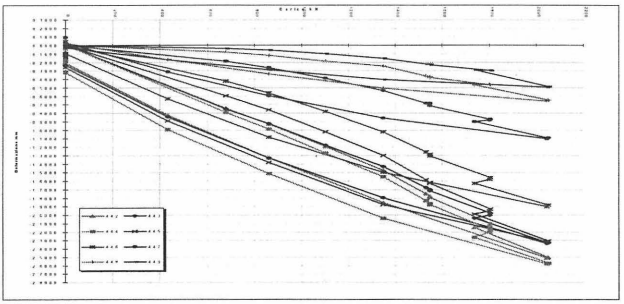


Abbildung 24: Belastungsversuche Ennethorw (LU): Pfahl P0 Belastung - Verformung

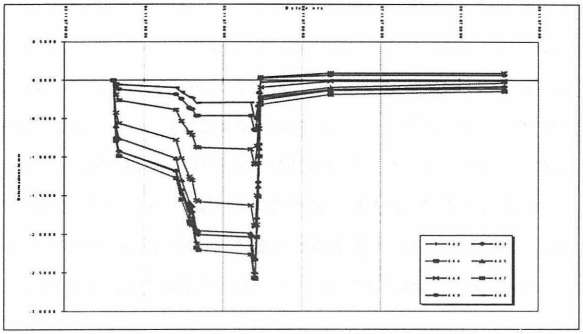


Abbildung 25: Belastungsversuche Ennethorw (LU):
Pfahl P0 Zeit - Verformung

Das SOFO-Messsystem wurde vom Auftraggeber ausgewählt, v.a.:

- dank seiner Präzision und Zuverlässigkeit
- weil die Sensoren während dem Versuch automatisch gemessen werden konnten und
- weil die Installation vereinfacht werden konnte (Stützkopf,...).

Die Pfahlsetzungen wurden gleichzeitig mit zwei voneinander unabhängigen Systemen gemessen: Präzisionsnivellement und Messuhren. Die Hebungen der Zugpfähle wurden ebenfalls mit Präzisionsnivellement verfolgt.

Der Projektleiter konnte dank diesen Messungen insbesondere die prognostizierte Pfahltragfähigkeit überprüfen, aber auch die Eigenschaften und das Verhalten der Pfähle überwachen, die Mantelreibung ausrechnen, die Parameter des Bodens beurteilen.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Bauwesen erfordert die Sicherheit eine periodische Überwachung der Bauwerke. Die derzeit benutzten Methoden (wie z.B. die Triangulation, Wasserpegel oder mechanische Extensometer) sind oft schwierig mühsam in der Anwendung und erfordern die Anwesenheit einer Fachperson oder mehrerer Fachleute. Die Komplexität und die daraus entstehenden hohen Kosten haben eine Einschränkung der periodisch durchzuführenden Kontrollen zur Folge. Die erhaltene räumliche Auflösung ist im allgemeinen schwach und nur bei der Feststellung von Anomalien im allgemeinen Verhalten wird man eine detailliertere und genauere Analyse vornehmen. Es existiert also ein reales Bedürfnis nach Verfahren, das eine automatische und permanente Überwachung im Inneren der Struktur mit höchster Präzision und mit einer befriedigenden räumlichen Auflösung ermöglicht.

In dieser Hinsicht hat sich das Konzept der intelligenten Struktur ***(Smart Structure)*** in vielen Bereichen des Ingenieurwesens, insbesondere in den Bereichen der Aeronautik und der Verbundbaustoffe als wirksam erwiesen. Diese Strukturart ist mit einem internen Netz von Glasfasersensoren ausgestattet, das die Überwachung unterschiedlicher kritischen Parameter (wie z.B. Deformation, Temperatur, Druck, Eindringen von chemischen Substanzen, usw.) für die Sicherheit oder für eine wirksame Planung der Unterhaltsarbeiten ermöglicht.

Diese Glasfasersensoren weisen gegenüber herkömmlichen Messmethoden **erhebliche Vorteile** auf. Erwähnt seien hier die hohe Präzision, die niedrigen Kosten der Messungen, das große Spektrum von messbaren Parametern, die Unempfindlichkeit gegenüber Temperatur, elektromagnetischen Feldern (Hochspannungsleitungen, Züge, Gewitter) und gegen Korrosion. Weitere Vorteile sind die kleinen Abmessungen, die Flexibilität in der Anwendung und die große Menge an Informationen, die gewonnen werden kann.

Die Anwendung des Konzeptes der intelligenten Struktur im Bauwesen erschließt neue Wege auf dem Gebiet der kurz- und langfristigen Überwachung von bedeutenden Bauwerken wie Brücken, Tunnels, Staumauern, Landepisten, größeren Überdeckungen, Geostrukturen, Fels- und Bodenmechanik, historische Denkmäler, usw.

Dipl. Ing. ETH/SIA N. Casanova

SMARTEC SA
CH-6916 GRANCIA
Via al Molino 6
Switzerland
Tel. +41 91 993 09 24
Fax.+41 91 993 09 40

Dipl. Ing. M. Preiss

Fibercraft Systemtechnik GmbH
D-70771 L.-Echterdingen
Gutenbergstrasse 4
Deutschland
Tel. + 49 711 790 89 36
Fax. + 49 711 790 89 10

Stationäre wiedergewinnbare Bohrlochmeßketten - ein Komplettsystem -

Helmut Bock

Q+S Consult, 48455 Bad Bentheim

1. Einleitung

In der Einladung zum diesjährigen Seminar wird speziell auf *"kontinuierliche Überwachungssysteme"* in der Geomeßtechnik verwiesen. Im Zuge der europäischen Normung (EC 7) würden sie verstärkt zum Einsatz kommen und *"in Zukunft vermehrt Einzelmessungen"* ersetzen.

Diese Bemerkung bezieht sich auf zwei grundlegende Entwicklungstendenzen der Geomeßtechnik, wie sie sich schon seit Jahren abzeichnen, die jedoch in allerletzter Zeit erheblich an Bedeutung gewonnen haben:

1. Die Tendenz zu Meßsystemen mit einer zunehmend *erhöhten Anzahl von Meßpunkten*.
2. Die Tendenz zu einer *voll-automatischen Meßwerterfassung* als Voraussetzung zu einer kontinuierlichen Überwachung der Bauwerke bis hin zur Möglichkeit einer Echtzeiterfassung der am Bauwerk vor sich gehenden Vorgänge.

Beide Tendenzen spiegeln sich in zahlreichen Beiträgen zum diesjährigen Symposium.

In der Geomeßtechnik sind ***Messungen in Bohrlöchern*** von besonderer Bedeutung. Sind Systeme mit Meßpunkten, die an zugänglichen und einsehbaren Oberflächen angebracht sind, eine Domäne der Geodäsie, so sind in Bohrlöcher eingebrachte Meßsysteme das, was den eigentlichen Kern der geotechnischen Meßtechnik ausmacht. Beide (geodätische und geotechnische) Meßtechniken haben sich in den letzten Jahren immer mehr verzahnt (auch ein wichtiger Trend), sehr zum Vorteil der Geomeßtechnik insgesamt.

Hinsichtlich geotechnischer Messungen in Bohrlöchern ist festzustellen, daß bei der Entwicklung der letzten Jahre die oben erwähnte Tendenz 1 (hohe Zahl von Meßpunkten) einseitig im Vordergrund stand. Im Zuge der von Kovári und Amstad (1981) eingeführten "Linienbeobachtungsmethode" wurde ein vollständiges Instrumentarium mobiler Bohrlochsonden entwickelt, das eine geometrisch hochauflösende Erfassung *aller* Bewegungskomponenten des Baugrundes ermöglicht. Das entsprechende von der Interfels GmbH vertriebene Instrumentarium ist im Kapitel 2 zusammengestellt.

Bei allen Vorteilen hinsichtlich Meßpunktezahl und Preis-/Leistungsverhältnis, haben mobile Bohrlochsonden zumindest einen prinzipiellen Nachteil: Dadurch, daß sie händisch eingesetzt werden müssen, sperren sie sich der Tendenz 2, der voll-automatischen und

kontinuierlichen Überwachung des Bauwerkes.

Fortschritte in der Technologie elektrischer Geber und der Geomeßtechnik insgesamt ermöglichen es heutzutage, ein den mobilen Sonden entsprechendes Bohrloch-Instrumentarium bereitzustellen, das eine *kontinuierliche und voll-automatische* Überwachung der Baugrunddeformationen erlaubt. Hierüber soll im vorliegenden Beitrag berichtet werden (Kap. 3 - 6).

2. Komplettsysteme mobiler Bohrlochsonden

Mobile Bohrlochsonden werden bei der Überwachung geotechnischer Bauwerke auf Bewegungen im Untergrund standardmäßig eingesetzt. Sie erbringen Meßdaten in *hoher Informationsdichte* und mit hoher Genauigkeit.

Die Sonden werden am Bohrlochmund, üblicherweise in eine Spezial-Verrohrung, eingeführt und im Bohrloch schrittweise von Meßpunkt zu Meßpunkt geführt. Der Meßpunktabstand beträgt in der Regel 1,0 m.

Komplettsysteme von Bohrlochsonden zur Vermessung aller möglichen Bewegungskomponenten im Boden werden u.a. von den Firmen Glötzl, Interfels und Solexperts vertrieben.

INTERFELS stellt Meßgeräte bereit, die für eine bestimmte (und nur für diese) Meßaufgabe konzipiert sind (s. Tab. 1). So ist z.B. das berührungslose Gleitmikrometer "INKREX" zur Messung der Deformationskomponente des Baugrundes *in Richtung* der Bohrlochachse bestimmt. Sollen die Bewegungskomponenten *quer* zur Bohrlochachse bestimmt werden, so wird auf eine mobile Inklinometer- oder / und eine Deflektometersonde zurückgegriffen. Das gesamte System ist *modular* aufgebaut. Alle INTERFELS Sonden können in ein und demselben Bohrloch eingesetzt und mit der gleichen Peripherie (Kabel,

<table>
<tr><td>Bohrloch
Neigung</td><td colspan="2">Bewegungskomponente des Baugrundes ...</td></tr>
<tr><td></td><td>... in Richtung der Bohrlochachse</td><td>... quer zur Bohrlochachse</td></tr>
<tr><td>vertikal 90°
[+/- ca. 45°]</td><td rowspan="2">"INKREX"
(berührungsloses
Gleitmikrometer)
(IF Prod. Nr. 122)</td><td>Zweiachsiges Vertikal-Inklinometer
(IF Prod. Nr. 222.0 bzw. 222.9)</td></tr>
<tr><td>horizontal 0°
[+/- ca. 45°]</td><td>Fall 1: Nur Neigungsmessung:
Einachsiges Horizontal-Inklinometer
(IF Prod. Nr. 222.1)
Fall 2: Neigung und Azimut:
"Deflektometer")
(IF Produkt Nr. 223)</td></tr>
</table>

Tab. 1. Das INTERFELS Instrumentarium mobiler Bohrlochsonden zur Linienbeobachtung von Bohrlöchern

Kabeltrommel, Datenerfassung etc.) betrieben werden (Abb. 1). Auf die Herstellung von Bohrloch-Sonden, die mehrere Funktionen in sich vereinen, wird im Sinne eines klaren Meßkonzeptes und der Einfachheit der Meßdurchführung und -auswertung verzichtet.

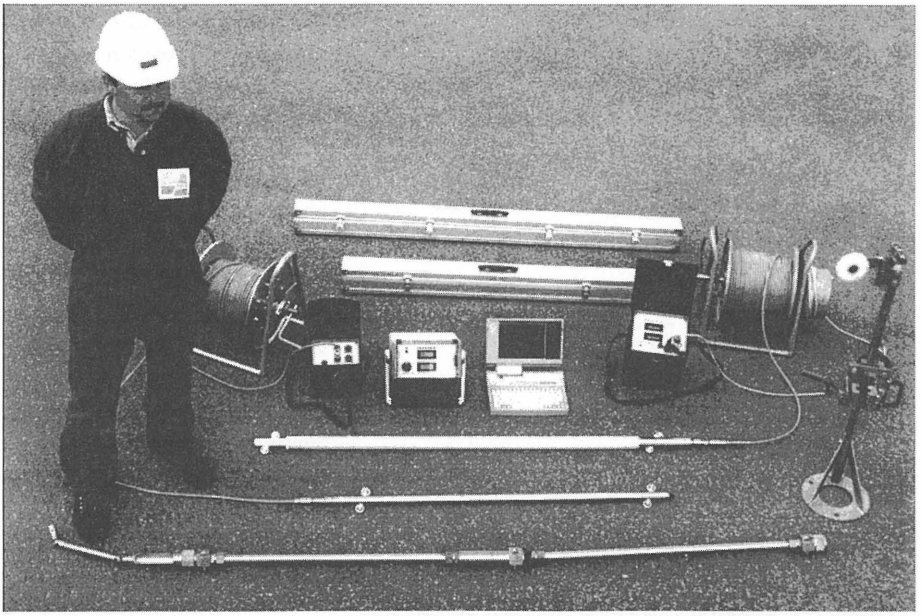


Abb. 1. *Das Komplettprogramm mobiler Interfels Bohrlochsonden (mit Zubehör) zur Linienbeobachtung von Bohrlöchern*
hinten: *Berührungsloses Gleitmikrometer "INKREX"*
Mitte: *Vertikal-Inklinometersonde (biaxial) "DIG.IF.INC - 16"*
vorne: *Deflektometer- ("Knickwinkel-") Sonde*

3. Grundlagen zu stationären Bohrlochmeßketten

Bei stationären Bohrlochmeßketten handelt es sich um kettenförmig aneinandergereihte elektrische Meßglieder gleicher Bauart (Beispiel: Abb. 2). Normalerweise haben die einzelnen Meßglieder eine konstante Meßbasis d; in der Geotechnik sind Basislängen von 1m, 2 m und 3 m üblich. Je nach Meßfunktion spricht man von einer "Inklinometer-", "Deflektometer-" oder "Extensometer-Meßkette". Bekannt sind auch Bohrloch-Temperatur-Meßketten für die Kontrolle des Vereisungserfolges im Gefriertunnel- und Schachtbau.

Jedes Meßglied wird üblicherweise mit einem Einzelkabel versehen. Das Kabel wird parallel mit dem anderer Meßglieder nach außen geführt und auf einen Datensammler gelegt. Dies führt dazu, daß am Bohrlochmund ein regelrechter "Kabelbaum" austritt (Abb. 3). Er engt das Lichtraumprofil der Meßkette im Bohrloch bzw. der Verrohrung wesentlich

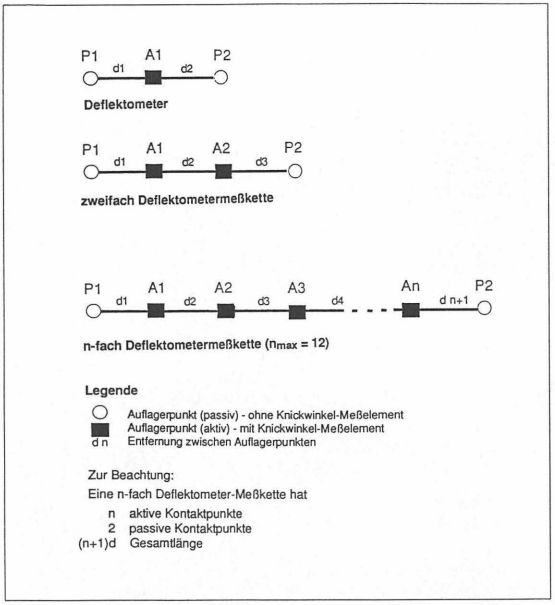


Abb. 2. *Schemaprinzip von mobilem Deflektometer (oben) und Deflektometer-Meßketten (Mitte und unten)*

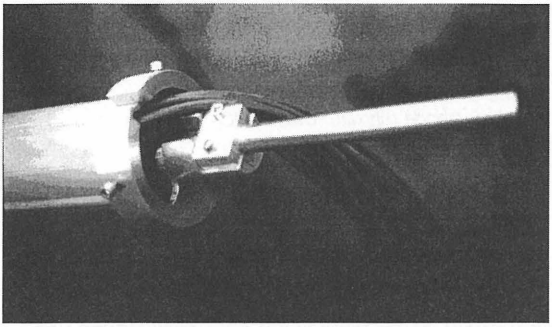


Abb. 3. *Halterung und Austritt der Meßkabel einer Horizontal-Inklinometermeßkette.*

ein und ist letzten Endes bestimmend für die Anzahl der Glieder, die in einer Bohrlochmeßkette untergebracht werden kann. Normalerweise sind die Meßketten in Bezug auf den Bohrlochdurchmesser bzw. den Innendurchmesser der Verrohrung so konstruiert, daß etwa 12 bis ca. 20 Meßglieder aufgenommen werden können.

Als Alternative für diese konventionelle Technik bietet sich ein Bus-System an, bei dem die reihenförmig angeordneten Meßaufnehmer über ein Einzel-Kabel verbunden sind. Entsprechende Entwicklungen werden z. Zt. vorangetrieben, ohne daß es für stationäre Bohrloch-Meßketten bislang zu einem Durchbruch gekommen wäre. Der Grund hierfür liegt in der zusätzlichen Elektronik, die für ein Bus-System erforderlich ist. Es sind hier weniger die Kosten als vielmehr die potentielle Beeinträchtigung der Langzeitstabilität der Meßsignale, die einer breiten Einführung eines Bus-Systems für Bohrlochmeßketten im Wege steht.

Dabei hat der jüngste Fortschritt in der Technologie elektrischer Geber überhaupt dazu geführt, daß stationäre Bohrlochmeßketten zur reellen Option wurden. Dank dieser Fortschritte weisen viele elektrische Gebertypen nunmehr eine auch für geotechnische Fragestellungen ausreichende Langzeitstabilität auf (Abb. 4) - bei vergleichsweise geringen Kosten. Im Gegensatz zu den mobilen Sonden können die Geber von Meßketten ja nicht beliebig rekalibriert werden, so daß die Qualität der Messung ganz entscheidend von der Langzeitstabilität der Geber abhängt.

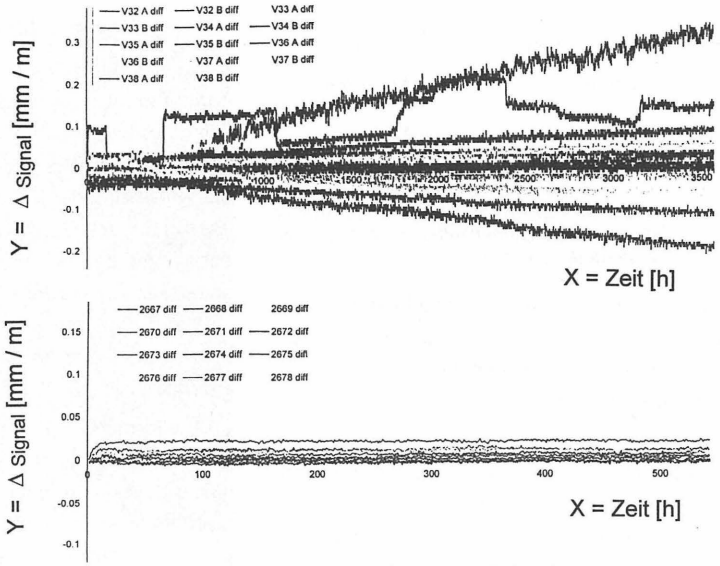


Abb. 4. Langzeit-Stabilitätsuntersuchungen mit verschiedenen Elektro-Level (EL) Neigungsgebern: Oben: Verhalten von 14 konventionellen Glas - EL-Gebern: Drift z.T. erheblich Unten: Verhalten von 12 Keramik EL-Gebern neuester Bauart: Keine Drift.

4. Inklinometer-Meßkette

Derartige Meßketten werden von verschiedenen Firmen seit längerem vertrieben. Erst in den allerletzten Jahren ist es jedoch gelungen mit ihnen ein merkbares Volumen im Markt umzusetzen. Entscheidener Grund für diese Entwicklung ist die Verfügbarkeit eines vergleichsweise preiswerten und zugleich langzeitstabilen und robusten Neigungsgebers.

In der Vergangenheit kamen als Meßwertaufnehmer für Inklinometer-Meßketten eigentlich nur Servo-Beschleunigungsaufnehmer in Frage. Meines Wissens sind die von der Firma Sundstrand Data Control Inc. vertriebenen Servogeber vom Typ Q-Flex die einzigen, die eine definierte Langzeitspezifikation aufweisen. Wegen der hohen Kosten (ca. 2.500,-- DM / Geber) und der chronischen Schockempfindlichkeit dieser Geber kamen Inklinometer-Meßketten nur in speziellen Projekten zum Einsatz, z. B. im Zusammenhang mit der Endlagerung radioaktiver Stoffe oder für Projekte wie der Debis-Baugrube am Potsdamer Platz (Abb. 5).

Abb. 4 hat bereits aufgezeigt, daß mit dem Keramik Elektro-Level (EL) nunmehr ein preiswerter und zugleich robuster Neigungsgeber zur Verfügung steht. INTERFELS bietet standardmäßig Vertikal- und Horizontal-Meßketten an, deren Meßglieder mit zwei- bzw. einachsigen Keramik-EL-Gebern bestückt sind. Die Meßketten sind für den Einsatz in Standard-Inklinometernutrohren vorgesehen (Tab. 2). Die einzelnen Meßglieder haben dazu eine Rollenführung (Abb. 6) und sind so konstruiert, daß eine Neigungsänderung in

Durchmesser Nutrohr [mm]		Maximale Anzahl
innen	außen	der Meßglieder
60	70	12
73	85	20

Tab. 2. *Anzahl der maximal möglichen Meßglieder von Interfels Neigungsmeßketten in Standard ABS Inklinometernutrohren*

einem unmittelbar benachbarten Meßglied keinen Einfluß auf das Meßsignal hat. Tabelle 2 gibt an, wieviele Meßglieder eine Meßkette in bestimmten Standard Nutrohren maximal enthalten kann.

Unter welchen Umständen eine Inklinometermessung statt mit der herkömmlichen mobilen Sonde vorteilhafter mit einer stationären Meßkette durchzuführen ist, hängt von verschiedenen Faktoren ab (Tab. 3). Läßt man wichtige Systemvorteile der Meßketten außer Betracht (z.B. Echtzeiterfassung; beliebig hohe zeitliche Auflösung der Bewegungsvorgänge) und vergleicht sie lediglich hinsichtlich ihrer Kosten mit der mobilen Inklinometersonde, dann kann als Faustregel z. Zt. folgendes gelten: Für einen typischen, etwa 30 m tiefen Inklinometer Meßpegel macht sich eine Meßkette bezahlt, wenn mehr als ca. 12 Folgemessungen durchgeführt werden. Bei lediglich sporadischen Messungen bleibt die mobile Sonde auf jeden Fall kostengünstiger.

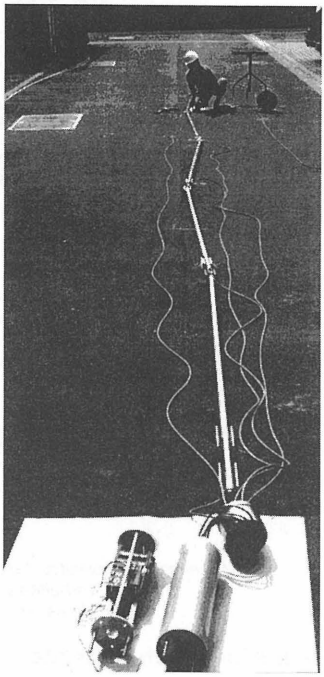


Abb. 5.
Vorbereitung einer Inklinometer Meßkette mit integriertem Datensammler für die Debis Baugrube in Berlin

Nr.	Gesichtspunkt	mobil (Sonde)	stationär (Meßkette)
1	Investitionskosten Meßgerät	ca. 20 TDM	ca. 25 TDM (16-fach)
2	Kosten für laufende Messung	ca.10 DM pro Meßpunkt pro Folgemessung	vernachlässigbar
3	Anzahl der Meßpunkte	(nahezu) beliebig	beschränkt (s. Tab. 2)
4	Anzahl der gleichzeitig zu überwachenden Meßpegel	beliebig	für jeden Meßpegel eigene Meßkette
5	Verfügbarkeit der Meßdaten	verzögert [Std. bis Tage]	sofort [Echtzeit]
6	Zeitliches Auflösungsvermögen	gering	beliebig hoch

Tab. 3. *Mobile und stationäre Vertikal-Inklinometermessungen im Vergleich*

5. Deflektometer-Meßkette

Deflektometer-Meßketten sind schon seit mehr als 30 Jahren ein fester Bestandteil des INTERFELS Programmes. Aber auch hier trifft zu, was zuvor über Inklinometer-Meßketten ausgeführt wurde: Erst jüngste Fortschritte in der Technologie der Meßaufnehmer mit dem Erreichen eines akzeptablen Preis-/Leistungsverhältnisses für langzeitstabile Geber haben dazu geführt, daß Deflektometer-Meßketten eine breitere Marktperspektive haben.

Bock et al. (1996) berichteten über eine neue mobile Deflektometersonde, die sich auf verschiedenen Baustellen (u.a. in Berlin, Düsseldorf, München) bestens bewährt hat. Die in dieser Sonde eingebauten Knickwinkelgeber (elektro-mechanische Geber in Stromschleifentechnik) werden auch für die entsprechenden Meßketten eingesetzt (s. dazu auch Abb. 2 in Kap. 3).

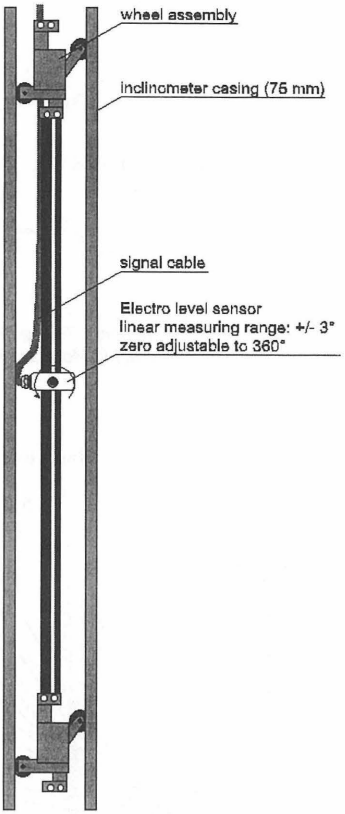


Abb. 6.
Meßelement einer stationären Inklinometer Meßkette, System Interfels / Slope Indicator

Ein Projekt bei dem derartige Deflektometer-Meßketten eingesetzt wurden, ist der besonders schwierige Vortrieb des sogenannten "Concourse Tunnels" unter Terminal 4 des Heathrow Airports in London (v.d. Berg und Clayton, 1996) (Abb. 7). Der weithin bekannte Verbruch eines NATM Tunnelvortriebes im Jahre 1994 machte besondere Vorsichtsmaßnahmen erforderlich. Für die verantwortlichen Ingenieure waren insbesondere die "vorauseilenden" Verformungen von Interesse, also die Verformungen, die *vor der Ortsbrust* vor dem eigentlichen Auffahren auftreten. Diese können in dem anstehenden London Clay beträchtliche Ausmaße annehmen und bis zu 50% der Gesamtsetzungen verursachen. Es wurden insgesamt drei (3) Deflektometer-Meßketten mit jeweils 9 Biaxialmeßgliedern quer zur Tunnelvortriebsrichtung in Horizontalbohrungen eingebracht und verspannt (Abb. 7). War der Tunnel bis unmittelbar vor den Meßketten vorgetrieben, wurden die Ketten ausgebaut und in Bohrungen noch aufzufahrender Meßquerschnitte umgesetzt. Dank der Konstruktion als wiedergewinnbare Ketten konnte ein umfangreiches Meßprogramm mit vergleichsweise niedrigen Kosten bestritten werden. Abb. 8 gibt ein Beispiel für die gemessenen horizontalen Verformungen.

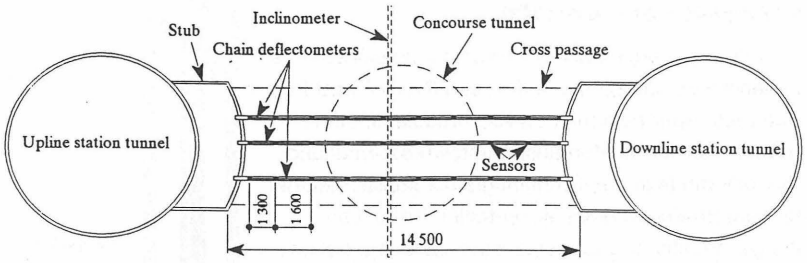


Abb. 7. *Concourse Tunnel Projekt in Heathrow - Terminal 4: Drei mit Deflektometer-Meßketten bestückte Horizontalbohrungen zur Messung der Bodenverformungen vor der Ortsbrust*

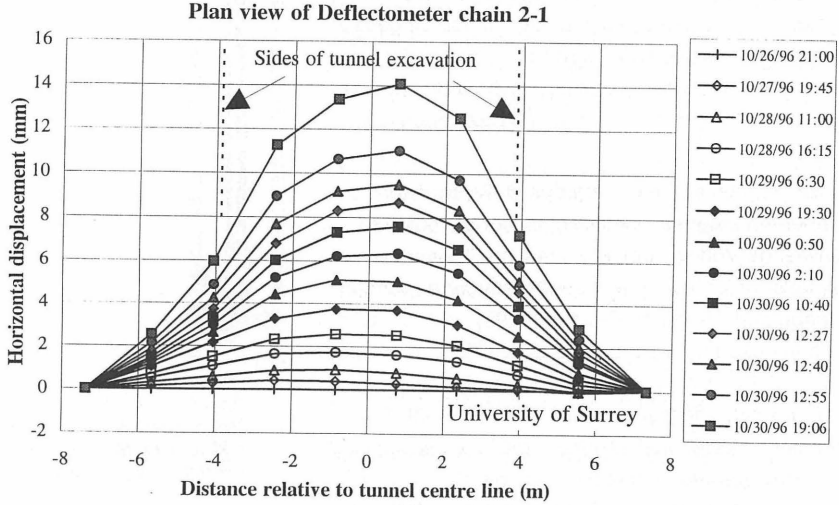


Abb. 8. *Mit einer 9-fach Deflektometer-Meßkette registrierten Horizontalverschiebungen im Zuge der Annäherung des Concourse Tunnels an den Meßquerschnitt (freundlicherweise zur Verfügung gestellt von der University of Surrey, U.K.)*

Aktuelle Projekte, in denen weitere INTERFELS Deflektometer-Meßketten eingesetzt werden, sind ein zusätzliches Projekt in London (Themse-Tunnelunterquerung mit der Vermessung horizontaler Bewegungsprofile im anstehenden Boden hinter Stützmauern) sowie das Versuchsbergwerk Mol / Belgien.

6. Extensometer-Meßkette

Waren Inklinometer- und Deflektometer-Meßketten schon seit längerem im Markt, wenn auch wegen des ungünstigen Preis- / Leistungsverhältnisses der Sensorik lange Zeit nur in Sonderfällen einsetzbar, so fehlen Extensometer-Meßketten bislang weitgehend in der Geomeßtechnik. Sie sind jedoch unabdingbar, soll das System der stationären, wiedergewinnbaren Meßketten komplett sein (so komplett, wie es das System der mobilen Sonden bereits ist; s. Kap. 2).

Vorläufer für Extensometer-Meßketten gibt es mit dem von der GIF GmbH vertriebenen System "Index" (Fecker, 1997) und den Integral-Meßelementen IME der Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt (Katzenbach et al., 1994). Jedoch sind diese Systeme zum Einbetonieren (vorrangig in Betonpfählen) konzipiert und damit nicht wiedergewinnbar.

In der Ausstellung zum diesjährigen Seminar zeigt die INTERFELS erstmalig eine Extensometer-Meßkette, die wiedergewinnbar ist. Wie üblich haben die einzelnen Meßelemente eine Standard-Basislänge von 1m, 2m oder 3m. Die Ankerpunkte werden durch doppelt wirkende hydraulische Spannzylinder realisiert. Die Zylinder werden parallel über eine Hydraulikleitung von einer Hand- oder Motorpumpe angefahren. Die Pumpe ist so ausgelegt, daß die üblichen Ölverluste des Systems ausgeglichen werden. Jedes Meßglied ist mit einem Präzisions-Wegaufnehmer ausgerüstet. Bei einem Meßbereich von 20 mm beträgt die Meßwertauflösung 0,001 mm. Bezogen auf eine Meßbasis von 1 m entspricht dies einer Auflösung von 1 Mikrostrain (10^{-6}). Die Kette ist für einen Mindestdurchmesser des Bohrloches von 76 mm und einer Anzahl von maximal 16 Meßgliedern ausgelegt.

Sie ist insbesondere einsetzbar

- bei Belastungen von Betonpfählen (Probebelastungen oder / und Belastung durch das Bauwerk)
- bei geometrisch hochauflösenden Extensometermessungen im Tunnel- und Talsperrenbau
- bei jeder Art von Gleitmikrometer-Messung, bei der zahlreiche Folgemessungen notwendig sind
- bei Gleitmikrometer-Messungen, bei denen der Bohrlochmund (zum Einführen der Sonde) nicht oder nur schwer zugänglich ist.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Analog den mobilen Bohrlochsonden (s. Kap. 2; Tab. 1) wurde ein Komplettsystem kettenförmig ausgebildeter Bohrlochinstrumente entwickelt:

- Inklinometer-Meßketten (zweiachsig = vertikal; einachsig = horizontal)
- Deflektometer-Meßketten (ein- und zweiachsig) sowie
- Extensometer-Meßkette.

Damit ist es möglich geworden, im Baugrund und in technischen Körpern auftretende Verschiebungen voll-automatisch und geometrisch hochauflösend zu erfassen. Das beschriebene Komplettsystem unterstützt damit den Trend der Geomeßtechnik in Richtung auf eine automatische Erfassung zahlreicher Meßpunkte sowie der Auswertung und Darstellung der Meßergebnisse in Echtzeit.

Alle beschriebenen Meßketten sind wiedergewinnbar und in weitere Bohrlöcher umsetzbar. Dadurch lassen sich die vergleichsweise hohen Anschaffungskosten der Meßketten rechtfertigen. Oft machen sich die Ketten auch schon während ihres allerersten Einsatzes bezahlt, besonders dann, wenn mit den traditionellen Bohrlochsonden zahlreiche Folgemessungen (mehr als ca. 12 Folgemessungen) erforderlich sind.

Für die Funktionstüchtigkeit der Bohrlochmeßketten ist die *Langzeitstabilität* der eingebauten Meßaufnehmer von ausschlaggebender Bedeutung. Neuere Entwicklungen in der Sensorik haben zu entsprechenden Meßaufnehmern bei akzeptablem Preis geführt und damit den Durchbruch der Bohrlochmeßketten erst ermöglicht. Bemühungen, die kettenförmig angeordneten Meßaufnehmer über ein Bus-System miteinander zu verbinden, werden von verschiedener Seite vorangetrieben. Diese Bemühungen sollten jedoch - wegen der damit verbundenen zusätzlichen Elektronik und einer möglichen Beeinträchtigung der Langzeitstabilität des Systems - mit einer gewissen Vorsicht begleitet werden. Einschlägige Hochschulinstitute könnten sich hier durch vergleichende Langzeituntersuchungen engagieren und verdient machen.

Literatur

Berg, P. v. d. and Clayton, Ch. (1996). Using the Interfels Chain Deflectometer to measure ground deformations ahead of an advancing NATM tunnel. - Interfels Nachr., **14**: 10-13.

Bock, H.; König, E. und Estermann U. (1996). Vermessung von Horizontalbohrungen - Stand der Entwicklung. - Taschenbuch Tunnelbau, **1997**: 169-183

Fecker, E. (1997). Geotechnische Meßgeräte und Feldversuche im Fels. - 204 S., Stuttgart (Enke).

Köppel, J.; Amstad, Ch. and Kovári, K. (1984). The measurement of displacement vectors with the "Trivec" borehole probe. - Proceed. Field Meas. in Geomech., **1**: 209-218, Rotterdam (Balkema)

Kovári, K. und Amstad, Ch. (1981). Das Konzept der "Linien-Beobachtung" bei Deformationsmessungen. - Mitt. Schweiz. Ges. Boden- u. Felsmech., **102**.

Katzenbach, R.; Reul, O. und Quick, H. (1994). Hochhausgründungen - Messungen und Qualitätssicherungen. - Mitt. Inst. Grundbau u. Bodenmech. TU Braunschweig, **44**: 247-258.

Anschrift des Verfassers:

Prof. Dr.-Ing. H. Bock c/- Q+S Consult
Stoltenkampstr. 1 - 48455 Bad Bentheim
Tel. 05922 / 2700 - Fax. 05922 / 2799
e-mail:QS-Consult@t-online.de

AUTOMATISIERUNG WEITRÄUMIG VERTEILTER PORENWASSERDRUCK- UND WASSERSTANDSMESSUNGEN

Dipl.-Ing. C.M. Fischer

1. EINFÜHRUNG

Bauvorhaben, die unter Einsatz neuer Bauverfahren realisiert werden und deren Interaktion mit der Umgebung sich nicht durch Erfahrungswerte beschreiben lassen, benötigen für die Planung und die Ausführung geotechnische Daten, die durch Voruntersuchungen und baubegleitende Beobachtungen gewonnen werden.

Ist das zu beobachtende Medium der naturgegebene Baugrund, dann bedeutet diese Naturgegebenheit meistens eine große Komplexität der Zusammenhänge zwischen Ursache und Wirkung.

Ein besseres Verständnis der naturgegebenen und der baubedingten Vorgänge kann durch Messungen erzielt werden, die in der Regel wegen der vielschichtigen Abhängigkeiten eine hohe Datendichte aufweisen müssen.

Die Anforderung nach einer hohen Datendichte bei gleichzeitiger Wahrung der Wirtschaftlichkeit legt den Einsatz mikroprozessorgesteuerter Datenerfassungen nahe. Ausgedehnte Bauwerke oder Bauareale mit weit verstreuten, punktuellen

Meßstellen machen ein besondere Art der Datenerfassung erforderlich: den Einkanal-Datenlogger.

Der Einkanal-Datenlogger soll einerseits kostengünstig sein, um wirtschaftlich den Anschluß nur eines einzigen Meßgerätes zu rechtfertigen, andererseits sollen die Funktionen so umfangreich sein, daß er bedienerfreundlich in ein Netzwerk integriert werden kann.

Nachfolgend werden zwei Beispiele der Wasserstands- bzw. Porenwasserdruckmessung aus der Praxis beschrieben, bei der die zuvor genannte Problematik vorgefunden und mit Einkanal-Datenloggern gelöst wurde.

2. PROJEKT FLUßLAUFVERTIEFUNG

2.1 Veranlassung

Die Elbe ist flußaufwärts als Folge der Teilung Deutschlands nach dem Zweiten Weltkrieg auf der Strecke ab der Stadt Hitzacker bis an die Grenze zur ehemaligen DDR seit fast einem halben Jahrhundert im wesentlichen wasserbaulich unverändert geblieben.

Dies hat zu einer Verflachung und gleichzeitig zu einer Verbreiterung des Flußlaufes geführt. Damit einher ging die Bildung von Feuchtegebieten und das Wiederaufleben einer einmaligen Flora und Fauna im Ufergebiet. Diese heben sich von der industriell geprägten Kulturlandschaft in den angrenzenden Gebieten markant ab und stellen einen besonders schützenswerten Bereich dar.

Seit der Öffnung der Grenzen durch die Wiedervereinigung ist ein gestiegener Nutzungsbedarf der Wasserwege in diesem Bereich festzustellen. Zur Entlastung des Elbe-Seiten-Kanals und damit sich die flußabwärts fahrenden Schiffe mit größerem Tiefgang die Strömungsenergie der Elbe zunutze machen können, ist der Wunsch nach einer Vertiefung des Flußbetts der Elbe entstanden.

Dies soll durch den Bau von Unterwasserbuhnen erfolgen. Sie werden senkrecht zum Ufer ein Stück in den Flußlauf hineinreichen und die Fließgeschwindigkeit im ufernahen Bereich reduzieren, was dort eine verstärkte Absetzung von Sedimenten zur Folge haben wird.

Durch die Verringerung des Fließquerschnitts im ufernahen Bereich wird die Gesamtwassermenge pro Zeiteinheit in einen kleineren Querschnitt in die Mitte des Flußes gedrängt, was eine höhere Fließgeschwindigkeit zur Folge haben wird. Die höhere Fließgeschwindigkeit bewirkt wiederum, daß sich der Fluß in der Mitte tiefer in sein Bett graben wird und die gewünschte Flußbettvertiefung bewirkt.

Es wird davon ausgegangen, daß die Maßnahme das gegenwärtige Regime des Flußes hinsichtlich seiner Oberflächenwasserstände und der damit verbundenen Grundwasserstände im schützenswerten Uferbereich nicht beeinflussen wird.

Um in dem zu schützenden Uferbereich die Abhängigkeit des Grundwasserstands vom Flußwasserstand vor der Ausführung der Baumaßnahme kennenzulernen und nach deren Ausführung die erwartungsgemäß unveränderte Situation nachprüfen zu können, ist ein Grundwasserstands-Meßnetz installiert worden, welches über einen Zeitraum von voraussichtlich mehr als zehn Jahren betrieben werden soll.

2.2 Beschreibung des Meßsystems

Das gegenwärtig automatiserte Meßsystem umfasst 13 der über 40 Brunnen und 3 Barometermeßstellen. Die automatiserten Meßstellen sind in drei Gruppen unterteilt. Jede Gruppe ist einer Barometer-Meßstelle zugeordnet, die sich in jeweils passender Lage zu den Grundwasser-Meßstellen befindet.

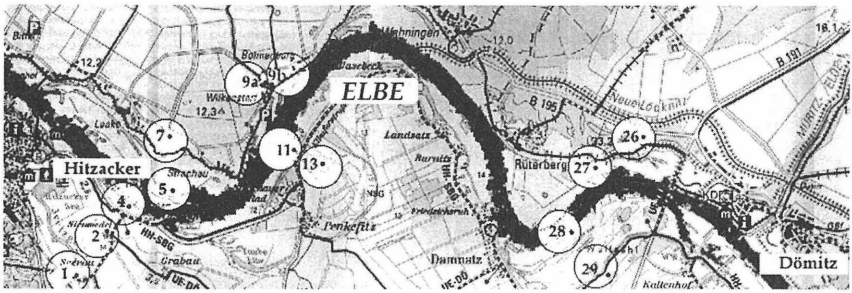


Abb. 1: Grundwasserstandsmeßnetz an der Elbe zwischen Hitzacker und Dömitz

Die Grundwasser-Meßstellen sind mit Schwingsaiten-Piezometern Typ 4500AL für die Wasserstandsmessung und Schwingsaiten-Piezometern Typ 4580-1 für die Luftdruckmessung sowie mit Einkanal-Datenloggern Typ LC-1 ausgerüstet.

Die Piezometer in den Brunnen sind Absolutdruck-Meßfühler. Sie messen neben dem Wasserdruck, der sich als Folge des aktuellen Wasserstands einstellt, auch die Änderungen des atmosphärischen Luftdrucks.

Um den überlagerten Wert der atmosphärischen Luftdruckänderungen aus den Piezometermessungen herauszurechnen, werden die Luftdruckänderungen mit einem Barometer separat erfasst. Als Barometer werden Absolutdruck-Meßfühler mit schwingender Saite Typ 4580-1 verwendet.

Jeder Meßfühler zur Wasserstands- bzw. Luftdruckmessung ist an einen Einkanal-Datenlogger Typ LC-1 angeschlossen.

2.3 Betriebssoftware zur Netzverwaltung und Plausibilitätsprüfung

Das Auslesen der Daten aus den Datenloggern und die Handhabung der Kennwerte und Betriebsparameter des Meßnetzes erfolgt mit einem Notebook und dem Betriebsprogramm HydroLOG.

In den Datenloggern wird neben anderen Variablen das Druckrohsignal der Piezometer und die Wassertemperatur gespeichert. Für die Berechnung des Wasserstands aus diesen Meßwerten sind die Kalibrierdaten und die bei der Kalibrierung bestimmten Anfangsmesswerte für den jeweiligen Meßfühler sowie die Lage der Brunnenoberkante und die Installationstiefe des Piezometers erforderlich. Diese Werte werden vom Programm HydroLOG verwaltet und für die automatische Berechnung der Wasserstände in m NN verwendet.

Die Rohdaten- und Ergebnisdateien werden durch das Programm HydroLOG vor Ort beim Auslesen und Erzeugen automatisch mit einem Namen versehen, der aus der Meßstellenbezeichnung und dem aktuellen Datum gebildet wird.

Die ausgelesenen Meßwerte werden automatisch in Tabellen eingelesen, auf Plausibilität geprüft und dem Anwender auf dem Notebook direkt vor Ort auf dem Bildschirm angezeigt. Auf eventuelle Unstimmigkeiten wird der Anwender bereits an der Meßstelle aufmerksam gemacht , sodaß er noch vor Ort die erforderlichen

Maßnahmen ergreifen kann, z.B. die Datenloggerzeit neu einstellen oder die Batterien ersetzen, etc.

3. PROJEKT BAHNDAMMENTWÄSSERUNG

3.1 Veranlassung

Wasserhaltige Torfschichten unterhalb von Bahndämmen können durch langandauernde Konsolidationsprozesse beträchtliche Setzungen über sehr lange Zeiträume nach sich ziehen. Diese Setzungen werden durch Nachstopfen des Kiesbettes fortwährend ausgeglichen und verursachen beträchtliche Unterhaltungskosten.

Eine Sanierung kann durch die Anwedung eines vom Baugrund-Institut der DE-Consult entwickeltes Verfahren erfolgen. Es besteht in der Anordnung von vertikalen Sanddrains, die in die zu entwässernden Schichten vorgetrieben werden. Parallel dazu wird eine Auflast durch eine Aufschüttung aufgebracht, die im Fall einer bestehenden Strecke unmittelbar neben dem Bahndamm angeordnet wird. Das Verfahren kann bei laufendem Bahnbetrieb angewendet werden.

Um das Niveau der Porenwasserdrücke im ursprünglichen Zustand und ihre weitere Entwicklung im Verlauf der Verfahrensanwendung in dichter Zeitfolge zu überwachen, ist ein Porenwasserdruck-Meßnetz installiert worden, das bis zum Abschluß der Maßnahme betrieben wird. Der Einsatzort befindet sich in Grafing bei München an der Bahnstrecke nach Salzburg.

3.2 Beschreibung des Meßsystems

Das Meßsystem umfasst 14 Porenwasserdruckmeßstellen. Sie sind in einem Meßquerschnitt in verschiedenen Tiefen angeordnet. Es wurden Schwingsaiten-Piezometer Typ 4500DPL eingesetzt, die mit dem Bohrgestänge direkt in die Sohle eines vorgebohrten Bohrlochs eingedrückt werden.

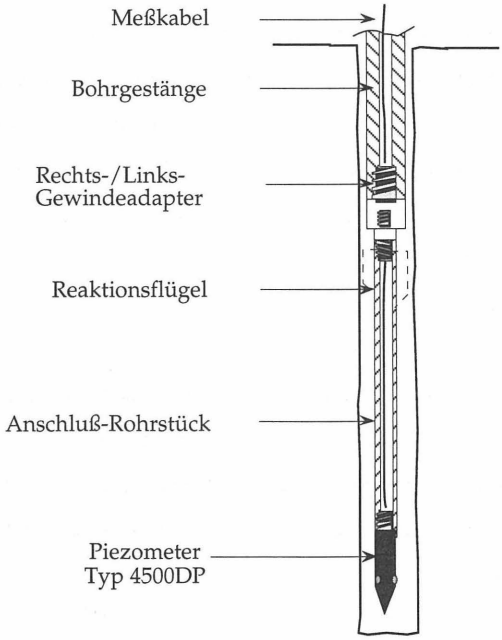


Abb. 2: Porenwasser-Druckmeßfühler zum Eindrücken in weiche Böden

Das zum Eindrücken der Piezometer verwendete Bohrgestänge ist nach dem Setzen des Piezometers wiedergewonnen worden. Um dies realisieren zu können, ist ein ca. 1,5 m langes Abschluß-Rohrstück mit Linksgewinde verwendet worden, das am unteren Ende mit dem Piezometer und am oberen Ende mit dem Bohrgestänge verschraubt wird.

Das Abschluß-Rohrstück weist denselben Durchmesser wie das Piezometer auf und dichtet das Meßgerät gegen die darüberliegenden Schichten ab. Außerdem ist es oben mit einem Linksgewinde und einem Rechts-/Linksgewinde-Adapter versehen. Das Bohrgestänge kann dann nach dem Eindrücken des Piezometers durch Drehung im Uhrzeigersinn vom Abschluß-Rohrstück getrennt werden. Der Adapter verbleibt am Bohrgestänge und wird für weitere Einbauten wiedergewonnen. Falls erforderlich, können bei sehr weichen Böden am Abschluß-Rohrstück Reaktionsflügel aufgeschweißt werden, damit es sich beim Abschrauben vom Bohrgestänge nicht mitdrehen kann.

Nach dem Eindrücken des Piezometers und dem Entfernen des Bohrgestänges wurde die Sohle des Vorbohrlochs mit einer etwa 30 cm hohen Bentonitplombe abgedichtet und dann das Bohrloch mit dem Bohrklein bis zum Bohrlochmund verfüllt. Jeder Porenwasserdruck-Meßfühler ist an einen Einkanal-Datenlogger Typ LC-1 angeschlossen.

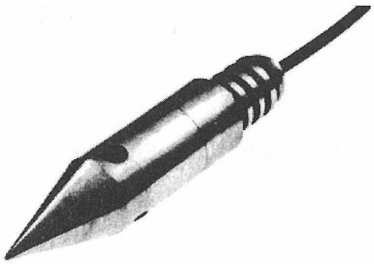


Abb. 3: Schwingsaiten-Piezometer Typ 4500DP zum Eindrücken in weiche Böden

4. MEßNETZAUSRÜSTUNG

4.1 Piezometer

Für die beiden zuvor beschriebenen Anwendungen wurden Schwingsaiten-Piezometer der Typenreihe 4500, Fabrikat Geokon Inc. verwendet. Der Aufnehmer besitzt eine Membran aus Edelstahl, die eine sehr hohe Auflösung aufweist und an der eine schwingfähige Saite befestigt ist. Im Inneren des Meßfühlers ist außerdem ein Thermistor zur Messung der Temperatur eingebaut.

Wenn sich der Druck verändert, wird die Membran ausgelenkt und damit die mechanische Spannung der Saite geändert. Dieses hat zur Folge, daß sich die mechanische Resonanzfrequenz der Saite ebenfalls ändert. Das Quadrat der Frequenz ist dem Druck an der Membran direkt proportional.

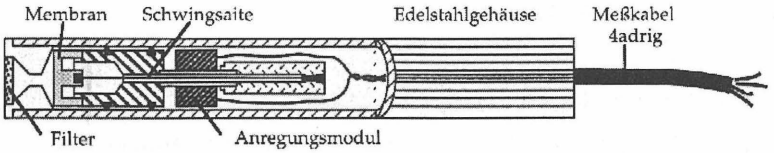


Abb. 4: Interner Aufbau eines Schwingsaiten-Piezometers

Ein Anregungsmodul, das unmittelbar neben der schwingfähigen Saite angebracht ist, sorgt sowohl für das Anregungssignal, als auch für die Erfassung der Resonanzfrequenz der angeregten Saite. Das Anregungsmodul ist außerhalb der hermetisch geschützten Saite angeordnet, die sich in einer evakuierten Kapsel befindet.

Die elektrisch mit einer Impulsfolge steigender Frequenz angeregte Saite schwingt nach Abschluß des Anregungsvorgangs für eine gewisse Dauer weiterhin bei ihrer Resonanzfrequenz. Die mechanisch schwingende Saite induziert dann im abgeschalteten Anregungsmodul ein sinusförmiges Signal (eine Wechselspannung) mit der Frequenz der Saitenschwingung.

Die Frequenz der Wechselspannung wird bei den hier beschriebenen Anwendungen mit Einkanal-Datenloggern Typ LC-1 ermittelt. Die Umrechnung der Frequenzwerte des Meßfühlers in physikalische Einheiten erfolgt anhand der im Kalibrierblatt jedes Piezometers aufgeführten Kennwerte.

Zum Schutz der Druckmembran vor Schwebstoffen sind die Piezometer mit einer Filterscheibe aus gesintertem Edelstahl ausgerüstet. Alle externen Komponenten des Piezometers sind aus rostfreiem Edelstahl gefertigt.

4.2 Einkanal-Datenlogger

Für die beiden zuvor beschriebenen Anwendungen wurden Einkanal-Datenlogger Typ LC-1 für Schwingsaiten-Meßfühler, Fabrikat Geokon Inc. verwendet Für den Einsatz für das Grundwassermeßnetz am Elbeufer wurde eine modifizierte Ausführung des Datenloggers eingesetzt, damit eine gelegentliche Überflutung keinen Schaden am Gerät verursacht.

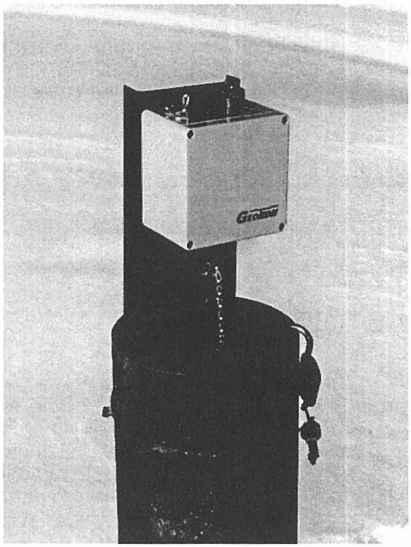


Abb. 5: Einkanal-Datenlogger

Der Datenlogger Typ LC-1 wird mit zwei Alkali-Mangan-Primärzellen Typ D betrieben. Er führt die Messungen an Schwingsaiten-Meßfühlern automatisch aus. Zusätzlich wird die Temperatur des im Meßgerät eingebauten Thermistors gemessen.

Die Meßrate kann von einer Sekunde bis zu einem Tag betragen, wobei die Schrittweite der Meßratenvergrößerung eine Sekunde beträgt. Der Stromverbrauch des Datenloggers ist außerordentlich gering. Bei der langsamsten Meßrate beträgt die Lebensdauer der Betriebsbatterien mehrere Jahre. Die gespeicherten Daten werden zusätzlich durch eine Knopfzelle gesichert, welche die Ergebnisse bis zu 5 Jahre ausfallsicher speichern kann.

Im 128K-Standardspeicher können die Ergebnisse von 8.000 Messungen abgelegt werden, bevor die erste Messung überschrieben wird. Die Daten werden im Speicher durch Komma in Felder getrennt und zeilenweise abgelegt.

Eine Meßwertzeile beginnt mit dem Namen der Meßstelle. Es folgt das Jahr, der laufende Tag und die Zeit, die Batteriespannung in Volt, die Datenloggertemperatur in Grad Celsius, der Meßwert des Schwingsaiten-Meßfühlers, die Temperatur des Schwingsaiten-Meßfühlers in Grad Celsius und eine Kontrollzahl (Checksum).

Ein komprimiertes, internes BCD-Speicherformat mit 4 Byte ermöglicht die Ausgabe von Meßwerten in einem Bereich zwischen $1{,}0 \times 10^{-4}$ bis $1{,}0 \times 10^{7}$. Interne Berechnungen werden auf der Grundlage einer Fließkommanotation mit 4 Byte vorgenommen.

Bei der Ausführung von internen Berechnungen kann das gemessene Rohergebnis eines Schwingsaiten-Meßfühlers durch die Eingabe der Anfangsmessung, der Umrechnung- oder Kalibrierfaktoren und des Offsets (Anpassungswertes) in physikalische Einheiten und auf den gewünschten Bezugswert umgerechnet werden.

Die Konfiguration des Datenloggers und das Auslesen der gespeicherten Daten erfolgt mit einem PC über die RS232-Schnittstelle. Die zeilenweise und kommagetrennten, im ASCII-Format gespeicherten Daten können zur Weiterverarbeitung leicht in gängige Tabellenkalkulationsprogramme importiert werden, z.B. in Lotus 1-2-3™ oder in Excel™.

Bei den hier beschriebenen Anwendungen besteht das Netz aus diskreten Datenloggern, die punktuell mit dem für die Datenübertragung und Archivierung verwendeten PC über eine RS232-Schnittstelle kommunizieren. Bei räumlich weniger

ausgedehnten Netzen können bis zu 32 Einkanal-Datenlogger entlang einer Strekke von bis zu 3 km mit einem 6adrigen Kabel untereinander und mit dem PC verbunden werden. An den Knotenpunkten werden RS485-Schnittstellen verwendet.

4.3 Netzwerksoftware für Einkanal-Datenlogger

Die Software HydroLOG wird auf einem Notebook unter Windows95® betrieben und dient der Kommunikation mit Einkanal-Datenloggern Typ LC-1, die zu einem Netzwerk zusammengefasst werden, dem Auslesen und Überprüfen der Daten, der Einstellung und Überprüfung der Datenlogger, der Umrechnung der Meßergebnisse und dem Verwalten von Ergebisdatenbanken.

Auf dem Bildschirm werden grafische Bedieneroberflächen zur Verfügung gestellt, welche die einzelnen Funktionsbereiche bündeln. Die Bedieneroberflächen erscheinen automatisch in der logischen Sequenz der Arbeitsschritte, mit denen üblicherweise das Netz betrieben wird.

Die Bedieneroberflächen bestehen aus graphisch auf dem Bildschirm dargestellte Tasten zur Auslösung der einzelnen Arbeitsschritte. Werden in einer Sequenz Eingaben benötigt, dann erscheinen bei Bedarf die erforderlichen Eingabefelder.

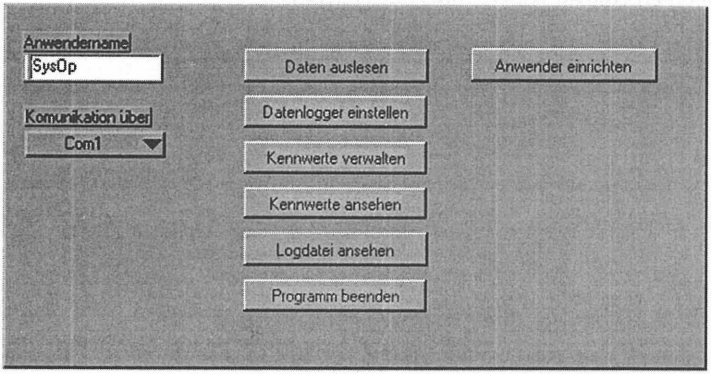


Abb. 6: Hauptmenu der Netzwerk-Software für Einkanal-Datenlogger

Die Funktionsbereiche unterteilen sich in „Anwender einrichten", „Daten auslesen", „Datenlogger einstellen", „Kennwerte verwalten", „Kennwerte ansehen" und „Logdateien ansehen".

Die Netzwerksoftware kann von unterschiedlichen Anwendern bedient werden, sodaß mehrere Personen die Betreuung des Netzes übernehmen können. Über die Funktion „Anwender einrichten" können unterschiedliche Zugriffsrechte zu den einzelnen Programmfunktionen eingerichtet werden.

Die einzelnen, mit der Software realisierten Arbeitsschritte werden in der Logdatei mit Name des Anwenders, Datum und Uhrzeit unlöschbar protokolliert, sodaß die gesamte Betriebshistorie des Netzes jederzeit lückenlos nachvollzogen werden kann, was insbesondere bei der Eingabe von geänderten Betriebsparametern der Datenlogger oder geänderten Sensorkennwerten wichtig ist.

Beim Auslesen der Daten wird die im Datenlogger abgelegte Meßstellenbezeichnung übertragen und die Zuordnung der ausgelesenen Daten zur entsprechenden

PC-Datei sichergestellt. Die Meßstellenbezeichnung erscheint außerdem als Datenfeld in jeder Ausgabezeile des Datenloggers. Außerdem wird das Datum und die Uhrzeit im Datenlogger mit den Werten im PC verglichen und bei Abweichungen im Datenlogger abgeglichen.

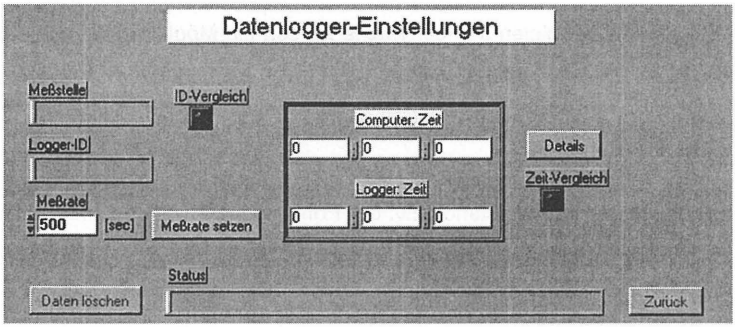


Abb. 7: Untermenü der Netzwerk-Software für Einkanal-Datenlogger

Im Funktionsbereich „Kennwerte verwalten“ werden die Meßstellenbezeichnungen, die Kalibrierwerte der Sensoren, die Einbaukennwerte und die bei der Inbetriebnahme ermittelten Anfangswerte festgehalten und für den Netzwerkbetrieb durch die Software selektiv eingesetzt.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Beim Einsatz neuer Technologien zur Ausführung von Bauvorhaben müssen die Fragen nach der Realisierbarkeit und der Umweltverträglichkeit gleichermaßen beantwortet werden. Dies unter Wahrung des Gebots der Wirtschaftlichkeit zu erreichen, stellt Planer und Ausführende vor teilweise sehr komplexe Aufgaben.

Die Komplexität ergibt sich oft aus der Vielzahl der Wechselwirkungen zwischen der vorgegebenen Umgebung und dem neu zu schaffenden Bauwerk. Licht in die Komplexität können Daten aus geotechnischen Meßsystemen bringen, die mit automatischer Datenerfassung arbeiten.

Anhand von zwei Beispielen aus der Praxis werden die Möglichkeiten zur wirtschaftlichen Gewinnung von geotechnischen Daten aus vernetzten Systemen mit punktuellen Meßstellen aufgezeigt, die teilweise räumlich weit verstreut sind.

Beobachtet wird der Wasserstand bzw. der Porenwasserdruck im Untergrund. Das Beispiel der Wasserstandsmessungen beschreibt die Beobachtung der hydrogeologischen Untergrundverhältnisse im Vorfeld einer geplanten, naturverträglich auszuführenden Flußlaufvertiefung. Das Beispiel der Porenwasserdruckmessungen beschreibt die Beobachtung der Untergrunddrainage einer torfhaltigen Schicht unter einem in Bau befindlichen Bahndamm.

Bei beiden Projekten werden Einkanal-Datenlogger zusammen mit Schwingsaiten-Piezometern eingesetzt. Der geringe Energieverbrauch, die hohe Speicherkapazität, der günstige Preis und die einfache Bedienung des Datenloggers waren wichtige Auswahlkriterien für die Datenerfassung. Die hohe Langzeitstabilität, die hohe Genauigkeit und das robuste Meßsignal waren wichtige Auswahlkriterien für die Druckmeßfühler.

Anschrift des Verfassers:
Dipl.-Ing. C.M. Fischer
c/o Scanrock GmbH
Trift 18
D-29221 Celle

BOHRLOCH – MODULSONDE

Entwicklung und Einsatz

F. Glötzl, Dipl.-Ing. H.- J. Haberland, Rheinstetten

1. Einleitung

Für das Aufgabenfeld der mobilen Messung in Rohren oder Bohrungen ist es in der Regel bisher notwendig, daß für jeden Meßparameter eine eigene Meßsonde angeschafft und vorgehalten werden muß.

Die Erfassung von sich ergänzenden bzw. sogar beeinflussenden Informationen - wie z. B. Neigungen, Verdrehungen, axiale Stauchung/Dehnung, Durchmesser und Konvergenzen im Bohrloch, Zustand der Bohrlochwandung, Temperatur im Bohrloch usw. - erfordert daher nicht nur eine Mehrfachinvestition in der Sensorik und der Datenerfassung, sondern in der Praxis auch mehrere Meßfahrten im gleichen Bohrloch.

Die genannten vielfältigen Anforderungen zeigen, daß die Lösung eine Kombination von verschiedenen Meßaufgaben mit Hilfe einer modular aufgebauten Meßeinrichtung zu einer weiteren Verbesserung der Technik führen kann.

Hierzu gibt zunächst die Elektronik entscheidende Impulse. Mit Hilfe individuell programmierbarer Controllerbausteine und der Digitalisierung der Meßsignale vor Ort in der Sonde können mehrere Meßsignale formatiert und gebündelt werden. Die Weitergabe der Daten über große Strecken erfolgt sicher in der seriellen Übertragung und erfordert nur wenige Adern. Auf der anderen Seite ist eine langjährige Erfahrung über die präzise Ausführung der mechanischen Teile, insbesondere bei der Anpassung der Meßsysteme an das Rohr/Bohrloch bzw. für die Umsetzung eines modularen Aufbaues, eine wichtige Voraussetzung.

Mit der nachfolgend vorgestellten Bohrloch-Modulsonde haben wir die neuesten technischen Grundlagen und Erfahrungen miteinbezogen und werden stetig weiterentwickelt.

Wir wollen damit ein zeitgemäßes Instrumentarium schaffen, das neben der Erfüllung der Anforderungen und Wünsche der Technik auch im Hinblick auf die Kosten akzeptabel ist.

2. MESSEINRICHTUNG

Auf Grund der bisher gemachten Erfahrungen mit dem Bau herkömmlicher Neigungsmeßsonden und Sonden für spezielle Meßaufgaben, wurde die jetzt verfügbare „BOHRLOCH–MODULSONDE“ (BMS) entwickelt.

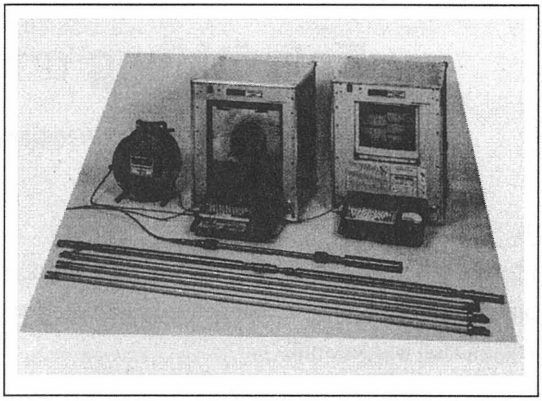


Abb. 1: Komplette Meßausrüstung bestehend aus Sonde mit Vorläufer und Auswerte- und Meß-PC, Videosonde mit Videoaufzeichnungsgerät, Kabeltrommel und Führungsgestänge

2.1 Aufbau und Funktion

Die Bohrloch-Modulsonde ist für hochpräzise zweiachsige Bohrlochvermessungen in horizontalen und vertikalen Rohren oder Bohrungen konzipiert. Für die möglichen Anwendungsfälle stehen außerdem austauschbare Führungselemente, Sondenverlängerungen und weitere Meßmodule als Ergänzung zur Basissonde zur Verfügung.

In der Basissonde und in den Erweiterungsmodulen werden die Meßsignale in einem Controller digital gewandelt und Nullpunktsabweichungen und Fehlstellungen der Meßrichtungen mit Korrekturwerten, die aus der Kalibrierung gewonnen wurden, verrechnet.

Im wesentlichen lassen sich die Vorteile wie folgt zusammenfassen:

- Microcontrollertechnik mit seriellem RS485-Schnittstelle ohne störende Einflüsse
- Eingebauter AD-Wandler mit 16-Bit-Auflösung
- Datenübertragung seriell/digital ohne störende Einflüsse

- Echtwert-Meßwerte durch Korrektur und Berechnung der Rohwerte im Controller
- Meßwerte erfaßbar mit PC oder Spezial-Feldmeßgeräten
- Sonde einfach kalibrierbar, Sondenhistorie im EEProm gespeichert
- Automatische Identifizierung der Sondenkonfiguration durch die PC-Software
- Zeitersparnis durch die gleichzeitige Messung unterschiedlicher Meßgrößen

2.2 Einsatzmöglichkeiten

Mit der Basissonde besitzt der Anwender eine Standardmeßeinheit für zweiachsige vertikale und einachsige horizontale Neigungsmessungen. In der Regel ist die Sonde dabei mit einer Rollenführung für den Einsatz in Nutrohren ausgerüstet. Für einen Einsatz unter diesen Bedingungen ist im weiteren erforderlich:

- Kabeltrommel mit Meßkabel
- PC oder PC-Notebook
- Erfassungs- und Auswertesoftware
- Führungsgestänge bei horizontalen Rohren

Damit steht eine kostengünstige Erstausrüstung für gebräuchliche Neigungsmeßaufgaben zur Verfügung. Im weiteren besteht die Möglichkeit, die Meßeinheit mit zusätzlichen Modulen zu ergänzen (Kap. 3).

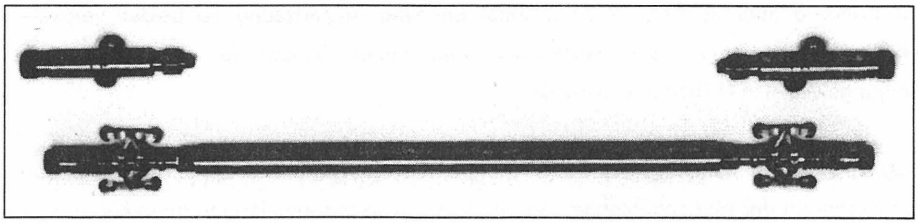


Abb.2: Basissonde mit austauschbarer 3-Punkt- und Wippenführung

2.3 Modularer Aufbau

Die wichtigste Neuerung der BMS liegt darin begründet, daß im Basisteil die wertvolle und kostenaufwendige Sensorik und Elektronik für 3 Neigungssensoren zusammengefaßt ist. Alle Teile sind modular aufgebaut, so daß nach dem Baukastenprinzip und je nach Bedarf die erforderlichen Ergänzungselemente, Sondenmodule und Führungsteile zur Basissonde hinzugefügt werden können.

Außer Standardführungsteilen für unterschiedliche Rohr- und Bohrdurchmesser können auf einfache Weise kundenspezifische Führungselemente angebracht werden. Auch Sonderkonstruktionen von Sonden lassen sich als Module mit der vorhandenen Elektronik ausrüsten und in das Gesamtsystem einbinden.

3. BESCHREIBUNG DER SONDENMODULE

3.1 Basissonde

In der Grundversion besteht die Bohrloch-Modulsonde aus einem zweifach gelagerten Sondenrohr mit einer Basislänge von 1 m und auswechselbaren Führungsteilen vorne und hinten mit jeweils einem Steckeranschluß für das Meßkabel.

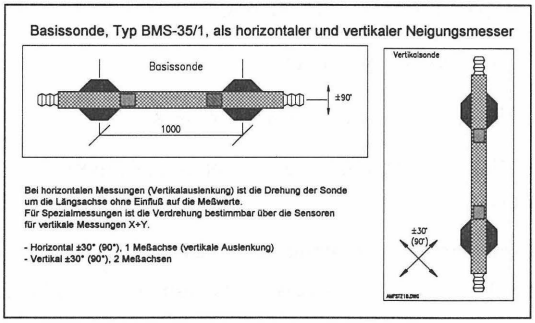


Abb. 3: Basissonde für Neigungsmessungen

Die Basissonde ist bei einer maximalen Sensorbestückung mit einer Kombination aus vertikalem und horizontalem Standard-Inklinometer gleichzusetzen. Die Sonde enthält hierfür 3 Neigungssensoren, zwei zur Messung der beiden vertikalen Neigungswinkel in A- und B-Richtung und einen Sensor für den horizontalen Neigungswinkel in H-Richtung (Abb. 4).

Zusätzlich ist zur Messung der Sondentemperatur ein Temperatursensor (T) eingebaut. Zur Erhöhung der Meßschrittlänge stehen steckbare Sondenverlängerungen bis zu einer Sondenbasis von 2,5 m zur Verfügung.

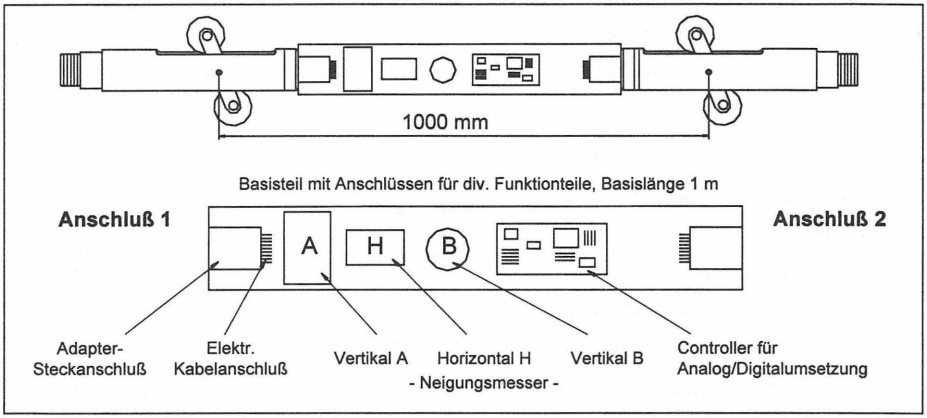


Abb. 4: Basissonde im Standardaufbau mit Nutenführung, Sensorbestückung

3.2 Führungsmodule

Die Führungsmodule gleich welcher Ausführung werden an den Sondenenden mittels Steckverbinder, konischer Zwangszentrierung und einer mechanischen Verriegelung angebracht.

Bedingt durch das Prinzip der digitalen Meßwertübertragung ist die erhöhte Anzahl von Steckverbindern ohne Einfluß auf die Sondengenauigkeit.

- Rollen-Wippenführung für Meßrohre mit Führungsnuten
- 3-Punkt-Wippen-Rollenführung für präzise Messungen in Bohrungen oder Rohren mit Führungsgestänge
- 3-Punkt-Kufenführungen zur einfachen Bohrlochvermessung mit Führungsgestänge
- Kundenspezifische Lösungen

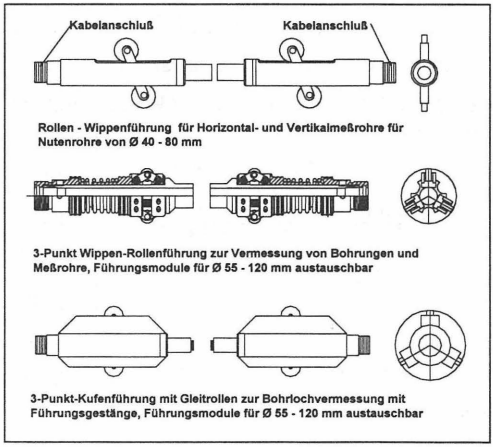


Abb. 5: Führungsmodule

3.3 X / Y - Vorläufermodul

Für die Aufgabe einer absoluten Lagevermessung von Bohrungen mit horizontaler bzw. flachgeneigter Bohrrichtung sind Neigungssensoren nur für die Erfassung der vertikalen Abweichung nach oben bzw. unten geeignet. Für die seitliche Vermessung des Bohrloches ist daher ein zusätzliches Sondenteil erforderlich, das als Vorläufermodul mechanisch über ein Zwischenstück mit Kugelgelenk mit der Basissonde verbunden wird. Das Endstück der Basissonde wird dabei als Endstück an das Vorläufermodul angesetzt. Die Gesamtlänge der Sonde beträgt 2 m.

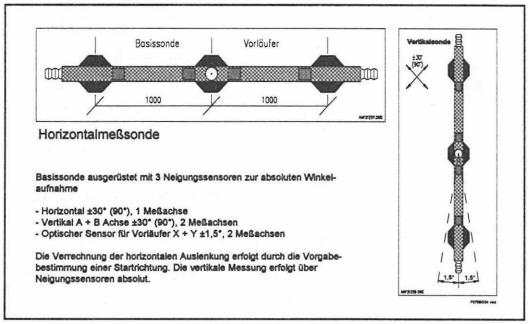


Abb. 6: Basissonde mit Vorläufermodul

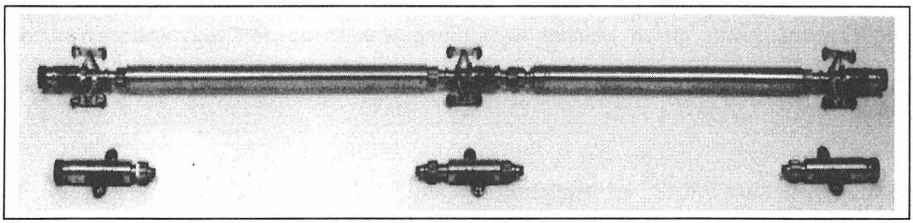


Abb. 7: Mechanischer Aufbau der BMS-Sonde mit Vorläufermodul, Führungsteile mit 3-Punkt-Lagerung (montiert) bzw. mit Wippenrädern für Nutrohre (lose)

Meßtechnisch wird die seitliche X-Abweichung - und auch die vertikale Y-Richtung - als Winkeländerung zwischen Basissonde und Vorläufer bestimmt, d. h. als relative Lageänderung zwischen zwei Meßschritten. Für diese Meßaufgabe ist in der Bohrlochmodulsonde ein optischer Sensor eingebaut. Eine Lichtquelle mit Lichtstrahl in axialer Richtung des Vorläufers wird auf eine zweidimensionale großflächige Fotodiode gerichtet. Der Lichtpunkt wird auf der positionsempfindlichen Oberfläche des Sensors abgebildet und registriert.

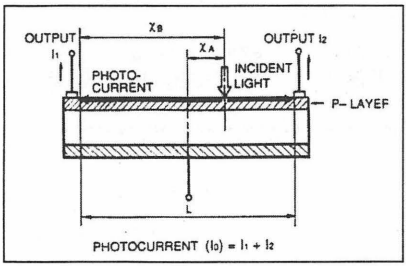
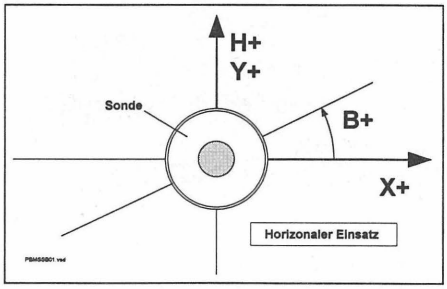


Abb. 8: Schema Fotodiode

Bedingt durch die mechanischen und geometrischen Verhältnisse und der Feldgröße der Fotodiode ergibt sich ein Arbeitsbereich von max. ± 1,5° Winkeländerung, Auflösung 1/100 mm/m.

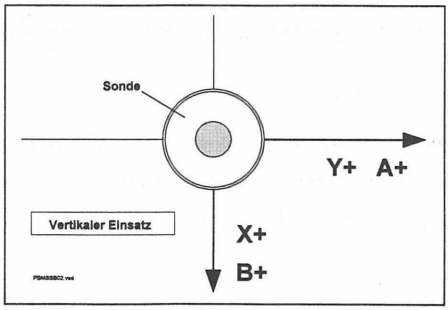
Die Meßwerte der Fotodiode werden über einen Controller erfaßt, über Kalibrierkonstanten verrechnet und zusammen mit den Daten der Basissonde übermittelt. Je nach Anwendungsfall ergibt sich für die eingesetzte Sensorik folgende Nutzbarkeit:

a) Einsatz in horizontalen/flach geneigten (≤ 30°) Bohrungen:



- Die vertikale Meßrichtung (oben/unten) ist durch den H-Sensor in der Basissonde und die Y-Komponente der Fotodiode doppelt bestimmt,
- die horizontale Meßrichtung (rechts /links) ist durch die X-Komponente der Fotodiode bestimmt,
- der A-Sensor erfaßt den Ergänzungswinkel zum H-Sensor (Summe beider Komponenten = 90°), nicht auswertbar (außerhalb Arbeitsbereich ± 30°),
- der B-Sensor gibt in dieser Lage den axialen Verdrehungswinkel (Torsion des Nutrohres bzw. Verdrehung der Basissonde) an.

b) Einsatz in überwiegend vertikalen (≤ 30°) Bohrungen:



- Die Neigungsrichtung A ist durch den A-Sensor und die Y-Komponente der Fotodiode doppelt bestimmt,
- die Neigungsrichtung B ist durch den B-Sensor und die X-Komponente der Fotodiode doppelt bestimmt,
- eine axiale Verdrehung kann in dieser Lage nicht gemessen werden,
- der H-Sensor erfaßt den Ergänzungswinkel zum A-Sensor (Summe beider Komponenten = 90°), nicht auswertbar (außerhalb Arbeitsbereich ± 30°).

3.4 Videomodul

Die Videosonde findet Verwendung als Ergänzung zur Basissonde für Bohrloch-

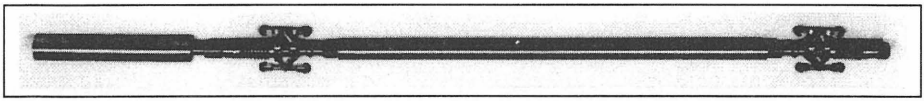
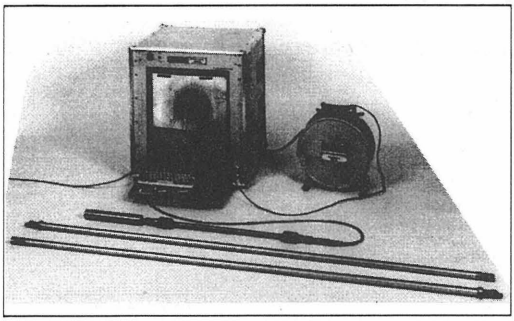


Abb. 9: Basissonde mit Videomodul



Untersuchungen in Verbindung mit Neigungsmessungen zur räumlichen Zuordnung.

Die Videosonde ist mit Zubehör auch als Einzelgerät mit PC oder Fernsehgerät einsetzbar. Die Aufzeichnung erfolgt in Farbe mit einer CCD-Color-Kamera.

Abb. 10: Videorecorder, Kabeltrommel, Videosonde und Führungsgestänge

3.5 Drehwinkelmodul

Das Drehwinkelmodul wurde entwickelt zur Erfassung der Torsion von Meßrohren mit Nutenführung. Die Praxis zeigt, daß bei Rohren von 100 m Länge bereits einbaubedingte Verdrehungen im Rohrverlauf von 90° festgestellt wurden. Zur Korrektur solcher Einflüsse ist in der Auswertesoftware eine Kompensationsdatei vorgesehen.



Abb. 11: Basissonde mit Drehwinkelmodul

Das Drehwinkelmodul wird an die Basissonde gekoppelt und die torsionsbedingten Drehwinkel zwischen den beiden Sondenteilen mit einem absoluten Drehwinkelsensor (Differentialtransformatorprinzip) erfaßt.

Die Neigungsmeßwerte und auch die Drehwinkelwerte können in der erwähnten Sondenkombination in einem Meßgang aufgenommen und der Auswertung zugeführt werden.

3.6 Kompaßmodul

Zur Bestimmung der räumlichen Lage unverrohrter Bohrungen oder - ausgebaut mit Aluminium- oder Kunststoffrohren - kann ein Kompaßmodul in Verbindung mit der Basissonde eingesetzt werden. Die Messung erfolgt durch die kugelsphärische Erfassung des Erdmagnetfeldes in drei Achsen. In Verbindung mit mindestens einem Neigungssensor können die absoluten Richtungen bestimmt werden. Die analogen Meßwerte des Kompasses werden durch den Controller ausgewertet, digital gewandelt und über die serielle Schnittstelle übertragen. Die Genauigkeit der Messung beträgt mit der örtlichen Lage kompensiert ± 0,5°.

Der Einsatz des Kompaßmodules ist im wesentlichen geeignet für:

- vertikale Bohrungen zur Bestimmung der Verdrehung der Sonde bei der Befahrung eines Führungsrohres mit Nuten
- horizontale Bohrungen mit Bestimmung der Ebenen-Richtung (horizontale Auslenkung)

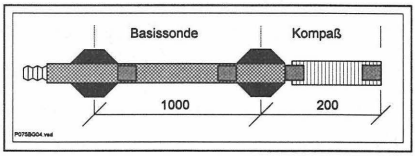


Abb. 12: Basissonde mit Kompaßmodul

3.7 Kundenspezifische Lösungen

Wie bereits erwähnt, lassen sich weitere Module in Verbindung mit der Basissonde unter Ausnutzung der Controllertechnik zur Übertragung und in Verbindung mit Spezialsoftware herstellen.

In der Entwicklung befinden sich auf Kundenwunsch folgende Zusatzmodule:

- Kalibermodul zur Erfassung des örtlichen Bohrlochdurchmessers. Das Modul besitzt einen Dreharm mit Wegaufzeichnung, der die Kontur der Bohrung in 5°-Schritten abtastet,
- Temperaturmodul zur hochpräzisen Temperaturerfassung mit Kontaktthermometern an den Viertelspunkten des Bohrloches,
- Extensometermodul zur axialen Vermessung von 1 m langen Distanzen und deren Veränderungen in Meßrohren als Stauchung (Setzungen) oder Dehnung.
- Die aufgeführten Zusatzmodule arbeiten in Verbindung mit der Basissonde und deren Meßwerte.

4. ZUBEHÖR

Ein Reihe von Zubehör, das speziell entwickelt wurde und ständig ergänzt wird, steht zur Verfügung.

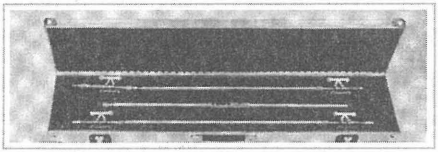


Abb. 13: Transportkiste für Sonden und Zubehör

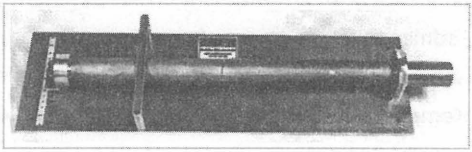


Abb. 14: Kalibrierrahmen zur Prüfung der Sonde

4.1 Setzgestänge

Für das Führen und Setzen der Sonde in Bohrungen oder Rohren ohne Führungsnuten wurde ein neues Gestänge entwickelt. Ein Aluminiumrohr mit Nutung für das Meßkabel wird mittels selbstsperrender Schnellkupplungen miteinander gekuppelt und damit die Sonde in vorgegebenen Meßschritten geführt. Beispielsweise kann bei horizontalem Rohrverlauf die Verdrehung der Sonde über die Ablesung des B-Sensors in ihrer Lage durch das torsionsteife Gestänge korrigiert werden.

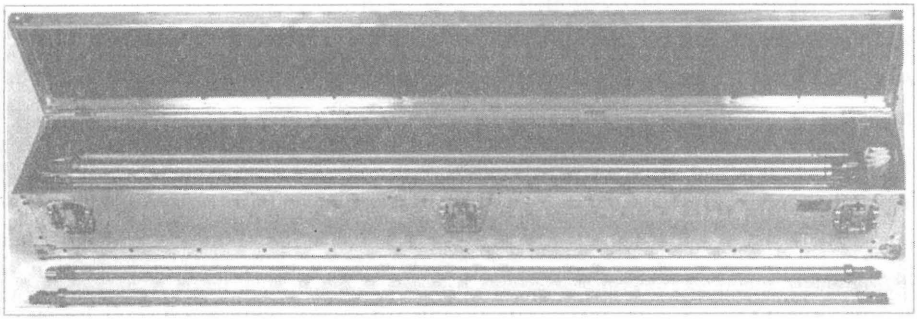


Abb. 15: Transportkiste mit Gestänge

Zur leichteren Handhabung sind die Gestänge an den Kupplungsteilen mit Gleitrollen ausgestattet. Die Nut im Rohr schützt das Meßkabel vor Verschleiß an der Bohrlochwandung.

4.2 Kabeltrommel

Die bisherigen Anwendungen der BMS-Einrichtungen zeigen, daß Messungen bis 500 m technisch zur Übertragung der Meßwerte und der Videokamerasignale möglich sind. Mit Gestänge sind befriedigende Ergebnisse bis ca. 150 m Meßstrecke erreicht worden.
Kabeltrommeln mit entsprechenden Kabellängen für Hand- und Motorantrieb, Kreuzwelle für eine kontrollierte Auf- und Abwicklung des Kabels wurden aus dem Lieferprogramm zur Neigungsmessung übernommen bzw. weiterentwickelt.

4.3 Meßwerterfassung

Die Aufzeichnung der Meßwerte erfolgt über handelsübliche PC oder Notebook, die Stromversorgungs- und Wandlereinheit für die Sonde ist akkubetrieben und damit netzunabhängig.
Die komfortable und speziell für die BMS entwickelte Software erlaubt bereits während der Messung vor Ort eine Analyse der komplexen Daten. Beim schrittweisen Durchfahren des Meßrohres werden die Meßgrößen der Sonde unmittelbar vom Programm grafisch aufbereitet und angezeigt. Die Ergebnisse stehen nach der Bohrlochvermessung direkt zur Verfügung.
Arbeiten in Verbindung mit dem Videomodul werden mit PC in Einzelaufnahmen digital aufgezeichnet und gespeichert (Abb. 18). Über Standard-Fotoprogramme läßt sich eine weitere Bearbeitung des Bildmaterials und eine Einbindung in Berichte oder drucktechnische Ausgaben vornehmen. Zur alleinigen Videoaufzeichnung bzw. durchgängigen Fotodokumentation einer Bohrung stehen Fernsehgeräte mit integriertem Videorecorder zur Verfügung. Hierin können begleitende Texte aufgesprochen oder über Tastatur Anmerkungen eingegeben werden.



Abb. 16 Meßwerterfassung mit PC

Zur alleinigen Datenaufzeichnung ohne Video steht das menügeführte Anzeigegerät VMG 11-1 als robustes Baustellenmeßgerät zur Verfügung.

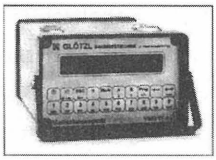


Abb. 17: Speicherndes Anzeigegerät VMG 11-1

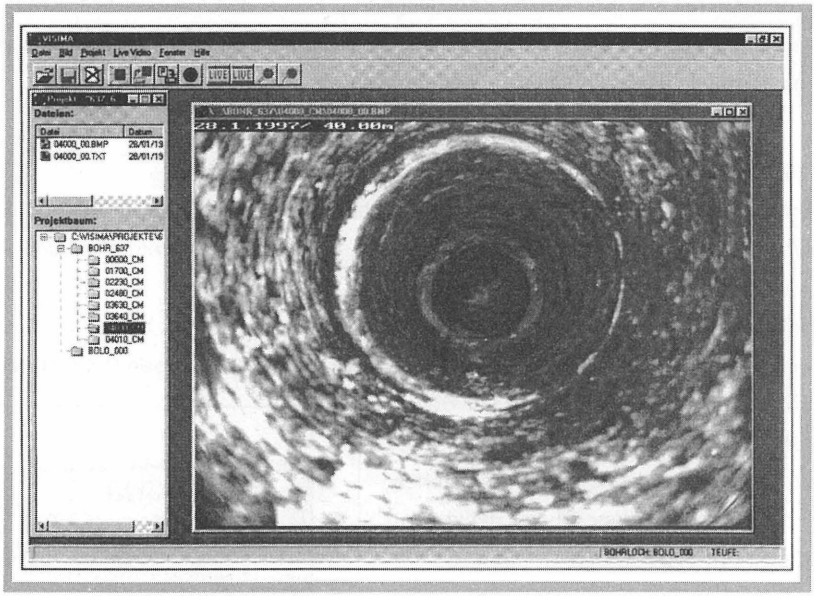


Abb. 18: Oberfläche des Video-Erfassungsprogramms mit Projektbaum und Archivbild, Aufnahme vom Bohrlochtiefsten in rd. 40 m Tiefe (Salzbergwerk Asse).

Im Videoprogramm werden unter jeder Bohrung die Einzelbilder getrennt nach Teufe verwaltet, siehe Projektbaum in Abb. 18. Neben der Grafik (BMP-File) wird zusätzlich zum Bild eine Textdatei für Anmerkungen und Zusatzinformationen geführt.

5. Messung mit Vorläufer

Zum Schutz der Sonde und um ein Verknicken am Kugelgelenk von Vorläufer und Basissonde zu verhindern, soll die Sonde auf der Baustelle immer in einem mitgelieferten Transportrohr bewegt werden. Für die Messung im Bohrloch wird das Transportrohr auf das erste Inklinometerrohr aufgesteckt und die Sonde in das Meßrohr eingeschoben.

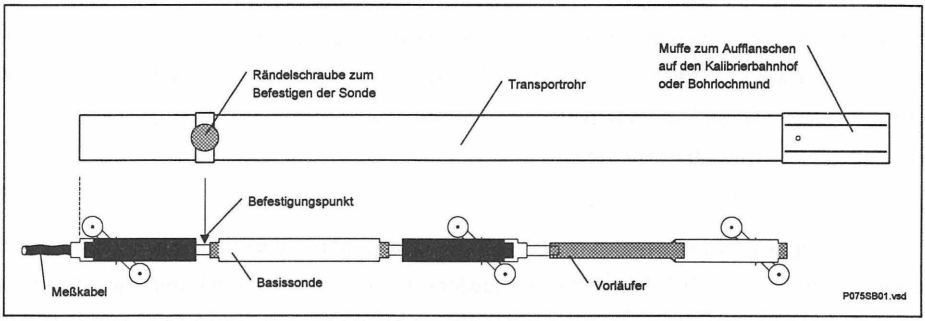


Abb. 19: Transportrohr für Bohrloch-Modulsonde

Das Transportrohr dient auch für die Umschlagsmessung direkt am Bohrloch. Dazu wird nach dem ersten Meßdurchgang die Sonde wieder in das Transportrohr eingefahren und über die Rändelschraube gesichert. Das Transportrohr wird nun um die Längsachse gedreht und die Umschlagsmessung durchgeführt.

Die Anfangsbedingungen für eine Messung mit Vorläufer sind in Abb. 20 dargestellt.

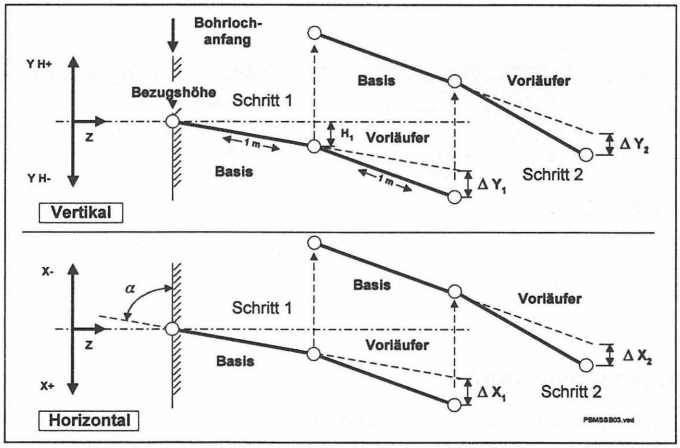


Abb. 20: Anfangsbedingungen bei 2axialer Messung mit Vorläufer

Zur Absolutanbindung der Messung ist in Vertikalrichtung die geodätische Bezugshöhe am Bohrlochmund zu bestimmen. In der internen Auswertung wird der H-Wert des 1. Schrittes (H_1) der Basissonde auch auf die Ausgangsrichtung der Y-Auswertung angewendet.

In X-Richtung ist dies nicht möglich. Da in horizontaler X-Richtung immer nur die Änderung zwischen Schritt n und n+1 gemessen wird, ist die Anfangsrichtung in Bezug auf die Bohrwand geodätisch durch den Azimutwinkel α anzugeben. Auswerteintern bietet die Software die Einbindung des Azimutwinkels als Offset bzw. mit der Option der Auswertung in Absolutkoordinaten an.

Abb. 21 zeigt das Beispiel einer simulierten Messung (ohne angeschlossene Sonde) im Online-Verfahren mit PC-Programm. Abgebildet ist die Oberfläche mit den momentanen Anzeigewerten der Sensoren. Außerdem sind zwei parallel geöffnete Fenster mit den Meßwerten bzw. einer Online-Grafik (Bohrlochverlauf) der H-Achse zu sehen.

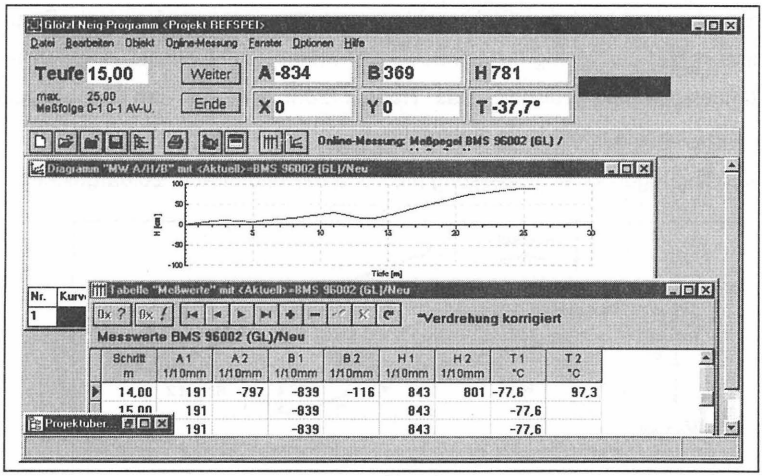


Abb. 21: Online-Erfassung der Meßwerte der BMS-Sonde mit PC, Ergebnisdarstellung

6. Softwareauswertung

Für die Meßdatenerfassung und die Auswertung der Daten steht ein PC-Programm unter WINDOWS zur Verfügung, das die Daten auf der Plattform einer SQL-Datenbank verwaltet. Die besonderen Leistungsmerkmale können stichpunktartig angegeben werden:

- Online-Erfassung der Daten der Bohrloch-Modulsonde mit tabellarischer und grafischer Echtzeitauswertung und -darstellung der Messung (Abb. 21)

- Verknüpfung der Daten des Video-Aufzeichnungsprogramms mit den Meßwerten der Deformationsmessung für spätere Dokumentation,
- WINDOWS-konforme Verwaltung innerhalb einer Projektdatenbank, in der über eine Baumstruktur (entsprechend WINDOWS-Explorer) Zugriff auf einzelne Meßpegel, Meßreihen, vordefinierte Diagramme und Tabellen besteht (Abb. 22),
- Ausgabe der Ergebnisse in tabellarischer und grafischer Form (Abb. 23), Auswertefunktionen sind: Meßwerte, Fehler- u. Mittelwerte, Bohrlochverlauf, differentielle und summierte Deformation, Absolutkoordinaten (Gauß Krüger),
- Export- und Kopierfunktion der Meßwerte und Ergebnisse zur weiteren Dokumentations- und Berichtsbearbeitung in andere Programme.

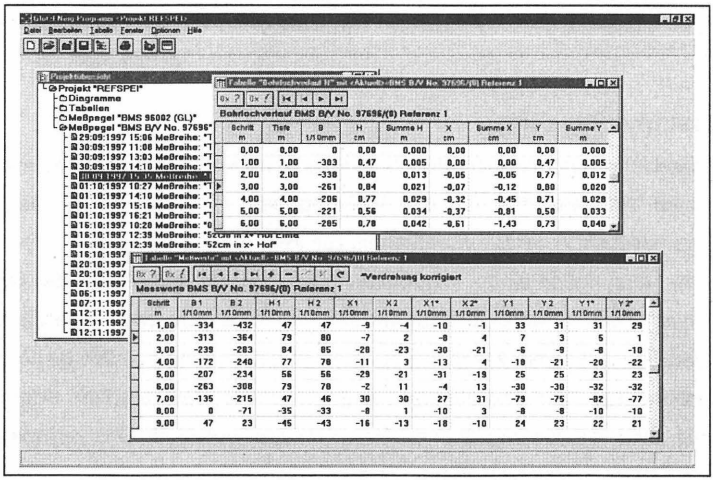


Abb. 22: Überlappende Ausgabefenster des Projektbaumes, Tabellen der Meßwerte und der Summenbildungen (Bohrlochverlauf) einer ausgewählten Meßreihe

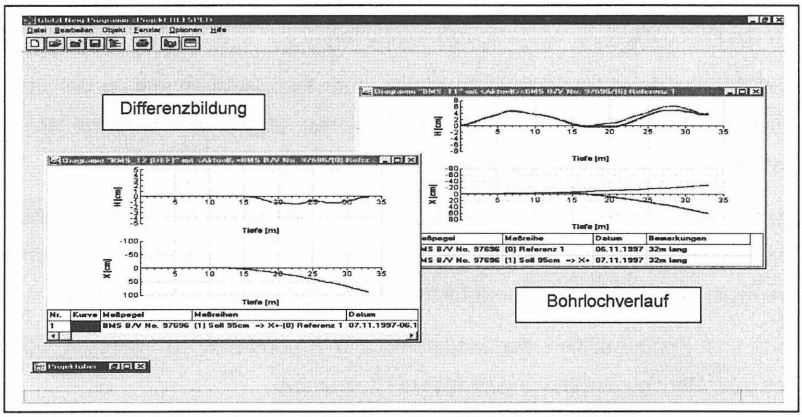


Abb. 23: Grafische Darstellungen von werkseitigen Testmessungen in einem 32 m langen Nutrohr

7. Zusammenfassung

Mit der Entwicklung der Bohrloch-Modulsonde ist es gelungen, eine Sondenkombination mit vielfältigen Ausbaustufen für die Meßaufgaben im Bereich der Bohrloch- und Deformationsmessung in der Baumeßtechnik zur Verfügung zu stellen.

Besonders hervorzuheben ist der modulare Aufbau, der es dem Anwender gestattet, die Meßeinrichtung nach jeweiligen Bedürfnissen zu erwerben und zu ergänzen. Diese Standardisierung trägt somit wesentlich zur Kostenminimierung bei. Wo bisher eine Reihe von Meßeinrichtungen zur Bewältigung der anstehenden Meßaufgaben erforderlich war, kann künftig eine Ausrüstung in der Grundversion beschafft und entsprechend der Aufgabenstellung mit verfügbaren Modulen ergänzt werden.

Die geschaffene Technik läßt auch jederzeit eine kostengünstige Modifizierung oder den Neubau von Ergänzungsmodulen zu.

Für die Basissonde und alle ergänzenden Module sind auswechselbare Führungsteile gegeben oder können kundenspezifisch gefertigt werden.

Hervorzuheben ist noch die Auswertesoftware, die auf Grund langer Erfahrungen den bekannten Bedürfnissen gerecht wird und jederzeit erweitert oder mit Standardsoftware ergänzend verknüpft werden kann.

Elektronische Neigungsmesser für die Überwachung geotechnischer Bauwerke

Knoll, P.; Kramer, J.; Kowalle, G.; Schmidtke, R.

1 Einführung

Die Errichtung moderner geotechnischer Bauwerke sowie das innerstädtische Bauen erfordern im verstärkten Maße die Einhaltung von Deformationsgrenzwerten, deren Überwachung am eigentlichen Bauwerk, im Untergrund und in der unmittelbaren Umgebung. In der Praxis finden hierzu zunehmend Neigungsmessungen Anwendung. Im allgemeinen sind Neigungsmessungen jedoch nicht ohne spezielle, oft aufwendige Installationen sowie nicht bzw. nur unter erhöhtem Aufwand kontinuierlich durchzuführen. Andererseits können Neigungsänderungen Indikatoren für im Untergrund ablaufende Prozesse sein und bereits frühzeitig Hinweise auf außergewöhnliche Situationen liefern (DIN 4020; GATTERMANN u.a., 1996; KÖSTER, 1997; KUNTSCH, 1996), wenn sie kontinuierlich bzw. in einem dem Baugeschehen angepaßten Rhythmus durchgeführt werden.

2 Meßprinzip des elektronischen Neigungsmessers GD-NS

Der Grundgedanke jeglicher Neigungsmessung besteht darin, daß die Differenz zwischen einer festgelegten Koordinatenachse und dem Schwerevektor bestimmt wird. Standardmäßig können hierzu Pendel und Libellen unterschiedlichster Konstruktion sowie geodätische Vermessungstechniken angewandt werden. Geodätische Vermessungen sind unter realen Baustellenbedingungen und insbesondere im innerstädtischen Bereich mit erheblichen Problemen und großem personellen Aufwand konfrontiert. Kontinuierliche

Messungen sind kaum möglich. Pendelinstrumente ermöglichen präzise Absolutmessungen, sind aber aufgrund einer Mindestgröße des Pendels häufig relativ groß. Bei Libelleninstrumenten, die einen mittleren Genauigkeitsbereich abdecken, ist die Frage des Signalabgriffs baustellengerecht nicht einfach zu realisieren. Der von der GEO-DYN GmbH entwickelte Neigungsmesser GD-NS basiert auf dem Prinzip der elektronischen Libelle mit kapazitivem Signalabgriff. Das Meßprinzip nutzt den Effekt aus, daß die Kapazität eines Kondensators vom Dielektrikum zwischen den Kondensatorplatten bestimmt wird. Die Kapazität C eines Plattenkondensators wird mittels folgender Gleichung beschrieben:

$$C = \varepsilon_0 \, \varepsilon_r \, A / d \, .$$

Dabei ist A die Fläche der Kondensatorplatte (Elektrodenfläche), d der Plattenabstand, ε_0 = 8,86 10^{-12} F m^{-1} die absolute Dielektrizitätskonstante und ε_r die relative Dielektrizitätskonstante. Die Größen A und d sind geometrische Parameter des Sensors, und ε_r ist ein materialspezifischer Parameter des Dielektrikums. Ist der Kondensatorraum mit zwei Medien, die unterschiedliche Dielektrizitätskonstanten ε_1 und ε_2 besitzen und sich nicht mischen, ausgefüllt, so wird die Kapazität durch die Lage des Spiegels zwischen den Medien bezüglich der Kondensatorelektroden bestimmt. Die Kapazität des Kondensators kann in folgende Gleichung gefaßt werden (vgl. Abb. 1):

$$C = C_1 + C_2 + C_3 = \varepsilon_0 \, b \, \{ \, \varepsilon_1 \, h_1 + \varepsilon_2 \, h_2 + \varepsilon_3 \, h_3 \, \} / d$$
$$b = A / h$$

Die einzelnen Teilhöhen sind Funktionen des Winkels α und berechnen sich aus

$$h_1 = h_{10} - (d / 2) \tan \alpha \, ,$$

$$h_2 = h_{20} - (d / 2) \tan \alpha \qquad \text{und}$$

$$h_3 = (d / 2) \tan \alpha \, .$$

Weiterhin ist zu beachten, daß ε_3 eine Funktion des Neigungswinkels α ist und durch das folgende Integral beschrieben wird :

$$\varepsilon_3 = \int_0^{d\tan(\alpha)} \{\varepsilon_2 d + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) y \cot(\alpha)\} dy = \{ d^2 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \} \tan(\alpha) .$$

Nach Einsetzen in die Gleichung für die Gesamtkapazität C erhält man

$$C = \varepsilon_0 b / d \{\varepsilon_1 h_{10} + \varepsilon_2 h_{20} + (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 [d^2 \tan(\alpha) - 1] d \tan(\alpha) \}$$

und durch Ableitung nach tan(α):

$$\partial C / \partial \tan(\alpha) = \varepsilon_0 b \{ (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 [2 d^2 \tan(\alpha) - 1]\} .$$

Aus dieser Gleichung ist ersichtlich, daß die Kapazitätsänderung eine lineare Funktion der Änderung des Tangens des Neigungswinkels ist. Für kleine Winkel kann der Tangens eines Winkels dem Winkel selbst gleichgesetzt werden, so daß die Kapazitätsänderung proportional der Änderung des Neigungswinkels α ist. Aus der Gleichung ist weiterhin zu erkennen, daß neben der Geometrie insbesondere die Dielektrizitätskonstanten von ausschlaggebender Bedeutung für die Steilheit der Kennlinie und damit die Empfindlichkeit des Sensors sind. Man erhält somit eine Proportionalität zwischen der Neigung der Libelle und der Kapazität.

Spezielle konstruktive Lösungen führen zu einer guten Linearität des Systems. Andererseits sind Kapazitätsänderungen elektronisch gut auswertbar. Die Meßeigenschaften des Sensors werden von der Auswahl geeigneter Dielektrika entscheidend bestimmt.

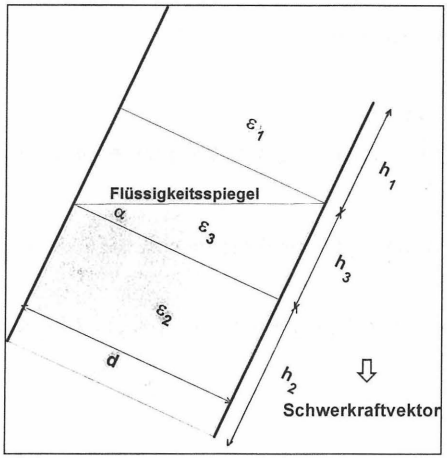


Abb. 1

Prinzipbild einer Libelle mit kapazitivem Signalausgang.

Die Sensorzelle des kapazitiven Neigungsmessers (Libelle) ist mit einer Meßelektronik kombiniert, um die Messungen in geeigneter Weise ausführen und der Meßaufgabe anpassen zu können. Das Meßprinzip wurde in unterschiedlichen Baureihen von Neigungsmessern realisiert, wobei, beginnend mit dem GD-NS1, eine Weiterentwicklung im Sinne einer Verbesserung der Datengewinnung durch Einbringen von Rechnerkapazität direkt an den Sensor vollzogen wurde. Der wesentliche Schritt wurde beim Übergang vom GD-NS1 zum GD-NS2 getan, indem durch den Einbau eines Prozessors und internen Speichers der Neigungsmesser programmierbar und damit autonom arbeitsfähig wurde. Beim Übergang zum GD-NS3 ist hauptsächlich die Steuer- und Bediensoftware weiterentwickelt worden, beim Typ GD-NS4 ist die Auflösung weiter erhöht worden.

2.1 Der Neigungsmesser GD-NS3

Der Neigungsmesser GD-NS3 hat als Sensorelement eine kapazitive Libelle, die Neigungswerte in 2 Richtungen erfassen kann und mit einer Signalelektronik, einem Mikroprozessor, einem Speicher sowie einem Standardinterface kombiniert ist. Das

Sensorelement und die Signalelektronik stellen ein elektronisch weiterverarbeitbares Signal zur Verfügung, das in ein digitales Signal gewandelt wird. Vermittels des integrierten Prozessors wird dieses zur Ausgabe über ein Standardinterface bereitgestellt oder in einen internen Speicher geschrieben (Abb. 2).

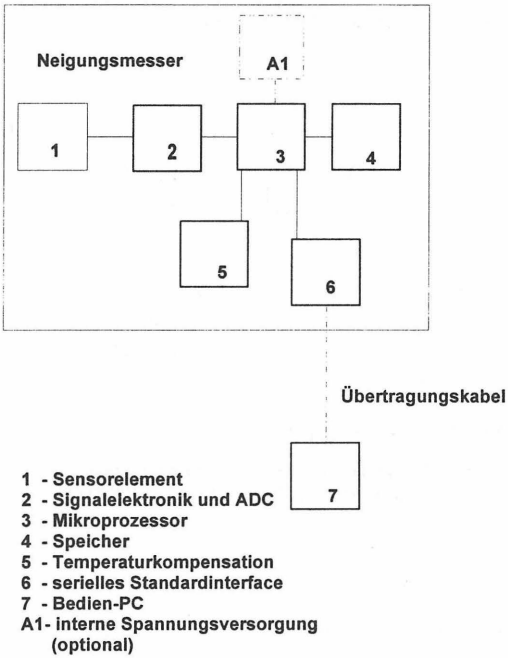


Abb. 2

Prinzipschaltbild eines mikroprozessorgesteuerten Neigungsmessers.

Die Signalerfassung, -aufbereitung, -speicherung und Bereitstellung zur Übertragung wird durch eine integrierte Firmware gesteuert. Zur Erhöhung der Stabilität und Qualität der Messungen wird im GD-NS3 eine Temperaturkompensation vorgenommen.

Das interne Programm gestattet es, die Neigungsmessungen im Direktzugriff oder aber im Automatikmodus auszuführen. Hierzu kann von einem Bedien-PC, der entweder permanent oder temporär an den Neigungsmesser angeschlossen ist, das Meßregime verändert werden. Im automatischen Regime sind Abstände zwischen zwei sukzessiven

Messungen von 1 Stunde bis zu 10 Tagen frei wählbar. Die zugehörigen Meßwertepaare können in der Standardversion bis zur Maximalzahl von 23 Wertepaaren im internen Speicher des GD-NS3 abgelegt und je nach Bedarf mittels Laptop-PC ausgelesen werden. Jeder Neigungsmesser GD-NS3 besitzt eine eigene Adresse, so daß es möglich ist, bis zu 32 Geräte in einer Meßkonfiguration (z.B. Meßkette) zusammen zu schalten und von einem Rechner aus zu bedienen (Abb. 3).

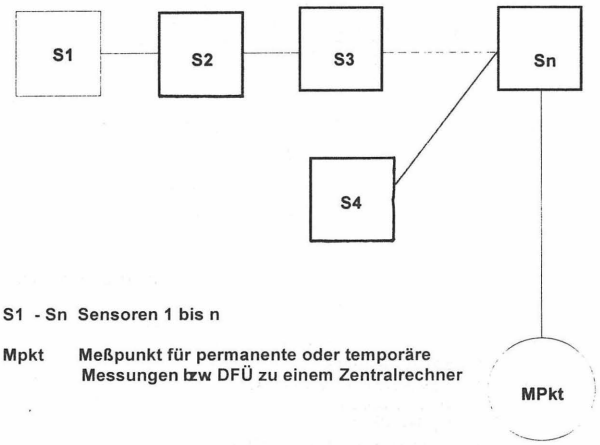


Abb. 3

Installation der Neigungsmesser GD-NS3 in Reihen- und Sternschaltung.

Die Bedienung erfolgt über eine entsprechende Windows-Bedieneroberfläche vom Steuer-PC aus (Abb. 4). Über diese sind die seriellen Schnittstellen des Bedien-PC entsprechend zu aktivieren. Gleichzeitig können die einzelnen GD-NS3 für die Messung programmiert, abgefragt und ausgelesen werden. Dabei ist es möglich, für jeden der angeschlossenen Neigungsmesser ein individuelles, den konkreten Erfordernissen angepaßtes Meßregime zu realisieren.

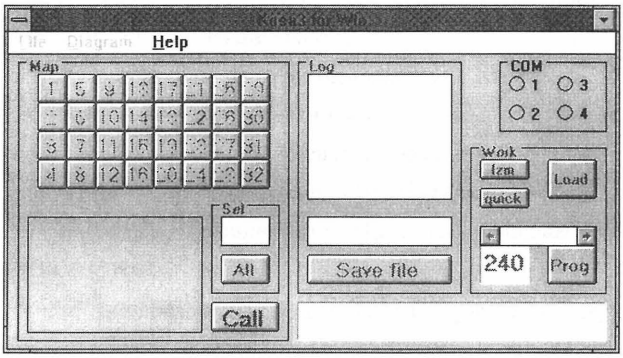


Abb. 4

Windows-Oberfläche zur Programmierung und Bedienung der GD-NS3 Neigungsmesser.

Die Grunddaten des Inklinometers GD-NS3 sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Tabelle 1 Grunddaten des Inklinometers GD-NS3 (Änderungen im Zuge der Weiterentwicklung vorbehalten)

Länge	135 mm
Durchmesser	25 mm
Meßrichtung	senkrecht in zwei Richtungen (X, Y)
Arbeitsposition	vertikal bzw. horizontal
Meßbereich	bis ± 25°
Auflösung	0,005° - 0,001°
Temperaturbereich	-40 °C - +50 °C
Feuchte	bis 100 % , Einsatz auch unter Wasser möglich
Spannungsversorgung	± 6 V
Leistungsaufnahme	< 100 mW
Langzeitstabilität	10 Jahre
Interner Prozessor	ja, Interne Firmware, Steuerung über Windows-Programm
Interface	RS 232
Adressierung	ja, bis zu 32
Interne Meßwertspeicherung	ja, bis zu 23 Wertepaare
automatische Meßregime	Abfrage von 1 Stunde bis zu 240 Stunden wählbar
Ausgabe	als ASCII-Zeichen

Die Inklinometer sind stoßfest in Edelstahlgehäusen untergebracht, wobei die Ausführung für die horizontale Arbeitslage eine prismatische Form (38 mm x 45 mm x 140 mm) aufweist, so daß Montage und Orientierung erleichtert werden.

3 Anwendung

Die geringen Abmessungen, der quasi wartungsfreie Betrieb über längere Zeiträume und die automatische Arbeitsweise, kombiniert mit einer leichten Bedienbarkeit, der robusten Ausführung und dem geringen Preis, bilden die Grundlage für eine breite Anwendung bei geotechnischen Kontroll- und Überwachungsmessungen incl. dem verlorenen Einbau im Untergrund und in Bauteilen. Sehr effektive Anwendungen sind z.B.

- Überwachungen tiefer Baugruben und des Baugrubenverbaus,
- Überwachung von Bauwerken, die Untergrundbewegungen ausgesetzt sind (z.B. Bergbauabsenkungsgebiete, Umgebung von Baugruben beim innerstädtischen Bauen),
- Überwachung untertägiger Bauwerke (Leitungen, Tunnelauskleidungen usw.),
- Überwachung geotechnischer Bauwerke (Böschungen, Deponien, Dämme etc.).

Im folgenden werden zwei ausgewählte Beispiele kurz dargestellt.

3.1 Neigungsmessungen an unterirdisch verlegten Leitungen

Auf der Baustelle Kirchsteigfeld Potsdam-Drewitz wurden starke Deformationen an unterirdisch verlegten Schmutzwasserleitungen beobachtet, wobei deren Ursachen nicht offenkundig waren. Das Bauunternehmen hatte ausgehend von den Baugrundbedingungen und den entsprechenden Normen eine sach- und fachgerechte Arbeit attestiert, andererseits konnte der Bauherr im Sinne der Gewährleistung eines ordentlichen Betriebes der Schmutzwasserleitungen diese nicht mit den beobachteten Deformationen übernehmen. Es wurde die Frage aufgeworfen, inwieweit eine Bodenverflüssigung bedingt durch Schwingungsanregung bei der Verdichtung im Zusammenhang mit dem Wiederanstieg des Grundwassers nach dem Einbau als Ursache für die beobachteten Deformationen anzusehen sei.

Mit Hilfe von kontinuierlichen bzw. quasi-kontinuierlichen Neigungsmessungen im Rahmen eines Großversuches sollte die Frage geklärt werden, ob der Baustellenbetrieb,

insbesondere die die Verlegung von Schmutz- und Abwasserleitungen begleitenden Verdichtungsarbeiten eine Bodenverflüssigung verursachen können, die ihrerseits Deformationen an den unterirdischen Leitungen hervorruft. Die experimentellen Untersuchungen vereinten auf einer speziell angelegten Versuchstrasse die Beobachtungen von Erschütterungen, Porenwasserdruckänderungen und Neigungsänderungen an den unterirdischen Leitungen über einen Zeitraum von mehreren Wochen.

Im Bereich der Baustelle durchgeführte Untersuchungen belegten, daß die durch nahe gelegene Straßen eingetragenen dynamischen Lasten durch Verkehrserschütterungen im Vergleich mit den durch den Baustellenbetrieb eingetragenen Vibrationen zu vernachlässigen sind. Die durch die Baustellentechnik bei der Bodenverdichtung erzeugten Schwinggeschwindigkeiten sind um Größenordnungen größer als die durch den Verkehr auf der ca. 100 m entfernten Autobahn.

Das Baugebiet ist in einer glazialen Mulde gelegen. In einem solchen glaziär beeinflußten Gebiet ist der Boden meist durch lokal sehr stark differierende Parameter (Korngröße, Lagerungsdichte, organische Einlagerungen...) gekennzeichnet. Der Baugrund besteht aus gleichförmigen Feinsanden mit einer sehr steil verlaufenden Kornverteilungskurve, die in einem Bereich mit Neigung zur Bodenverflüssigung angesiedelt ist. Generell kann aus den Sondierungen mit der Schlagsonde einer Lagerungsdichte von $0{,}3 \leq D \leq 0{,}5$ abgeleitet werden. Aus Voruntersuchungen wurde deutlich, daß selbst bei geringen zyklischen Bodenbeschleunigungen eine ausgeprägte Neigung zur Bodenverflüssigung vorhanden ist.

Im Rahmen eines Großversuches wurde eine Rohrleitung mit einer Länge von ca. 30 m verlegt. Die Bauarbeiten erfolgten entsprechend den im Gründungsgutachten festgeschriebenen Vorgaben sowie auf der Grundlage der DIN 4033. Hinsichtlich der Überwachung der Qualität der Arbeiten wurden die gleichen Prüfverfahren und Kriterien wie an allen anderen Bauabschnitten realisiert. Alle Bauphasen - insbesondere die Verdichtungsarbeiten mit dem Vibrations-Walzenzug sowohl bei abgesenktem als auch bei wiederangestiegenem Grundwasserspiegel - wurden durch die GEO-DYN GmbH meßtechnisch überwacht. Die Meßapparatur umfaßte die folgenden Hauptbestandteile:

- 2 Vertikal- und 2 Drei-Komponenten-Geophone mit Meßverstärker SMK-8 (KEBE Sci. Instr.) und MEDA_AD-Schwingungserfassungssoftware,
- 5 Neigungsmesser GD-NS1 mit Meßwerterfassungssoftware,
- 1 Porenwasserdruckaufnehmer (Glötzl EPK 4 K ..R5).

Alle gemessenen Daten wurden mit einem PC erfaßt und synchron im Speicher angelegt.

Die fünf eingesetzten Neigungsmesser wurden - über die Versuchsstrecke verteilt - mit einer Haltevorrichtung auf dem Rohrscheitel in etwa 2 m Tiefe unter GOK und damit unterhalb der Grundwasseroberfläche befestigt. Das Drei-Komponenten-Geophon G2 am Südende der Trasse befand sich lose aufgestellt im Inneren des Rohrs, während die Vertikalgeophone im Mittelteil der Versuchsstrecke auf den Rohrscheitel durch die Verfüllung des Grabens fixiert wurden. Der Porenwasserdruckgeber wurde ca. 30 cm unterhalb der Rohrsohle eingegraben. Das 3-Komponenten-Geophon G1 diente als Referenzmeßpunkt und befand sich auf Höhe der Geländeoberkante unmittelbar neben der Leitungstrasse.

Die Messungen nach der Verdichtung im trockenen Zustand wurden als Ausgangsdaten benutzt. Es zeigte sich, daß signifikante Änderungen der Neigung erst nach Verdichtungsarbeiten bei wieder angestiegenem Grundwasser auftraten. Die zu unterschiedlichen Zeitpunkten festgestellten Neigungen erlauben es somit, die Dynamik der Deformation der Rohrleitung nachzuvollziehen und Korrelationen zu Änderungen des Grundwasserspiegels und dynamischen Lasteinträgen in den Baugrund abzuleiten. Aus dem Vergleich der Neigungsmessungen mit den GD-NS1-Aufnehmern und der Kamerabefahrung der unterirdischen Rohrleitungen konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen beider Verfahren festgestellt werden (Abb. 5).

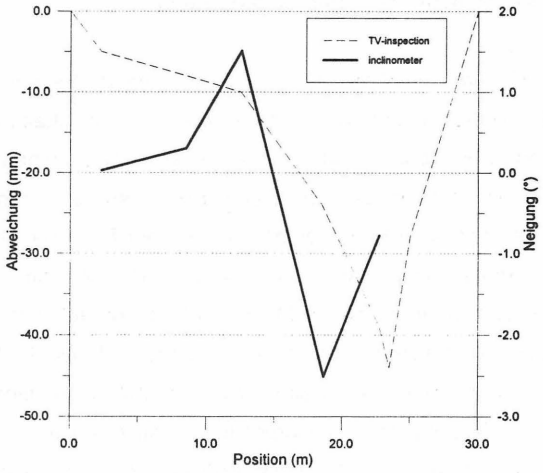


Abb. 5

Vergleich der mittels Neigungsmesser GD-NS1 bestimmten und über eine TV-Kamerabefahrung gemessenen Neigungsänderungen entlang des Rohres zu Ende der Bauarbeiten; aufgetragen ist nur die rohrparallele Neigungskomponente.

Es zeigte sich, daß beide Verfahren unter Beachtung der unterschiedlichen Meßabläufe gleiche Ergebnisse liefern. Die Messungen mit Hilfe der GD-NS1-Aufnehmer haben aber den Vorzug, daß sie eine permanente on-line Überwachung ermöglichen und wesentlich kostengünstiger sind. In Fällen mit komplizierten Untergrundbedingungen, die eine Neigung zur Bodenverflüssigung aufweisen, könnten bei zu erwartenden zusätzlichen dynamischen und/oder statischen Belastungen kontinuierliche Neigungsüberwachungen einen Beitrag zur Gewährleistung der Standsicherheit erbringen, da sie es ermöglichen, in Kombination mit weiteren geophysikalischen Meßverfahren die Ursachen für den Verflüssigungsprozeß zu identifizieren.

3.2 Beweissicherung beim innerstädtischen Bauen

Die Bundesstraße B31 wird in Freiburg/Breisgau im innerstädtischen Bereich in einen Tunnel in Deckelbauweise verlegt. Der Tunnel verläuft in unmittelbarer Nachbarschaft einiger z.T. sehr sensiblen Gebäude. Im Rahmen einer Beweissicherung war es deshalb erforderlich, z.B. an einem Hallenbauwerk (Stadthalle 2) sowie in dessen unmittelbarer Umgebung Erschütterungs- und Neigungsmessungen (am Bauwerk und im Untergrund) sowie Deformationsmessungen an den Abspannstählen für das Hallendach durchzuführen. Die Kombination dieser Messungen ist darauf ausgerichtet, kritische Situationen rechtzeitig zu erkennen, um entsprechende technologische Änderungen in den Bauarbeiten vorzunehmen sowie weitere Schutzmaßnahmen einzuleiten und ggf. auftretende Gebäudeschäden hinsichtlich ihrer Ursache zu erfassen.
Folgende Geräte und Sensoren für kontinuierliche (K) und diskontinuierliche (D) Messungen wurden installiert:

- Neigungsmesser GD-NS2, mit Digitalschnittstelle am Gebäude, an den Fundamenten der Abspannstähle und im Untergrund zwischen Bauwerk und Tunneltrasse (K);
- Erschütterungsmeßgerät BARTEC MR 2002-CE mit Signalisation am Gebäude (K);
- Dehnungsmeßbrücken (DMS) und SPIDER-Kontrollgerät an den Abspannstählen am Bauwerk (K);
- meteorologische Meßstellen zur Erfassung von Umweltdaten (K);
- Neigungsmeßsonde, GLÖTZL in Bohrlöchern zwischen Bauwerk und Tunneltrasse (D);
- zentraler Meßwerterfassungsrechner mit Funkuhr zur Meßwertsynchronisation, Modem und Fernsteuersoftware (K);
- Neigungsmesser GD-NS1 für diskontinuierliche Messungen (D) an weiteren Einzelgebäuden.

Der Vorteil der genutzten kontinuierlichen Meßverfahren besteht darin, daß sie in einer automatischen, rechnergesteuerten Routine betrieben werden und eine Änderung der beobachteten Parameter einem konkreten Zeitpunkt zugeordnet werden kann, was seinerseits eine Gegenüberstellung zu den einzelnen Aktivitäten während der Bauphase ermöglicht. Diskontinuierliche Verfahren erfordern bei der Meßwertgewinnung stets einen

aktiven Meßeinsatz. Aus Kostengründen (Personaleinsatz) sind derartige Messungen nur in größeren Zeitabständen sowie bei außergewöhnlichen Situationen zu vertreten. Im vorliegenden Fall wurde die diskontinuierlichen Messungen hauptsächlich zur Verifizierung der kontinuierlich gewonnenen elektronischen Deformationsdaten verwendet. Für die Beweissicherung am Hallengebäude wurde die in Abb. 5 dargestellte Verteilung der Meßwertaufnehmer für Neigungs- und Längenänderungen sowie für Erschütterungen realisiert. Zwei Neigungsmesser wurden im Inneren der Halle an der Hallenwand montiert. Zwei weitere Aufnehmer wurden an Fundamentblöcken, an denen die Abspannstangen für die Dachkonstruktion verankert sind, befestigt. Zur Überwachung des Bewegungsverhaltens des Bodens wurden vier Neigungsmesser in Bohrungen zwischen Stadthalle und Tunneltrasse in 1 m, 3,5 m, 7 m und 15 m Tiefe unter GOK installiert. An diesen Meßpunkten besteht zusätzlich auch die Möglichkeit zur Neigungsmessung mit dem GLÖTZL-Inklinometer. Zur weiteren Bewertung möglicher Bewegungen des Gebäudes wurde im Bereich des Hallenfundamentes ein Erschütterungsaufnehmer aufgestellt. An beiden Seiten der Halle wurden an den Abspannstangen der Dachkonstruktion DMS aufgebracht, um mögliche Längenänderung der Abspannstangen infolge Relativbewegungen zwischen den Fundamenten der Abspannstangen und dem Gebäude zu überwachen. Witterungsbedingte Effekte werden in Hallennähe durch Temperatur- und Windmessungen erfaßt und können ggf. zur Interpretation oder zur Korrektur der Meßdaten verwendet werden.

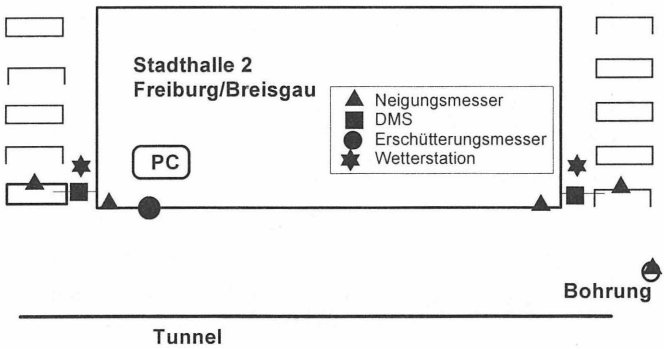


Abb. 5

Verteilung der Meßwertaufnehmer am Hallengebäude und der Umgebung.

Das Meßregime wurde so gewählt, daß DMS- und Neigungsdaten stündlich, Wetterdaten alle 20 Minuten und Erschütterungsdaten ereignisgetriggert gewonnen wurden. Der Schwellwert bei der Triggerung der Erschütterungsdaten wurde mit 20 % der Anhaltswerte nach DIN 4150 für sensible Bauwerke festgesetzt; er ist jederzeit durch Fernsteuerung veränderbar. Die Daten werden auf der Festplatte eines in der Halle aufgestellten PC abgelegt. Über eine Modemverbindung ist es zu jedem beliebigen Zeitpunkt möglich, die Daten von einem entfernt liegenden Auswertelabor aus zur Bewertung abzurufen bzw. das Meßregime zu ändern. Die Messungen demonstrierten, daß das Gebäude der Stadthalle eine Eigenbewegung mit 24 Stunden Periodendauer aufweist. Diese ist temperaturbedingt und bewirkt Neigungsänderungen der Hallenwände von bis zu 1,5° (Abb. 6).

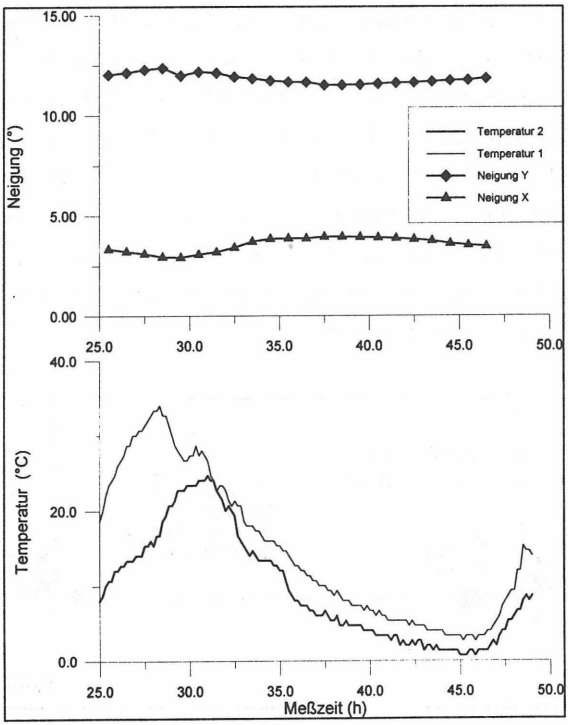


Abb. 6

Neigungsänderung im Hallengebäude im Vergleich mit der Außentemperatur an zwei gegenüberliegenden Hallenseiten.

Diese temperaturinduzierten Effekte lassen sich ebenfalls in den Dehnungsmessungen an den Abspannstangen des Hallendaches nachweisen (Abb. 7). Auffällig ist die sehr hohe Korrelation zwischen Temperatur und Dehnung der Abspannstangen.

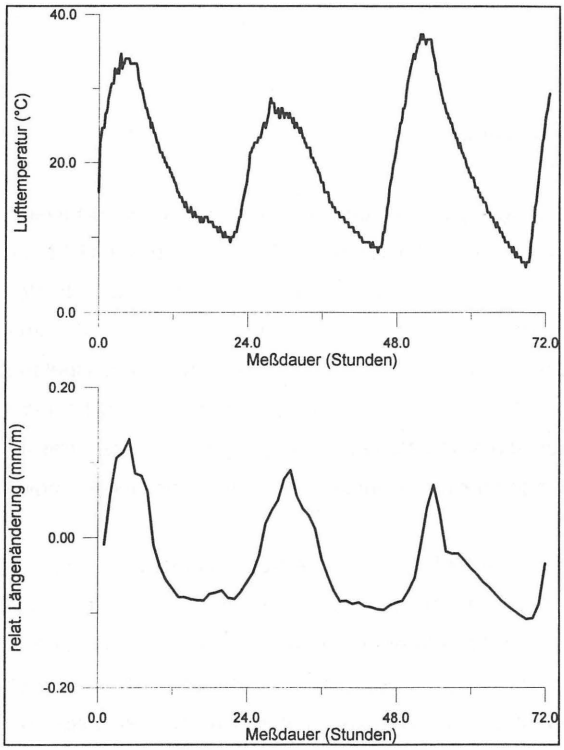


Abb. 7

Vergleich der Längenänderung einer Abspannstange der Dachkonstruktion der Halle mit der Lufttemperatur an der entsprechenden Hallenseite (Meßbeginn 09.04.1997, 07.45 Uhr).

Für die Standsicherheit des Gebäudes sind diese temperaturinduzierten Variationen nicht von Bedeutung; die Messungen zeigen aber, wie problematisch diskontinuierliche Messungen der Neigungen und der Bauteilspannungen hinsichtlich der Bewertung der Meßdaten sein können. Tageszeitliche Variationen der Neigung wurden an den

Fundamenten der Abspannstähle ebenso wie in den Bohrungen bisher noch nicht festgestellt; die Hauptbeanspruchung des Gebäudes durch die Bauarbeiten steht aber noch aus. Um jedoch Grenz- bzw. Alarmwerte festlegen zu können, ist es unverzichtbar, die Schwankungsbreite der tageszeitlichen und jahreszeitlichen Änderungen zu kennen.

4 Zusammenfassung

Für Zwecke der Neigungsmessungen an geotechnischen Bauwerken, unterirdischen Strukturen usw. wurden die elektronischen Neigungsmesser GD-NS3 (und modifizierte Varianten) entwickelt, die wegen ihres geringen Preises, der robusten Ausführung, der digitalen Meßwertausgabe und der Möglichkeit der Zusammenschaltung zu Inklinometergruppen und -ketten ein breites Anwendungsspektrum besitzen. Die Neigungsmesser sind insbesondere durch den internen Speicher und programmierbaren Prozessor auch für den stand-alone-Betrieb geeignet, der die Erfassung kontinuierlicher Neigungsentwicklungen bei diskontinuierlicher Datenerfassung ermöglicht.

An Hand von zwei Einsatzbeispielen ist die Verwendung der Geräte für die Kontrolle der Neigungsveränderung unterirdisch verlegter Leitungen und für baubegleitende Beweissicherungen bei komplizierten innerstädtischen Bauvorhaben dargestellt worden. Im letztgenannten Beispiel wird besonders deutlich, daß genaue Bewegungsmessungen an Gebäuden eigentlich nur zuverlässig mit kontinuierlicher Meßwerterfassung erfolgen können, wenn den zu messenden baubedingten Bewegungen andere, z.B. temperaturbedingte Bewegungsänderungen überprägt sind.

Literatur

GATTERMANN, J.; HORST, M. & RODATZ, W. : Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus. Geotechnik 19 (1996), 9-17.

KÖSTER, M.: Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises „Geotechnik Historischer Bauwerke und Naturdenkmäler" der DGGT: Einfache Verformungsmessungen an historischen Bauwerken. Bautechnik 74 (1997), 467-470.

KUNTSCHE, K.: Empfehlungen zum Einsatz von Meß- und Überwachungssystemen für Hänge, Böschungen und Stützbauwerke. Geotechnik 19 (1996), 82-98.

Patentanmeldung Nr. 197 25 248.6: "Neigungsmesser";

DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke. Oktober 1990.

DIN 4020 Bbl.1: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke. Anwendungshilfen, Erklärungen. Oktober 1990.

DIN 4033: Entwässerungskanäle und -leitungen, Richtlinien für die Ausführung. November 1979.

Prof. Dr.-Ing. Peter Knoll; Dr. rer. nat. Georg Kowalle; Dipl.-Ing. Reinhard Schmidtke; GEO-DYN Gesellschaft für Geophysikalisches Messen und Geotechnische Untersuchungen m.b.H, Potsdamer Str. 18A, 14513 Teltow

Dipl.-Ing. Jörg Kramer; TABERG Planungsbüro GmbH, Castellbergstr. 5, 79282 Ballrechten-Dottingen

Auswertungen von Messungen an der Debis - Baugrube Los 4, Potsdamer Platz

Dipl.-Ing. Kai Merz

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

Lehrstuhl Baugrund - Grundbau, Universität Dortmund

1 Einführung

Im Bereich des neuen Zentrums von Berlin am Potsdamer Platz bauen mehrere Investoren Büro-, Geschäfts- und Wohnviertel. Das 68.000m² große Gelände von Daimler Benz am Potsdamer Platz gehört zu den derzeit größten innerstädtischen Baustellen Europas.

Die Bodenverhältnisse von Berlin sind bedingt durch ein eiszeitliches Urstromtal mit hohem Grundwasserstand. Wegen der enormen Größe und Tiefe der Baumaßnahme, hätte eine Grundwasserabsenkung fatale Folgen für die Nachbarbebauung mit sich gebracht. Dies führte für die Bereiche Debis B und Regionalbahnhof Potsdamer Platz zur Ausführung in Wannenbauweise mit Unterwasserbetonsohlen. Die Gründungssohle bindet dabei bis zu 18 m in das Grundwasser ein, so daß infolge des hohen Wasserdrucks von 180 kN/m² eine Zugpfahlverankerung im Baugrund notwendig wurde.

Man entschloß sich ein umfangreiches Meßprogramm an einer Versuchsbaugrube durchzuführen weil die bisherigen Erfahrungsgrenzen überschritten worden sind. Dazu wurde Los 4 der Baugrube Debis B ausgewählt. Bild 1-1 zeigt einen Grundriß der gemeinsamen Baugrube Debis B mit den Losen 4, 6, 7 und 8, in denen die Lage der Meßquerschnitte MV1 bis MV4 zu erkennen ist. Zum einen sollte das Verhalten des Bauwerks und des Bodens während aller Bauphasen erfaßt und zum anderen sollten die in der Vorstatik getroffenen Lastansätze bestätigt werden.

Der Auftrag zur Ausführung der Debis Baugrube erging in wesentlichen Teilen an das Konsortium HOCHTIEF AG/ C. BARESEL AG. Die meßtechnischen Aufgaben wurden durch den Konsortialpartner BRÜCKNER GRUNDBAU GmbH und die Arge Ingenieurtiefbau Potsdamer Platz wahrgenommen. Alle wichtigen Bauteile wie Anker, Verbauwände, Unterwasserbetonsohle (UWBS) und Rüttel-Injektions-Pfähle (RI-Pfähle) wurden mit

Meßinstrumenten versehen, die während der gesamten Gründungsphase Meßdaten liefern sollten.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Einwirkung auf das Verformungsverhalten einer tiefen Baugrubenwand zu untersuchen, die durch das Einbringen von Ramm-Injektions-Pfählen als Sohlverankerung entsteht. Dafür werden zwei baugleiche Meßquerschnitte MV1 und MV2 ausgewählt, die sich an der östlichen Wand der Versuchsbaugrube in Los 4 befinden und in der Luftaufnahme auf Bild 1-2 zu erkennen sind. Nach einer kurzen Bauwerksbeschreibung wird zunächst der Bauablauf dargestellt. Danach wird das umfangreiche Meßprogramm der Debis Baugrube beschrieben und ausgewertet. Anhand der Meßergebnisse ist es dann möglich, die Vorgänge während der verschiedenen Bauphasen zu dokumentieren und durch eigene Berechnungen zu belegen.

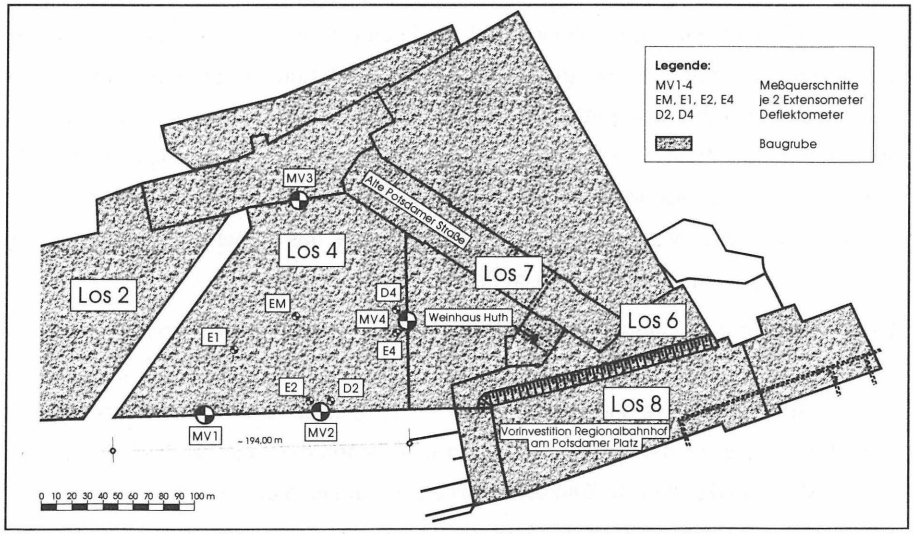


Bild 1-1: [1] Grundriß der gemeinsamen Baugrube Debis B mit den Losen 4, 6, 7 und 8

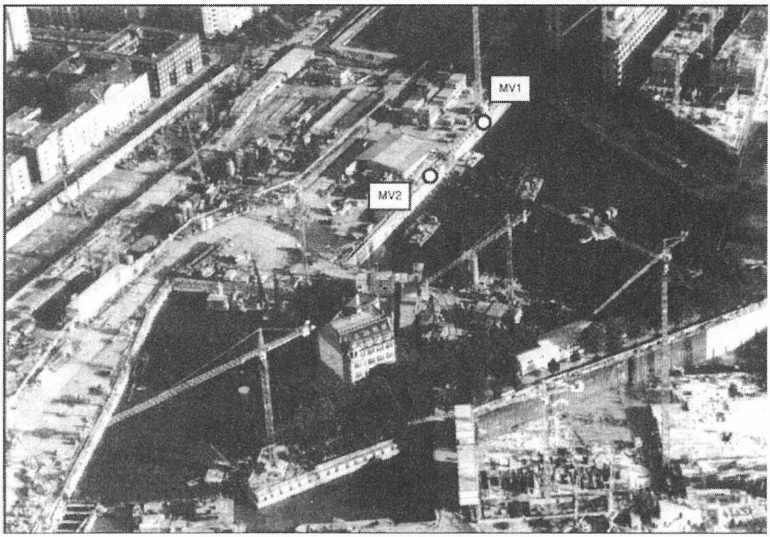


Bild 1-2: Luftaufnahme der gemeinsamen Baugrube Debis B

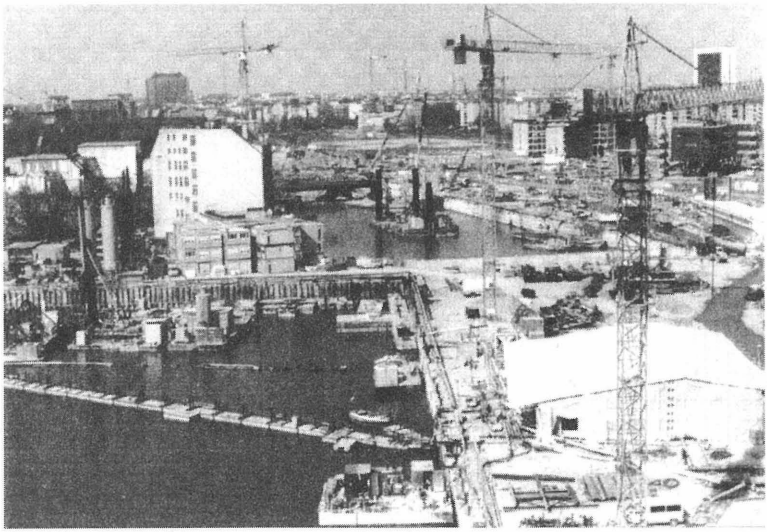


Bild 1-3: Luftaufnahme der gemeinsamen Baugrube Debis B

2 Bauwerksbeschreibung und Bauablauf

Als Baugrubensicherung wurde eine einfach verankerte Stützwandkonstruktion gewählt. Die Sohlplatte ist als Unterwasserbetonsohle mit einer Zugpfahlverankerung im Baugrund ausgeführt worden. Bild 2-1 zeigt exemplarisch einen Querschnitt der östlichen Baugrubenwand in Los 4 im Bereich des Meßpunktes MV1 mit Darstellung der Hauptkonstruktionselemente. Der Bauablauf für die Herstellung der betrachteten Baugrubenwand erfolgte im wesentlichen in 7 Bauphasen:

1. Herstellung der seitlichen Umfassungswände als Schlitzwände.
2. Aushub bis ca. 0,50 m über dem Grundwasserhorizont.
3. Einbau der Anker.
4. Unterwasseraushub mit Stelzenpontons.
5. Einbringen der Sohlverankerung.
6. Einbringen der faserbewehrten Unterwasserbetonsohle.
7. Lenzen nach erfolgter Dichtigkeitsprüfung.

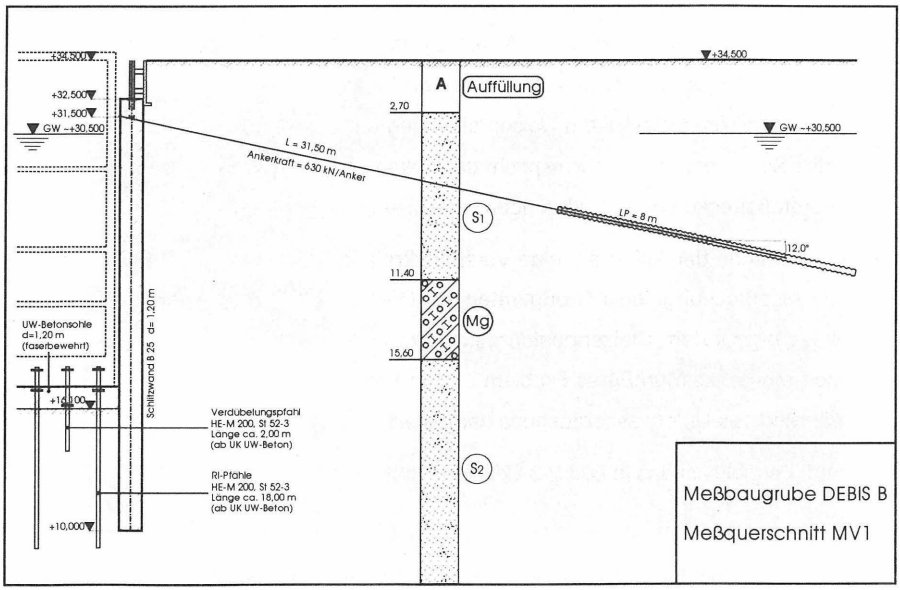


Bild 2-1: Meßquerschnitt MV1

Aus diesen Bauphasen ergaben sich drei wichtige Bauzustände für erdstatische Untersuchungen mit unterschiedlichen statischen Systemen und Lastansätzen:

- Zustand I : Unterwasser-Aushub bis UK UWBS
- Zustand II : Einbringen der Sohlverankerung
- Zustand III : Lenzen der Baugrube nach Einbau der UWBS

Zunächst wurden die etwa 1,20 m dicken Wände aus Beton B 25 in Schlitzwandbauweise hergestellt. Sie reichen in eine Tiefe von durchschnittlich 25,0 m unter GOK und werden nach Fertigstellung des Rohbaus funktionslos. Hierbei ist erwähnenswert, daß am Potsdamer Platz Einzelbewehrungskörbe von bis zu 55 t Gewicht eingesetzt wurden.

Zur Vorbereitung des Ankereinbaus erfolgte ein vorläufiger Erdaushub bis ca. 0,50 m über dem Grundwasserhorizont.

Die Verankerung konnte nur einlagig ausgeführt werden, um kostenaufwendige Zusatzmaßnahmen für eine Rückverankerung unter Wasser zu vermeiden. Die üblicherweise eingesetzten Temporär-Anker, welche für eine Gebrauchsdauer von bis zu 2 Jahren ausgelegt sind, konnten wegen der langen Standzeit der Baugrube nicht verwendet werden. Daher kamen die sog. Semipermanent-Anker, System BRÜCKNER, zum Einsatz, welche für eine Standzeit bzw. eine Gebrauchsdauer von bis zu 5 Jahren vorgesehen sind. Im Vergleich zu den Temporär-Ankern weisen sie einen erhöhten Korrosionsschutz auf. Hinsichtlich des Korrosionsschutzes entspricht der Ankerkopf demjenigen eines Dauerankers und die Verpreßstrecke den Anforderungen eines Temporär-Ankers.

Nach dem Spannen der Anker auf eine Vorspannkraft von etwa 630 kN je Anker erfolgte der Unterwasseraushub mittels Großgeräten auf Pontons bzw. Stelzenpontons. Für den Hydraulikbagger auf dem Stelzenponton mit einem Löffelinhalt von 7 m^3 stellte auch der anstehende Mergel kein größeres Problem dar. In Bild 2-2 ist die schwimmende Geräteeinheit während des Unterwasseraushubs dargestellt.

Im Zustand II ergibt sich das in Bild 2-3 skizzierte statische System.

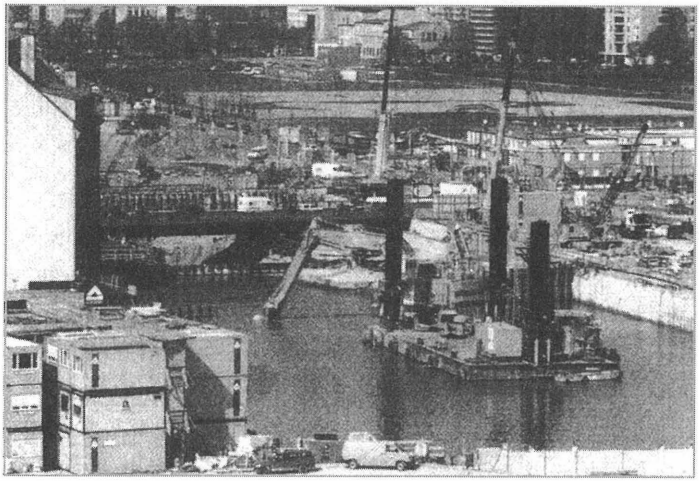


Bild 2-2:

Zustand I:
Unterwasser-
aushub mit
Stelzenponton

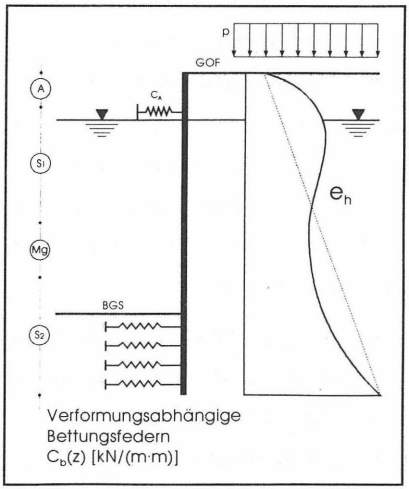


Bild 2-3: Statisches System – Zustand I

Aufgrund der Auftriebswirkung im Bereich der geplanten UWBS des Bauwerkes mußte eine Rückverankerung eingebracht werden. Da selbst im Endzustand das Eigengewicht des Bauwerkes allein nicht ausreicht, um die geforderte Auftriebssicherheit zu gewährleisten, wurde diese Sohlverankerung als Dauerverankerung mit RI-Pfählen ausgeführt. Diese RI-Pfähle sind eine spezielle Form der Mantelverpreßpfähle, System HOCHTIEF, bestehend aus etwa 18 m langen HE-M 200 - Profilen der Stahlgüteklasse St 52-3. Sie wurden im Los 4 mit Hilfe von schwimmenden Geräteeinheiten in einem Raster von 3,2 x 3,2 m eingebaut. Die Auswirkungen des Rüttelns auf den Erdwiderstand am Wandfuß wurde im Rahmen der Vorstatik kaum beachtet. Erst nach Auswertung der Meßergebnisse wurde der enorme Einfluß des Rüttelvorgangs auf die Wandverschiebung ersichtlich.

Vereinfacht kann man für diesen Bauzustand das in Bild 2-5 skizzierte statische System zugrunde legen. Im Vergleich zu Zustand I wird hier ein abgeminderter Erdwiderstand am Wandfuß angesetzt. Wieso und in welchem Maße diese Abminderung zustande kam, wird in Abschnitt 4 untersucht.

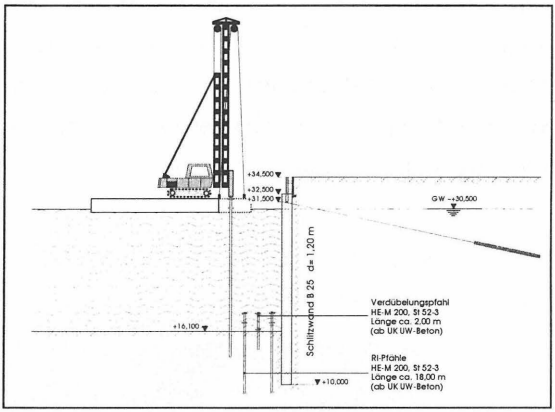


Bild 2-4: Zustand II

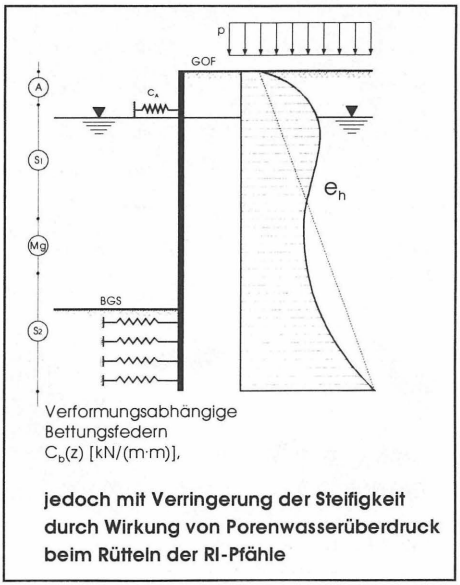


Bild 2-5: Statisches System – Zustand II

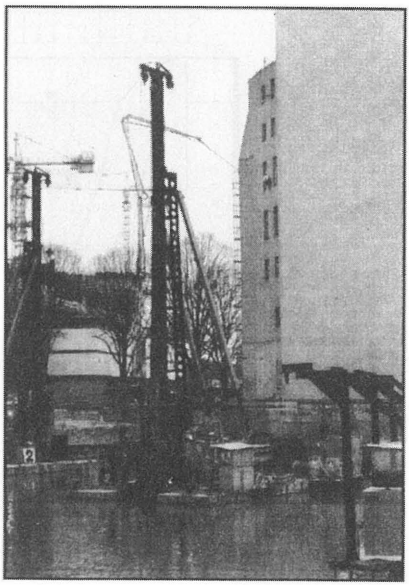


Bild 2-6: Einbringen von Ramm-Injektions-Pfählen mit schwimmender Geräteeinheit

Zur besseren Kontrolle des Betoniervorgangs und zur Minderung von Zwangsbeanspruchungen des Betons aus Wärmeentwicklung beim Erhärten wurde die Sohle in Betonierabschnitte von ca. 20 x 58 m unterteilt. Dadurch konnten auch die Schwindverformungen nach dem Lenzen der Baugrube klein gehalten werden. Die Betonierabstellungen bestanden aus kurzen eingerüttelten Spundwänden, welche unter Wasser mit Hilfe von Tauchern eingebracht wurden. Das Einbringen des UW-Betons erfolgte nach dem Contractorverfahren. Damit kein Entmischen des Betons unter Wasser stattfindet, muß das Betonierrohr immer im Frischbeton verbleiben. Um eine ähnliche Fließfähigkeit des stahlfaserbewehrten Betons wie beim unbewehrten UW-Beton zu gewährleisten, mußten Fließmittel zugegeben werden.

Bild 2-7 zeigt das statische System während des Zustands III. Dabei wirkt die UWBS als unteres Widerlager. Die gelenzte Baugrube ist in Bild 2-8 dargestellt.

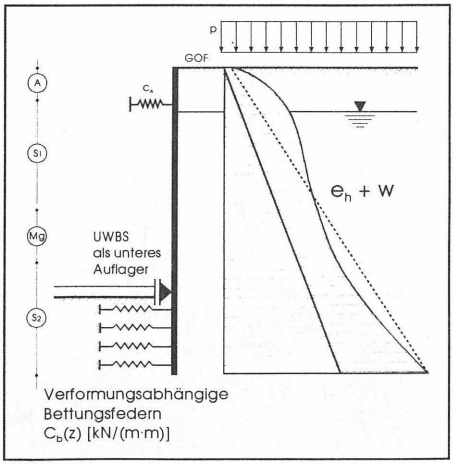


Bild 2-7: Statisches System – Zustand III



Bild 2-8: Baugrube nach abgeschlossenem Lenzvorgang

3 Meßprogramm und Meßergebnisse

3.1 Überblick

Um die Kräfte und Verformungen der einzelnen Bauteile sowie die Verformungen des Bodens während der gesamten Gründungsphase zu erfassen, wurden in und an der Baugrube Debis B folgende Meßeinrichtungen installiert:

- **Inklinometer-Messungen:**

  Einbau von Inklinometer-Meßverrohrungen in den Verbauwänden zur Erfassung der horizontalen Verschiebung mit Hilfe eines Vertikal-Neigungsmessers (Inklinometermeßsonde).

- **Kombinierte vertikale Inklinometer-/Gleitmikrometer-Messungen:**

  Anordnung der Verrohrungen in Abständen von ca. 5,00 m und ca. 34,00 m hinter der jeweiligen Verbauwand zur Messung von horizontalen und vertikalen Bodenverschiebungen im Einflußbereich der Baugrube.

- **Kombinierte horizontale Inklinometer-/Gleitmikrometer-Messungen:**

  Verlegung der horizontalen Verrohrungen ca. 2,50 m bis 5,00 m unterhalb der Geländeoberfläche, die ab der Verbauwand bis zu 45,00 m lang sind. Diese dienen ebenfalls der Messung von horizontalen und vertikalen Bodenverschiebungen.

  Der Einsatz von kombinierten Inklinometer-/Gleitmikrometer-Systemen erlaubt unter anderem eine unabhängige Prüfung der Meßergebnisse. So werden zum Beispiel die Meßergebnisse eines vertikalen Gleitmikrometers durch die Ergebnisse eines horizontalen Inklinometers im Kreuzungsbereich der Instrumentierung geprüft. Entsprechendes gilt auch im Kreuzungsbereich der Installation eines horizontalen Gleitmikrometers und eines vertikalen Inklinometers.

- **Extensometer-Messungen:**

  Einbau von völlig autark arbeitenden 5-fach Stangenextensometer, die das vertikale Verschiebungsbild des Bodens innerhalb der Baugrube erfassen.

- **Deflektometer-Messungen:**

  Zur Erfassung des lateralen Verschiebungsbildes des Bodens innerhalb der Baugrube wurden völlig autark arbeitende Deflektometer eingesetzt.

- **Geodätische Messungen:**

  Geodätische Meßreihen zur Messung von Setzungen an der Geländeoberfläche sowie von horizontalen Verschiebungen am Verbauwandkopf.

- **Ankerkraft-Messungen:**

  Dokumentation der Ankerkräfte während der verschiedenen Bauphasen mit Hilfe von hydraulischen Ankerkraftmeßgebern.

Die Lage der Meßvorrichtungen im Querschnitt ist Bild 3-1 zu entnehmen. Zusätzlich zu diesen Messungen sind noch Dehnungsmessungen der RI-Pfähle und der Unterwasserbetonsohle sowie Temperaturmessungen durchgeführt worden.

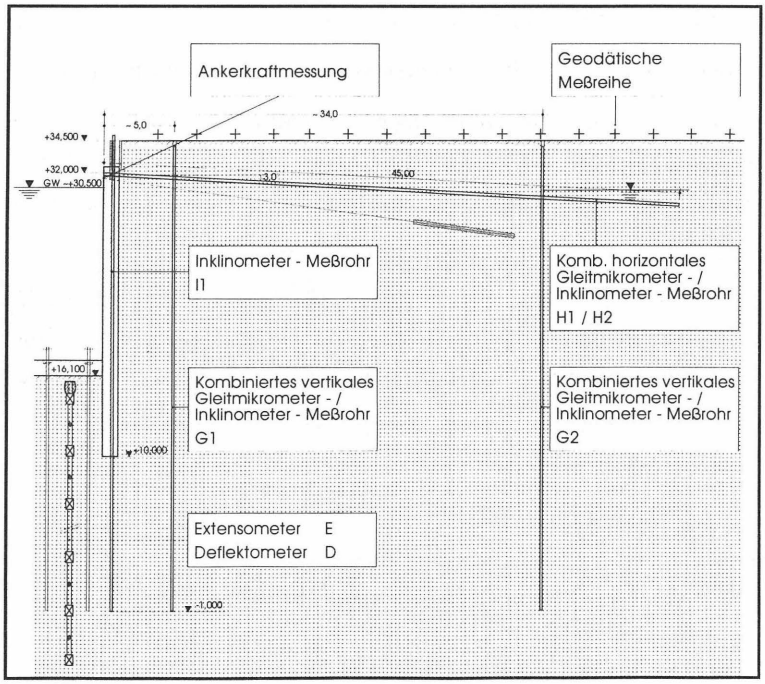


Bild 3-1: Lage der Meßvorrichtungen

- **Dynamische Porenwasserdruck-Messungen [2]:**

Die durch das Rütteln hervorgerufenen extrem großen Schlitzwandverformungen hatte man im Vorfeld nicht erwartet. Daraufhin entschloß man sich in einer Nachbarbaugrube weitere Messungen durchzuführen. Dieses Testfeld der benachbarten Baugrube besaß einen ähnlichen Wandquerschnitt sowie ähnliche Bodenverhältnisse wie Los 4. Mit Hilfe von an Meßpfählen angebrachten Drucksensoren wurden dynamische Porenwasserdruck-Messungen durchgeführt.

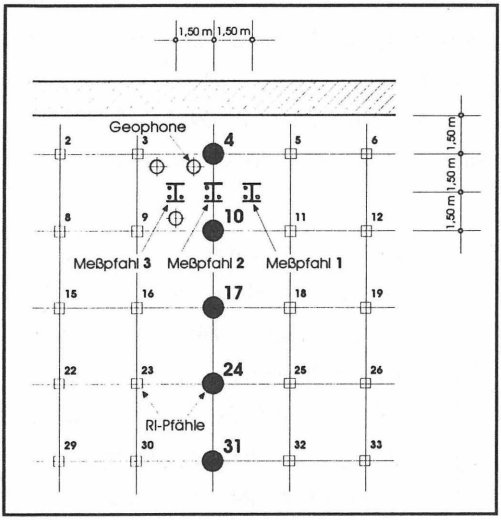


Bild 3-2: Grundriß des Pfahlrasters mit Lage der Meßinstrumente

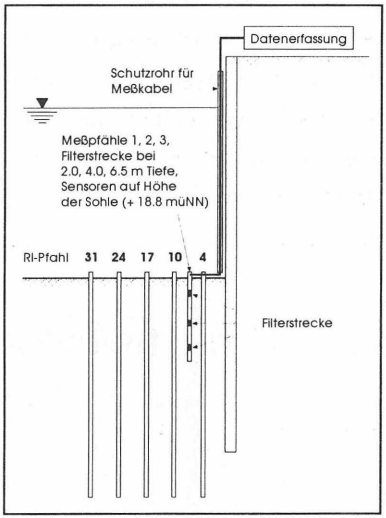


Bild 3-3: Querschnitt des Testfeldes mit Lage der Meßinstrumente

In Bild 3-2 und Bild 3-3 sind Grundriß und Querschnitt des Pfahlrasters, die Position der Geophone zur Schwinggeschwindigkeitsmessung sowie die Meßpfähle M1-M3 zur Aufnahme der dynamischen Änderung des Porenwasserdruckes in den Tiefen 2 m, 4 m und 6,5 m unterhalb der Aushubsohle dargestellt. In diesem Testfeld befand sich eine HDI-Sohle, wie sie aus Bild 3-4 hervorgeht. Sie wurde zum Abdichten der Teilbaugrube bei der Ankerherstellung benötigt. Die Sohle war zum Zeitpunkt des Einbringens der RI-Pfähle nicht mehr dicht und bereits mehrfach durchörtert.

Die Meßpfähle M1-M3 liegen symmetrisch innerhalb des Rasters der RI-Pfähle in einer Distanz von 3,0 m zur Schlitzwand. In der Nähe des Meßpfahles M3 wurden 3 Geophone installiert, um die Partikelgeschwindigkeit im Boden zu messen. Die 3 Meßpfähle waren mit verfilterten Rohren ausgerüstet. Sie wurden in den Boden gerammt und nachträglich mit Drucksensoren an bereits reservierten Stellen bestückt. Als Meßpfähle dienten Stahlträger von 8,5 m Länge, die mit je 3 Meßrohren (Länge von jeweils 2 m, 4 m und 6,5 m) bestückt waren. Das untere Ende der Meßrohre war mit einer 60 cm langen Filterstrecke und einer Stahlspitze versehen. Die Position aller Drucksensoren befand sich auf Höhe der Aushubsohle, wobei die hydraulische Verbindung zum Boden auf der Höhe der Filterstrecke lag. Die Wassertiefe in der Baugrube betrug im Versuchszeitraum 15 m, so daß ein statischer Wasserdruck von 150 kPa vorlag. Durch die unterschiedlichen Nullpunkteinstellungen der Sensoren wurden die Druckmessungen auf ein gemeinsames Niveau von 150 kPa korrigiert.

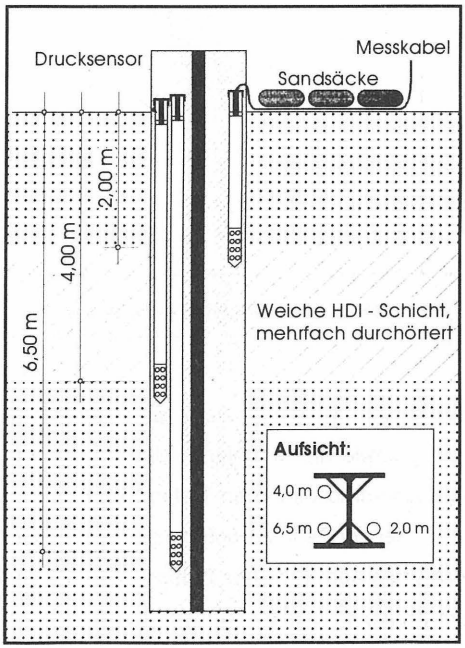


Bild 3-4: Schematischer Aufbau der Meßpfähle

Die Daten konnten parallel mit dem Rütteln der Pfähle im Rechner registriert werden. Die Auflösung der Druckaufzeichnung entspricht ±0,2 kPa und die gewählte Taktrate betrug 1 kHz für jeden Kanal. Die RI-Pfähle Nr. 31, 24, 17, 10 und 4 wurden in entsprechender Reihenfolge senkrecht zur Verbauwand eingebracht. Der Einbringvorgang für die ca. 20 m langen Pfähle dauerte zwischen 25 und 30 Minuten. Die Rüttelfrequenz des Rüttlers MÜLLER 24 HVF betrug bei der Pfahlinstallation 34 Hz.

Bild 3-4 zeigt schematisch den Aufbau der Meßpfähle 1, 2 und 3.

Im Hinblick auf eine wirklichkeitsnahe Berechnung und eine Erfassung des Erddrucks, vor allem für den Zustand II: 'Einbringen der Sohlverankerung', sind die folgenden Meßergebnisse von Bedeutung:

- Inklinometer-Messungen in der Schlitzwand.
- Ankerkraft-Messungen.
- Dynamische Porenwasserdruck-Messungen.

3.2 Ergebnisse der Inklinometer-Messungen in der Schlitzwand [3]

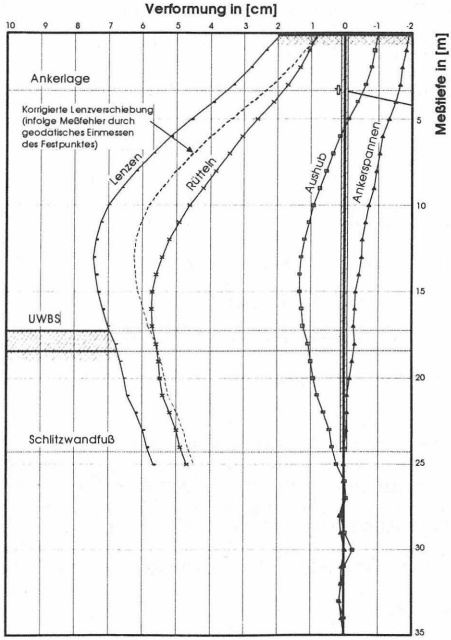


Bild 3-5: Schlitzwandverformung MV1

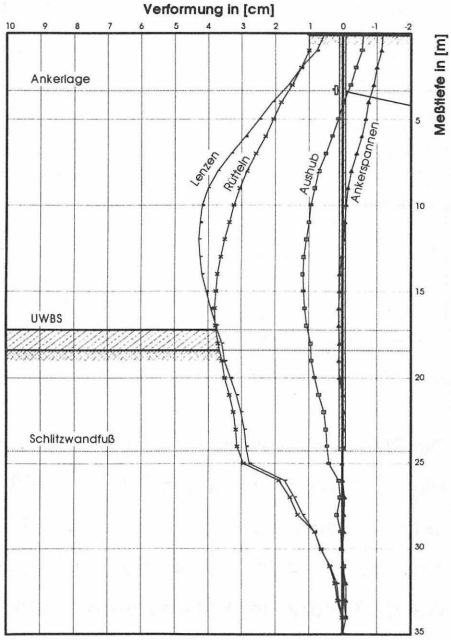


Bild 3-6: Schlitzwandverformung MV2

Die Inklinometer-Ergebnisse, die in Bild 3-5 und Bild 3-6 dargestellt sind, zeigen, daß die Rüttelphase den größten Anteil an Wandverschiebung hervorgerufen hat. Beim Meßquerschnitt MV1 wurde im Bereich der maximalen Ausbauchung eine Wandverschiebung von etwa 57 mm gemessen, das heißt ein Zuwachs von 44 mm nach dem UW-Aushub. Diese

zusätzliche Verschiebung hat sich auch im Bereich des Wandfußes eingestellt. Ähnlich ist auch das Verhalten der Wand im Meßquerschnitt MV2. Allerdings sind dort die eingestellten Verschiebungen etwas geringer. Dort hat das Rütteln der RI-Pfähle eine zusätzliche Verschiebung im Bereich des Wandfußes und im Bereich der maximalen Ausbauchung von etwa 27 mm hervorgerufen.

3.3 Ergebnisse der Ankerkraft-Messungen [3]

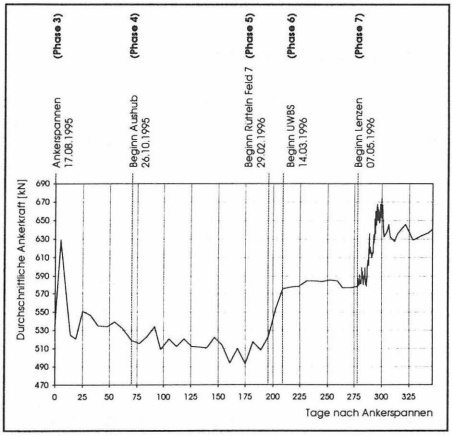


Bild 3-7: Ankerkraftverlauf MV1

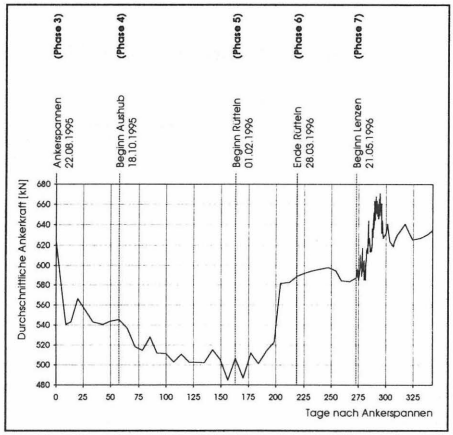


Bild 3-8: Ankerkraftverlauf MV2

Die Phase des Rüttelns ist auch aus den Ergebnissen der Ankerkraft-Messung abzulesen. Hier fand, wie man aus Bild 3-7 und Bild 3-8 entnehmen kann, eine deutliche Ankerkrafterhöhung statt. Die Steigerung um etwa 70 kN je Anker ist mit einer Erddruckumlagerung zum Wandkopf hin zu erklären, die durch eine Reduktion des Erdwiderstandes am Wandfuß infolge des Rüttelns hervorgerufen wurde.

3.4 Ergebnisse der dynamischen Porenwasserdruck-Messungen [2]

Die Ergebnisse der dynamischen Porenwasserdruck-Messungen nach Bild 3-9 aus den 5 Rammversuchen zeigen, daß erhebliche, jedoch zeitlich und lokal begrenzte Druckerhöhungen stattgefunden haben. Dabei stellte der Meßpfahl 2 eine maximale Amplitude von über 35 kPa in einer Tiefe von 4,0 m und einer Entfernung von 1,5 m zum eingerüttelten RI-Pfahl fest. In Bild 3-10 ist die Abhängigkeit der Porenwasserdruckerhöhung vom Ab-

stand des eingerüttelten RI-Pfahls ersichtlich. Daraus erkennt man, daß nicht nur die Distanz zum RI-Pfahl, sondern auch der Abstand des RI-Pfahls zur Baugrubenwand eine entscheidende Rolle gespielt hat. Die RI-Pfähle 4 und 10 sind beide in einer Entfernung von 1,5 m zu den Meßpfählen eingerüttelt worden. Bei Pfahl Nr. 4, der 3,0 m näher zur Verbauwand liegt, sind jedoch größere Druckerhöhungen festgestellt worden. Es ist anzunehmen, daß die Druckamplitude direkt an der Verbauwand noch erheblich höher war als die maximal gemessene.

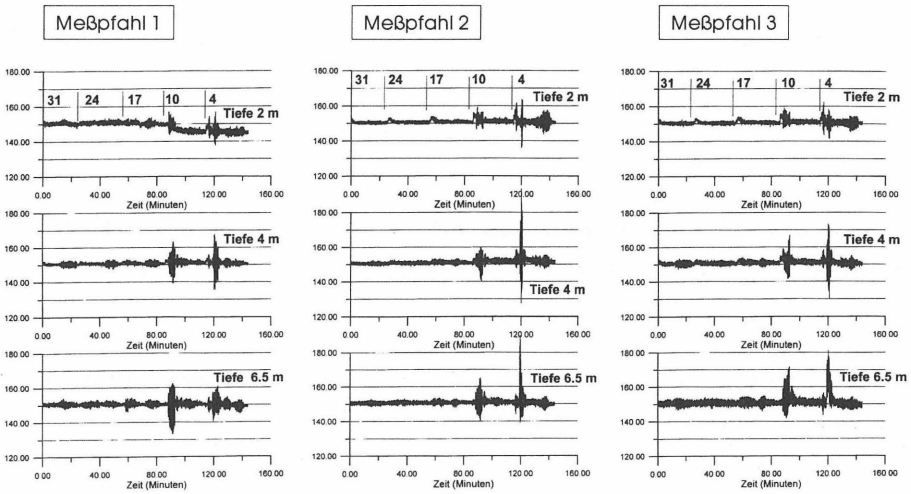


Bild 3-9: Dynamische Porenwasserdruck-Messungen, Meßpfähle 1,2 und 3

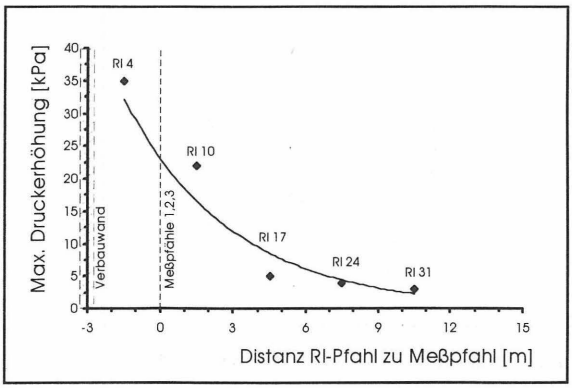


Bild 3-10: Maximale Druckerhöhung in Abhängigkeit von der Distanz des RI-Pfahls zu den Meßpfählen

4 Mögliche Ursachen und mechanisches Modell

Das folgende Rechenmodell basiert auf der Annahme, daß die Verringerung der Bodensteifigkeit allein durch Erhöhung des Porenwasserüberdrucks verursacht wird. Dichteänderungen im Boden werden nicht berücksichtigt. Somit verringern sich die effektiven Spannungen σ' um das Maß Δu. Die abgeminderten effektiven Vertikalpannungen $\sigma_{\ddot{u}}''$ ergeben sich aus:

$$\sigma_{\ddot{u}}'' = \sigma' - \Delta u \ . \qquad \text{Gl. (4-1)}$$

Der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite einer Wand berechnet sich ohne Wirkung eines Porenwasserüberdruckes zu:

$$\begin{aligned} e_{ph} &= K_{ph} \cdot \sigma' \\ &= K_{ph} \cdot \gamma' \cdot z \ . \end{aligned} \qquad \text{Gl. (4-2)}$$

Aus Gleichung (4-1) folgt für den abgeminderten passiven Erdwiderstand infolge Porenwasserüberdruck Δu die Beziehung:

$$e'_{ph,\ddot{u}} = K_{ph} \cdot (\gamma' \cdot z - \Delta u) \ . \qquad \text{Gl. (4-3)}$$

Der Porenwasserüberdruck hat demnach die gleiche Wirkung wie eine Vertiefung der Baugrubensohle um das Maß $z_{\ddot{u}}$ (Bild 4-1).

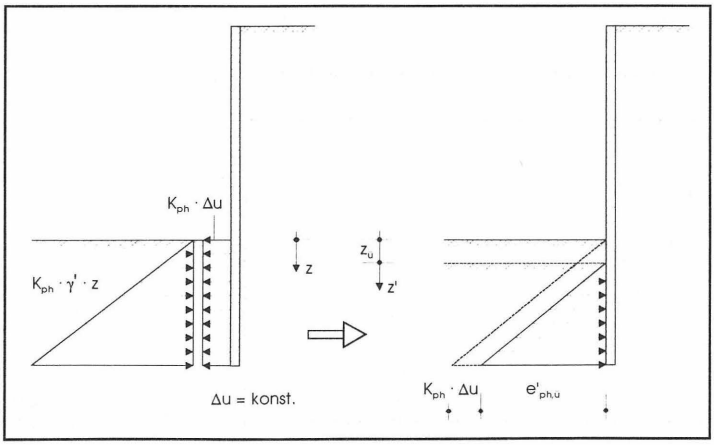


Bild 4-1: Einfluß des Porenwasserüberdruckes auf den Erdwiderstand

Bei einem konstanten Erdwiderstandsbeiwert K_{ph} und einer konstanten Bodenwichte γ' im Einbindebereich der Schlitzwand berechnet sich der Wert $z_{\ddot{u}}$ aus:

$$z_{\ddot{u}} = \frac{\Delta u}{\gamma'} \; . \qquad \text{Gl. (4-4)}$$

Der Erdwiderstand wurde mit dem nichtlinearen Mobilisierungsansatz nach BESLER [4,5] ermittelt.

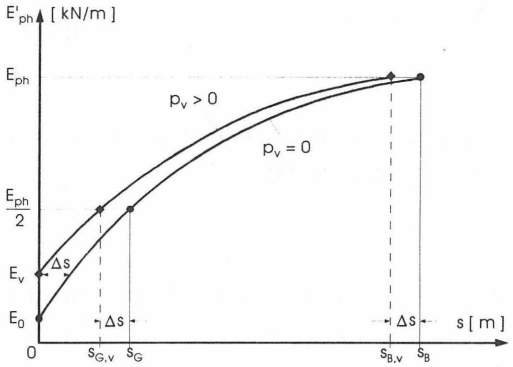


Bild 4-2: Mobilisierungsfunktion mit und ohne Vorbelastung nach BESLER [4,5]

Der verformungsabhängige Bettungsmodul k_{sh} bei einer Wandverschiebung s in einer bestimmten Position des einbindenden Wandteils z ergibt sich ohne Wirkung des Porenwasserüberdruckes aus der Sekantensteigung der Mobilisierungsfunktion der Erdwiderstandspannungen nach Bild 4-2 zu:

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{s} \; , \qquad \text{Gl. (4-5)}$$

mit:

$e'_{ph}(z)$ mobilisierte Erdwiderstandsspannungen .

Mit dem Bettungskoeffizienten:

$$C^*(z) = \frac{K'_{ph}(z)}{s/z} \; , \qquad \text{Gl. (4-6)}$$

mit:

$K'_{ph}(z)$ mobilisierter Erdwiderstandsbeiwert ,

errechnet sich der Bettungsmodul bei einer Wandverschiebung s zu:

$$k_{sh}(z) = C^* \cdot \gamma' = \frac{K'_{ph}(z) \cdot \gamma'}{s/z} \; . \qquad \text{Gl. (4-7)}$$

Der infolge einer Porenwasserdruckerhöhung Δu abgeminderte mobilisierte Erdwiderstand $e''_{ph,\ddot{u}}(z)$ wird aus Gleichung (4-3) bestimmt zu:

$$e''_{ph,\ddot{u}}(z) = K'_{ph}(z) \cdot (\gamma' \cdot z - \Delta u) \ . \qquad \text{Gl. (4-8)}$$

Aus Gleichung (4-7) folgt mit Gleichung (4-8) für den abgeminderten Bettungsmodul infolge Porenwasserüberdruck die Beziehung:

$$k'_{sh,\ddot{u}}(z) = \frac{e''_{ph,\ddot{u}}(z)}{s} = \frac{K'_{ph} \cdot (\gamma' \cdot z - \Delta u)}{s} \ , \qquad \text{Gl. (4-9)}$$

mit:

$e''_{ph,\ddot{u}}(z)$ abgeminderter mobilisierter Erdwiderstand bei einer Wandbewegung s.

4.1 Vergleichsberechnungen

Zunächst wurde eine vereinfachte Vergleichsberechnung durchgeführt. Dazu wurde das einbindende Wandteil mit der Dicke d = 1,20 m und der Einbindetiefe t = 6,10 m als gebetteter Balken angenommen. Mit Hilfe der Wandverschiebungen s aus den Inklinometer-Ergebnissen wurden die Bettungsziffern nach dem Bettungsansatz von BESLER [4,5] ermittelt. Die Verteilung des Porenwasserüberdruckes Δu wurde wie in Bild 4-3 dargestellt, in Anlehnung an Bild 3-10, angesetzt.

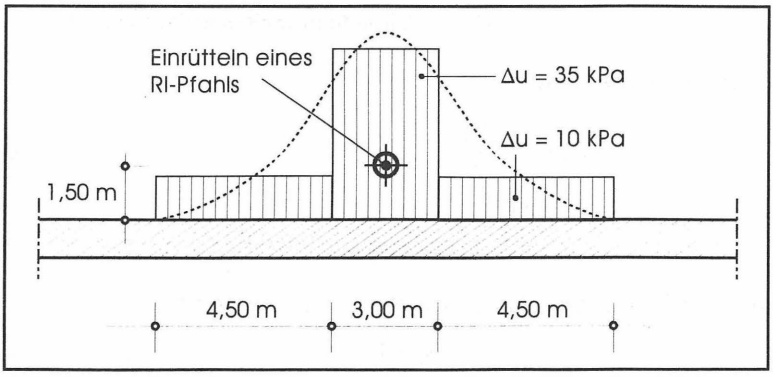


Bild 4-3: Grundriß der Verbauwand mit vereinfachtem Porenwasserüberdruckverlauf

Beim Porenwasserüberdruck handelt es sich um eine lokal begrenzte Einwirkung, was bei dem mechanischen Modell berücksichtigt wurde.

Die Belastung aus aktivem Erddruck wurde aus Berechnungen für Zustand I abgeleitet. Weiterhin erfolgte eine Abstufung der Steifigkeit des gebetteten Balkens nach NOAKOWSKI [6]. An den Verbindungsstellen der einzelnen Lamellen wurde die Steifigkeit des Balkens auf 35 % wegen fehlender Bewehrung abgemindert. Einzelheiten hierzu siehe [7].

Somit ergibt sich das statische System in Bild 4-4.

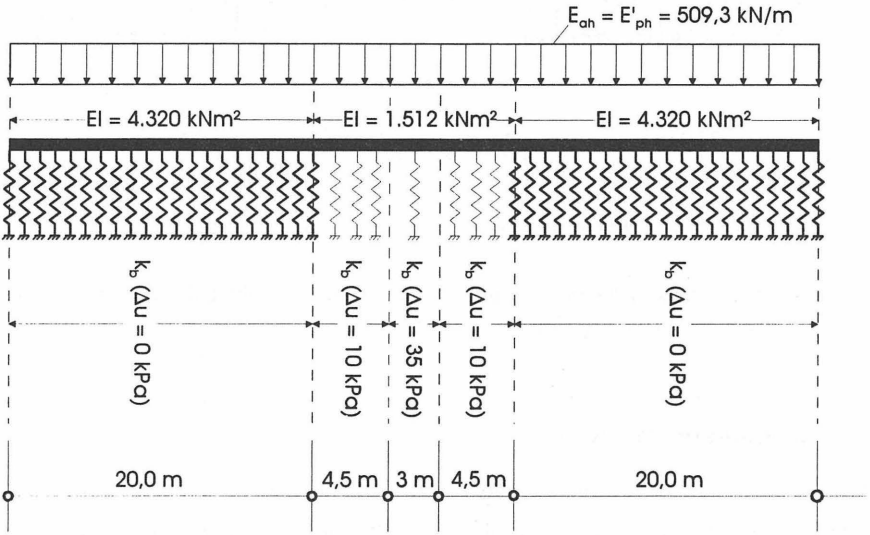


Bild 4-4: Statisches System

Als Ergebnis der Berechnung ist die Biegelinie des gebetteten Balkens in Bild 4-5 dargestellt. Es ergeben sich Verformungen von:

$$f_{min} = 0{,}6 \text{ cm},$$

$$f_{max} = 3{,}6 \text{ cm}.$$

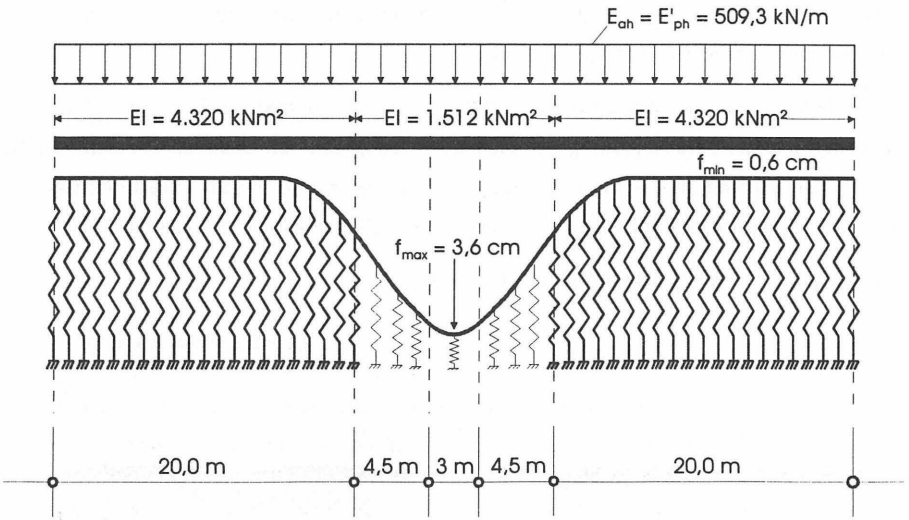


Bild 4-5: Berechnete Biegelinie, stark überhöht

Die berechneten Maximalwerte von etwa 3,6 cm stimmen sehr gut mit den Messungen von $s_{max} = 3{,}3$ cm bei MV2 überein.

5 Zusammenfassung

Bei der Erstellung der Debis Baugrube Los 4 wurden die größten Wandverformungen während des Einbringens der Rüttelinjektionspfähle beobachtet, was mit herkömmlichen Rechenmodellen nicht prognostizierbar ist.

Die Wandverformungen konnten sehr gut mit einem nichtlinearen Bettungsmodell nachvollzogen werden, wobei die Porenwasserüberdrücke aus Messungen berücksichtigt wurden.

Bei zukünftigen Baumaßnahmen empfiehlt es sich, vorab Porenwasserüberdruckmessungen im Boden während Proberammungen durchzuführen, um den Einfluß auf die Verformungen abschätzen zu können.

6 Literatur

[1] Triantafyllidis, Th.: *Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin.* Beitrag zum 24. Tiefbaukolloquium der HOCHTIEF am 20. - 21.03.1997 in Herdecke, 1997.

[2] Raz, U.: *1115, Potsdamer Platz Berlin Los 2, Dynamische Porenwasserdruckmessungen.* SOLEXPERTS AG, Geotechnische und Geohydraulische Instrumentierungen und Versuche, Schwerzenbach, November 1996.

[3] Fensier, Y.: *Messergebnisse Baugrube B, Bauvorhaben Potsdamer Platz Berlin, Meßquerschnitt MV1, MV2.* SOLEXPERTS AG, Brückner Grundbau GmbH, Schwerzenbach, Essen, September 1995.

[4] Besler, D.: *Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben "Wirklichkeitsnahe Erfassung der Auflagerung von gestützten Baugrubenwänden im Baugrund für den Gebrauchszustand".* Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund-Grundbau, Dortmund, Oktober 1996.

[5] Besler, D.: *Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben "Wirklichkeitsnahe Erfassung der Auflagerung von gestützten Baugrubenwänden im Baugrund für den Gebrauchszustand".* Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund-Grundbau, Dortmund, Februar 1997.

[6] Noakowski, P.: *Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite. Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug. Rechenhilfen für die Praxis.* Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 394, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juli 1988.

[7] Merz, K.: *Verformungsverhalten einer tiefen Baugrubenwand unter Berücksichtigung der Einwirkung durch das Einbringen von Ramm-Injektions-Pfählen als Sohlverankerung.* Diplomarbeit am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau, Universität Dortmund, Oktober 1997.


GTC Kappelmeyer GmbH - Messen in der Geotechnik
Thermische Leckortung an abgedichteten Trog-Baugruben
Nachweis des räumlich-zeitlichen Ausbreiteverhaltens von Injektionssuspensionen
Inspektion und Überwachung von Dämmen, Deichen und Wasserbauwerken
Faseroptische Temperaturmessungen im Massenbeton
Thermisches Fluidlogging
G T C
KAPPELMEYER GmbH
GEOTECHNIK · UMWELTTECHNOLOGIE · HYDROGEOLOGIE · GEOTHERMIE
Haid-und-Neu-Str. 7 · D-76131 Karlsruhe · Tel. 0721/60008 · Fax 0721/60009

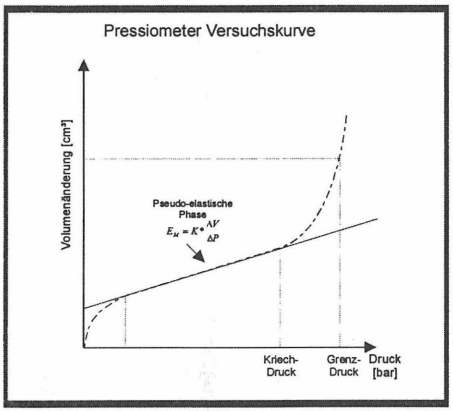
INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

IGB·TUBS Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail: igb@tu-bs.de Telefon (0531) 391-2730 Fax -4574

IGB·TUBS

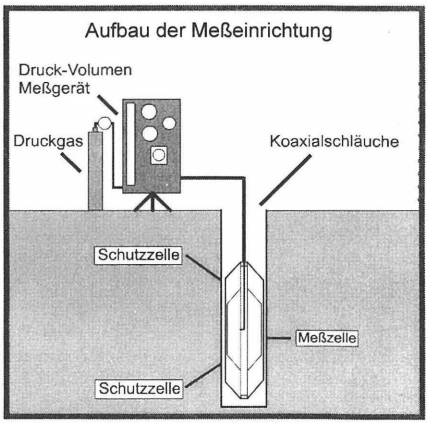
In situ Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach MENARD

Für eine sichere und wirtschaftliche Gründung von Bauwerken ist die Kenntnis der bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes Voraussetzung. Dies sind in erster Linie das Spannungs-Verformungsverhalten und die Bruchgrenze. Die Ermittlung dieser Parameter im bodenmechanischen Labor hat trotz hochentwickelter Meß- und Versuchstechnik gegenüber der Prüfung in natürlicher Lagerung den Nachteil, daß Entnahme und Einbau der Probe in die Versuchsgeräte nicht ohne Störung möglich ist, und daß unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit auch den Probenabmessungen Grenzen gesetzt sind



Bohrlochaufweitungsversuche dienen der Modulbestimmung des Anstehenden in Bohrlöchern. In der Bodenmechanik kommt in der Regel das pressiometrische Verfahren nach MENARD zur Anwendung. Der am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführte Pressiometerversuch stellt einen in situ Belastungsversuch des Bodens dar, bei dem auf eine Bohrlochwandung relativ kleinen Durchmessers eine stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht und die dadurch erzeugte Deformation des Bodens gemessen wird. Die maximale Druckspannung wird im allgemeinen bis zum Bruch des Bodens erhöht, bzw. bis zum 1,5-fachen der im Gebrauchszustand zu erwartenden Spannungen gesteigert.

Die Messung der Druck-Verformungslinie erfolgt für eine zylindrische Meßzelle zwischen zwei Schutzzellen, die jeweils den gleichen Druck erhalten wie die Meßzelle. Die Aufgabe der Schutzzellen besteht darin, entlang der gesamten Meßzelle ein rein zylindrisches Spannungsfeld zu erzeugen. Nebenverformungen der Meßzellenmembran am oberen und unteren Ende werden somit vermieden. Der Druck auf die Meßzelle wird durch auf Flüssigkeit drückende Preßluft aufgebracht, um auf Grund der Inkompressibilität der Flüssigkeit genau die Volumenänderung messen zu können. Aus dem Druck- Volumendiagramm werden die mechanischen Eigenschaften des Bodens abgeleitet: der Deformationsmodul (MENARD-Modul E_M) und der Grenzdruck (Bruchgrenze p_l).



Der pressiometrische Modul E_M ist ein Schermodul des Bodens, gemessen in einem deviatorischen Spannungsfeld, während der Grenzdruck p_l nach Definition dem Grenzbruchzustand des Bodens entspricht.

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 Pfahlprüfmethoden, 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

Nr. 24	Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation,1987
Nr. 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation,1987
Nr. 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation,1988
Nr. 27	Wichert, H.-W.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation,1988
Nr. 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation,1989
Nr. 29	Kruse, T.	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation,1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar 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 abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation,1991
Nr. 34	He, G.	Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation,1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991

IGB·TUBS

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
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

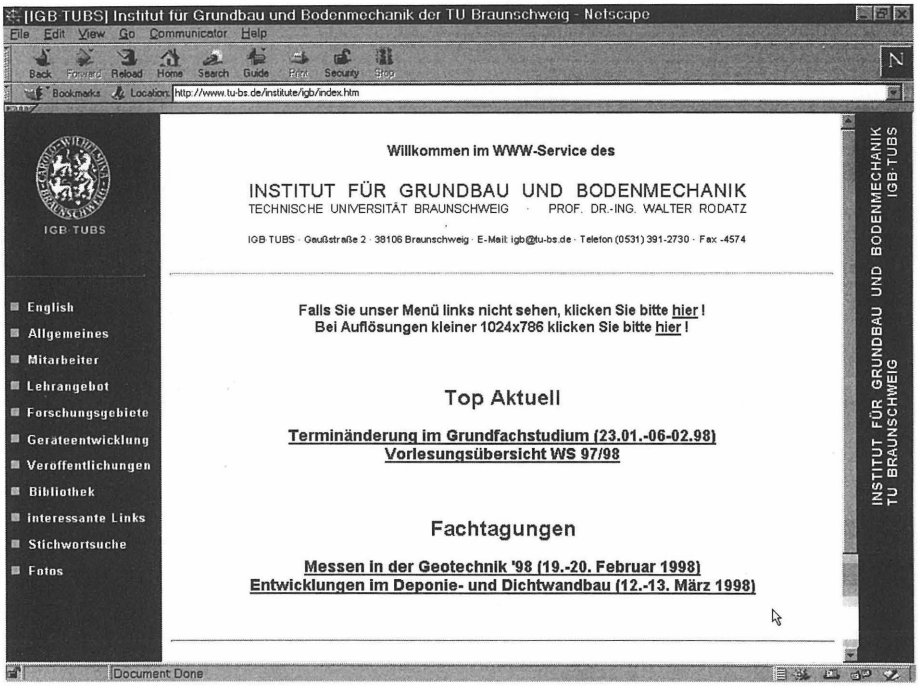
Nr. 46	Hemker, O.	Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994
Nr. 47	Voigt, Th.	Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994
Nr. 48	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	Pfahl-Symposium 1995 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Nr. 49	Kayser, J.	Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995
Nr. 50	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. Vittinghoff, T.	Messen in der Geotechnik '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 Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996
Nr. 53	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	Pfahl-Symposium '97 Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
Nr. 54	Horst, M.	Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997
Nr. 55	Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O.	Messen in der Geotechnik '98 Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998

IGB·TUBS

Nr. 56	Rodatz, W. Bachmann, M. Rosenberg, M.	Deponieseminar '98 Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

* = vergriffen

Das IGB·TUBS im Internet



Im WWW bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse der bisher erschienen Tagungsbände und Dissertationen sowie aller 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 unseren deutschsprachigen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

Unsere URL: http://www.tu-bs.de/institute/igb/index.htm