# Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen

Vom Fachbereich für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig

> zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

> > genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Jörg Gattermann aus Braunschweig

Eingereicht am	: 10.07.1998
Mündliche Prüfung am	: 02.10.1998
Vorsitzender	: Prof. DrIng. U. Drewes
Prüfer	: Prof. DrIng. H. Oumeraci
Berichterstatter	: Prof. DrIng. W. Niemeier
Berichterstatter	: Prof. DrIng. W. Rodatz

#### **VORWORT DES AUTORS**

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wiss. Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.

Ziel der Arbeit war es, das Spannungs-Verformungs-Verhalten unterschiedlicher Kaimauerkonstruktionen in Abhängigkeit von der Konstruktion und dem Einfluß des Tidewechsels im Hamburger Hafen in situ zu erfassen und zu beurteilen.

Die Bearbeitung des Meßprogrammes '10. Liegeplatz Burchardkai' habe ich der mangelnden Zeit meiner ehemaligen Kollegen Dr.-Ing. Michael Hartung und Dr.-Ing. Georg Maybaum, bedingt durch den Fortschritt ihrer eigenen Dissertationen, zu verdanken. Hierfür und für ihre fruchtbaren Anregungen und Hilfestellungen sowie die andauernden Freundschaften möchte ich mich herzlich bedanken.

Die Installation der Meßgeräte und die Durchführung der zahlreichen Messungen wäre ohne die Hilfe der technischen Angestellten und wissenschaftlichen Hilfskräfte nicht realisierbar gewesen. Ich danke Herrn Eckhard Feistel für sein handwerkliches Geschick beim Bau der filigranen Meßgeber für den Versuchsstand, Herrn Henning Lührig für die hochwertige Applikation der Dehnungsmeßstreifen sowie diversen Hilfestellungen, bei meinen Versuchen der Elektronik Herr zu werden, sowie Herrn Uwe Zeemann.

Bei meinen wissenschaftlichen Hilfskräften möchte ich mich besonders herzlich bedanken. Ohne ihre Hilfe bei der Beschaffung der Literatur, der Durchführung der Messungen (bei Wind und Wetter!) und der Auswertung der Daten sowie die zahllosen fruchtbaren Gespräche, die auch oft über die tägliche Arbeit hinausgingen, wäre dem Projekt sicherlich weniger Erfolg beschieden gewesen. Da für mich alle gleich wertvoll waren, möchte ich sie hier in alphabetischer Reihenfolge nennen: Tonia Grosse, Eva Hanel, Georg Jürgens, Andreas Koall, Kathrin Mihm, Roland Müller und Alexandra Weidle.

Meinem Kollegen Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Marte vom Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, der zeitgleich über eine verwandte Thematik seine Dissertation geschrieben hat, möchte ich für die fruchtbaren Diskussionen ganz herzlich danken.

Für die Beauftragung der Untersuchungen sowie die Bereitstellung weiterer Meßdaten und ergänzender Informationen danke ich dem Amt für Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg.

Mein Dank gilt weiterhin den Mitgliedern der Prüfungskommission, Herrn Prof. Dr.-Ing. Uwe Drewes für den Vorsitz, Herrn Prof. Dr.-Ing. Hocine Oumeraci als Prüfer und speziell dem Berichter Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Niemeier für seine engagierte Mitwirkung.

Abschließend gilt mein besonderer Dank meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz. Er hat mir seit meiner Zugehörigkeit zum Institut stets die zum wissenschaftlichen Arbeiten erforderlichen Freiräume gewährt und stand mir jederzeit mit zahlreichen konstruktiven und stets freundschaftlichen Anregungen und Korrekturen zur Seite.

Der letzte und herzlichste Dank gebührt meiner lieben Frau Cordula, die eine Vielzahl von Stunden gemeinsamer Zeit dieser Arbeit geopfert hat. Für Geduld, für Unterstützung, für Ansporn ... vielen lieben Dank.

Inhaltsverzeichnis Seite				
1 E	Einleitung	1		
1.1	Allgemeines	1		
1.2	Veranlassung und Ziel dieser Arbeit	6		
1.3	Aufbau der Arbeit	8		
2 E	Einwirkung und Bestimmung des Erd- und Wasserdrucks auf Kaimauern	9		
2.1	Allgemeines	9		
2.2	Einwirkungen nach DIN 1054	9		
2.2.1	Lasten	9		
2.2.2	Lastfälle	10		
2.3	Bestimmung des Erd- und Wasserdrucks	11		
2.3.1	Analytische Berechnungen	11		
2.3.2	Numerische Berechnungen	12		
2.3.3	Messungen	12		
3 E	Ermittlung von Bauwerksbewegungen und -verformungen	13		
3.1	Allgemeines	13		
3.2	Deformationsmessung	15		
3.2.1	Klassifizierung von Deformationen	17		
3.3	Deformationsuntersuchungen - Kriterien zur Erstellung von Meßkonzepten	18		
3.3.1	Allgemeines	18		
3.3.2	Größenordnung der zu erwartenden Bewegungen	18		
3.3.3	Deformationsbereich	18		
3.3.4	Frequenz, Verlauf und Ort der Bewegungen	19		
3.3.5	Auswertung von Deformationsmessungen	20		
3.4	Inklinometermeßverfahren	21		
3.5	Genauigkeit von Inklinometermessungen	23		
3.6	Versuchsstand zur Überprüfung der Meßgenauigkeit von Inklinometermessungen	24		
3.6.1	Versuchsaufbau	25		
3.6.2	Meßrohre	26		
3.6.3	Meßreihen	29		
3.6.4	Auswertung und Ergebnisse	30		
3.7	Bedeutung der genauen Verformungsermittlung am Beispiel Predöhlkai	35		

I

4	Meßprogramm 10. Liegeplatz Burchardkai	45
4.1	Beschreibung der Baumaßnahme	45
4.2	Baugrund	46
4.3	Hydrogeologische Verhältnisse	46
4.4	Ausgeführte Konstruktion	46
4.5	Meßkonzept	48
4.5.1	Allgemeines	48
4.5.2	Meßquerschnitte	49
4.6	Installierte Meßwertgeber	52
4.6.1	Spannungsgeber	52
4.6.1.	1 Allgemeines	52
4.6.1.2	2 Spannungsgeber hinter der Wand	53
4.6.1.3	3 Spannungsgeber unterhalb der Kaiplatte	57
4.6.1.4	4 Hafenwasserpegel	57
4.6.2	Inklinometer	57
4.6.3	Ankerkraftermittlung mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen (DMS)	58
4.6.3.	1 Allgemeines	58
4.6.3.2	2 Wheatstone'sche Brückenschaltung	58
4.6.3.3	3 Temperaturkompensation der DMS	59
4.6.3.4	4 Einflüsse auf die Meßergebnisse	59
4.6.3.	5 Spannungsermittlung aus gemessenen Dehnungen	61
4.6.3.6	6 Installiertes Meßsystem	61
4.7	Meßwerterfassung	63
4.8	Meßdatenreduzierung	65
4.9	Auswertung der Messungen	67
4.9.1	Spannungsgeber	67
4.9.1.	1 Wasserdruckmessungen	68
4.9.1.2	2 Belastung auf die Wand	74
4.9.2	Verformungen	80
4.9.2.	1 Inklinometermessungen	80
4.9.3	Rückrechnung des Momentenverlaufs aus der gemessenen Biegelinie	84
4.9.3.	1 Rückrechnung mit Polynom 6. Grades	85
4.9.3.2	2 Rückrechnung mit abschnittsweiser nichtlinearer Regression	89
4.9.3.3	3 Rückrechnung mit nichtlinearer Regression aus Polynom 8. Grades mit Extrapolation der Intervallränder	92
4.9.3.4	4 Vergleich mit den Bemessungsmomenten	96
4.9.4	Ankerkräfte	99
4.10	Zusammenfassung der Meßergebnisse und Berechnungen	100

5	Pegelganglinien hinter Kaimauern infolge des Tideeinflusses	101
5.1	Grundlagen	101
5.2	Theoretische Pegelganglinien	105
5.3	Pegelmessungen an unterschiedlichen Kaimauern im Hamburger Hafen	107
5.4	Luftpolster im Boden	111
5.4.1	Laborversuch	112
6	Versuchsstand	116
6.1	Allgemeines	116
6.2	Bestimmung der Modellparameter	117
6.3	Gewählte Materialien und Querschnittswerte	120
6.3.1	Modellspundwand	120
6.3.2	Modellsand	120
6.4	Einbaumaßnahmen	122
6.4.1	Einbau des Modellsandes	122
6.4.2	Anschlüsse der Modellspundwand	122
6.5	Simulation der Tide	123
6.5.1	Tauchkörpermethode	123
6.5.2	Pumpmethode	124
6.5.3	Verwendete Pumpe	124
6.6	Versuchsaufbau	125
6.6.1	Erstellung des Versuchsstandes	125
6.7	Meßgeber des Versuchsstandes	129
6.7.1	Allgemeines	129
6.7.2	Porenwasserdruckgeber (PWD)	129
6.7.3	Erddruckgeber (EDKH, EDKV)	130
6.7.4	Kalibrierung der Spannungsaufnehmer	130
6.7.5	Dehnungsmeßstreifen (DMS)	131
6.7.6	Wegaufnehmer	133
6.8	Meßwerterfassung	134
6.9	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	134
7	Zusammenfassung	138

8 Literaturverzeichnis 140

9 Synopsis	151
9.1 Introduction	151
9.2 Precision of Inclinometer measurements	152
9.2.1 Test track for the confirmation of the measuring precision of inclinometer measurements	152
9.2.2 Test series	153
9.2.3 Results	154
9.3 Measuring program '10 <sup>th</sup> Berth Burchardkai'	155
9.3.1 Project Description	155
9.3.2 Ground	155
9.3.3 Build construction	156
9.3.4 Measurement concept	157
9.3.4.1 General	157
9.3.4.2 Measurement cross sections	158
9.3.4.3 Installed measurement instruments	158
9.3.4.3.1 Pressure cells and piezometers	158
9.3.4.3.2 Inclinometer	159
9.3.4.4 Evaluation of the measurements	160
9.3.4.4.1 Pressure cells and piezometers	160
9.3.4.4.2 Water pressure measurements	160
9.3.4.4.3 Load on the wall	161
9.3.4.4.4 Distortion measurements	162
9.3.5 Summary of the measuring results and calculations	164
9.4 Theory of waterlevels	164
9.5 Air cushions in the ground	166
9.6 Test site	169
9.6.1 Description	169
9.6.2 Tests and results	172
10 Anlagen	176

с	Wasserdampfkonzentration
D <sub>B</sub>	Diffusionskoeffizient
E	Elastizitätsmodul
Es	Steifemodul
е	Porenzahl
<b>e</b> <sub>ah</sub>	horizontale Komponente des aktiven Erddrucks
<b>e</b> <sub>0</sub>	Erdruhedruck
Δh	Höhendifferenz
γ	Feuchtraumwichte
$\gamma'$	Feuchtraumwichte unter Auftrieb
γw	Wichte des Wassers
ly	Flächenmoment 2. Grades
η	Sicherheit
MR	Meßreihe
MS	Meßstelle
φ	Winkel der inneren Reibung
μ	Querdehnzahl
q	Durchfluß
$\sigma_{tot}$	totale Spannung
$\sigma_{\text{eff}}$	effektive Spannung
τ	Schubspannung
u	neutrale Spannung
$\Psi_{w}$	Gesamtpotential des Bodenwassers
$\Psi_{\text{g,w}}$	Gravitationspotential
$\Psi_{m}$	Matrixpotential
$\Psi_{ m p}$	Druckpotential
$\Psi_{o}$	osmotisches Potential
$\Psi_{\Omega}$	Auflastpotential
х	Diffusionsstrecke
Thw	Tidehochwasser
Tnw	Tideniedrigwasser
HHThw	Überhaupt bekannter höchster Hochwasserstand

# Erklärung der verwendeten Formelzeichen

# 1 Einleitung

#### 1.1 Allgemeines

SCHMIDT [1993] beschreibt den Begriff 'Kaimauer' als einen künstlichen, massiv gebauten Geländesprung zwischen schiffstiefem Wasser und trockenem Gelände. Die Aufgabe einer Kaimauer bestehe darin, als Basis für einen schnellen und sicheren Warenaustausch zwischen Schiff und Land zu fungieren. Die Kaimauer hat demnach keinerlei Selbstzweck, sondern ist ausschließlich nach den vorgegebenen Randbedingungen, sowohl der Land- wie der Wasserseite, wirtschaftlich, unterhaltungsarm und dauerhaft standsicher zu konstruieren. Sie hat landseitig die Aufgabe, eine standsichere, trockene und ebene Verkehrsfläche für die Umschlagund Transportgeräte bereitzuhalten, eventuell ergänzt durch Schienen für besondere Geräte, wie z. B. Krane oder Containerverladebrücken. Wasserseitig soll sie den Schiffen einen sicheren Liegeplatz vorhalten, wobei örtliche Bedingungen wie Tide, Strömung und Sturm ebenso zu berücksichtigen sind wie die schiffseigenen Belastungen aus dem An- und Ablegen, Verhohlen und Festmachen.

Seit Menschengedenken wird mit Hilfe der Schiffahrt Handel getrieben, und genauso lange gibt es die Suche nach geeigneten Liegeplätzen für die Schiffe. Waren ursprünglich Naturhäfen ausreichend, so wurden schon im Altertum erfolgreich künstliche Molen und Anlegeplätze in Form von Schwergewichtsmauern hergestellt. Die Weiterentwicklung hat sich bis zu den heute gebräuchlichen Kaimauern fortgesetzt. Dabei mußten sowohl die steigenden wasserseitigen Ansprüche, größer werdende Schiffe und dazugehörende größere Wassertiefen, als auch die steigenden landseitigen Ansprüche, höhere Lasten des Transportgutes und eine damit verbundene Vergrößerung der Umschlaggeräte, berücksichtigt werden. Die erforderlichen Anpassungen wurden durch die parallel verlaufende Weiterentwicklung in der Bautechnik ermöglicht, sowohl Baustoffe und Geräte als auch theoretische Erkenntnisse betreffend. Über lange Zeiträume bestanden diese Anpassungen lediglich in der Vergrößerung der Abmessungen und einer entsprechend stärkeren Dimensionierung.

In der heutigen Zeit entstehen durch neuartige oder weiterentwickelte Bauweisen neuartige Kaimauerquerschnitte. Als Beispiele seien die Einführung der Stahlbetonbauweise, die neue Überbaukonstruktionen hervorrief, die Übernahme von Biegeelementen aus Stahl, mit der die Spundwandbauweise eingeführt wurde, sowie das Aufkommen hoch auslastbarer, stark geneigter Schrägzugpfähle, das die Ablösung der Schwergewichtsmauern zur Folge hatte, genannt. Als Beispiele für neuartige Bauverfahren seien das Vibrieren, das Bohren sowie der Einsatz der Schlitzwandtechnologie erwähnt, die durch eine Berücksichtigung des Umweltschutzes und der oft schwierigen Bodenverhältnisse das traditionelle Rammverfahren zu verdrängen scheinen.

Seit Beginn des Containerverkehrs Ende der sechziger Jahre hat sich dieser Schifffahrtszweig stürmisch entwickelt. Ein Ende der weiterhin steigenden Zuwachsraten ist noch nicht erkennbar. Im aktuellen Hafenentwicklungsplan der Freien und Hansestadt Hamburg von 1997 wird die Prognose von 1989 als deutlich zu vorsichtig eingestuft. Sensitivitätsbetrachtungen auf Basis der Umschlagsergebnisse von 1993/94 führten zu einer Neubewertung. Danach muß im Jahr 2000 mit einem Containerumschlag von rd. 4,0 Mio. TEU (20 Fuß-Standardcontainer) gerech-

net werden. Die weitere voraussehbare Entwicklung wird besonders stark beeinflußt durch den hohen Anteil von Verkehrsbeziehungen Hamburgs mit den dynamischen Wirtschaftsregionen in Fernost. Die Wirtschaftsbehörde rechnet für das Jahr 2005 mit einem Container-Umschlagsvolumen von rd. 5,0 Mio. TEU, für das Jahr 2010 werden etwa 5,5 Mio. TEU angenommen (Bild 1).



Bild 1: Containerumschlag im Hamburger Hafen 1980-1995 und Umschlagprognosen bis 2010 [WIRTSCHAFTSBEHÖRDE HAMBURG, 1997]

In Abhängigkeit von der zuvor beschriebenen Zunahme im Containerumschlag setzte auch eine Vergrößerung der Schiffseinheiten ein. Bild 2 zeigt die Entwicklung der Schiffsgrößen von der 1. bis zur 5. Schiffsgeneration. Die Schiffe der 5. Generation werden auch als Post-Panmax-Schiffe bezeichnet, weil sie aufgrund ihrer Breite nicht mehr durch die Schleusen des Panama-kanals (Breite = 32,50 m) fahren können. Im Salzwasser haben diese Großcontainerschiffe einen Tiefgang von ca. 13,50 m, im weniger tragfähigen Süßwasser der Elbe sogar von 13,80 m.

Der schnelle technische Fortschritt der letzten Jahrzehnte hat im Schiffsbau zu vergrößerten Abmessungen bei Länge, Breite und Tiefgang, zu erhöhten Maschinenleistungen und damit verbundenen Geschwindigkeitserhöhungen und vor allem zu neu entwickelten schiffseigenen Manövrierhilfen geführt. Sowohl die Querstrahlruder, im Bug des Schiffes angeordnet auch Bugstrahlruder genannt, als auch die erhöhten Maschinenleistungen an den Schrauben führen zu Belastungen der Hafensohle und daraus resultierend auf die Wand.

Derzeit haben die größten Schiffe der Post-Panmax-Klasse eine Länge von 347 m, eine Breite von 43 m und ein Fassungsvermögen von ca. 6.400 TEU [Hafen Hamburg, 1998].



Bild 2: Entwicklung der Schiffsgenerationen [WIRTSCHAFTSBEHÖRDE HAMBURG, 1997]

Auf der Wasserseite der Spundwand geht es nur unwesentlich um Belastungen (Eisdruck, Wellenschlag, Anlegedruck von Schiffen), sondern hauptsächlich um die negative Beeinflussung des stützenden Bodens an der Hafensohle. Durch die starke Wasserstrahlung der Schiffsschrauben kommt es zu Ausspülungen an der Hafensohle, einem sogenannten Kolk. Durch das Fortspülen des stützenden Erdkörpers am Kaimauerfuß kann die Standsicherheit so erheblich beeinträchtigt werden, daß Einstürze die Folge sein können.

Nach SCHMIDT [1993] hat der stützende Boden vor dem Fuß der Kaimauer eine statisch entscheidende Bedeutung, weil er das untere der beiden horizontalen Kaimauerauflager bildet. Das obere Horizontallager besteht aus einer konstruktiven Verankerung. Die Einbindetiefe der Spundwand in den Boden wird statisch so gewählt, daß sich der erforderliche passive Erddruck im Boden in ausreichender Größe bilden kann. Kleinere Kolke können in der Regel mit örtlich begrenzten Spannungsüberschreitungen in den Bauteilen und einem großräumigen, dreidimensionalen Lastabtrag ausgeglichen werden. Durch stärkere Strahleinwirkung der Containerschiffe erzeugte größere Kolke könnten jedoch eventuell von den derzeitigen Kaikonstruktionen nicht mehr ohne nachteiligen Einfluß auf die Standsicherheit aufgenommen werden. Die Empfehlung des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen', Häfen und Wasserstraßen [EAU, Kap. E 83, 1996] gibt allgemeine Berechnungsmethoden zur Kolkbildung sowie zur Kolksicherung. RÖMISCH [1993] sowie DREWES et al. [1995] führten Modellversuche zur Ermittlung von Erosionerscheinungen und zum Kolkschutz unter anderem am 10. Liegeplatz des Containerterminals Burchardkai durch. LAUMANNS u. GLIMM [1997] beschreiben Untersuchungsergebnisse von wasserseitigen Drucksondierungen an weiteren Kaimauern im Hamburger Hafen und stellen fest, daß ge-genüber entsprechenden Landsondierungen deutlich geringere Lagerungsdichten im Bereich der oberen Sandschicht vorhanden sind.

Auf der Landseite wird die Belastung der durch die wechselnden Wasserstände in der Elbe infolge der Tide nicht nur vom Erddruck sowie eventueller Einwirkungen konstruktiver Bauteile, sondern besonders auch von den instationären Wasserdruckverhältnissen vor und hinter der Wand geprägt. Für diese Schwankungen werden von der WIRTSCHAFTSBEHÖRDE HAMBURG [1997] für das Gewässerkundliche Jahr 1996 (01.11.1995 - 31.10.1996) und den Pegel Hamburg St. Pauli folgende Mittelwerte angegeben:

- mittlerer Tidehub der Elbe: 3,52 m
- mittlere Tidedauer der Elbe: 6,5 Std. (HW  $\rightarrow$  NW) 5,5 Std. (NW  $\rightarrow$  HW)
- mittlere Steig- bzw. Sinkgeschwindigkeit der Elbe: 1 cm pro Minute
- die Steig- bzw. Sinkgeschwindigkeit der Elbe bei Tidewechsel geht gegen Null.

Die Kenntnis der Wasserdruckverhältnisse ist sehr wichtig, da sie bei der Dimensionierung der Kaimauerkonstruktion neben der Belastung aus Erddruck einen großen Einfluß hat. Bei der Berechnung der Wand wird ein Wasserüberdruck hinter der Wand von 3,0 m Wassersäule (entspricht 30 kN/m<sup>2</sup>) laut EAU und den Anlagen zum Leistungsverzeichnis "Uferbauwerke" vom Amt für Strom- und Hafenbau angesetzt [BRÜCKNER, 1996]. Bild 3 beschreibt allgemein die statischen Einflußparameter auf eine Kaimauerkonstruktion.

Bild 4 zeigt die verschiedenen Wasserüberdrücke, die als zusätzliche Last auf eine Kaimauer einwirken können. Wasserüberdruck auf der Wasserseite (Fall 1) ist als positiv für das Gesamttragverhalten der Konstruktion anzusehen. In Fall 2 ist der normale Wasserüberdruck auf der Landseite skizziert, der in der Regel sehr viel kleiner ist als die angenommenen 3,0 m. Die Extrembelastung auf die Wand infolge Wasserüberdruck aus Überflutung ist in Fall 3 dargestellt.



Bild 3: Statische Einflußparameter auf eine Kaimauerkonstruktion [nach BRÜCKNER, 1996]

Die Kaimauerkonstruktion wird bei einem HHThw (= NN +6,45m (03.11.1976) Pegel Hamburg -St. Pauli) überflutet. Durch anschließend ablaufendes Wasser ergibt sich der dargestellte hohe Wasserüberdruck, für den die Kaimauern in der Regel nicht bemessen wurden. Dieser Extrembelastung versucht man durch den Einbau von sogenannten Entwässerungsklappen in der Wand, durch Drainagesysteme oder durch neuartige Kaimauerkonstruktionen mit freier Unterwasserböschung zu begegnen.



Bild 4: Unterschiedliche Wasserüberdrücke auf eine Kaimauer

# 1.2 Veranlassung und Ziel dieser Arbeit

Die Überprüfung der in der Einleitung beschriebenen geforderten Standsicherheit von Kaimauern war Anlaß für die Durchführung mehrerer Meßprogramme zur Bestimmung der Spannungsund Verformungsentwicklung des Kontinuums aus Boden und Bauwerk an unterschiedlichen Kaimauern im Hamburger Hafen. Diese Untersuchungen sollen ermöglichen, den Ausnutzungsgrad und damit die rechnerische Sicherheit möglichst aller Einzelbauteile im Gebrauchszustand quantifizieren zu können. Bild 5 gibt einen Überblick über die Standorte der untersuchten Kaimauerkonstruktionen im Hamburger Hafen.



Bild 5: Lageplan der vom IGB-TUBS untersuchten Kaimauerkonstruktionen im Hamburger Hafen [nach MURUSZACH et al., 1997]

Beschreibungen und Veranlassungen der im obigen Bild untersuchten Kaimauerneubauten finden sich in DÜCKER [1993, 1994], DÜCKER et al. [1996], GATTERMANN et al. [1997], HEIL et al. [1998], MILLER [1995], MURUSZACH [1997], MURUSZACH et al. [1997], SCHEELE [1997] und SCHMIDT [1992].

Die im Hamburger Hafen üblichen Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden für Kaimauern beruhen auf Erfahrungen mit Spundwandkonstruktionen. BINNEWIES u. FABRICIUS [1992] geben Hinweise zur zukünftigen Konstruktion und Berechnung von Kaimauern. Zur Klärung der Frage, ob diese Annahmen und Berechnungsmethoden der Spundwandkonstruktion auch auf in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauern angewendet werden dürfen, beschreibt MAYBAUM [1996b] die Ergebnisse der Messungen sowie der sich anschließenden Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente des Meßprogrammes O'Swaldkai, dessen Ziel es war, die Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer zu ermitteln. Aufgrund weiteren Untersuchungsbedarfs an in Schlitzen eingestellten Spundwänden wurden aufbauend auf den Erkenntnissen von MAYBAUM [1996b] vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) ein weiteres geotechnisches Meßprogramm am Neubau des 10. Liegeplatzes des Containerterminals Burchardkai sowie Verformungsmessungen an anderen unterschiedlichen Kaimauersystemen im Hamburger Hafen durchgeführt.

Über die Konzeptionierung dieser Meßprogramme, ihre Modifizierungen und die Auswertungen soll in dieser Arbeit berichtet werden.

Da sich die Ergebnisse dieser Untersuchungen alle auf in situ gewonnene Meßwerte stützen, ist die Beurteilung dieser Meßwerte hinsichtlich Qualität und Genauigkeit von größter Bedeutung. Im Rahmen dieser Arbeit werden Qualitätskriterien zur Beurteilung der Daten der durchgeführten Meßvorgänge angegeben.

Anhand der durchgeführten Messungen wird aufgezeigt, daß die ermittelten Wasserdruckverhältnisse hinter den Kaimauerwänden einen positiven Einfluß auf die Gesamtbelastung der Wand haben. Jedoch wird gleichzeitig festgestellt, daß sie nicht den theoretischen Annahmen folgen und ihr Verhalten bisher unerklärlich ist. In dieser Arbeit wird eine mögliche Erklärung zum Verhalten der Wasserdruckverhältnisse hinter Kaimauern im Hamburger Hafen gegeben.

# 1.3 Aufbau der Arbeit

Im ersten Teil dieser Arbeit wird ein Überblick über die verschiedenen Verfahren zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhalten einer Kaimauerkonstruktion in einem Tidehafen gegeben.

Im zweiten Teil werden Verformungsmessungen an Grundbauwerken und deren Qualität beschrieben. Dazu zählen die Ergebnisse eines durchgeführten Großversuches zur Genauigkeitsbetrachtung von Inklinometermessungen sowie die Untersuchung und Modifizierung der mathematischen Zusammenhänge zur Rückrechnung der Verformung in eine Belastung.

Im Hauptteil werden die Konzeptionierung, die Durchführung und die Ergebnisse des Meßprogrammes '10. Liegeplatz Burchardkai-Terminal' dargestellt und interpretiert.

Als ein Ergebnis dieses Meßprogrammes sowie weiterer Untersuchungen an verschiedenen Kaimauern im Hamburger Hafen wird die Problemstellung des ermittelten 'Gleichlaufens' der Pegelganglinien des Hafenpegels und der verschiedenen Pegel hinter der Kaimauer näher betrachtet. Dieses Gleichlaufen hat, wie in den Ausführungen gezeigt wird, einen positiven Einfluß auf die Gesamtbelastung der Wand. Die Ursachen dieses Phänomens sind jedoch ungeklärt.

Zur Klärung dieses Verhaltens von Wasserdrücken hinter der Wand wurde ein Modellversuchsstand im Labor des IGB-TUBS aufgebaut. Über die Konzeptionierung, Durchführung und Ergebnisse dieses Versuches wird im letzten Teil dieser Arbeit berichtet. Abschließend werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammenfassend dargestellt.

# 2 Einwirkung und Bestimmung des Erd- und Wasserdrucks auf Kaimauern

#### 2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel sollen kurz die Begriffserklärungen, der den untersuchten Bauwerken zugrunde liegenden Einwirkungen nach der zur Zeit der Bauausführung gültigen Norm, sowie die verschiedenen Möglichkeiten der Bestimmung der auf die Bauwerke einwirkenden Belastungen beschrieben werden.

# 2.2 Einwirkungen nach DIN 1054

# 2.2.1 Lasten

Der Baugrund und die Grundbauwerke werden durch ständige Lasten, zusätzlichen Verkehrslasten sowie durch außergewöhnliche Lasten beansprucht. Die drei Lastgruppen bilden in Kombination miteinander die zu untersuchenden Lastfälle. Dazu werden vorab diese drei Lastgruppen genauer erläutert.

#### • Ständige Lasten

Ständige Lasten sind z.B. die Eigenlast des Bauwerkes, ständig wirkende Erddrücke, Erdlasten und Wasserdrücke (auch Strömungsdruck aus Grundwassergefälle).

#### Verkehrslasten

Unter Verkehrslasten werden Lasten verstanden, die nur zeitweilig wirken. Dazu gehören nach DIN 1055 Blatt 3 und DIN 1072 auch wechselnde Erdund Wasserdrücke sowie Eisdruck.

#### Außergewöhnliche Lasten

Unter außergewöhnlichen (außerplanmäßigen) Lasten versteht man Lasten, die durch den Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen, durch Unfälle, Erdbeben o.ä. hervorgerufen werden. Diese Lasten müssen im allgemeinen besonders vereinbart werden.

Lasten, die durch Veränderungen der Umgebung des Bauwerkes auftreten, sind in Abhängigkeit von ihrer Dauer den ständigen Lasten oder den Verkehrslasten zuzuordnen. Als Beispiel für derartige Veränderungen sind Baumaßnahmen, Grundwasserabsenkungen oder auch Belastungsänderungen zu nennen. Im Grundbau werden Lastfälle nach folgenden zwei Kriterien unterschieden:

- nach der Dauer der Einwirkung einer Last und
- nach der Häufigkeit ihres Auftretens.

Bei der Einteilung der Lasten nach DIN 1054 werden differenzierte Sicherheitsfaktoren zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Last in voller Größe, der Einwirkung und ihrer Häufigkeit angesetzt.

Die Dauer der Einwirkungen bestimmt die Größe der Verformung maßgeblich. Bei Setzungen haben beispielsweise kurzzeitig einwirkende Lasten praktisch keinen Einfluß auf die Größe der Setzungen und können beim Ansatz der Lasten daher vernachlässigt werden. Beim Grundbruch dagegen müssen stets alle Lasten, auch wenn sie nur von sehr kurzer Dauer sind, angesetzt werden, weil die größte Scherbeanspruchung zum Zeitpunkt der maximalen Belastung auftritt.

# 2.2.2 Lastfälle

Die DIN 1054 unterscheidet in Abhängigkeit von der Einwirkungskombination drei Lastfälle:

• Lastfall 1

Ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten (auch Wind).

#### Lastfall 2

Außer den Lasten des Lastfalls 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten; Belastungen, die nur während der Bauzeit auftreten, unter der Voraussetzung, daß sich diese Belastungen nicht auf den Endzustand auswirken.

#### • Lastfall 3

Außer den Lasten des Lastfalls 2 gleichzeitig mögliche, außergewöhnliche Lasten.

# 2.3 Bestimmung des Erd- und Wasserdrucks

Die Bestimmung der Spannungen aus Erd- und Wasserdrücken auf Kaimauern kann analytisch, numerisch und aufgrund von in situ Messungen ermittelt werden.

Bei der eigentlichen statischen Berechnung mit anschließender Bemessung ist darauf zu achten, daß es im Grund- und Wasserbau viel mehr auf

- zutreffende Bodenaufschlüsse,
- Scherparameter,
- Lastansätze,
- hydrodynamische Einflüsse,
- nichtkonsolidierte Zustände,
- ein günstiges Tragsystem,
- und ein wirklichkeitsnahes Rechensystem

als auf eine übertrieben genaue zahlenmäßige Berechnung ankommt [EAU, 1996].

#### 2.3.1 Analytische Berechnungen

Die Ermittlung der auf eine Kaimauer einwirkenden Lasten beruht üblicherweise auf einer analytischen Berechnung, die sich auf die Bodenkennwerte Reibungswinkel ( $\phi$ ) und Kohäsion (c) stützt. COULOMB veröffentlichte 1773 erste theoretische Ansätze, auf deren Grundlage auch die heutigen Berechnungen noch beruhen.

Der aktuelle Ablauf der Berechnung sowie die dabei einzuhaltenden Randbedingungen sind in den Empfehlungen der EAU von 1990 und 1996 beschrieben. Für Bauwerke in der Freien und Hansestadt Hamburg werden darüber hinaus die allgemeinen Berechnungsvorschriften durch Musterblätter des Amtes für Strom- und Hafenbau im Detail ergänzt und erläutert.

MAYBAUM [1996b] beschreibt detailliert die Zusammenhänge, die sich bei der Erddruckermittlung unter Berücksichtigung der Dehnungsbeanspruchung des Bodens sowie des Verformungsverhaltens der Kaimauerkonstruktion ergeben.

# 2.3.2 Numerische Berechnungen

Numerische Berechnungen sind im Grundbau aufgrund ihrer Komplexität nur mit sehr großem Aufwand durchzuführen. Es müssen alle für die Interaktion Boden-Bauwerk relevanten Größen bekannt sein. Damit kann im einfachsten Fall eine linear elastische Berechnung durchgeführt werden.

Auf eine weiterreichende Beschreibung der numerischen Berechnungen wird an dieser Stelle verzichtet, da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf der Meßtechnik in bezug zur analytischen Berechnung liegt. Zur weiteren Vertiefung sei auf die Empfehlungen des "Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik" (EAN) hingewiesen. Diese Empfehlungen enthalten die wesentlichsten Anforderungen an ein FE-Strukturmodell, Angaben zur Abbildung der Geometrie, zur Diskretisierung, zur Simulation von Primärspannungs- und Bauzuständen sowie zur Wahl verschiedener Stoffgesetze.

# 2.3.3 Messungen

Messungen an Kaimauern beschränkten sich in der Vergangenheit zum großen Teil auf die Registrierung der Wandverformung und der Ankerkräfte während der Bau- und in der anschließenden Betriebsphase. Wandverformung und Ankerkraft zählen zu den wichtigsten Parametern bei der Überprüfung der Standsicherheit einer Kaimauer.

Im Hamburger Hafen wurden bislang vielfältige Messungen an Kaimauerkonstruktionen durchgeführt. Beschreibungen der Notwendigkeiten, der Durchführung sowie Ergebnissen von in den vergangenen Jahren durchgeführten Messungen sind in DÜCKER [1993], GATTERMANN [1994, 1996], MAYBAUM [1994, 1996a], RODATZ [1992a, 1992b], RODATZ et al. [1992, 1994a, 1996] und SASS [1990] veröffentlicht worden.

Hinweise zur Auswahl eines zweckdienlichen Meßgerätes zur Bauwerksmessung an Wasserbauwerken finden sich in den 'Vorläufigen Bestimmungen für Vermessungen zur Inspektion von Bauwerken der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, kurz: VBIV genannt, und zukünftig in der Verwaltungsvorschrift VV-WSV-2602 'Bautechnische Messungen' des Bundesministeriums für Verkehr [aus STRAUSS, 1994]. Nachfolgend werden die wichtigsten Meßgeräte und -verfahren zur Bestimmung des Lage-Verformungs-Verhalten von Grundbauwerken, zu denen auch Kaimauerkonstruktionen zählen, beschrieben.

# 3 Ermittlung von Bauwerksbewegungen und -verformungen

# 3.1 Allgemeines

Die meßtechnische Überwachung von Bauwerken während des Baus und nach Fertigstellung durch geeignete Verfahren kann Informationen über Bewegungen und Verformungen liefern sowie Rückschlüsse auf die Belastung bzw. die Qualität der getroffenen Lastannahmen ermöglichen. Dies ist insbesondere bei Grundbauwerken von großer Bedeutung, denn der Baugrund kann in seinen Eigenschaften rechnerisch nicht vollkommen realistisch erfaßt werden, weil er keine standardisierbare Qualität besitzt. Des weiteren ändern sich seine Eigenschaften im Moment des Eingreifens in die herrschenden Verhältnisse (Primärspannungszustand). Die Beobachtung der Baugrund-Bauwerk-Wechselbeziehungen bietet die Möglichkeit, auf derartige Unwägbarkeiten bzw. Eigenschaftsänderungen des Baugrundes zu reagieren und detaillierte Erfahrungen über diese gegenseitige Beeinflussung zu sammeln, um sie in die Planung zukünftiger Bauvorhaben miteinzubeziehen.

Die Durchführung von Bauwerksüberwachungen, die aus den erläuterten Gründen einen immer höheren Stellenwert einnehmen, kann somit die Lebensdauer der Bauwerke verlängern und kostenintensivere spätere Sanierungsmaßnahmen ersparen, da mögliche Schäden rechtzeitig erkannt und durch kostengünstigere frühzeitige Maßnahmen behoben werden können.

Ziele der Überwachungsmessungen sind:

- Frühzeitige Registrierung von geometrischen Veränderungen am Bauwerk, im Baugrund und der Umgebung, die zu Personen- und Sachschäden führen bzw. das Bauwerk in seiner Funktionsfähigkeit einschränken können, damit rechtzeitig Gegen- bzw. Sicherungsmaßnahmen ergriffen werden können.
- Durchführung, Überwachung und Beurteilung von Sanierungs- und Sicherungsmaßnahmen.
- Überprüfung von theoretischen Annahmen über das Bauwerks- und Baugrundverhalten, die eventuell auf bisherigen Erfahrungen basieren, um anhand dieser Studie an der Realität verbesserte und weiterentwickelte Theorien, Berechnungs- und Bemessungsverfahren zu erarbeiten; dazu gehört auch die Überprüfung des Tragverhaltens von Bauwerken und der Lastannahmen sowie die Ermittlung von Baugrundeigenschaften.
- Schaffung von Grundlagen zur Erschließung in geologisch - baugrundmechanisch schwierigen Gebieten für Baumaßnahmen, z.B. steile Böschungen, Rutschhänge, schwierige Gründung.
- Gewährleistung einer wirtschaftlichen und sicheren Bauweise.
- Kontrolle des Auslastungsgrades bestehender Bauwerke, besonders bei Änderungen der Randbedingungen.

Neben den beschriebenen Bauwerksmessungen finden Überwachungsmessungen auch im Rahmen der sogenannten Beobachtungsmethode Anwendung. Die Beobachtungsmethode für geotechnische Bauwerke ist eine Empfehlung im EC 7 und der DIN V 1054-100, die einzusetzen ist, wenn die Sicherheit gegen Bruchzustände oder unzulässig große Verformungen mit Baugrunduntersuchungen und rechnerischen Nachweisen allein nicht zu gewährleisten ist. Dabei werden die üblichen rechnerischen Nachweise durch meßtechnische Kontrollen ergänzt, um kritische Situationen rechtzeitig zu erkennen. Allerdings setzt die Beobachtungsmethode voraus, daß geeignete Gegenmaßnahmen vorzuhalten sind.

Für die Durchführung von Überwachungsmessungen ist es erforderlich, ein optimales Meßkonzept für die jeweilige Situation zu erstellen. Die Meßtechnik sollte 'sinnvoll eingesetzt' und 'zweckmäßig gestaltet' sein [BREYMANN, 1988]. Dies erfordert nicht nur die Kenntnis möglicher Belastungen auf Bauwerke und geeigneter Meßverfahren, sondern auch der gängigen Meßgeräte. Die Entwicklung eines sinnvollen Meßkonzeptes für ein spezielles Problem kann nur erfolgen, wenn ein Vergleich der möglichen Einsatzbereiche, der erzielbaren Genauigkeit sowie der Handhabung der einzelnen Meßgeräte möglich ist.

Den Ausgangspunkt eines jeden Meßvorhabens bildet die klare Formulierung des geotechnischen Problems, zu dessen Lösung die durchzuführenden Messungen beitragen sollen [KOVÁRI u. AMSTAD; 1998]. DUNNICLIFF [1995] formuliert es noch eindringlicher: *Jede Instrumentierung in einem Projekt sollte ausgesucht und plaziert werden, um bei der Beantwortung einer ganz speziellen Fragestellung zu helfen. Gibt es keine Fragestellung sollte auch keine Instrumentierung erfolgen.* 

Problemstellung	
a) Physikalische Größen	
b) Meßprinzip	but
c) Meßinstrumente	ntieru
d) Meßprogramm	rumei
e) Datenverarbeitung	Insti
f) Interpretation der Resultate	
Lösung / Gegenmaßnahme	

Bild 6: Übersicht über die wichtigsten Faktoren zur Planung und Durchführung von in situ Messungen [KOVÁRI u. AMSTAD; 1998]

#### 3.2 Deformationsmessung

Der Begriff 'Deformation eines Bauwerkes' umfaßt zum einen die Verformungen und zum anderen die Bewegungen des gesamten Untersuchungsobjektes gegenüber seiner Umgebung. FLOSS [1994] gibt einen guten Überblick über die vorhandene Meßtechnik zur Überwachung von Tiefbauwerken. Bild 7 beschreibt verschiedene Meßtechniken und dazugehörige Plazierungsmöglichkeiten zur Messung von globalen und relativen Bewegungen und Verformungen eines rutschungsgefährdeten Hanges.



Bild 7: Auswahl meßtechnischer Möglichkeiten zur Bewegung und -verformungsmessung eines Hanges [nach KUNTSCHE, 1996]

Die Aufgabe von Deformationsmessungen besteht darin, die Lage- und Höhenänderung eines Untersuchungsobjektes gegenüber seiner Umgebung und/oder dessen Verformung als Funktion der Zeit zu ermitteln.

Die dafür grundsätzlich erforderliche kontinuierliche Beobachtung des Objekts in jedem Detail ist in vielen Fällen technisch nicht realisierbar oder zu aufwendig im Kosten-Nutzen-Verhältnis und teilweise auch gar nicht erforderlich.

In der Regel wird sowohl räumlich als auch zeitlich eine Diskretisierung vorgenommen. Dabei wird das Objekt durch einzelne repräsentative Punkte ersetzt, deren Koordinaten oder relativen Abstände zu einem Bezugspunkt in bestimmten festgelegten zeitlichen Abständen ermittelt werden.

Sowohl die räumliche Verteilung der Punkte als auch die zeitlichen Abstände der Messungen sind so zu wählen, daß wesentliche Informationsverluste vermieden werden. Man muß also vorab Überlegungen anstellen, welche Punkte des Bauwerks für die Messung relevant sind. Beispielsweise muß berücksichtigt werden, an welchen Stellen bzw. Punkten maximale oder minimale Belastungen und Verformungen auftreten, wo bestimmte Größen der Verformung als kritisch für das Bauwerk oder die Umgebung angesehen werden müssen, wo mögliche Bruchkörper bzw. Gleitflächen entstehen können oder welche Punkte repräsentativ für das Bauwerk sind.

Als ein Beispiel für eine falsche Meßgeräteanordnung sei die Plazierung eines stationären Inklinometers zur Ermittlung einer Baugrubenwandverformung in der Feldmitte der Wand genannt. In der Feldmitte wird zwar die größte Durchbiegung erwartet, die Wandbewegung an dieser Stelle ist jedoch eine translatorische, d.h., die Neigung an dieser Stelle ist gleich Null. Deshalb sollte das Inklinometer an den Orten der größten Neigung eingesetzt werden [FAHLAND, 1997].

Häufig geben die anhand der Belastungsannahmen erstellten statischen Berechnungen Hinweise auf die Lage der Meßpunkte, die dann gleichzeitig die Grundlage für eine Kontrolle der Berechnungen bilden.

Bei der Anlegung der Meßpunkte sollten nachfolgende Aspekte berücksichtigt werden:

- Die Punkte sollen konstruktiv so ausgebildet sein, daß sie den interessierenden Objektbewegungen folgen können und störenden Nebeneinflüssen nicht oder wenig ausgesetzt sind.
- Sie sollen dauerhaft vermarkt und vor störenden bzw. schädlichen Einflüssen wie z. B. Erosion oder Frost bzw. dem Baustellenbetrieb geschützt sein, so daß sie möglichst für die gesamte Lebensdauer des Untersuchungsobjektes verfügbar sind.
- Sie sollen eine Redundanz aufweisen, so daß der Ausfall einzelner Punkte das Untersuchungsziel auch langfristig nicht gefährdet.

# 3.2.1 Klassifizierung von Deformationen

Im allgemeinen sind bei Deformationsmessungen für ein Untersuchungsobjekt sowohl seine Verformungen als auch die Bewegungen gegenüber der Umgebung (Starrkörperverschiebung) zu bestimmen. In Einzelfällen kann auch nur einer dieser beiden Kenngrößen von Interesse sein.

Die Verformungen eines Bauwerkes lassen sich durch folgende Begriffe exakt beschreiben:

# • Dehnung

Relative Längenänderung, gemessen in Richtung bestimmter (konstruktiver) Hauptachsen des Bauwerks. Eine negative Dehnung bezeichnet man als Stauchung. In der Bergschadenkunde spricht man von Zerrung und Pressung.

#### • Scherung

Relative Verschiebung längs einer Grenzfläche.

# • Durchbiegung

Verformung eines Körpers (Stab, Balken, Platte) senkrecht zu einer konstruktiven Hauptrichtung.

• Torsion

Verwindung eines entsprechenden Körpers um eine konstruktive Hauptachse.

Die Starrkörperbewegungen eines Objektes oder von bestimmten Objektteilen werden allgemein durch nachfolgende Größen beschrieben:

#### Verschiebung

Bewegung in einer bestimmten Richtung.

# Verdrehung

Rotation um eine bestimmte Achse.

Diese Starrkörperbewegungen können grundsätzlich in beliebigen Richtungen und um beliebige Achsen gemessen werden. Bewegungen, die in Lotrichtung auftreten, werden in der Geotechnik einheitlich wie folgt definiert:

# Senkung

Vertikalbewegung als Folge eines Massenentzuges im Untergrund (z.B. Bergbau).

Setzung

Vertikalbewegung als Folge von Belastungsänderungen, von Erschütterungen oder auch von Änderungen des Grundwasserstandes (Gegensatz: Hebung).

#### Schiefstellung

Ungleichmäßige Senkung oder Setzung eines starren Baukörpers.

# 3.3 Deformationsuntersuchungen -Kriterien zur Erstellung von Meßkonzepten

#### 3.3.1 Allgemeines

Messungen und ihre Auswertung sind sorgfältig zu planen, da sie oft hohe Kosten verursachen. Die Auswahl von geeigneten Meß- und Überwachungssystemen erfolgt projektbezogen. Bei einem hohen geotechnischen Risiko, das heißt einem erhöhten Risiko, daß ein Schaden entstehen könnte, oder bei größerer Gefahr im Falle eines Schadens, sind auch höhere Aufwendungen für Meß- und Überwachungsaufgaben vertretbar. Das Kosten-Nutzen-Verhältnis sollte gewahrt bleiben.

Vor der Durchführung der ersten Messungen oder der ersten Punktvermarkung im Rahmen einer Verformungsuntersuchung oder Überwachungsmaßnahme müssen einige Vorinformationen gewonnen werden, um ein optimales Meßkonzept zu erstellen. Dafür ist es erforderlich, vor Meßbeginn eine qualitative Vorstellung über das Deformationsverhalten des zu untersuchenden Objektes zu entwickeln. Dazu dienen zunächst die Informationen, die über die auf das Bauwerk einwirkenden Kräfte, Belastungen etc., deren mutmaßliche Größe und ihren zeitlichen Verlauf bekannt sind. Weiterhin sollte man sich, wie schon beschrieben, vor Meßbeginn über das Ziel der Messungen im klaren sein.

Nachfolgend werden grundlegende Aspekte bzw. Kriterien erläutert, deren Berücksichtigung zu der Aufstellung eines optimalen Meßkonzeptes führen.

# 3.3.2 Größenordnung der zu erwartenden Bewegungen

Anhand einer näherungsweisen Vorstellung über Art und Größenordnung der zu erwartenden Bewegungen und Verformungen können die Meßinstrumente und -verfahren ausgewählt sowie die Anlegung der Überwachungsnetze hinsichtlich der erwünschten Genauigkeit und Zuverlässigkeit festgelegt werden.

Die Größenordnung der eintretenden oder kritischen (zu vermeidenden) Bewegungen variiert in Abhängigkeit vom Untersuchungsobjekt vom Submillimeterbereich bis zum Dezimeterbereich.

#### 3.3.3 Deformationsbereich

Messungen, auch geodätische Messungen, sind prinzipiell Relativmessungen, die sich immer auf einen ausgewählten, relevanten Bereich beschränken. Folglich müssen vor der Aufstellung eines Meßprogramms sowohl der Bereich, in dem mögliche Deformationen auftreten können, als auch der stabile Bereich, der von den zu untersuchenden Deformationen nicht erfaßt wird, abgeschätzt werden. Für die Ermittlung von Absolutbewegungen eines Bauwerkes mittels geodätischer Messung ist es erforderlich, daß eine Rückversicherung des zu untersuchenden Bereiches zu rückwärtig gelegenen, aus geologischer Sicht möglichst stabilen Punkten (auch Stütz-, Fest- oder Referenzpunkte genannt) durchgeführt wird. Die Festpunkte dienen allein geodätischmeßtechnischen Zwecken, sie sollen stabil gegenüber den deformationsverursachenden Kräften und sonstigen Störeinflüssen sein. Eine dauerhafte und stabile Vermarkung ist folglich unerläßlich. Dabei müssen auch die Sicht- und Beobachtungsverhältnisse von den Stützpunkten in das Beobachtungsgebiet beachtet werden. Die Einsehbarkeit und Zugänglichkeit der Meßpunkte sind mit entscheidend für eine erfolgreiche Durchführung der Meßkampagne.

So kann nach NIEMEIER [1994] bei beengten topographischen Verhältnissen eine Anbindung des von den Deformationen betroffenen Bereichs an einen weiter entfernt liegenden, wirklich stabilen Bereich häufig erst durch das Global Positioning System (GPS) realisiert werden, besonders dann, wenn keine terrestrische Sichtverbindung zwischen den Meß- und den Stützpunkten vorhanden ist. NIEMEIER [1994, 1996] beschreibt detailliert die Funktion und den Aufbau des GPS und gibt praktische Anwendungsbeispiele im Gebiet der Geotechnik.

Seit einigen Jahren werden auch verstärkt herkömmliche Meßinstrumente und -verfahren eingesetzt, die um automatisch arbeitende Steuerungs- und Meßkomponenten erweitert worden sind. Teilweise wurden sie auch durch neuartige Meßverfahren wie differentielles GPS derart modifiziert, daß sie effektiv für kontinuierliche Überwachungsaufgaben eingesetzt werden können [NIEMEIER, 1998].

#### 3.3.4 Frequenz, Verlauf und Ort der Bewegungen

Jede Bewegung eines zu untersuchenden Objektes hat eine bestimmte Geschwindigkeit (Frequenz). Der Frequenzbereich, in dem die Bewegungen zu erwarten sind, beeinflußt die Wahl der Meßmethode und die Häufigkeit der Messungen.

Auch der Verlauf der Bewegungen, das heißt, ob eine Bewegung eher gleichförmig verläuft oder ob plötzliche, sprunghafte Bewegungen eintreten können, beeinflußt die Erstellung eines optimalen Meßkonzeptes. Dieser Aspekt findet Berücksichtigung bei der Entscheidung, ob ein kontinuierliches Meßprogramm oder Einzelmessungen zu diskreten Zeitpunkten angesetzt werden. Bei Einzelmessungen zu diskreten Zeitpunkten entscheidet der vermutete zeitliche Verlauf der Bewegungen über die Zeitabstände der vorzunehmenden Wiederholungsmessungen.

Die Geometrie des zu untersuchenden Bauwerks sowie die erklärten Überlegungen zur Meßfrequenz bestimmen die Diskretisierung. Es wird eine möglichst repräsentative Anzahl und Anordnung von Meßpunkten gewählt, deren Geometrie dann wiederholt bestimmt wird. Voraussetzung ist, daß zu Beginn bei jedem Meßgerät eine sogenannte Nullmessung erfolgt, auf die nachfolgend Bezug genommen werden kann. Aus den nachfolgenden Messungen läßt sich dann nach Ermittlung der Differenzen zwischen Null- und Folgemessung die Deformation oder Bewegung des Meßpunktes oder der Meßlinie angeben. Die Bestimmung dieser 'Nullage des Bauwerks' sollte mit größter Sorgfalt durchgeführt werden, da diese Messung, die einen großen Einfluß auf die Genauigkeit der Deformationsbestimmung hat, nicht wiederholt werden kann. Weiterhin hat die Art des Meßpunktes einen entscheidenden Einfluß auf das Meßkonzept bzw. die Wahl der Meßgeräte, weil zwischen Meßgeräten für zugängliche und unzugängliche Meßpunkte sowie Meßpunkte in Bohrlöchern unterschieden wird.

#### 3.3.5 Auswertung von Deformationsmessungen

Der Auswerterhythmus sollte dem Meßrhythmus angepaßt sein. Die Meßergebnisse sind in grafischer Darstellung in der Regel übersichtlicher und leichter interpretierbar. Für die Präsentation der Meßergebnisse wird eine einheitliche Form und ein einheitlicher Maßstab empfohlen, um eine Vergleichsmöglichkeit zu geben und Fehler in der Interpretation zu vermeiden.

Jede Meßwertänderung weist eine bestimmte Ursache auf, die bei der Bewertung der Meßergebnisse zu klären ist. Deshalb müssen parallel zu den Messungen alle Ereignisse festgehalten werden, die mit den Meßergebnissen in Zusammenhang stehen können. Als Beispiele dafür sind die Witterung und der Ablauf von Baumaßnahmen zu nennen.

Häufig interessiert nicht das jeweilige Meßergebnis als solches, sondern die eingetretene Änderung zur Nullmessung bzw. zu vorhergehenden Messungen. Aus diesem Grund ist auch die Größenordnung der zufälligen Meßfehler zu beachten. Eine solche Bewertung ist bei Meßbeginn nur anhand der Herstellerangaben über die Meßgeräte möglich. Mit fortgeschrittener Anzahl von Messungen kann eine Fehleranalyse mit statistischen Methoden oder aus der grafischen Darstellung der Meßergebnisse über die Zeit erfolgen. Voraussetzung hierfür ist die Annahme, daß die Ergebnisse nicht durch grobe Fehler verfälscht sind.

Zur Analyse der Meßergebnisse von Verschiebungsmessungen kann bei zahlreichen Bauwerken, wie z.B. Böschungen oder Stützbauwerken, eine typische Eigenschaft ausgenutzt werden: Verschiebungen, die keinen Grenzzuständen zuzuordnen sind, weisen in ihrem Verlauf über die Zeit in der Regel keine abrupten Übergänge oder Sprünge auf. Diskontinuierliche Verläufe der Verschiebungen deuten im allgemeinen auf Bruchzustände hin.

Abrupte Übergänge oder Änderungen anderer Meßgrößen können oft in gleicher Weise interpretiert werden, sofern die Meßaufnehmer störungsfrei arbeiten.

Bezüglich der möglichen Auswertegeräte und der entsprechenden Software zur Speicherung, Auswertung, Analyse und Darstellung der Meßergebnisse sei auf die Angaben der Meßgerätehersteller verwiesen, die in der Regel über eigene Auswertesysteme verfügen.

#### 3.4 Inklinometermeßverfahren

Das genaueste und deshalb am häufigsten eingesetzte Meßinstrument zur Neigungs- und Durchbiegungsermittlung einer Wand ist neben der geodätischen Einmessung das Inklinometermeßverfahren [GLÖTZL, 1994; BLÜMEL et al., 1991]. Neueste Entwicklungen sind stationäre wiedergewinnbare Bohrlochmeßketten [BOCK, 1998], die durch die Verfügbarkeit eines vergleichsweise preiswerten und zugleich langzeitstabilen und robusten Neigungsgebers ihren Vorteil haben. Nachfolgend wird die Inklinometersonde und das Verfahren der Inklinometermessung beschrieben.

In der 50 cm langen Inklinometersonde befinden sich Sensoren, die als Beschleunigungsmesser nach dem Prinzip der Servo-Accelerometer arbeiten. Der von den Sensoren angezeigte Meßwert ist gleich dem Sinus des Neigungswinkels und verhält sich proportional zur Meßspannung. In Bild 8 ist der Aufbau einer Neigungsmeßsonde dargestellt.

Zur verdrehungssicheren Führung der Sonde werden bei der Herstellung der Wand Inklinometerführungsrohre (Material: Kunststoff, Aluminium oder Stahl) mit Führungsnuten installiert. Das Rohr wird mit der Sonde schrittweise von unten nach oben befahren. In jedem Meßschritt erfaßt die Sonde den Neigungswinkel zwischen der Vertikalen und der Sondenlage in einer oder zwei Meßebenen (A- bzw. A- und B- Achse). Die Ausgabe am Anzeigegerät sowie die Registrierung erfolgt als Sinus des Neigungswinkels oder als horizontale Abweichung (mm/Meßschritt).



Bild 8: Aufbau einer Inklinometersonde [nach GLÖTZL, 1994]

Es gibt auf dem Markt analoge und digitale Sonden. Digitale Sonden wandeln, im Gegensatz zu analogen Sonden, das Meßsignal schon in der Sonde in digitale Werte um, die dann zum Meßgerät übertragen werden. Hier werden Einflüsse aus Leitungslänge oder Störfeldern größtenteils ausgeschlossen. MARTE et al. [1998] stellten allerdings fest, daß ein im Abstand von 10 cm verlegtes Starkstromkabel (380 V) die Meßergebnisse um bis zu 100% verfälschte. Diese Meßverfälschung wurde sowohl bei der Verwendung der analogen als auch der digitalen Inklinometersonde gemessen.

Zur Erhöhung der Meßgenauigkeit und zur Ausschaltung von Meßfehlern wird bei jeder Messung zusätzlich eine Umschlagsmessung mit um 180° gedrehter Sonde durchgeführt. Aus der Summation der gemittelten Meßwerte kann der Bohrlochverlauf bzw. die absolute Lage des Meßrohres ermittelt werden [GLÖTZL, 1994].

Die Deformation (Relativverschiebung) in jeder Meßtiefe ergibt sich aus dem Vergleich zweier oder mehrerer zeitlich aufeinanderfolgender Messungen. Bild 9 zeigt das Meßverfahren und die Arbeitsweise in einer Meßachse.



Bild 9: Meßverfahren der Inklinometermessung [nach GLÖTZL, 1994]

# 3.5 Genauigkeit von Inklinometermessungen

Eine wichtige Fragestellung zur Interpretation von Verformungsmessungen aus Inklinometermessungen lautet: *Welche Genauigkeit ist mit dem Inklinometermeßverfahren erreichbar?* 

Nach Herstellerangaben kann die Frage nach der zu erwartenden Genauigkeit in der Praxis mit kleiner 0,1 mm pro Meßschritt angegeben werden. Somit ist bei einem Meßpegel von ca. 10 m Länge und bei 20 Meßpunkten die Streubreite für Bewertungen von Verformungen mit kleiner  $\pm$  2,0 mm zu erwarten [GLÖTZL, 1994].

Zur Genauigkeit von Inklinometermessungen wurden in den vergangenen Jahren zahlreiche Untersuchungen durchgeführt. MARTE und SEMPRICH [1998] beschreiben, daß die erreichbare Meßgenauigkeit von Inklinometermessungen unter anderem eine Funktion des Sondentyps und der Geometrie der Nutform der Inklinometerrohre ist. Abhängig ist sie weiterhin von der Art der Inklinometerrohre [GATTERMANN, 1994], der Neigung des eingebauten Rohres [DUNNICLIFF und MIKKELSEN, 1993], der Verdrillung der Rohre [EGEY, 1983; VITTINGHOFF, 1996], der Temperatur sowie der Qualität des Inklinometerrohreinbaus und der Meßdurchführung [GREEN und MIKKELSEN, 1988; GLÖTZL, 1994]. Nach BLÜMEL et al. [1991] kann für die Meßergebnisse von einer Normalverteilung der Streuung um einen Mittelwert ausgegangen werden.

Unter Beachtung aller bisherigen Erkenntnisse der Untersuchungen sollen sich Genauigkeiten bis 0,01 mm/Meßschritt erzielen lassen.

# 3.6 Versuchsstand zur Überprüfung der Meßgenauigkeit von Inklinometermessungen

Aufgrund der im letzten Kapitel erläuterten Einflußfaktoren auf die Genauigkeit von Inklinometermessungen wurde zur Überprüfung der Meßgenauigkeit der vom IGB-TUBS in Hamburg verwendeten Inklinometersonden ein Versuchsstand konzipiert. Dieser Versuchsstand sollte der Untersuchung folgender Einflußgrößen dienen:

- Überprüfung der Genauigkeit und Reproduzierbarkeit von Wiederholungsmessungen unter gleichen Randbedingungen.
- Auswirkung verschiedener Rohre (von unterschiedlichen Herstellern) auf die Meßgenauigkeit.
- Einfluß der Rohrstellung auf die Genauigkeit der Messungen:
  - Neigung aus der Lotrechten durch Schrägstellen der Rohre,
  - Durchbiegung in einer Meßachsenrichtung als Simulation einer biegebeanspruchten Baugrubenwand,
  - Torsion des Meßrohres.
- Kontrolle definiert aufgebrachter Rohrbewegung durch den Vergleich von Inklinometermessung und geodätischen Meßmethoden (Einmessung des Rohres von außerhalb).
- Meßgenauigkeit bei Meßdurchführung von unterschiedlichen Personen.

# 3.6.1 Versuchsaufbau

Nach Überprüfung verschiedener Arten des Versuchsaufbaus wurde die Variante mit dem besten Kosten-Nutzen-Faktor ausgewählt. Entscheidend waren der Ort der Versuchsdurchführung und das Material des Unterbaus für einen lagestabilen und gut zugänglichen Versuchsstand.

Der Versuchsstand wurde im Treppenhaus eines dreistöckigen Gebäudes der TU Braunschweig aufgebaut. Dazu wurde im Treppenauge ein 15 m hohes Gerüst installiert, das unverschieblich befestigt wurde.

Da im Laufe des Versuches die Rohre um mehrere Zentimeter versetzt werden sollten, wurde als Grundgerüst eine lotrecht aufgestellte Holzwand gewählt. Sie bestand aus 30 Schaltafeln (b / h / d = 500 / 1500 / 20 mm), die eine hohe Eigensteifigkeit besitzen und deren kurze Enden mit einer Blechschiene beschlagen sind. Durch diese geraden Kanten konnten die Elemente gut aufeinander gesetzt werden. Es wurden immer zwei Tafeln nebeneinander und eine Tafel mittig dahinter angeordnet, wobei die hintere in der Längsachse um eine halbe Tafellänge versetzt war, um ein Verdrehen der Wand in der Längs - und Querachse zu verhindern und gleichzeitig die Stabilität der Konstruktion zu erhöhen. Jede Einheit wurde insgesamt achtmal miteinander fest verschraubt. Die Befestigung der Versuchswand erfolgte in jedem Stockwerk mit Schraubzwingen am Treppengeländer. Dies erlaubte zwar nur eine Sicherung im Abstand von mindestens 2,85 m (maximal 3,92 m), das System erwies sich jedoch als ausreichend steif und lagestabil.

Die Gesamthöhe der Konstruktion betrug genau 15,0 m, die Breite 1,0 m. Die Höhe entsprach damit ungefähr dem Maßstabsfaktor 1:2 der in situ Verhältnisse, da die Meßstrecken von Verformungsmessungen an Kaimauern im Hamburger Hafen im Durchschnitt dreißig Meter betragen.



Bild 10: Schematische Darstellung des Prüfstandes

#### 3.6.2 Meßrohre

Die zu untersuchenden Inklinometerrohre wurden mit Rohrschellen (Abstand 1,0 m) auf die Gerüstwand montiert. Zur Untersuchung wurden vier verschiedene fabrikneue Kunststoffrohre mit jeweils vier Führungsnuten von drei unterschiedlichen Firmen gewählt. Die Beschreibung aller Rohre ist in Tabelle 1 zu ersehen.

Rohr /Meßstelle	01	02	03	04
Firma	Interfels Bad Bentheim	Interfels Bad Bentheim	Glötzl Rheinstetten	Scanrock Celle
Material	PVC	PVC	PVC / ABS	PVC, glasfaserver- stärkt
Farbe	rot	weiß	grün	gelb
Form			$\bigcirc$	
Querschnittswerte:				
Innendurchmesser ohne / mit Nut:	58 / 62 mm	59 / 65 mm	47 / 54 mm	59 / 64 mm
Außendurchmesser ohne / mit Nut:	69 mm	65 / 71 mm	55 / 62 mm	65 / 70 mm
Nutenform	Trpezförmig, kantig, sehr flach	Trapezförmig, ausgerundet	Trapezförmig, stark ausgerundet	Trapezförmig, kantig
	a = 3,0 mm	a = 4,0 mm	a = 2,5 mm	a = 3,5 mm
	b = 6,0 mm	b = 7,5 mm	b = 5,0 mm	b = 6,5 mm
<u>//</u> X	c = 1,5 mm	c = 3,0 mm	c = 3,5 mm	c = 2,5 mm
Verbindung der Rohre	Steckverbindung	Muffen mit defi- nierter Mitte zum gleichmäßigen Aufstecken der Rohrenden	frei verschiebliche Muffen, Nieten möglich	frei verschiebliche Muffen, Nietlöcher vorhanden
Bemerkungen	durch die glatte Oberfläche läßt sich beim Zusam- menstecken von außen nicht genau kontrollieren, ob die Nuten exakt aufeinander stehen oder verspringen	innen voller Kunst- stoffflocken, müs- sen vor dem Ein- bau noch gereinigt, bzw. ausgeblasen werden, um eine einwandfreie Füh- rung der Sonden- räder zu gewähr- leisten	sehr biegeweich, Muffen können nicht exakt zu glei- chen Teilen auf die Enden gesteckt werden, sitzen aber sehr fest, so daß zusätzliches Nieten nicht erfor- derlich ist	Steckmuffen sitzen sehr locker, müs- sen auf jeden Fall fixiert werden. Für den Versuch ge- schah dieses mit Klebeband, sonst mit Nieten

Taballa 4.	Taballaniaabal	lle e ne le le tel e n		\/~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
Labelle 1	Tabellarische L	inersiont der	verwendeten	versuchsronre
			vorworldotori	01000101010110

Von jedem Rohrtyp wurden 5 Einzelrohre à 3,0 m zu einer jeweiligen Gesamtlänge von 15,0 m zusammengesteckt und an der Wand mit den oben genannten Rohrschellen befestigt.

Alle notwendigen Löcher für das spätere Umsetzen der Rohrschellen wurden vorgebohrt, so daß für die Meßreihen 03 - 05 nur die Schellen versetzt werden mußten und somit die Rohre sehr schnell neu installiert werden konnten.



Bild 11: Blick von oben auf den 15,0 m hohen Versuchsstand im Treppenhaus


Bild 12: Querschnitts- und Nutenform der verwendeten Inklinometerrohre

## 3.6.3 Meßreihen

Insgesamt wurden fünf verschiedene Meßreihen durchgeführt:

•	senkrechte Rohrstellung (in A - und B - Achse)	Meßreihe 01
•	schräge Rohrstellung (in A - Achse)	Meßreihe 02
•	gebogene Rohre (in A - Achse)	Meßreihe 03
•	gebogene (in A - Achse) und tordierte Rohre	Meßreihe 04
•	gebogene (in A – Achse, mit kleinerer Auslenkung) und tordierte Rohre	Meßreihe 05

Für jede dieser Meßreihen galten die gleichen Randbedingungen. Jedes einzelne Meßrohr wurde in der ersten Meßreihe fünfzehnmal hintereinander gemessen, aus Zeitgründen mußte diese Zahl bei den nächsten Meßreihen auf zehn reduziert werden. Die erste Probemeßreihe wurde halbiert, d.h. fünf Messungen wurden an einem, die restlichen fünf am nächsten Tag durchgeführt. Dabei wurden signifikante Unterschiede zwischen den beiden Meßterminen fest-gestellt, die auf den Einfluß des Temperaturwechsels über Nacht zurückzuführen sind. Die Meßreihen wurden fortan ohne Pausen durchgeführt. Mit Hin - und Rückmessung wurden pro Tiefenstufe (jeden halben Meter) vier Meßwerte (jeweils A+ / A- Richtung und B+ / B- Richtung) ermittelt. Es ergaben sich somit für eine Meßreihe 116 Einzelmeßwerte, die für die jeweiligen Achsenrichtungen in jeder Tiefenstufe gemittelt wurden. Bei zehn Meßreihen wurden demnach insgesamt 580 Meßwerte (bzw. 870 Meßwerte in Meßreihe 01) erfaßt. Die Versuchsreihen wurden immer von derselben Person durchgeführt, um die Fehlergröße "Eigenheit des Personals" innerhalb einer Meßfolge an einem Rohr zu minimieren. Der Einfluß des Einsatzes unterschied-licher Personen wurde gesondert ermittelt.



Bild 13: Anordnung der Hauptmeßrichtungen

Für alle Meßfolgen galt, daß die Hauptmeßebene A+ - A- immer in der Wandebene lag, die Ebene B+ - B- entsprechend senkrecht dazu (Bild 13).

## 3.6.4 Auswertung und Ergebnisse

Nach DIN 1319 (Teil 3) setzt sich der wahre Wert der Meßgröße für eine Meßfolge an einem Meßrohr wie folgt zusammen:

$x = x_W + u_Z + u_S$	mit:	x :	Größe des Meßwertes
		X <sub>W</sub> :	wahrer Wert der Meßgröße
		u <sub>z</sub> :	zufällige Meßabweichung
		u <sub>s</sub> :	systematische Meßabweichung

Zufällige Fehler können unterschiedliche Ursachen haben. Im allgemeinen hängen sie, wie es die Bezeichnung schon sagt, vom Zufall ab. Sie können nicht beeinflußt werden und sind nicht vollständig bekannt.

Zur Überprüfung der Genauigkeit der Meßwerte wurden allgemeine statistische Hilfsmittel angewandt, wie auch von BLÜMEL et al. [1991] oder MARTE et al. [1998] empfohlen. Es waren dies die *Gauß'sche Normalverteilung*, die *t* - *Verteilung nach Student* sowie das *Fehlerfortpflanzungsgesetz nach Gauß*. Meßwerte die innerhalb des Vertrauensbereiches liegen, weisen nicht auf eine Verformung des Meßgegenstandes hin.

Systematische Meßfehler sind Fehler, die die Ergebnisse aller Messungen mit einer bestimmten Meßmethode bzw. Meßgerät in der gleichen Weise beeinflussen. Es handelt sich somit um konstante, regelmäßige Fehler [KREYSZIG, 1979; PLATE 1993]. Sie haben ihre Ursache zum Beispiel in Ungleichmäßigkeiten bei der Fertigung der Meßsonde, Änderungen des Inklinometerrohres durch Verdrehung oder Knicke etc. Im allgemeinen werden sie zwar als behebbar angesehen, sie sind aber nie vollständig zu vermeiden. Sie können durch sorgfältige Kalibrierung des Meßgerätes, geeignete Wahl des Meßgegenstandes und durch sachgemäße Hand-

habung minimiert werden. Die systematischen Fehler können mit Hilfe des Korrelationskoeffizienten als Kontrollwert für die Genauigkeit abgeschätzt werden.

Bei den Ergebnissen der Meßreihen 03 und 04 mußten aufgrund der aufgebrachten Torsion Koordinatentransformationen (Bild 14) in Abhängigkeit des aufgenommenen Verdrehwinkels durchgeführt werden, um eine vergleichende Interpretationsmöglichkeit zu schaffen. Die Verdrehwinkel wurden mit Hilfe einer sogenannten Kompaßsonde alle 2,0 Meter ermittelt und unter Bildung eines Polynoms höherer Ordnung für jeden Tiefenschritt errechnet. Zusätzlich wurde bei den verformten und tordierten Rohren die wahre Tiefenlage bestimmt.



Bild 14: Koordinatentransformation [GLÖTZL, 1995]



Bild 15: Häufigkeitsverteilung der mittleren Umschlagfehler in der A-Achse Meßrohr 01, Meßreihe 01 [WEIDLE, 1997]

Bild 15 zeigt, daß die Mittelwerte für die Umschlagfehler in der A-Achse nicht, wie zu erwarten war, um einen erwarteten Mittelwert "Null" streuen, sondern daß die meisten Umschlagfehler bei - 4,5 bis - 6,5 digits liegen. Diese Häufigkeitsverteilung der mittleren Umschlagsfehler in der

A-Achse zeigte sich bei allen geprüften Meßrohren. Dagegen ergaben die Auswertungen für die B-Achse, daß die meisten Werte im Bereich zwischen 0,0 und -2,5 digits liegen. Diese Abweichung der Werte vom erwarteten Mittelwert "Null" ist durch einen festgestellten konstanten Fehler der Sonde zu erklären. Auf die Meßergebnisse hat dies jedoch keinen Einfluß, da sich der Meßwert aus dem Mittelwert der Einzelmeßwerte aus Hin - und Rückmessung errechnet. Damit hebt sich der systematische Fehler aus der Dejustierung auf. Die gemessenen Werte können als normalverteilt betrachtet werden.

Der Einfluß der Rohrstöße auf den Meßwert wird in Bild 17 deutlich. Da die Inklinometersonde ihre Tiefenlage zur Meßwertermittlung in Sondenmitte hat und das Meßkabel davon ausgehend alle 0,5 m eine Markierung besitzt, kommt die Sonde zwangsläufig bei den Rohrstößen (bei Rohrlängen von einem Vielfachen von 0,5 m, hier: 3,0 m) so zur Lage, daß die oberen Führungsrollen im oberen Rohr und die unteren Führungsrollen im darunterliegenden Rohr zum Stehen kommen. Dieser Einfluß auf die Meßergebnisse wurde bereits von SAPPA u. SAPPA [1995] beschrieben. Bei ihren Untersuchungen wurde allerdings zwischen den Rohren zusätzlich ein Bewegungsspielraum vorgehalten, um zu verhindern, daß bei eventuellen Setzungen die Inklinometerrohre Verformungen infolge dieser Setzungen erleiden. In Bild 16 sind die verschiedenen Sondenlagen (Sonde stark verkleinert) bei Hin- und Umschlagmessung dargestellt. Zur Vermeidung von Meßfehlern aufgrund des Einflusses der Rohrstöße sollten diese genau registriert und das oberste Rohr dann entsprechend verkürzt oder verlängert werden, so daß die Führungsrollen der Sonde bei jeder Messung in einem Rohr zur Lage kommen.



Bild 16: Meßfehler im Stoßbereich zweier Inklinometerrohre [nach SAPPA u. SAPPA, 1995]



Bild 17: Einfluß der Rohrstöße auf den mittleren Umschlagsfehler in digits bei der Meßreihe 01, Meßstelle 04, (Rohrstöße bei 3,0 / 6,0 / 9,0 / 12,0 m)

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen und die daraus abgeleiteten Empfehlungen für Inklinometermessungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die vom Hersteller angegebene Genauigkeit von < 0,1 mm Abweichung pro Meßschritt wurde jederzeit eingehalten. Unter Beachtung der nachfolgenden Punkte konnte die Abweichung pro Meßschritt auf unter 0,01 mm reduziert werden.
- In Abhängigkeit von der Neigung der Inklinometerrohre (bis maximal 20°) verringerte sich die Meßgenauigkeit um ca. ein Drittel. Sie blieb jedoch innerhalb der vom Hersteller angegebenen Genauigkeit.
- Das vom IGB-TUBS in Hamburg verwendete Glötzl-Rohr (Rohr 03, Tabelle 1, S.27) erzielte aufgrund der gebogenen Nutenform die höchste Genauigkeit in der A- und in der B-Achse. Alle drei anderen Rohre waren aufgrund ihrer trapezförmigen Nutenform zwar in der A-Achse gleich oder sogar etwas besser, in der B-Achse allerdings erheblich schlechter.
- Als Fehler mit dem größten Einfluß auf das Meßergebnis wird der systematische Fehler bei der Durchführung der Messungen angesehen. Es wird deshalb die Empfehlung gegeben, die Messungen immer nur von der gleichen Person durchführen zu lassen, immer die gleiche Sonde einzusetzen und beim Anhalten des Meßkabels an der Paßmarke auf große Genauigkeit zu achten.
- Um Ungenauigkeiten der Messungen im Bereich der Rohrverbindungen zu vermeiden, wird empfohlen, das oberste Rohr im Regelfall um eine halbe Sondenlänge zu kürzen. Dadurch wird vermieden, daß sich die Rollen der Meßsonde bei Messungen in der Nähe der Rohrstöße in beiden Rohren befinden und somit die Meßwerte beeinflussen.
- Negative Einflüsse auf die Meßergebnisse infolge Temperaturwechsel oder Störfelder (magnetische Felder oder stromführende Leitungen) konnten nicht festgestellt werden.

Es konnte nachgewiesen werden, daß das Inklinometermeßverfahren eine sehr hohe Genauigkeit bei der Ermittlung von Bauwerksverformungen liefert. Unter Berücksichtigung der oben erläuterten Empfehlungen können die Abweichungen vom wahren Wert auf 0,01 mm/Meßschritt reduziert werden.

# 3.7 Bedeutung der genauen Verformungsermittlung am Beispiel Predöhlkai

Verformungsmessungen an Grundbauwerken können nur die reine Verformung desselben angeben. Um jedoch eine Aussage über das Gesamtverhalten des Bauwerks machen zu können, müssen auch seine globalen Verschiebungen ermittelt werden. Erst dann können beispielsweise Aussagen über Wandfußverschiebungen gemacht werden. Verschiebungswege des Wandfußes sind Voraussetzung zur Weckung des passiven Erddruckes.

Als ein Beispiel dieses wichtigen Zusammenspiels sollen Inklinometermessungen der Wand am 6. LP Predöhlkai im Hamburger Hafen erläutert werden, die ohne eine absolute Lagebetrachtung zu falschen Rückschlüssen geführt hätten.

Am Predöhlkai (s. Bild 5, S. 6) wurden die bestehenden fünf Liegeplätze in den Jahren 1996 bis 1998 im Rahmen einer Wasserbaustelle um einen weiteren 6. Liegeplatz verlängert. Der Bauablauf ist in Bild 18 in 6 Phasen dargestellt. Die Hauptelemente der Wand bestehen aus 60 Tragrohren, die in einer Tiefe von NN -26,10 m gegründet sind. Der Durchmesser dieser Tragrohre beträgt 1,27 m mit einer Abstandsweite von 2,83 m.

Die Zwischenräume wurden durch Füllbohlen geschlossen. 31,5 m lange Klappanker sichern die hinterfüllte Wand. Vor den Tragrohren sind Reibepfähle eingebracht, auf denen der Kaimauerkopf aufliegt, und die zur Schaffung einer Kolkkammer dienen. 134 Ortbeton-Rammpfähle tragen den rückwärtigen Bereich der 22,20 m breiten Kaikonstruktion. Weitere Beschreibungen des Bauwerkes sind in SCHEELE [1997] ausgeführt.

STEGNER u. GATTERMANN [1998] beschreiben, daß die quadratischen Führungsrohre der Inklinometersonde an die Tragrohre angeschweißt wurden und bis zum Fußpunkt der Tragrohre reichten. Für die ganzheitliche Aussage des Kaikonstruktionsverhaltens wurden die Kopfpunkte der Inklinometerrohre geodätisch in einem einheitlichen Koordinatensystem bestimmt. Die Nullmessungen erfolgten im September 1996.

Durchgeführt wurden die geodätischen Messungen von Prof. Dipl.-Ing. Stegner (Fachhochschule Anhalt, Abt. Dessau). Die Vorgabe der Punktgenauigkeit betrug in Abhängigkeit der Genauigkeit von Inklinometermessungen 2 mm. Voraussetzung hierfür ist, daß die Messungen zu den Bauwerkspunkten (Objektpunkte) in ein Netz aus Referenzpunkten einbezogen sind, die sich hinsichtlich ihrer Lage und Höhe nicht verändern dürfen. Darüber hinaus muß die mittlere Meßgenauigkeit deutlich kleiner sein als die bauwerksrelevanten Bewegungen. Inklinometermessungen und geodätische Messungen wurden jeweils zeitgleich ausgeführt. Um Änderungen infolge der Tide auszuschalten, wurden die Messungen möglichst zu gleichen Tideständen ausgeführt. Als Meßinstrument wurde ein Präzisionstachymeter WILD TC 2002 mit automatischer Meßweitenregistrierung eingesetzt. Die Meßtoleranz dieses Instrumentes beträgt bei Richtungsmessungen 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. Die Lagerung der Koordinatensysteme und die Darstellung der Grundlagennetze für den Predöhlkai sowie auch für den Burchardkai (Kapitel 4, S.45) sind in Bild 19 zu ersehen.



Bild 18: Predöhlkai, Bauzustand 1-6 [STEGNER und GATTERMANN, 1998]



Bild 19: Grundlagennetze und Lagerung der Koordinatensysteme, Burchardkai (1994-1996) und Predöhlkai (1996-1998) [STEGNER u. GATTERMANN, 1998]

Die in Bild 19 dargestellten Grundlagennetze sind jeweils eigenständig, da sie in einem zeitlichen Abstand von zwei Jahren festgelegt wurden. Die Messungen der einzelnen Epochen wurden einer Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate unterzogen. Die Ausgleichung erfolgte mit den Programmsystemen ND2 / ND1 und PANDA. Die Ausgleichung der einzelnen Meßreihen erfolgte als "freies Lagenetz". Die freie Netzausgleichung zeigt die Qualität der Messungen und nach Transformation der einzelnen Meßreihen zur Nullmessung die Deformationen an den Objektpunkten sowie mögliche Veränderungen 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.



Bild 20: Netzgeometrie und Punktgenauigkeit, Freie Netzausgleichung Predöhlkai [STEGNER u. GATTERMANN, 1998]

Unter der Annahme der gleichen Genauigkeit des Inklinometermeßverfahrens und der geodätischen Kopfpunktbestimmung müßten beide Verfahren gleich große Kopfpunktverschiebungen in bezug auf die Nullmessung ergeben. Hierbei wird vorausgesetzt, daß sich der Wandfuß zum Meßtermin dieses Bauabschnittes noch nicht verschoben hat.

Bei den Inklinometermessungen werden die auf die Nullmessung bezogenen Deformationen nicht nur in der A-Achse (geod. Y), sondern auch in der B-Achse (geod. X) berechnet. Die grafische Darstellung dieser Kurvenverläufe ist als Draufsicht in Bild 21 zu sehen. Der Wandfußpunkt wurde, wie im vorherigen Absatz beschrieben, bei der Berechnung und Darstellung als unverschoben angenommen. Die jeweiligen Höhenlagen können aus diesem Diagramm nicht abgelesen werden. Jede Meßkurve beginnt im Ursprung des Koordinatensystems (Fußpunkt), das Ende der Kurve beschreibt die Lage des Kopfpunktes des gemessenen Inklinometerrohres.



Bild 21: Draufsicht der zweidimensionalen Bewegung der Inklinometerrohrkopfpunkte, ermittelt mit dem Inklinometermeßverfahren, Meßstelle 58, Meßreihe 07 und 08 Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse der unterschiedlich ermittelten Kopfpunktlage der Inklinometermeßstellen. Gegenübergestellt sind die Abweichungen der Kopfpunktkoordinaten der Meßpunkte 58 und 88 der Meßreihen 07 (03.-04.03.1997) und 08 (26.-27.05.1997) in bezug auf die Nullmessung vom 04.09.1996 sowie die Differenzen dieser beiden Meßverfahren untereinander.

	Inklinometermessung		Geodätisch	e Messung	Differenz	
	dY	dX	dY	dX	dY	dX
Punkt 58						
MR 07	-7	4	-7	5	0	1
MR 08	-29	6	-30	6	1	0
Punkt 88						
MR 07	-51	8	-51	8	0	0
MR 08	-74	-3	-75	-2	1	-1

Tabelle 2:	Gegenüberstellung der Kopfpunktbewegungen aus geodätischer Messung und
	Inklinometermessung am Predöhlkai [alle Werte in mm]

Anhand der geringen Differenzen (≤ 1 mm) zwischen den geodätischen Kopfpunkteinmessungen und der Bestimmung der Kopfpunktverschiebungen durch die Inklinometermessung kann unter der Annahme, daß sich zum Zeitpunkt dieser Meßreihen der Wandfuß noch nicht verschoben haben kann, von einer großen Übereinstimmung der Genauigkeit dieser beiden Meßverfahren gesprochen werden.

Durch diese Kontrollmaßnahme können die weiteren Messungen (bis MR 11 = Fertigstellung des Bauwerks) als vertrauenswürdig betrachtet werden.

Bild 22 stellt die Ergebnisse der Inklinometermessungen am Predöhlkai (Meßstelle 58) bis zum Abschluß der Baumaßnahme (MR 11) dar.



Bild 22: Darstellung der gemessenen Deformationen der Meßstelle 58 <u>ohne</u> geodätische Reduzierung bezogen auf die Nullmessung vom 04.09.1996

Eine Interpretation der gemessenen Deformationen (Bild 22) ohne eine geodätische Reduzierung hätte folgende Rückschlüsse zugelassen:

- Mit Beginn der Hinterfüllung der Wand stellt sich eine erwartete Durchbiegung ein (MR 04).
- Mit fortschreitender Hinterfüllung wird der Kopf wahrscheinlich infolge der Zugspannung der Klappanker um 2,5 cm nach hinten gezogen.
- Nach abgeschlossener Hinterfüllung (MR 08) und dem Betonieren der Kaiplatte erreicht die Durchbiegung der Wand ihren Höchstwert von 8,7 cm.
- Am Fuß der Wand ergab sich aus der gemessenen Gegenkrümmung eine Einspannung, die sich aber bis zur letzten Messung wieder gelöst hat.
- Der Kopf hat sich aufgrund der vollständigen Hinterfüllung und der damit verbundenen Belastung auf die Wand wieder fast in seine Ausgangslage zurückbewegt.
- Der Fuß hat sich nicht verschoben!

Unter Hinzuziehung der geodätischen Kopfpunkteinmessungen (Bild 23 und Tabelle 3) ergibt sich für den letzten Punkt eine völlig andere Erkenntnis (Bild 24).



Bild 23: Horizontalbewegungen der Inklinometerrohrkopfpunkte, Meßstelle 58, Predöhlkai

Tabelle 3:Gegenüberstellung der Kopfpunktbewegungen aus geodätischer Messung und<br/>Inklinometermessung am Predöhlkai [alle Werte in mm]

	Inklinomet	ermessung	Geodätisch	e Messung	Differenz	
	dY	dX	dY	dX	dY	dX
Punkt 58						
MR 07	-7	4	-7	5	0	1
MR 08	-29	6	-30	6	1	0
MR 10	-7	3	9	1	16	2
MR 11	-10	3	17	6	27	3
Punkt 88						
MR 07	-51	8	-51	8	0	0
MR 08	-74	-3	-75	-2	1	-1
MR 10	-48	2	-57	12	9	10
MR 11	-51	2	-52	12	1	10

Nach der geodätischen Reduzierung ergibt sich im Gegensatz zu Bild 22 eine andere Interpretation (Bild 24). Der Fuß der Wand drehte sich anfänglich um einen Punkt in der Tiefe NN -23,0 m. Danach erfolgte eine translatorische Bewegung der gesamten Kaikonstruktion um 2,5 cm.

In diesem Kapitel wurde die Wichtigkeit der gemeinsamen Erfassung von globalen Bewegungen und Bauwerksverformungen zur Interpretation des gesamten Bauwerksverhaltens aufgezeigt.



Bild 24: Darstellung der gemessenen Deformationen der Meßstelle 58 <u>mit</u> geodätischer Reduzierung bezogen auf die Nullmessung vom 04.09.1996

# 4 Meßprogramm 10. Liegeplatz Burchardkai

#### 4.1 Beschreibung der Baumaßnahme

Bild 25 zeigt eine Draufsicht der Baumaßnahme '10. Liegeplatz Burchardkai', deren Ziel es war, auf einer vorhandenen Landzunge den vorhandenen 8. Liegeplatz um 300 m zu verlängern und eine Liegewanne (geplant: Sohle NN -16,50 m, ausgeführt nach Angabe von Strom- und Hafenbau: NN -15,50 m) zu erstellen. Die Kaiflächenbreite wurde mit 60,0 m festgelegt. Die Kranspur vom bestehenden 8. Liegeplatz mit 18,0 m Breite wurde weitergeführt. Die gesamte Konstruktion wurde in zwölf Abschnitte unterteilt: Block 1 'Übergang vom alten zum neuen Liegeplatz', Block 2-9 'Regelblock' und Block 10-12 'Abschlußbauwerk am Höft'. Detaillierte Erläuterungen des Bauwerks finden sich in WILDE [1995] oder GATTERMANN u. HORST [1996].



Bild 25: Lage und Draufsicht der neugebauten Kaianlage [STROM- UND HAFENBAU, 1993]

Während der Baumaßnahme wurde der neu zu erstellende Liegeplatz (LP) mit der Nummer 10 ausgewiesen (nach neun vorhandenen Liegeplätzen am Container-Terminal Burchardkai). Nach Beendigung der Baumaßnahme wurde eine durchgehende Neunummerierung vorgenommen, so daß der 10. LP die Nummer Acht erhielt, der 8. die Nummer Neun und der 9. die Nummer Zehn. In den nachfolgenden Beschreibungen wird die während der Baumaßnahme geltende Numerierung verwendet.

# 4.2 Baugrund

Der eiszeitlich geprägte Baugrund im Hamburger Hafen besteht an dieser Stelle aus holozänen Klei-, Torf- und sandigen bis kiesigen Schichten, die von der Höhe der Kaianlage bei NN + 6,00 m unter einer 6 bis 11 m mächtigen Sandauffüllung bis in Tiefen von NN -22,00 m reichen. Eiszeitliche, pleistozäne Grobsand- bis Geröllschichten liegen auf einer ab Tiefen von NN -23,00 m anstehenden tertiären Schicht aus Glimmerton, Beckenton und Beckenschluff. Diese Schicht kann bis zu 150 m mächtig sein. Bodenmechanische Untersuchungen und Kennwerte des Glimmertons sind in KAHL [1988] sowie HARDEN u. SCHMIDT [1992] dargestellt.

Problematisch für die Herstellung der Kaikonstruktion sind die im Übergangsbereich der beschriebenen pleistozänen und tertiären Schichten vorhandenen Geröllschichten, in die bekanntermaßen große Steine eingelagert sein können. Beim Greifen des Schlitzes sind Steine bis zu einem Durchmesser von 1,70 m geborgen worden.

# 4.3 Hydrogeologische Verhältnisse

Durch den inhomogenen Aufbau des Bodens können die Grundwasserverhältnisse differenziert und uneinheitlich sein. Die Durchlässigkeit des Bodens, speziell der Sande, erlaubt eine hohe Durchströmung bei Druckunterschieden, wie sie durch die Tidewechsel auftreten. Lokal kann diese Durchlässigkeit durch Einlagerungen von feinstkörnigem Material (Schlick bzw. Schluffe und Tone) eingeschränkt sein. Da keine näheren Informationen über die hydrogeologischen Verhältnisse vorlagen, mußten sie aus Messungen gewonnen werden. Die Wand kann als undurchlässig betrachtet werden. Eine Fußumströmung kann allerdings nicht ohne weiteres ausgeschlossen werden, da die Füllbohlen zwischen den in den Glimmerton reichenden Tragbohlen nur bis zum Schichtwechsel zwischen Sand und Glimmerton reichen [NN -22,50 m]. Die Durchlässigkeit der erhärteten Stützflüssigkeit des Schlitzes ist nicht bekannt.

## 4.4 Ausgeführte Konstruktion

Zur Erstellung der ca. 300 m langen neuen Kaikonstruktion wurde an der elbseitigen Böschungskante der vorhandenen Landzunge ein 1,20 m breiter Schlitz ausgehoben. Die Stützflüssigkeit der im Einphasenverfahren hergestellten Schlitzwand wurde mit Zement angereichert und sollte sich zu einem Mörtel mit annähernd den gleichen Eigenschaften des umgebenden Bodens verfestigen. In die noch weiche Suspension wurden Einzelbohlen PSp 1000 mit Schlössern und Zwischenbohlen Pzi 610 eingestellt. Bild 26 zeigt den Bauablauf der elbseitigen Kaikonstruktion. Die kombinierte Wand erhielt zur Verbesserung der Vertikallastabtragung ein im Kontraktorverfahren hergestelltes Betonstreifenfundament am Fuße der Einzelbohlen. Hierfür wurden die Doppel-T-Träger mit einer Öffnung im Steg sowie angeschweißten Knaggen am Steg versehen. Weiterhin erhielt die Wand einen Stahlbetonkopfbalken, an dem horizontal verlegte Rundstahlanker (Durchmesser: 6½ bzw. 6¼ Zoll) gelenkig angeschlossen wurden. Die



Verankerung wurde durchgehend bis zur 55,50 m entfernten Wand am Parkhafen geführt.

Bild 26: Bauverfahren der Hauptwand

Wie aus dem Querschnitt in Bild 27 zu ersehen ist, wurde der Oberbau für die Aufnahme der 18 m breiten Kranspur ausgebildet, wobei die Wand zur Sicherung des Geländesprunges in der Achse der wasserseitigen Kranschiene angeordnet ist. Diese Schiene verläuft in 4,50 m Abstand von der Vorderkante der Kaimauer. Durch die zurückliegende Wand wurde neben der optimalen Vertikalkraftabtragung der Containerbrücken eine Kolkkammer geschaffen. Zur Stabilisierung des Kaikopfes wurden je Block (s. Bild 25, Blocklänge = 29,52 m) 6 Reibepfähle ein-

gebaut. Durch wasserseitige Baggerarbeiten wurde die Kaimauer zwischen den Reibepfählen und der Hauptwand bis zu einer Sohltiefe von NN -15,50 m freigelegt. Die Kaiplatte erhielt eine Überschüttung von 2,50 m, so daß die Verkehrsfläche das gleiche Niveau wie der Kopfbalken hat. Im Abstand von jeweils 6,0 m wird sie durch Reihen von Teilverdrängungsbohrpfählen mit einem Durchmesser von 60 cm gestützt.



Bild 27: Querschnitt des Regelblocks [STROM- UND HAFENBAU, 1993]

## 4.5 Meßkonzept

## 4.5.1 Allgemeines

Das ursprünglich in Auftrag gegebene Meßkonzept sah die Ermittlung der Durchbiegung der Wand mit dem Inklinometermeßverfahren sowie die Bestimmung der Ankerkräfte mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen vor. Nach mehreren Besprechungsterminen mit dem Amt für Strom- und Hafenbau wurde das Meßkonzept um den Einbau von Spannungsgebern auf der Lastseite erweitert, so daß sich das in Bild 28 als Übersicht dargestellte Meßkonzept ergab. Die Konzeption des Meßprogramms wurde aus den zu beantwortenden Fragen (Größe und Entwicklung der Ankerkräfte, Durchbiegung der Wand sowie der Gesamtbelastung auf die Wand, die sich aus aktivem Erddruck, Wasserdruck, zusätzlichen Auflasten und Verspannungen durch die Kaiplattenpfähle ergibt) sowie aus den Erfahrungen des Meßprogramms O'Swaldkai entwickelt.



Bild 28: Meßkonzept '10. Liegeplatz Burchardkai'

Wichtigstes Element in diesem Meßkonzept zur Ermittlung der Belastung auf die Wand sind die Totalspannungs- und Porenwasserdruckgeber (Funktion dieser Geber ist in 4.6.1, S. 52 beschrieben).

Das Risiko des Verlustes von Meßwerten in einem Beobachtungshorizont wurde durch die doppelte Anordnung der Meßwertgebers verringert. Die doppelte Anordnung ermöglichte gleichzeitig die Kontrolle jedes Meßwertgebers. Eine weitere Kontrolle des Systems in Hinblick auf die Ermittlung des Erddrucks auf die Wand kann durch die Berechnung der Belastung aus den gemessenen Verformungen der Wand erfolgen.

Der Einbau der kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber sowie des IKL-Rohres im Boden hinter der Wand erfolgte erst nach Fertigstellung der Kaiplatte. Dies hatte den Vorteil, daß die Kabel zum Datenerfassungsgerät während der restlichen Bauzeit relativ sicher geführt werden konnten und damit das sonst hohe Risiko von Datenverlusten verringert werden konnte. Nachteilig ist die fehlende Aussage über den Primärspannungszustand vor Beginn der Baumaßnahme und die Spannungsänderungen während der Herstellung der Kaiplatte sowie der Teilverdrängungspfähle.

# 4.5.2 Meßquerschnitte

Bild 29 zeigt eine Übersicht der eingebauten oder applizierten Meßaufnehmer, in Tabelle 4 sind die wichtigsten Kenndaten jedes eingesetzten Aufnehmers oder jedes vorgesehenen Pegels aufgelistet.

Es wurden 5 Meßquerschnitte (MQ) gewählt, von denen MQ2 (Block 7) und MQ3 (Block 8) als Haupt- und MQ1 (Block 2) sowie MQ5 (Block 12) als Nebenmeßquerschnitte ausgebildet wurden. Dazu kommt noch in MQ4 (Block 4) ein Inklinometerrohr im Boden hinter der Wand.



Bild 29: Schematische Übersicht der am 10. Liegeplatz Burchardkai installierten Meßwertgeber

Block	Geberart	Anz.	Tiefe [mNN]	Abstand von der Wand [m]	Bemerkungen	Meßwerterfassung
2 (MQ 1)	DMS	1	+2,50	ca. 3,00	Vollbrücke, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	+ 6,00 bis -23,50	Achse		händisch, je nach Anforde- rung (ca. 1/Monat)
	Wasserstands- pegel	1	19,45	ca. 1,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	-7,73	ca. 10,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	-3,65	ca. 14,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
4 (MQ 4)	Inklinometer	1	24,00	ca. 1,50	händisch, s.o.	
7 (MQ 2)	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	3	- 5,20 -11,50 -22,00	ca. 1,50	kombinierter einpreßbarer Erd- und Porenwasser- druckgeber	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	+2,00	ca. 10,00	- " -	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	+ 2,00	ca. 14,00	- " -	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	-2,50	Parkhafen	Messung des Hafenpegels	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	+ 6,00 bis -25,50	Achse		händisch, s.o.
	Wasserstands- pegel	1	- 15,27	ca. 6,00	Parkhafenwand, 0 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	- 7,18	ca. 6,00	Parkhafenwand, 0 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
8 (MQ 3)	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	2	- 4,70 -22,00	ca. 1,50	kombinierter einpreßbarer Erd- und Porenwasser- druckgeber	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	- 25,50	Achse		händisch, s.o.
	Wasserstands- pegel	1	- 9,63	ca. 10,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
12 (MQ 5)	Wasserstands- pegel	1	- 20,00	ca. 1,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	- 12,00	ca. 5,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	- 5,00	ca. 5,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstands- pegel	1	-2,00	ca. 9,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich

# Tabelle 4: Kenndaten der installierten Meßwertgeber und Vorrichtungen

#### 4.6 Installierte Meßwertgeber

#### 4.6.1 Spannungsgeber

#### 4.6.1.1 Allgemeines

Bei der Berechnung des Zwei-Phasen-Stoffs aus Boden und Wasser muß zwischen Totalspannungen ( $\sigma_{tot}$ ), die von außen auf ein Volumenelement einwirken, und den im Korngerüst wirksamen Effektivspannungen ( $\sigma_{eff}$ ) unterschieden werden. Die Porenwasserspannungen (u) tragen einen Teil der hydrostatischen Spannungen ab und vermindern dabei das für die Tragfähigkeit des Bodens maßgebende Effektivspannungsniveau (Bild 30).



Bild 30: Spannungen des Zwei-Phasen-Stoffs Boden-Wasser [nach KÖNIG u. WINSELMANN, 1988]

Porenwasserüberdrücke entstehen, wenn das Porenwasser einer Verdichtung des Bodens entgegenwirkt. So werden in gering durchlässigen bindigen Böden mit ausgeprägt kontraktanten volumetrischen Verformungseigenschaften mit zunehmender Belastung hohe Porenwasserüberdrücke aufgebaut, die den Boden in einen plastischen Fließzustand versetzen oder bis zum Bruchzustand führen können. In einem Kontinuum mit örtlich unterschiedlichen Belastungsintensitäten entsteht dabei ein Porenwasserüberdruckgefälle zu den geringer belasteten Zonen und zu den durchlässigeren Bodenschichten oder freien Oberflächen. Dieses Druckgefälle löst einen Durchströmungsvorgang aus, der zu einer Konsolidation des Bodens führt. Er hält solange an, bis der Porenwasserüberdruck vollständig abgebaut ist. Eine direkte Messung von effektiven Spannungen ist nicht möglich. Aus diesem Grunde wurden kombinierte Erd- und Porenwasserdruckgeber eingebaut, mit denen die totale und die neutrale Spannung am gleichen Ort gemessen werden können. Die Porenwasserdruckgeber werden durch einen Sintermetallfilter vom Erddruck abgeschirmt, so daß sie nur die neutralen Spannungen u im Boden messen. Die effektive Spannung läßt sich als Differenz der beiden gemessenen Spannungen angeben [SCHNELL, 1994].

Zwei in ihrer Meßmimik unterschiedliche Spannungsgeber standen zur Auswahl, elektrisch und pneumatisch meßbare Geber. Die Wahl der elektrisch meßbaren Spannungsgeber gegenüber den sogenannten Ventilgebern erfolgte aus zwei Gründen:

- Automatische Registrierung aller Meßwerte über einen längeren Zeitraum mit dem gleichen Registrierungsgerät (Ankerkräfte, Pegel, Hafenwasserstand).
   Dadurch ergeben sich große Vorteile bei der Verrechnung der Meßergebnisse unterschiedlicher Gebertypen.
- Einhaltung von dafür notwendigen gleichen Meßzeiten. Ein Meßzyklus zur Registrierung aller 30 Meßgeber dauert bei den elektrisch meßbaren Gebern maximal 30 Sekunden.

FESSER [1998] beschreibt, daß die verwendeten Ventilgeber bei der Meßkampagne 'Container-Terminal III' in Bremerhaven über eine Stunde zur Messung aller Geber benötigten, und so der Vergleich der erhaltenen Meßergebnisse untereinander nicht ohne zusätzliche und aufwendige Verrechnungen vollzogen werden konnte.

## 4.6.1.2 Spannungsgeber hinter der Wand

Bild 31 zeigt skizzenhaft die Lage der eingepreßten kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber sowie die übrigen Meßgeber oder Vorrichtungen. Die Spannungsgeber ermöglichen die Messung der vorhandenen und der sich durch den Abbaggerungsvorgang einstellenden Spannungen an der schon fertiggestellten Kaimauerwand im weitgehend ungestörten Untergrund. Es wurden bei dieser Meßkampagne Spannungsgeber der Firma GLÖTZL Baumeßtechnik, Rheinstetten verwendet. Die Druckkissen dieser Aufnehmer sind sehr flach und spatenförmig ausgebildet. Oberhalb des Erddruckkissens befindet sich die kreisrunde Öffnung des Porenwasserdruckaufnehmers (Bild 32). Der am Einbauort herrschende Porenwasserdruck wird über ein Sintermetallfilter in den Druckaufnehmer geleitet. Im Kissen, das an einen elektrischen Aufnehmer angeschlossen ist, befindet sich im geschlossenen System eine Hydraulikflüssigkeit. Bei Belastung des Druckkissens wird der entstehende Hydraulikdruck auf die Membran des elektrischen Aufnehmers übertragen und proportional zur Belastung in eine Spannung gewandelt. Diese Spannung liegt im Bereich zwischen 0 und 1000 mV und wird mit einem Datenerfassungssystem (s. Kap. 4.7, S. 63) registriert. Anschließend werden die gemessenen Werte mit den Kalibrierkennwerten verrechnet und ergeben die Spannung in kN/m<sup>2</sup>.



Bild 31: Darstellung des Regelblocks (hier Block 7, Elbseite) mit installierten Meßwertgebern oder Vorrichtungen

Im Meßprogramm '10. LP Burchardkai' wurden Spannungs- und Porenwasserdruckgeber mit unterschiedlichen Empfindlichkeiten eingebaut. In der Tiefenlage NN -5,0 m wurden Geber mit einer Belastbarkeit von 0-2 bar, in den tiefer liegenden Schichten Geber mit Belastbarkeiten von 0-5 bar eingebaut. Je kleiner die gewählte Belastungsspanne ist, um so größer ist ihre Auflösung und die Genauigkeit der Meßwerte, da das Meßsignal einen Wert zwischen 0 und 1000 mV annimmt. Die Auflösung der Meßwerte wird weiterhin vom verwendeten Analog-Digital-Wandler und den statistischen Verechnungsmethoden beeinflußt. Die Wahl erfolgte in Abhängigkeit der erwarteten Spannungen und den Liefermöglichkeiten des Herstellers. Alle Geber wurden vor dem Einbau im Labor überprüft und unter klar definierten Spannungseinwirkungen (Wassersäule) nochmals kalibriert. Hierbei wurde für die Geberklasse 0-2 bar eine Genauigkeit von  $\pm 0,001$  bar ermittelt. Daraus ergibt sich nach der Umrechnung ein maximaler Fehler von 0,01 mWS bzw. von 0,1 kN/m<sup>2</sup>. Analog hierzu wurde eine Genauigkeit für die Geberklasse 0-5 bar von  $\pm 0,0025$  bar gleich 0,025 mWS bzw. 0,25 kN/m<sup>2</sup> ermittelt.



Bild 32: Kombinierte Spannungsgeber für Totalspannung und Porenwasserdruck [Produktbild Fa. GLÖTZL]

Die Geber am Burchardkai wurden eingebaut, indem eine Bohrung (Ø 10 cm) durch die fertiggestellte Kaiplatte hindurch bis ca. 0,5 m vor dem Einbauort niedergebracht wurde. Von dieser Position aus wurden die Geber mittels eines runden Gestänges ca. einen halben Meter in den ungestörten Boden eingepreßt. Hierbei wurde besonders auf die Lagegenauigkeit geachtet, denn die Druckkissenfläche muß parallel zur Wand stehen. Ein leichtes Verdrehen der Kissen, z.B. hervorgerufen durch das Verkanten an Steinen etc., kann bei einer Gestängelänge von mehr als 20 m nicht mehr beobachtet werden. Die endgültige Lage der Kissen kann dementsprechend nicht mit absoluter Sicherheit angegeben werden (Bild 33). Für zukünftige Einbauten solcher Erddruckkissen wird die Verwendung einer Lage- und Positionierungshilfe, wie sie in Bild 34 dargestellt ist, dringend empfohlen.

Es ist ebenfalls wichtig, die nötige gleichmäßige Kraft zum Eindrücken der Kissen steuern zu können. Das Kissen soll eingedrückt und nicht eingeschlagen werden. Um dieses Verfahren zu testen, wurde vor dem ersten Kisseneinbau probeweise in einer Zusatzbohrung ein Dummy (Erddruckgeber ohne elektrische Aufnehmer) eingedrückt, der fest mit dem Gestänge verbunden war und somit wieder geborgen werden konnte.

Nach dem Eindrücken der Geber und dem Ziehen des Gestänges wurden die Bohrungen vom Bohrunternehmen mit Quellon (zum Ausschalten hydrologischer Verbindungen im Bohrloch, Höhe ca. 2,0 m) und darüber mit Sand verfüllt.



Bild 33: Darstellung des durchgeführten Einbaus der einpreßbaren Erddruckkissen mittels rundem Gestänge



Bild 34: Empfohlene Lage- und Positionierungshilfe für den Einbau von einpreßbaren Erddruckkissen

#### 4.6.1.3 Spannungsgeber unterhalb der Kaiplatte

Beim Betonieren der Kaiplatte wurden Öffnungen ( $\emptyset$  ca. 20 cm) vorgehalten, in denen nach Fertigstellung der Platte spezielle Erddruckgeber eingebaut werden konnten. Die Öffnungen befinden sich in Block 7 ca. 10,0 und 14,0 m hinter der Wand. Die speziellen Erddruckgeber bestehen aus einem vertikalen und einem horizontalen Kissen zusätzlich versehen mit einem Porenwasserdruckgeber. Damit sollte das Einwirkungsverhalten der Kaiplatte auf den Untergrund registriert werden. Nach dem Einbau der Geber (ca. 0,5 m unterhalb der Kaiplattenunterkante) wurde das Bohrloch verfüllt und die Öffnung in der Kaiplatte mit Beton verschlossen.

## 4.6.1.4 Hafenwasserpegel

Der Stand des Hafenwasserpegels wird seit Oktober 1995 kontinuierlich registriert. Zu diesem Zweck wurde ein Wasserdruckaufnehmer senkrecht in einem Spundwandtal frei hängend unter dem Meßkasten auf der Parkhafenseite installiert (Aufnehmerlage: NN -2,50 m).

#### 4.6.2 Inklinometer

Zur Führung der Inklinometersonde in der Schlitzwand wurden die Inklinometerrohre mit Rohrschellen im Abstand von 1,0 m in der Stegmitte der Einzelbohlen PSp1000 befestigt. Dieses Verfahren diente dazu, die Lagegenauigkeit bezüglich der Meßachse der Sonde (lotrecht zur Wandachse) und der Vertikalität der Meßrohres sicherzustellen. Die 30 m langen Doppel-T-Träger wurden vom Kran aufgenommen und in die Stützflüssigkeit des Schlitzes eingestellt.

Die Inklinometerrohre waren an den Muffen genietet und mit einem sogenannten Denso-Band gegen eindringendes Bentonit abgedichtet. Nach dem Einstellen in den Schlitz wurden die Rohre zusätzlich sofort mit Wasser befüllt, um den Druck der Bentonitstützflüssigkeit auszugleichen. Mit Fortschreiten der Baumaßnahme mußten die Rohre nach oben mehrfach verlängert werden, wobei zu beachten war, daß die Verlängerung jeweils ein Vielfaches von 0,5 m betragen muß. Die Einhaltung dieses Vielfachen von 0,5 m (möglichst auf den Zentimeter genau) gewährleistet, daß die Sonde an den gleichen Haltepunkten wie bei der Nullmessung die Folgewerte registriert. Wird dieses nicht eingehalten, sind Meßfehler nicht auszuschließen.

Kurz vor Fertigstellung des Kaikopfbalkens wurde festgestellt, daß die Achse des Inklinometerrohres mit der Achse der Kranbahnschiene zusammentreffen würde. Aufgrund dieses Planungsfehlers mußten die obersten drei Meter des IKL-Rohres am Kopfpunkt um ca. 20 cm aus der Lotrechten in einer leichten Krümmung herausgebogen werden. Diese Krümmung des Rohres hatte jedoch den größten Fehlereinfluß auf die nachfolgenden Inklinometermessungen. Um solche vermeidbaren Fehler auszuschließen, müssen die Planer einer Meßkampagne möglichst früh und unter Angabe aller nötigen Informationen und Baupläne in die Planung der Baumaßnahme einbezogen werden. Von Beginn der Abbaggerung der vor der Kaimauer vorhandenen Böschung bis zur Fertigstellung wurden die Verformungsmessungen ungefähr im Abstand von vier Wochen, und danach in größerem Abstand (ca. 6 Monate) als Langzeitmessung durchgeführt.

# 4.6.3 Ankerkraftermittlung mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen (DMS)

# 4.6.3.1 Allgemeines

Zur Messung der Dehnungsänderungen der Anker wird das DMS-Meßsystem verwendet. Das grundsätzliche Prinzip des Dehnungsmeßstreifens besteht darin, daß die in der Oberfläche des Meßobjekts auftretenden Dehnungsänderungen einem auf dieser Oberfläche befestigten elektrischen Leiter aufgezwungen werden, der seinen Widerstand entsprechend ändert. Aus der gemessenen Widerstandsänderung läßt sich die aufgetretene Dehnungsänderung mit hoher Präzision bestimmen.

# 4.6.3.2 Wheatstone'sche Brückenschaltung

Die nach WHEATSTONE benannte Brückenschaltung von vier Widerständen ist die wichtigste Grundschaltung zum Messen mit Dehnungsmeßstreifen. Sie erlaubt es, geringste Widerstandsänderungen auch bei instabilen Spannungsquellen zu messen.



## R1...R4: Widerstände in den Brückenzweigen 1 bis 4

 $U_{\rm B}$ : Brückenspeisespannung 2 und 3

U<sub>M</sub>: Brückenausgangsspannung

2 und 3: Anschlußpunkte der Brückenspeisespannung

1 und 4: Anschlußpunkte der Brückenausgangsspannung



Die relative Ausgangsspannung dieser Brückenschaltung ist unter der Voraussetzung, daß R<sub>0</sub> der Nennwiderstand der verwendeten Dehnungsmeßstreifen bei allen vier DMS gleich groß ist:

$$\frac{U_M}{U_B} = \frac{(\Delta R_1 - \Delta R_2 + \Delta R_3 - \Delta R_4)}{2 \cdot (2 \cdot R_0 + \Delta R_1 + \Delta R_2 + \Delta R_3 + \Delta R_4)}$$
[1]

Aus Gleichung 1 wird ersichtlich, daß gleich große Widerstandsänderungen in allen Brückenzweigen keine Auswirkungen auf die Ausgangsspannung  $U_M$  haben. Damit eröffnet die Wheatstone'sche Brückenschaltung die Möglichkeit zur Kompensation der Auswirkung von Störeinflüssen, die auf die gesamte Schaltung einwirken.

## 4.6.3.3 Temperaturkompensation der DMS

Unterwirft man eine Vollbrückenschaltung einer Temperaturänderung, so wird diese in jedem der vier Dehnungsmeßstreifen die gleiche Widerstandsänderung und damit die gleiche scheinbare Dehnung hervorrufen. Diese gleichartig in allen vier Brückenzweigen auftretenden Widerstandsänderungen heben sich nach Gleichung 2 in ihren Auswirkungen auf das Ausgangssignal gegenseitig auf.

## 4.6.3.4 Einflüsse auf die Meßergebnisse

Es gibt eine Vielzahl von Störeinflüssen auf die DMS-Meßergebnisse, von denen hier nur drei exemplarisch genannt werden sollen. Allein für diese drei kann ein gemeinsamer Fehlereinfluß von ca. 5 bis 10 % auf die Meßergebnisse angegeben werden [KEIL, 1995].

#### <u>Meßkabel</u>

Das Meßkabel zwischen den am Meßobjekt installierten Dehnungsmeßstreifen und dem nachgeschalteten Meßgerät kann einen Einfluß auf die Meßergebnisse ausüben. Jedes Kabel hat einen Ohm'schen Widerstand, der einen Einfluß auf den Absolutwert des Meßwertes hat. Da bei dieser Meßkampagne Relativdehnungen bezogen auf einen Ausgangszustand bestimmt werden, muß der Widerstand des Kabels nicht berücksichtigt werden.

Einen Einfluß bei dieser Meßkampagne hat dagegen eine auf die Meßkabel einwirkende Temperaturänderung. Temperaturänderungen bewirken durch die Temperaturabhängigkeit des spezifischen Widerstandes des Leiterwerkstoffs (hier Kupfer) Widerstandsänderungen, die den Spannungsabfall und somit die Empfindlichkeit der Vollbrücke ändern. Genaue Angaben über die möglichen Fehler für die Meßwerte sind nur durch umfangreiche Kalibrierungsversuche mit der vor Ort verwendeten Meßausrüstung möglich. Aus Literaturangaben läßt sich die Größenordnung bei dieser Anwendung für den reinen Fehler durch Kabelwiderstände und temperaturbedingte Widerstandsänderungen der Kabel mit ca. 5% angeben.

## <u>Kriechen</u>

Wird ein Dehnungsmeßstreifen hinreichend lange gedehnt, so können im Trägerwerkstoff Relaxationserscheinungen auftreten, die eine Vergrößerung der Übergangszonen an den Meßgitterenden bewirken. Die der Rückstellkraft des Meßgitters vom Trägerwerkstoff entgegengesetzte Kraft läßt nach, und das Meßgitter kann sich teilweise entspannen. Diesen langsam ablaufenden Prozeß bezeichnet man als Kriechen des DMS. Dieses Kriechen ist besonders dann von Interesse, wenn über einen größeren Zeitraum gemessen werden soll.

Der Einfluß des Kriechens kann sehr gut bestimmt werden, wenn das Meßobjekt nach erfolgter Messung wieder in seinen ursprünglichen Ruhezustand zurückversetzt wird und alle anderen Randbedingungen unverändert geblieben sind (Bild 36).



Bild 36: Durch Kriechen verursachte zeitliche Änderung der Dehnungsanzeige in stark übertriebener Darstellung [KEIL, 1995]

#### **Hysterese**

Eine andere eng im Zusammenhang mit dem Kriechen zu sehende Charakteristik des Dehnungsmeßstreifens ist die zwischen der Dehnung des Meßobjektes und der Dehnung des Meßgitters auftretende mechanische Hysterese. Da die Dehnung des Meßgitters proportional zur Dehnung des Meßobjektes ist, tritt diese Hysterese auch zwischen der Widerstandsänderung und der Meßobjektdehnung auf und wird dadurch meßtechnisch erfaßbar.

#### 4.6.3.5 Spannungsermittlung aus gemessenen Dehnungen

Bei einer Spannungsanalyse mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen sind grundsätzlich nacheinander zwei Schritte auszuführen:

- Messen der Dehnungen an der Oberfläche des Versuchsobjektes
- Berechnen der Spannungen aus den gemessenen Dehnungen mit Hilfe der entsprechenden Stoffgesetze unter Anwendung der Regeln der Technischen Mechanik

Im Hinblick auf die Entstehungsursache der zu ermittelnden Spannungen definiert man drei unterschiedliche Typen von Spannungen, die auch hinsichtlich ihrer Ermittlung mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen unterschiedliche Vorgehensweisen erfordern. Es sind dies:

- *Lastspannungen*, die durch äußere mechanische Belastung des Meßobjekts entstehen,
- *Wärmespannungen*, die durch Behinderung der durch thermische Einflüsse verursachten Wärmedehnung des Werkstoffs des Meßobjekts verursacht werden,
- *Eigenspannungen*, die durch thermische Ursachen oder Kaltverformung im Innern des Meßobjekts entstanden sind und dort einen in sich geschlossenen Gleichgewichtszustand bilden.

Die Wärmespannung kann aus der gemessenen Temperatur des Meßobjekts näherungsweise berechnet oder durch die Anordnung eines unbelasteten Kompensationsdehnungsmeßstreifen in der Nähe des eigentlichen DMS gemessen werden. Bei dieser Meßkampagne wurde die Wärmespannung nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen werden konnte, daß sich die Temperatur der horizontalen Anker im Jahresverlauf nur geringfügig ändert, da sie eine Bodenüberdeckung von 3,50 m haben.

## 4.6.3.6 Installiertes Meßsystem

Jeder der zu messenden Horizontalanker wurde an beiden Enden (Elb- und Parkhafenseite) mit zwei in den Mitten der Seitenflächen angeordneten Halbbrücken bestückt, die zu der zuvor beschriebenen Wheatstone'schen Vollbrücke zusammengeschaltet wurden. Die in Längsrichtung angeordneten DMS liegen in gegenüberliegenden Brückenzweigen. Diese Vollbrückenschaltung (Bild 37) reagiert nur auf Längskräfte im Stab. Die Schaltung ist in sich voll temperaturkompensiert. Die quer zur Stabachse geklebten Streifen nehmen die von der einachsigen Längsbeanspruchung erzeugte Querdehnung auf, die das v-fache der Längsdehnung beträgt und ein der Längsdehnung entgegengesetztes Vorzeichen besitzt. Die Schaltung reagiert nicht auf Biegebeanspruchung (M<sub>b</sub>), da sich deren Auswirkungen innerhalb der Schaltung gegenseitig aufheben. Sie ist auch unempfindlich gegen Verdrehung (M<sub>t</sub>), die bei dieser Konstruktion jedoch ohnehin ausgeschlossen ist.



Bild 37: Jeweils zwei in Längs- und Querrichtung auf der Ober- und Unterseite des Rundstahlankers installierte DMS [KEIL, 1995]

Die DMS liefern selbst im unbelasteten Zustand nicht den Wert Null, sondern unterschiedliche Grundwerte. Für die Auswertung der Meßergebnisse wurde nachfolgende Gleichung 2 verwendet:

$$\frac{U_{M}}{U_{B}} = \frac{2 \cdot k \cdot (1+v)}{4} \cdot \varepsilon_{F}$$
[2]

mit

- U<sub>M</sub> = Brückenausgangsspannung (Meßsignal)
- U<sub>B</sub> = Brückenspeisespannung
- k = k-Faktor, hier laut DMS-Hersteller k = 2,07
- v = Querdehnzahl, hier gewählt v = 0,3
- $\epsilon_{F}$  = Längsdehnung (Meßwert)

Nach dem Hooke'schen Gesetz läßt sich die Ankerkraft F wie folgt errechnen:

$$F = \varepsilon_F \cdot E_s \cdot A_s$$
 [3]

mit: F = Ankerkraft [kN]

 $\epsilon_{F}$  = Längsdehnung [-]

- $E_s = E-Modul von Stahl [kN/m<sup>2</sup>]$
- A<sub>s</sub> = Querschnittsfläche des Stahls [m<sup>2</sup>]

#### 4.7 Meßwerterfassung

Da in der Meßtechnik die Meßwerterfassung eine ebenso wichtige Rolle wie die richtige Auswahl und der fachgerechte Einbau der Meßwertgeber spielt, wurde für diese Meßkampagne ein Datalogger der Firma Data Electronics, Australien (Deutscher Vertrieb: Dr. Seitner System- und Sensortechnik GmbH, München) gewählt. Der Datalogger hatte in der Grundfiguration folgende Ausstattungsmerkmale:

- 30 Kanäle verwendbar in jeder Kombination (beliebig erweiterbar)
- Auflösung 16 Bit mit Vorzeichen
- eingebaute Echtzeituhr
- Abtastrate bis 2 Abtastungen pro Sekunde pro Kanal
- Sensorversorgung vom Logger 2,5 V, 250 mA oder 2,5 mA je Kanal Spannungs- oder Stromversorgung f
  ür Dehnungsme
  ßstreifen, voreingestellte Konfiguration f
  ür zahlreiche Me
  ßwertgeber
- Speicherkarte (1 MB) für 50000 Meßwerte (inkl. Datum und Zeit), entspricht bei dieser Meßkampagne ca. 6 Wochen
- individuell über PC programmierbar (beliebige Zeitintervalle etc.)
- eingebaute Batterie (Lebensdauer: 30 Tage bei einer Abfrage von 30 Kanälen alle 30 Minuten)

Anfänglich wurde der Datalogger temporär im Trog der Kaiplatte eingebaut. Nach dem Verlegen und Verlängern der Meßwertgeberkabel zur Parkhafenseite wurde er dort in einem hochwassersicheren und spritzwassergeschützten Metallschrank eingebaut (Bild 38) und registriert seit Sommer 1995 alle 30 Minuten (jeweils zur halben und vollen Stunde) alle eingebauten DMSund Spannungsgebermeßwerte. Die eingebaute Uhr wird nicht jeweils zwischen Sommer- und Winterzeit umgestellt, d.h., alle Zeiten sind Winterzeiten. Der Datalogger wird mit Netzspannung betrieben, die Batterie ist als Notstromversorgung zu Ausfallzeiten der Netzspannung da. Ein Telefonanschluß (möglichst ISDN) wäre wünschenswert zur Fernwartung und Auslesung der Meßdaten gewesen [HORST u. GATTERMANN, 1996], konnte jedoch bei diesem Projekt nicht realisiert werden.



Bild 38: Datataker DT500 mit 2 Erweiterungsmodulen im Meßschrank

Obwohl sich der Hauptteil der Meßgeber auf der Elbseite befindet, wurde der Meßschrank in Block 7 auf der Parkhafenseite installiert. Diese Plazierung dient der Vermeidung von Störungen der Be- und Entladevorgänge der Schiffe am Liegeplatz, die höheren Leitungslängen wurden dafür in Kauf genommen. Um einen ausreichenden Hochwasserschutz zu gewährleisten, wurde der Meßschrank in einer Höhe von 1,70 (gleich Unterkante des Schrankes, entspricht NN +7,70m) über dem Niveau der Kaianlage angebracht. Von einem Einbau des Dataloggers in die Kaiplatte (unterhalb NN +6,00m) in der Nähe der Meßwertgeber wurde aufgrund der Erfahrungen am O'Swaldkai abgesehen. Dort kam es zu einer Überflutung und Zerstörung der Meßanlage infolge eines Hochwassers am 28.01.1994, das eine Höhe von NN +6,02 m erreichte.
### 4.8 Meßdatenreduzierung

Die Meßdatenregistrierung, -speicherung und -auswertung muß im Rahmen eines Langzeitmeßprogrammes sorgfältig geplant und durchgeführt werden.

Die Meßdatenregistrierung kann mit den heutigen, auf dem Markt angebotenen Dataloggern oder Analog-Digital-Wandlern vielfältig konfiguriert werden. Neben der Anzahl der Meßkanäle sowie der Registrierungsfrequenz bieten die Geräte eine fast unbegrenzte Speichermöglichkeit.

Während bei der Meßdatenregistrierung eine möglichst hohe Anzahl an Meßwerten angestrebt wird, muß für die Auswertung eine sinnvolle Reduzierung der Meßwerte erfolgen, ohne den Informationsgehalt der Messungen herabzusetzen. Folgende Strategien zur Meßdatenreduzierung sind möglich:

#### Messen nur zu bauwerksrelevanten Terminen

Messungen zu Terminen, an denen Veränderungen des Bauwerks durch Veränderungen der einwirkenden Lasten erwartet werden.

<u>Vorteil</u> :	wenig Meßwerte
Nachteil:	keine Aussagen über plötzlich und unplanmäßig eintretende
	Veränderungen am Bauwerk

Kontinuierliche Messungen mit niedriger Meßfrequenz

Vorteil:	wenig Meßwerte
Nachteil:	fehlender oder sogar falscher Informationsgehalt der Meßwerte
	z.B. kann bei einer Meßfrequenz von 6 Stunden ein Tideverlauf als
	Gerade dargestellt werden

• Kontinuierliche Messungen mit hoher Meßfrequenz und Abspeicherung in einer Datenbank

Alle Meßdaten werden mit der höchsten vertretbaren Meßfrequenz registriert und anschließend in einer Datenbank abgespeichert. Zur Auswertung werden dann nur die Meßwerte für einen bestimmten Zeitraum betrachtet.

Vorteil: voller Informationsgehalt

<u>Nachteil</u>: Auswertungen über einen größeren oder den gesamten Zeitraum sind zeit- und rechnenintensiv, Anlage der Datenbank bedarf eines hohen Programmieraufwandes Intelligente Meßdatenregistrierung Mit der heutigen Meßtechnik besteht die Möglichkeit, Meßdaten nur dann zu registrieren, wenn sie vorher vorgegebene Meßwertschranken überschreiten.

Vorteil:sehr wenig MeßwerteNachteil:höhere Kosten an Hardware, höherer Programmier- oder<br/>Einrichtungsaufwand

Bei der Durchführung des Meßprogrammes '10. LP Burchardkai' wurde eine weitere Möglichkeit ausgearbeitet, um die Anzahl der Meßdaten bei gleichzeitiger Erhaltung des vollen Informationsgehaltes zu reduzieren.

 Kontinuierliche Messungen mit hoher Meßfrequenz und anschließender Meßdatenreduzierung

Alle Meßdaten werden mit der höchsten vertretbaren Meßfrequenz registriert und anschließend reduziert.

<u>Vorteil</u>: wenig Meßwerte bei vollem Informationsgehalt <u>Nachteil</u>: keine

Vorversuche bei Tidemessungen im Hamburger Hafen ergaben für eine realistische Aufzeichnung der Pegelganglinien eine Meßfrequenz von 30 Minuten. Kürzere Meßfrequenzen erhöhten den Informationsgehalt nur noch geringfügig. Die halbstündige Meßfrequenz hätte bei den eingesetzten 30 Meßwertgebern über einen Zeitraum von einem Jahr eine Datenflut von rund 1,5 Millionen Meßwerten (inklusive Datum und Uhrzeit) erzeugt. Eine solche Datenmenge kann nur noch mit großen Schwierigkeiten (Hardwareanforderung und Geschwindigkeitsverlust) in ihrer Gesamtmenge ausgewertet werden.

Für die Datenreduzierung wurde folgende Vorgehensweise entwickelt:

In einer mathematischen Routine wird der Schnittwinkel der Geraden durch die Meßwerte M<sub>1</sub> und M<sub>2</sub> sowie M<sub>2</sub> und M<sub>3</sub> berechnet. Überschreitet dieser Winkel einen vorgegebenen Wert <u>nicht</u>, wird der Meßwert M<sub>2</sub> eliminiert. Im nächsten Schritt wird der Schnittwinkel der Geraden durch die Meßwerte M<sub>1</sub> und M<sub>3</sub> sowie M<sub>3</sub> und M<sub>4</sub> berechnet und mit dem Vorgabewert verglichen. Gegebenenfalls wird M<sub>3</sub> eliminiert. Dieses Verfahren wird solange fortgeführt, bis der Schnittwinkel den Vorgabewert überschreitet. Jetzt wird der Meßwert, der von beiden Geraden geschnitten wird, beibehalten und das Berechnungsverfahren an diesem Meßwert neu gestartet. Bild 39 zeigt beispielhaft die Geraden durch beibehaltene Meßwerte des Hafenpegels. Mittels der beschriebenen Vorgehensweise konnten die Meßwerte für den Zeitraum eines Tages von 48 auf 16, d.h. auf 33%, reduziert werden, ohne den Informationsgehalt herabzusetzen. Die Reduktion ist nicht statisch, sondern reagiert auf alle eventuellen Veränderungen. Bei der Detailbetrachtung werden für die jeweiligen Meßkurven Polynome höherer Ordnung gebildet. Dadurch wird das Problem unterschiedlicher Zeitzuordnungen behoben.

•



Bild 39: Beispielhafte Meßdateneliminierung unter Beibehaltung des vollen Informationsgehaltes (hier: Hafenpegel über Zeit)

# 4.9 Auswertung der Messungen

### 4.9.1 Spannungsgeber

Alle Messungen wurden in ihrer Gesamtheit ausgewertet. Zur detaillierteren Untersuchung wurden aus dem gesamten Meßzeitraum (Beginn im Frühjahr 1995 bis heute - Messungen werden fortgeführt) zwei Zeiträume von jeweils 4 Tagen herausgegriffen. Zum einen wurde ein mittleres Hochwasserereignis von NN +4,50 m im Zeitraum vom 28.10.96 bis 01.11.96, zum anderen ein Niedrigwasserereignis von NN +1,70 m im Zeitraum vom 07.01.97 bis 11.01.97 betrachtet.

Für alle Spannungsaufnehmer wurden zuvor spezielle Auswertungen zur Überprüfung der Meßgenauigkeit und Aussagequalität durchgeführt. In Bild 40 ist beispielhaft die Gesamtabweichung infolge Meßungenauigkeiten für ein Vertrauensniveau von 95% für das Erddruckkissen in Block 7 für die Einbautiefe - 5,70 m dargestellt.

Die Gesamtabweichung ergibt sich aus den Herstellerangaben über Linearität und Hysterese, Empfindlichkeit und Nullpunktstabilität sowie aus thermischen Empfindlichkeitsänderungen und thermischen Nullpunktverschiebungen. Hinzu kommt der Fehler des Analog-Digital-Wandlers, der die elektrischen Spannungen in digitale Werte umwandelt. Fehler der Spannungsgeber infolge thermischer Einflüsse bleiben bei der durchgeführten Fehlerrechnung unberücksichtigt, da sie die Größenordnung des Gesamtfehlers nur unwesentlich beeinflussen [NIEHOFF, 1992].

Die Abweichung der rechnerischen Belastung von dem wahren Wert der Belastung beträgt mit dem angegebenen Konfidenzniveau von 95% bei dem verwendeten Erddruckaufnehmer mit dem Meßbereich 0 - 5 bar maximal 8 %. Die berechneten Vertrauensgrenzen beinhalten keine Abweichungen, die infolge des Einbaus der kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber (z.B. Verdrehung, Kippung, wahre Einbautiefe) und infolge von Temperaturänderungen auftreten können. Bild 40 zeigt, daß die Abweichungen vom wahren Meßwert mit höherer Einbautiefe oder höherer Belastung und dadurch besserer Ausnutzung des Meßbereiches der Meßgeber kleiner werden.



Bild 40: Gesamtabweichung infolge Meßungenauigkeit für das Vertrauensniveau von 95% (Erddruckkissen, Block 7, NN -5,20 m) [nach van MÜNSTER, 1997]

#### 4.9.1.1 Wasserdruckmessungen

Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß die Grundwasserstände hinter der Kaimauer in Abhängigkeit von der Tide schwanken, woraus folgt, daß ein hydraulischer Kontakt zwischen Grund- und Außenwasserstand vorhanden sein muß. Die Schwankungen der Grundwasserstände in der Kaianlage treten gegenüber dem Außenwasserstand gedämpft auf. Diese Dämpfung ist von der Durchlässigkeit der Wand und des anstehenden Bodens abhängig.

Zur Überprüfung der Meßgenauigkeit wurden zunächst die Porenwasserdrücke, die am Block 7 in einer Tiefe von NN -5,20 m gemessen wurden, mit den am Block 8 in NN -4,70 m gemessen nen verglichen. In Bild 41 sind die Meßkurven beider Porenwasserdruckaufnehmer und deren Differenz beispielhaft für den Zeitraum 28.10.- 01.11.1996 dargestellt.



Bild 41: Vergleich der Porenwasserdruckmessungen am Block 7 und 8

Bei beiden Meßstellen ist eine gleichmäßige Veränderung der Porenwasserdrücke infolge Tidewechsel festzustellen. Da sich die Einbautiefen beider Porenwasserdruckaufnehmer um  $\Delta h \approx 0,50$  m unterscheiden, müßten die am Block 7 gemessenen Porenwasserdrücke zu jeder Zeit um  $\Delta u = \gamma_W * \Delta h = 5$  kN/m<sup>2</sup> größer sein als die am Block 8 gemessenen neutralen Spannungen, doch offensichtlich ist die Porenwasserdruckdifferenz bei Tidehochwasser (Thw) größer als bei Tideniedrigwasser (Tnw).

Um die Unterschiede der Porenwasserdruckdifferenzen zu quantifizieren, werden die an beiden Meßstellen gemessenen maximalen (Thw) und minimalen (Tnw) Porenwasserdrücke getrennt voneinander betrachtet.

Das Ergebnis der Vergleichsrechnungen ist in Bild 42 in Form von Häufigkeitsverteilungen dargestellt. Bei Tidehochwasser beträgt die Porenwasserdruckdifferenz im Mittel  $\Delta u = 7,85 \text{ kN/m}^2$ , woraus sich eine Höhendifferenz  $\Delta h = 0,785 \text{ m}$  ergibt. Bei Tideniedrigwasser ergibt sich mit  $\Delta u = 4,853 \text{ kN/m}^2$  eine Höhendifferenz  $\Delta h = 0,485 \text{ m}$ , die der erwarteten Höhendifferenz  $\Delta h = 0,50 \text{ m}$  entspricht.





Bild 42: Porenwasserdruckdifferenzen  $\Delta u = u_{Block 7} - u_{Block 8}$  bei Thw und Tnw [nach van MÜNSTER, 1997]

Um die unterschiedlichen Porenwasserdruckdifferenzen bei Tidehoch- und Tideniedrigwasser erklären zu können, werden die Auswertungen der Bohrprofile, die beim Einbau der einzelnen Erd- und Porenwasserdruckaufnehmer gewonnen wurden, hinzugezogen.

Bild 43 zeigt die Schichtenverläufe, die sich aus den Auswertungen der Bohrungen ergeben. Der Ansatzpunkt beider Bohrungen liegt bei NN +3,50 m. Der in Block 7 hinter der Kaimauer festgestellte Schichtenverlauf resultiert aus der Bohrung Nr. V/2031 c, die bis zu einer Tiefe von NN -5,00 m abgeteuft wurde.

Die obere Bodenschicht mit einer Mächtigkeit von etwa fünf Metern besteht aus Fein- und Mit-

telsand (NN +3,50 m bis NN -1,50 m). Darunter steht eine sechzig Zentimeter mächtige Schlickschicht an, die bindige Bestandteile enthält. Die untere Bodenschicht, in die der Erd- und Porenwasserdruckaufnehmer in einer Tiefe von NN -5,20 m eingebaut wurde, steht ab NN -2,10 m an und besteht aus schluffigem Fein- und Mittelsand.

Der Schichtenverlauf hinter der Wand in Block 8 geht aus der Bohrung Nr. V/2032 B, die bis zu einer Tiefe von NN -4,50 m abgeteuft wurde, hervor. Die obere Bodenschicht mit einer Mächtigkeit von 1,50 m besteht aus Fein- und Mittelsand mit vereinzelt eingelagerten Steinen. In einer Tiefe von NN +2,00 m bis NN -0,90 m steht ebenfalls Fein- und Mittelsand an, doch diese Bodenschicht ist mit Schlickstreifen durchzogen. Darunter liegt eine 1,10 m mächtige, aus schluffigem Fein- und Mittelsand bestehende Bodenschicht, gefolgt von einer mit Sandstreifen durchzogenen Schlickschicht mit einer Mächtigkeit von 1,90 m. In der unteren Schicht steht ab NN -3,90 m wiederum Fein- und Mittelsand an. In dieser Bodenschicht, in der sich der Meßwertaufnehmer in einer Tiefe von NN -4,70 m befindet, sind vereinzelt Steine eingelagert.

Zieht man zusätzlich die aus den entsprechenden Porenwasserdruckmessungen berechneten Wasserstände in [mNN] hinzu, die sich bei Tidehoch- und Tideniedrigwasser jeweils wasserund landseitig für den Zeitraum 26.10.-29.10.1996 einstellen, ergeben sich die ebenfalls in Bild 43 dargestellten Wasserwechselzonen infolge Tidewechsel.

Bei Tideniedrigwasser stellt sich ein landseitiger Wasserüberdruck ein, der halb so groß ist wie der elbseitige Wasserüberdruck bei Tidehochwasser.

Die Wasserwechselzone hinter der Kaimauer liegt in beiden Meßquerschnitten in einer aus Fein- und Mittelsand bestehenden Bodenschicht, mit dem einzigen Unterschied, daß die Schicht in Block 8 mit Schlickstreifen durchzogen ist. Die Grundwasserstände am Block 8 verändern sich infolge Tidewechsel um  $\Delta h=2,23$  m, die Grundwasserstände am Block 7 gleichzeitig um  $\Delta h=2,74$  m. Die unterschiedlichen Schwankungen sind damit zu begründen, daß die Durchlässigkeit des Bodens in der Wasserwechselzone am Block 8 aufgrund der Schlickstreifen, die bindige Bestandteile enthalten, geringer ist als die Durchlässigkeit des Fein- und Mittelsandes, der in der Wasserwechselzone am Block 7 ansteht.

Daraus folgt, daß der Grundwasserstand am Block 8 aufgrund der geringeren Durchlässigkeit bei auflaufendem Wasser langsamer ansteigt und bei ablaufendem Wasser auch langsamer abfällt als der in Block 7.



Bild 43: Bodenprofil und Wasserstände infolge Tidewechsel (Block 7 und 8)

Dieser Vergleich ermöglicht die Aussage, daß die Porenwasserdruckmessungen am Block 7 in NN -5,20 m und Block 8 in NN -4,70 m plausible Meßergebnisse liefern.

Zu den Porenwasserdruckmessungen am Block 7 in NN -11,50 m liegen am Block 8 keine Vergleichswerte vor. Es ist jedoch zu erkennen, daß die aus den hier gemessenen Porenwasserdrücken berechneten Wasserstände sich nicht wesentlich von den anderen in Block 7 unterscheiden. Gleiches gilt für die Messungen am Block 7 und Block 8 in einer Tiefe von NN -22,00 m, hier sind die Porenwasserdruckverläufe nahezu identisch.

Bild 44 zeigt die auf mNN normierten Pegelganglinien für alle fünf, im gleichen horizontalen Abstand von der Wand eingebauten Geber sowie den Hafenwasserstand im Parkhafen. Es ist zu erkennen, daß der Wasserstand hinter der Wand dem Hafenpegel mit einer Zeitverzögerung von maximal 30 Minuten folgt. In der Regel sinkt er zum gleichen Zeitpunkt wie auch der Hafenpegel. Auf die Erklärung dieses quasi "Gleichlaufens" wird in Kapitel 5 eingegangen.



Bild 44: Wasserstände bezogen auf mNN während einer Hochwasserperiode (MThw = +2,08m / MTnw = -1,32m NN)

Beim Hochwasser- als auch beim Niedrigwasserereignis wurde ein maximaler Wasserüberdruck von ca. 6 bis 7 kN/m<sup>2</sup> zum Zeitpunkt der Flut verzeichnet. Bei Ebbe wurden Wasserüberdrücke von 1 bis 3 kN/m<sup>2</sup> gemessen. Ergebnisse von Messungen in offenen Pegeln in Block 2, die im Rahmen einer Diplomarbeit [KROGMANN, 1995] erzielt wurden, wiesen ähnliche Wasserüberdrücke nach.

[5]

#### 4.9.1.2 Belastung auf die Wand

Der aktive, horizontale Erddruck (Effektivspannung) in einer Tiefe h unter der Geländeoberkante berechnet sich nach der Erddrucktheorie von COULOMB zu

$$\mathbf{e}_{ah} = \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{k}_{ah}$$
 [4]

mit
γ : Wichte des Bodens [kN/m<sup>3</sup>]
h : Höhe des betrachteten Horizontes [m]
k<sub>ah</sub> : Erddruckbeiwert [-]

und die neutralen Spannungen unter der Annahme einer linearen, hydrostatischen Wasserdruckverteilung zu

> mit  $\gamma_W$  : Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>] h<sub>W</sub> : hydrostatische Druckhöhe [m]

 $u = \gamma_W \cdot h_W$ 

Die Summe aus (e<sub>ah</sub> + u) ergibt die horizontale Totalspannung.

Der theoretische Zusammenhang zwischen den horizontalen Total- und Effektivspannungen wird nun für die bei den Messungen relevanten Lastfälle Tidehochwasser (Thw) und Tideniedrigwasser (Tnw) anhand Bild 45 erörtert. Betrachtet wird ausschließlich das Bodenelement der Höhe h unter dem Grundwasserhorizont. Infolge Tidewechsel ändern sich die Grundwasserstände hinter der Kaimauer um  $\Delta h$ . Bei Tidehochwasser stellt sich ein Wasserüberdruck auf der Wasserseite, bei Tideniedrigwasser ein Wasserüberdruck auf der Landseite ein. Interessant für die Auswertung der Messungen sind die Änderungen der Total- und Effektivspannungen und des Porenwasserdruckes u, die sich nach der Theorie infolge Tidewechsel ergeben. In nachfolgender Tabelle 5 sind die rechnerischen Effektivspannungen  $e_{ah}$ , die neutralen Spannungen u und die Totalspannungen ( $e_{ah}+u$ ) für beide Lastfälle zusammengestellt.



Bild 45: Statisches Modell zur Beschreibung der Lastfälle Thw und Tnw

Taballa 5.	Änderung de	r Snannungen	infolgo -	Tidowochsol
Tabelle 5.	Anderung de	i Spannungen	nnoige	nuewechsei

	Tidehochwasser	Tideniedrigwasser
Effektivspannung e <sub>ah</sub>	γ´ <sub>B</sub> ·h·k <sub>ah</sub>	γ΄·h·k <sub>ah</sub> + ((γ-γ΄)·Δh·k <sub>ah</sub> )
neutrale Spannung u	γ <sub>W</sub> ∙h	γ <sub>W</sub> ⋅(h-∆h)
Totalspannung (e <sub>ah</sub> +u)	γ΄·h·k <sub>ah</sub> + γ <sub>W</sub> ·h	$\gamma' \cdot h \cdot k_{ah} + \gamma_W \cdot h + ((\gamma - \gamma') \cdot \Delta h \cdot k_{ah} - \gamma_W \cdot \Delta h)$

Aus Tabelle 5 ist zu ersehen, daß die Effektivspannungen bei steigendem Grundwasserspiegel abnehmen (Übergang von Tnw zu Thw). Dies ist damit zu erklären, daß bei Tidehochwasser um  $\Delta h$  mehr Boden unter Auftrieb steht und hierfür die kleinere Wichte  $\gamma'$  angesetzt werden muß. Der Erddruckbeiwert k<sub>ah</sub> ist unabhängig von der Wichte des Bodens und bleibt in beiden Fällen gleich.

Die neutralen Spannungen werden beim Übergang von Tideniedrig- zu Tidehochwasser größer, da sich die hydrostatische Druckhöhe um  $\Delta h$  erhöht.

Da der Erddruckbeiwert  $k_{ah}$  nur Werte kleiner Eins annehmen kann, steigen die Totalspannungen ebenfalls, so daß gilt:

$$\gamma_{W} \cdot \Delta h > (\gamma - \gamma') \cdot \Delta h \cdot k_{ah}$$
[6]

Während die Totalspannungen und die neutralen Spannungen bei Tidehochwasser zunehmen, nehmen die Effektivspannungen ab. Bei Tideniedrigwasser verhält es sich umgekehrt.

Aus allen Darstellungen der Meßergebnisse wird ersichtlich, daß sich die gemessenen totalen und neutralen Spannungen der Theorie entsprechend verhalten, da sich bei Tidehochwasser größere Spannungen als bei Tideniedrigwasser ergeben. Die neutralen Spannungen verlaufen parallel zu den Totalspannungen.

Da die Effektivspannung aus der Differenz beider Spannungen berechnet wird, verlaufen auch die Effektivspannungen parallel zu den anderen Spannungen, so daß entgegen der Theorie auch die Effektivspannungen bei Tidehochwasser größer sind als bei Tideniedrigwasser. Bei Tideniedrigwasser stellt sich ein landseitiger Wasserüberdruck, bei Tidehochwasser ein wasserseitiger Überdruck ein.

Die Erhöhung der effektiven Spannung, die sich im Gegensatz zur Theorie beim Übergang von Tideniedrigwasser zu Tidehochwasser ergibt, wird von STAHLHUT [1993] und MAYBAUM [1994] damit erklärt, daß die Last aus Wasserüberdruck bei Tidehochwasser eine Wandbewegung zum Erdreich hin bewirkt und so in zusätzliche Erddruckspannungen umgesetzt wird. Bei Tideniedrigwasser hingegen wird der landseitige Wasserüberdruck in Verformungen umgesetzt. Die Wand bewegt sich vom Erdreich weg, so daß sich die Effektivspannungen verringern.

Als Bedingung für diese Erklärung muß eine Wandbewegung vorausgesetzt werden. In wiederholten Messungen während eines Tidewechsels an allen untersuchten Wänden im Hamburger Hafen wurden jedoch <u>keine</u> meßbaren Wandbewegungen festgestellt. Es muß also noch andere Erklärungen für dieses Verhalten der Spannungen geben. In Kapitel 5 (S.101) werden neue Erklärungsansätze aufgezeigt.

Die Belastungsänderungen auf die Wand infolge der Tide während eines Hochwasserereignisses sind in Bild 46 beispielhaft für Block 7, Tiefenlage NN -11,0 m dargestellt. Die dicke Linie beschreibt den Verlauf der Effektivspannung *(sigma effektiv)*, die sich aus der Differenz der gemessenen Totalspannung sowie der am gleichen Ort gemessenen neutralen Spannung ergab. Die dünne Linie beschreibt den Verlauf der Differenz des Wasserüberdruckes *(delta u)*, die als Differenz zwischen dem Außenwasserstand und dem Wasserstand hinter der Wand errechnet wurde und für die die rechte Achseneinteilung gilt. Wird nun die Summe von *sigma effektiv und delta u* gebildet, erhält man die eigentliche Belastung auf die Wand (graue Linie).

Die in dieser Arbeit dargestellten bisher dreijährigen Messungen haben ergeben, daß sich in allen Meßebenen eine konstante Belastung auf die Wand einstellt.



Bild 46: Belastungsänderungen auf die Wand infolge eines Hochwasserereignisses (gemessene Werte)

Die gemessene Unabhängigkeit der Belastung auf die Wand von der Tide wird jedoch in starkem Maße von der Größe und dem zeitlichen Verlauf des Wasserüberdruckes beeinflußt. Bei einer Verschiebung des zeitlichen Verlaufs des Wasserüberdrucks um nur eine Stunde, würde sich keine konstante Belastung auf die Wand mehr einstellen (Bild 47).



Bild 47: Belastungsänderungen auf die Wand infolge eines Hochwasserereignisses (simulierte Werte)

In der Statik ergab sich für den Regelblock die maßgebende Belastung der Spundwandbemessung aus den Lastannahmen für Lastfall 3, der einen landseitigen Wasserüberdruck von 30 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt. Die Erddruckermittlung erfolgte auf der Grundlage der Coulomb´schen Erddrucktheorie.

Bei der Berechnung des aktiven Erddruckes wurde eine lastabschirmende Wirkung durch die Kaiplatte berücksichtigt. Dabei wird davon ausgegangen, daß die Verkehrs- und Eigenlast der Kaiplatte vollständig über die Teilverdrängungsbohrpfähle in den tragfähigen Untergrund geleitet wird. Die Richtigkeit dieser Annahme wird durch die nachfolgenden Meßergebnisse als auch durch die Tatsache begründet, daß bei der untersuchten Konstruktion sich unterhalb der Kaiplatte ein sichtbarer Spalt von mehreren Zentimetern einstellte.

Die Bodenschichten und Kennwerte, die der Ermittlung des aktiven und passiven Erddruckes zugrunde liegen, und die Berechnungen wurden der Statik (siehe Anlage 1) entnommen.



Bild 48: Vergleich des aktiven Erddrucks resultierend aus Statik (LF 3) und Erddruckmessung (Block 7, Tideniedrigwasser)

In Bild 48 sind die errechneten und die gemessenen aktiven, horizontalen Erddrücke grafisch dargestellt. In der Tiefe NN -5,20 m ist der errechnete Erddruck größer als der gemessene. Im Feldbereich (NN -11,50 m) sind die Erddrücke nahezu identisch. Am Fuß der Spundwand wird die vorhandene Erddrucklast deutlich unterschätzt. Im Mittel sind die gemessenen Erddrucklasten größer als die nach der Coulomb´schen Erddrucktheorie berechneten. Die Messungen bestätigen die lastabschirmende Wirkung durch die Kaiplatte.

Die aus den Erd- und Porenwasserdruckmessungen resultierende landseitige Belastung der Wand ergibt sich aus der Summe der Effektivspannung und des Wasserüberdruckes ( $e_{ah}+\Delta u$ ). Bild 49 zeigt die landseitige Belastung der Wand im Vergleich zur Statik. Die gemessenen Wasserüberdrücke auf der Landseite sind im Vergleich zum statischen Wasserüberdruckansatz von 30 kN/m<sup>2</sup> verschwindend gering, so daß die auf die Spundwand einwirkende Last im oberen und mittleren Wandbereich eindeutig überschätzt wird.



Bild 49: Vergleich des aktiven Erddrucks plus Wasserüberdruck resultierend aus Statik (LF 3) und Erddruckmessung (Block 7, Tideniedrigwasser)

#### 4.9.2 Verformungen

#### 4.9.2.1 Inklinometermessungen

Die Verformungsmessungen mit der Inklinometersonde wurden ab Anfang 1995 (vor Beginn der Abbaggerungsarbeiten = Nullmessung) in unregelmäßigen Abständen je nach Baufortschritt durchgeführt und ausgewertet. Bei der Auswertung der Messungen wurden zahlreiche statistische Untersuchungsmethoden durchgeführt. Die Beurteilung der Häufigkeitsverteilungen und der Häufigkeitssummenkurven bestätigten die Annahme, daß es sich bei den Meßabweichungen um zufällig streuende Werte handelt [van MÜNSTER, 1997].

Bild 50 zeigt die Häufikeitsverteilung aller mittleren Umschlagfehler, die bei allen Messungen in der Meßstelle 2 in Block 7 ermittelt worden sind. Es ist wiederum eine einseitige Streuung (vergleiche Kapitel 3.6.4, S.30) um einen Mittelwert von  $\overline{x} = -0.9189$  [digits] festzustellen. Sie ist, wie schon beschrieben, auf eine fehlerhafte Justierung der Meßsonde zurückzuführen, hat jedoch keinen nachteiligen Einfluß auf das Meßergebnis, da sich die relevante Meßgröße aus den Mittelwerten der Hin- und Rückmessung ergibt, so daß sich dieser systematische Fehler aufhebt. Der Unterschied zwischen den beiden Mittelwerten (-0.9189 und -4.6897) beruht darauf, daß zwischen den Meßkampagnen ein Abstand von drei Jahren liegt und die Sensoren in der Inklinometersonde einem Drift unterliegen.



Bild 50: Häufigkeitsverteilung der mittleren Umschlagsfehler (Meßstelle 02) über alle Messungen [van MÜNSTER, 1997]

Die Auswertung ergab für ein Konfidenzintervall von 95% Vertrauensbereiche der durchgeführten Verformungsmessungen von  $\pm$  0,2 mm bei einer Meßlänge von 31,5 m.

Um die Qualität der Messungen anhand der systematischen Abweichung beurteilen zu können, wurde aufgrund umfangreicher Untersuchungen der Korrelationskoeffizient als Maß der Übereinstimmung von Hin- und Rückmessung eingeführt. Er wird aus den empirischen Standardabweichungen  $s_{A+}$  und  $s_{A-}$  der gemessenen Werte in den (A+)- und (A-)-Achsen und der Kovarianz Cov(A+;A-) folgendermaßen berechnet:

$$r = \frac{Cov(A+; A-)}{(s_{A+} \cdot s_{A-})}$$
[7]

mit: Cov = Kovarianz S = Standardabweichung

Die Berechnung für die Werte in Meßebene B-B in Kaimauerflucht erfolgte analog.

In Bild 51 sind die für die einzelnen Meßreihen in Meßebene A-A berechneten Korrelationskoeffizienten r(A+;A-) über die Zeit aufgetragen. Die Übereinstimmung von Hin- und Rückmessung in Meßebene A-A, ausgedrückt durch einen Wert  $r \cong -1$ , ist mit Ausnahme der Meßreihen MR 01 bis 04 sehr gut, d.h. die Umschlagfehler sind größtenteils vernachlässigbar gering. Die Auswertungen bestätigten dies. Es liegen somit qualitativ hochwertige Meßergebnisse in Meßebene A-A in bezug auf das Auftreten systematischer Meßabweichungen vor. Dieses gilt auch für die Verformungsmessungen in den anderen Meßstellen.



Bild 51: Entwicklung des Korrelationskoeffizienten über die Zeit (Achse A-A, MS 02, B7)

In Bild 52 sind die Deformationsmessungen für die Meßstelle 02 in Block 7 dargestellt. Der Zeitraum beläuft sich von Meßreihe 08 (kurz nach Beginn der Abbaggerung) bis Meßreihe 30 (nach Inbetriebnahme der Kaianlage). Für die Darstellung wurde der Fußpunkt als unverschieblich angenommen. Auf eine Anhängung an die vom Geodäten gemessene Lage der Kopfpunkte konnte verzichtet werden, da an diesem Bauwerk von beiden Seiten keine nennenswerten Verschiebungen der Kopfpunkte gemessen wurden. Tendenziell ist eine Fußverschiebung im Millimeterbereich zur Landseite hin auszumachen.

Es wurde eine maximale Durchbiegung der Wand in einer Tiefe von NN -8,0 bis -9,0 m von 4,0 cm festgestellt. Am Fuß ist eine Krümmungsänderung zu erkennen, die auf eine Fußeinspannung schließen läßt.

Wie schon im vorherigen Kapitel beschrieben, wurden während einer Tide keine Wandbewegungen festgestellt.



Bild 52: Deformationsmessungen in der Meßebene A bezogen auf die Nullmessungen vom Frühjahr 1995 - Meßstelle 02, Block 7

### 4.9.3 Rückrechnung des Momentenverlaufs aus der gemessenen Biegelinie

Die Differentialgleichung des Balkens bildet die Grundlage für die Umrechnung der Verformungen in Schnittgrößen und Belastung. Es ergeben sich die in Tabelle 6 zusammengestellten mathematischen Zusammenhänge zwischen der Biegelinie, den Schnittgrößen und der Belastung. Durch mehrmaliges Differenzieren der Biegelinie erhält man nach Multiplikation mit der Biegesteifigkeit der Wand ( $E\cdot$ I) die jeweiligen Zustandslinien [AHRENS u. DUDDECK, 1998].

Zielgröße	formaler Zusammenhang	Meßsystem
Last q	- q = Q´ = w´´´ • EI	direkt aus Erddruckkissen
Querkraft Q	Q = M = w · · · EI	
Biegemoment M	M = - w´´ - El	indirekt aus Inklinometer oder Gleitmikrometer
Neigung $\alpha$	$\alpha = w'$	direkt aus Inklinometer
Verformung w	W	direkt aus geodät. Messungen oder indirekt aus Inklinometer

Tabelle 6: Funktionale Zusammenhänge auf Grundlage der Differentialgleichung des Balkens

Um die Differentialrechnung zur Umrechnung der Verformungen anwenden zu können, wird ein funktionaler Zusammenhang zwischen der Meßtiefe und den Verformungen hergestellt.

Im Fall der Inklinometermessung liegt mit der Meßtiefe und der zugehörigen Verformung eine zweidimensionale Stichprobe vor. Die Meßtiefe ist als unabhängiger Wert  $x_i$  anzusehen, die Verformung als eine von  $x_i$  abhängig angenommene Variable  $y_i$ . Es wird nun ein funktionaler Zusammenhang in der Form  $y_i = f(x_i)$  gesucht, der die Werte x und y miteinander verknüpft.

Zu diesem Zweck wird eine nichtlineare Regression durchgeführt, die auf der Methode der kleinsten Quadrate basiert. Im Fall der allgemeinen nichtlinearen Regression wird die Kurve durch die Daten durch eine analytische Form ersetzt. Nähert man die Biegelinie durch ein Spline oder ein Polynom höheren Grades an, bereitet die Differentiation keine Schwierigkeiten. Aufgrund ihrer einfacheren Ermittlung wurden Polynome gegenüber Splines vorgezogen. Da die Momentenlinie aus der 2. Ableitung und die Belastung aus der 4. Ableitung der Biegelinie berechnet wird, muß die Biegelinie mindestens mit einem Polynom 6. Grades angenähert werden, damit die Belastungsfunktion in Form einer Parabel dargestellt werden kann.

#### 4.9.3.1 Rückrechnung mit Polynom 6. Grades

Man erhält bei der Wahl eines Polynoms 6. Grades eine Regressionskurve mit der allgemeinen Gleichung:

$$y = f(x) = a_1 \cdot x^6 + a_2 \cdot x^5 + a_3 \cdot x^4 + a_4 \cdot x^3 + a_5 \cdot x^2 + a_6 \cdot x + a_7$$
 [8]

Wenn man in diese Gleichung für x die jeweilige Meßtiefe in [m] einsetzt, erhält man als Ergebnis die zugehörige Verformung in [cm].

Die mehrfache Ableitung des Polynoms der Biegelinie erfolgt unter Anwendung bekannter mathematischer Regeln der Differentialrechnung. Man erhält aus diesen Ableitungen Funktionswerte, deren Einheiten in Tabelle 7 zusammengestellt sind. Diese Einheiten ergeben sich dadurch, daß die Meßtiefe oder anders ausgedrückt die Trägerhöhe in [m] in das jeweilige Polynom eingesetzt wird.

	Bezeichnung	Einheit des Funktionswertes
Ausgangspolynom (Biegelinie)	W	[cm]
1. Ableitung (Biegewinkellinie)	W	[cm / m]
2. Ableitung (Moment)	W´´	[cm / m <sup>2</sup> ]
3. Ableitung (Querkraft)	W	[cm / m <sup>3</sup> ]
4. Ableitung (Belastung)	<i>w</i>	[cm / m <sup>4</sup> ]

Tabelle 7:	Einheiten	der	Funktionswerte	der	Ableitungen
------------	-----------	-----	----------------	-----	-------------

Durch Multiplikation der einzelnen Funktionswerte mit der Biegesteifigkeit der Spundwand

$$E \cdot I = 9542500000 \frac{kNcm^2}{m}$$
[9]  
mit:  $E = 21000 \frac{kN}{cm^2}$  (Stahl)  
 $I'_y = 454404,76 \frac{cm^4}{m}$  (Psp 1000)

ergeben sich die Biegemomente, die Querkräfte und die Belastung. Die Querschnittswerte wurden der von der Firma HOCHTIEF durchgeführten Bemessung der Spundwand (Teil 1; S. 1/38) entnommen und auf die Einheitsbreite von einem Meter Spundwand umgerechnet. Somit ergeben sich die Biegemomente in [kNm/m], die Querkräfte in [kN/m] und die Belastung der Wand in [kN/m<sup>2</sup>]. Die steifigkeitserhöhende Eigenschaft der erhärteten Stützflüssigkeit wird bei dieser Berechnung nicht angesetzt.

Zur Durchführung der vielfältigen Berechnungen wurde ein Programmsystem erstellt, das nach Übernahme der Verschiebungswerte je Tiefenlage und Wahl des Polynomgrades (maximal 65) die Regressionskurve, das Biegemoment und die Belastung in Tabellenwerten und jeweils auch grafisch ausgibt.

In dieser Arbeit wird die Berechnung der nichtlinearen Regression beispielhaft für die Ergebnisse der am Block 7 (MS 02) durchgeführten Messungen MR 08, MR 14 und MR 25 durchgeführt. Die Regression erfolgt im ersten Schritt für das Gesamtintervall [a,b] = [NN +6,00 m bis NN -25,50 m].

Die Messung MR 08 wurde am 25.04.1995 kurz nach Beginn der Abbaggerung der wasserseitigen Böschung, die Messung MR 14 am 30.05.1995 kurz nach Beendigung der Baggerarbeiten und die der MR 25 am 13.02.1996 nach Fertigstellung des Bauwerks durchgeführt. In Bild 53 sind die Biegelinien, die aus den Meßergebnissen resultieren, zusammen mit den Biegelinien dargestellt, die durch ein Polynom 6. Grades angenähert wurden. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Biegelinien und den entsprechenden Näherungen.



Bild 53: Biegelinien der Wand der gemessenen (graue Linien) und approximierten (schwarze Linien) Werten (Meßreihen 08, 14 und 25)

In den nachfolgenden Abbildungen sind die aus den entsprechenden Ableitungen des Polynoms 6. Grades berechneten Zustandslinien dargestellt. Bild 54 zeigt die Momentenlinien, die erkennen lassen, daß sich mit Fortschreiten der Abbaggerung der wasserseitigen Böschung die Feldmomente erwartungsgemäß erhöhen und sich im Fußbereich ein Einspannmoment unterhalb der Hafensohle ausbildet. Im Kopfbereich scheint eine Einspannung der Spundwand in die Kaiplatte vorzuliegen, doch die Größe und Lage des Momentes in diesem Bereich wird nicht eindeutig erfaßt. In der nachfolgenden Tabelle 8 sind die lokalen Extremwerte sowie die Tiefenlagen der Nulldurchgänge der Momentenlinien zusammengestellt.



Bild 54: Momentenlinien aus der 2. Ableitung der Polynome 6. Grades für Meßreihe 08, 14 und 25

maximale Feld- und Einspannmomente	MR 08 (25.04.95)		MR (30.0	. 14 5.95)	MR 25 (13.02.96)		
	[kNm/m]	[mNN]	[kNm/m]	[mNN]	[kNm/m]	[mNN]	
Kopfbereich	-	-	-	-	-	-	
Feldbereich	+69,05	-7,00	+354,81	-8,00	+562,39	-8,00	
Fußbereich	-59,77	-18,50	-219,26	-20,50	-296,79	-22,00	
Nulldurchgang [mNN]	-14,00		-15,50		-17,00		

Tabelle 8 <sup>.</sup>	Extremwerte der Momentenlinien	(2	Ableituna	des	Polynoms	6	Grades)
rabelle 0.		\ <u>~</u> .	/ which turing	aco	i orynoinis '	υ.	Grades

Insgesamt kann festgestellt werden, daß die Ableitungen der Polynome die Randbereiche des Regressionsintervalls [NN +6,00 m bis NN -25,50 m] nicht ausreichend genau erfassen. Der Grund dafür ist, daß Polynome höheren Grades die Eigenschaft haben, zum Intervallende hin zu schwingen und ins Unendliche zu wachsen, was den Kurvenverlauf stark verfälschen kann [BRONSTEIN u. SEMENDJAJEW, 1979]. Mit jeder Ableitung des Ausgangspolynoms vergrößern sich diese Randbereiche, so daß der aussagekräftige Kurvenbereich stetig kleiner wird.

Die folgenden Vergleichsrechnungen verfolgen das Ziel, die Randbereiche genauer zu erfassen. Zunächst wurde eine abschnittsweise Regression durchgeführt, indem die Wand in Kopf-, Feld- und Fußbereich unterteilt und jeder Bereich durch ein Polynom angenähert wurde. In einem zweiten Ansatz wurde die Biegelinie durch Extrapolation über beide Enden hinaus verlängert, um die Schwingungen aus dem zu betrachtenden Bereich hinaus zu verlagern.

# 4.9.3.2 Rückrechnung mit abschnittsweiser nichtlinearer Regression

Zur besseren Erfassung der Randbereiche der Momentenlinie aus der gemessenen Biegelinie wurde eine nichtlineare Regression durchgeführt, die in Kopf-, Feld- und Fußbereiche unterteilt war. Die Biegelinien dieser Teilbereiche wurden jeweils durch Polynome 6. Grades angenähert.

Nach BRONSTEIN u. SEMENDJAJEW [1979] treten an den Übergangsstellen der Bereiche Unstetigkeiten mindestens in den ersten Ableitungen der Polynome auf. Um diese Unstetigkeiten zu vermeiden, werden die Teilbereiche so gewählt, daß sie sich großzügig überschneiden. Auf diese Weise soll erreicht werden, daß die Steigungen der Teilpolynome an den Übergangsbereichen annähernd gleich sind, so daß sich die Kurven, die aus den Ableitungen der Teilpolynome resultieren, wenigstens einmal schneiden. An den Schnittpunkten werden die einzelnen Kurven zusammengesetzt und ergeben den Gesamtverlauf der Zustandslinien.

In Tabelle 9 sind die Teilintervalle, die für die jeweiligen gemessenen Biegelinien ausgewählt wurden, zusammengestellt. Der "Kopfbereich" umfaßt die Meßwerte, die im Intervall von NN +6,00 m (Oberfläche der Kaikonstruktion) bis zu der Stelle der jeweiligen maximalen Durchbiegung liegen.

Der "Feldbereich" wird für alle Meßreihen durch das Intervall [NN +1,50 m; NN -21,00 m] beschrieben, der "Fußbereich" reicht von der Stelle der maximalen Durchbiegung bis zum Fußpunkt in der Tiefe NN -25,50 m.

	MR 08	MR 14 MR 25		
Bereich	[mNN]	[mNN]	[mNN]	
Kopfbereich	(+6,00) bis (-6,50)	(+6,00) bis (-8,00)	(+6,00) bis (-9,00)	
Feldbereich	(+1,50) bis (-21,00)	(+1,50) bis (-21,00)	(+1,50) bis (-21,00)	
Fußbereich	(-6,50) bis (-25,50)	(-8,00) bis (-25,50)	(-9,00) bis (-25,50)	

Tabelle 9: Einteilung der Wand in Kopf-, Feld- und Fußbereiche

Nach erfolgter Berechnung der Abschnittspolynome 6. Grades ergaben sich an den Übergangsbereichen der zusammengesetzten Approximationskurven Knicke oder leichte Sprünge. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Regression über den gesamten Meßbereich ergeben sich folgende qualitative Zusammenhänge (Bild 55):

> Im Kopfbereich ist jetzt schon eher ein Einspannmoment zu erkennen, im Feldbereich stellen sich die Momente in etwa gleicher Größenordnung ein. Die Einspannmomente, die sich im Fußbereich aus den Messungen der Meßreihen MR 08 und 14 ergeben, sind kleiner. Das entsprechende Moment, das sich aus den Meßergebnissen der Meßreihe MR 25 ergibt, fällt dagegen größer aus (vgl. Tabelle 8). Die Ermittlung der Querkraft und Belastung brachte unplausible Ergebnisse.

Das Verfahren der Rückrechnung der Belastungen mit abschnittsweiser nichtlinearer Regression konnte keine befriedigende Ergebnisse liefern. Trotz verbesserter Darstellung der Momentenverteilung übten die Sprünge einen starken negativen Einfluß auf die Ermittlung der Querkraft und Belastung aus.



Bild 55: Darstellung der Momentenlinien aus nichtlinearer Regression über den Gesamtbereich (graue Linien) im Vergleich zu den Momentenlinien aus abschnittsweiser Regression (schwarze Linien) für die Meßreihen 08, 14 und 25

# 4.9.3.3 Rückrechnung mit nichtlinearer Regression aus Polynom 8. Grades mit Extrapolation der Intervallränder

Aus den bisherigen Darstellungen geht hervor, daß eine nichtlineare Regression über den gesamten Bereich oder über Teilbereiche, ermittelt aus Polynomen 6. Grades, keine befriedigenden Ergebnisse liefert.

Daher wurde eine erneute Regression über den gesamten Meßbereich durchgeführt, bei der die aus den Messungen resultierenden Biegelinien mit einem Polynom 8. Grades angenähert wurden.

Bei einer Annäherung der Biegelinie mit einem Polynom 8. Grades ist zu erwarten, daß bei den Ableitungen die Aufschwingungen an den Intervallrändern im Vergleich zur Annäherung mit einem Polynom 6. Grades zunehmen. Um in den Randbereichen der Momenten-, Querkraftund Belastungslinie bessere Ergebnisse zu erzielen, wurde versucht, die Schwingungen an den Intervallrändern aus dem zu betrachtenden Intervall auszuschließen. Hierfür wurde die gemessene Biegelinie künstlich nach oben und unten verlängert, das Polynom gebildet und mehrfach differenziert. Anschließend wurden die künstlich verlängerten Bereiche abgeschnitten.

Bei den Inklinometermessungen am 10. Liegeplatz wurde der ursprüngliche Meßbereich von NN +6,00 m bis NN -25,50 m linear extrapoliert. Die lineare Extrapolation erfolgte im Kopfbereich ab NN +5,00 m aufwärts und im Fußbereich ab NN -25,00 m abwärts. So wurden gleichzeitig die Meßwerte ausgeschlossen, die in den Biegelinien zu Unstetigkeiten am Kopf und am Fuß führten (Bild 53). Es ergab sich somit ein fiktives Meßintervall von NN +11,00 m bis NN -29,50 m, das im Abschnitt von NN +5,00 m bis NN -25,00 m aus den realen Meßwerten bestand.

In Bild 56 sind die Ergebnisse der linearen Extrapolationen für die gemessenen Biegelinien der Meßreihen 08, 14 und 25 grafisch dargestellt. Die Biegelinien wurden durch ein Polynom 8. Grades angenähert, woraus die Zustandslinien in bekannter Weise berechnet wurden.

Dieses angewandte Verfahren ist in den Randbereichen im mathematischen Sinn nicht völlig korrekt. Es werden jedoch Näherungswerte erzeugt, die plausibler sind, als die Werte aus den vorher beschriebenen Verfahren.



Bild 56: Gemessene Biegelinien mit extrapoliertem Kopf- und Fußbereich



Bild 57 zeigt die ermittelten Momentenlinien für das zu betrachtende Intervall von NN +6,00 m bis NN -25,50 m.

Bild 57: Momentenlinien aus zweiter Ableitung der Polynomen 8. Grades mit linear extrapolierten Kopf- und Fußbereich, MS 02, MR 08,14 und 25 Aus den Darstellungen wird ersichtlich, daß es mit Hilfe der Extrapolation und der Annäherung der Biegelinien mit einem Polynom 8. Grades gelingt, den Momentenverlauf im Kopfbereich genauer zu erfassen. Die Wendepunkte und Extremstellen liegen im zu betrachtenden Bereich. Gleiches gilt für die charakteristischen Nullstellen. Jetzt ist es auch möglich, Querkräfte (3. Ableitung) und Belastungen (4. Ableitung) der Wand angeben zu können.

In Tabelle 10 sind die maximalen Feld- und Einspannmomente zusammengestellt. Im Vergleich zu den zuvor berechneten Biegemomenten aus der 2. Ableitung des Polynoms 6. Grades (vgl. Tabelle 8, S.89) ergeben sich jetzt größere Feldmomente, dafür aber kleinere Einspannmomente im Fußbereich. Im Kopfbereich vergrößern sich die Einspannmomente vom 25.04.95 (MR 08) bis zum 13.02.96 (MR 25) stetig.

maximale Feld- und Einspannmomente	MR 08 (25.04.95)		MR (30.0	. 14 5.95)	MR 25 (13.02.96)		
	[kNm/m]	[mNN]	[kNm/m]	[mNN]	[kNm/m]	[mNN]	
Kopfbereich	-11,90	+5,00	-160,22	+4,50	-343,49	+4,50	
Feldbereich	+85,43	-5,00	+371,25	-7,50	+579,37	-8,00	
Fußbereich	-39,50	-17,50	-173,52	-20,00	-290,38	-22,00	
Nulldurchgänge [mNN]	+3,25 / -13,00		+0,50 /	-15,25	-0,25 / -16,75		

Tabelle 10: Extremwerte der Momentenlinien (2. Ableitung des Polynoms 8. Grades)

Die Extremwerte sowie die Tiefenlagen der Nulldurchgänge der Querkraftverläufe sind in Tabelle 11 dargestellt. Die Nulldurchgänge liegen in Höhe der maximalen Feldmomente.

Tabelle 11: Extremwerte der Querkraftlinier	(3.	Ableitung	des	Polynoms	8.	Grades)
---	-----	-----------	-----	----------	----	---------

maximale Querkräfte	MR 08 (25.04.95)		MR 14 (30.05.95)		MR 25 (13.02.96)	
	[kN/m]	[mNN]	[kN/m]	[mNN]	[kN/m]	[mNN]
obere Wandhälfte	-14,28	+0,50	-68,99	-0,50	-114,53	-1,00
untere Wandhälfte	+15,82	-11,50	+66,55	-14,00	+96,91	-15,50
Nulldurchgang [mNN]	-5,00		-7,50		-8,00	

Durch die Annäherung der Belastungslinien mit Polynomen 4. Grades werden die maximalen Belastungen im Feldbereich und im Fußbereich genauer erfaßt, als es bei den vorhergehenden Berechnungen der Fall war. Die Extremwerte und die Tiefenlage des Nulldurchganges sind in Tabelle 12 zusammengestellt.

maximale Belastung	MR 08 (25.04.95)		MR 14 (30.05.95)		MR 25 (13.02.96)	
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[mNN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[mNN]	[kN/m²]	[mNN]
Feldbereich	-3,76	-5,00	-15,83	-7,00	-22,71	-7,50
Fußbereich	+4,55	-18,00	+17,85	-20,00	+22,16	-22,00
Nulldurchgang [mNN]	-12,00		-14,00		-15,50	

Fabelle 12: Maximale Belastung	(4. Ableitung de	es Polynoms 8.	Grades)

Im Vergleich zu den vorangegangenen Berechnungen ergeben sich aus den Annäherungen der extrapolierten Biegelinien mit Polynomen 8. Grades qualitativ bessere Schnittkraftverläufe und Belastungsfiguren, so daß die hieraus resultierenden Ergebnisse für den nachfolgenden Vergleich der Meßergebnisse mit den statischen Berechnungen herangezogen werden.

# 4.9.3.4 Vergleich mit den Bemessungsmomenten

Die statische Berechnung des Bauvorhabens '10. LP Burchardkai' wurde vom technischen Büro des Arge-Mitglieds HOCHTIEF AG Niederlassung Hamburg durchgeführt. Die relevanten Bodenparameter sind in Anlage 1 (S. 176) dargestellt. Der in die Berechnung eingegangene Erdund Wasserdruckverlauf ist in Anlage 2 (S. 177) dargestellt. Die Berechnung der Momentenverläufe erfolgte mit dem Programm "Q- Walls" der Firma RIB (Stuttgart). Dabei wurde eine Einspannung der Spundwand am Fuß vorausgesetzt (Anlage 3, S. 178). Gemäß EAU wurden die Momente aus den statischen Berechnungen abgemindert, das Feldmoment durfte demnach um ein Drittel reduziert werden. Die Abminderung darf jedoch nur für den Momentenanteil erfolgen, der nicht aus dem Wasserüberdruck resultiert (Anlage 4, S. 179). Es ergaben sich somit folgende Bemessungsmomente:

- Feldmoment: 2.546,40 kNm/m
- Einspannmoment: -2.617,93 kNm/m

Die aus den gemessenen Deformationen errechneten Momentenmaxima erreichen nur ca. 15-25% der entsprechenden Werte aus dem Verlauf der abgeminderten Biegemomente der Statik. Diese Rückrechnung beruht darüber hinaus nur auf dem E-Modul und dem Trägheitsmoment (aus Statik Teil 1, Seite 1/38) des Stahlquerschnittes. Nicht berücksichtigt wurde die nicht mit Bestimmtheit zu ermittelnde Steifigkeit der erhärteten Stützflüssigkeit.

Das gemessene Moment am Kopf der Kaikonstruktion kann mit den erhaltenen geodätischen Daten erklärt werden. Die vordere Kante der Kaikonstruktion (4,50 m Abstand zur Wandachse) hat sich in allen drei Meßpunkten um 20 bis 30 mm gehoben. Die Kopfpunkte der Inklinometerrohre blieben fast in ihrer Nulllage bestehen. Die Lageänderung der Meßpunkte in Z-Richtung läßt sich mit Hebungen der Hafensohle nach dem Abbaggern der Böschung und der daraus resultierenden Entlastung, die sich über Spitzendruck und Mantelreibungskräfte auf die Reibepfähle übertrug, erklären. Die Reibepfähle sind bis in eine Tiefe von NN -22,50 m gegründet und enden damit oberhalb der Glimmertonschicht.



Bild 58: Vergleich der Momentenlinie aus Statik und Rückrechnung für Block 7, MS 02

#### 4.9.4 Ankerkräfte

Die Ankerkräfte der gemessenen Horizontalanker sind beispielhaft für die Meßstelle 02 in Block 7 jeweils für die Elb- und Parkhafenseite im Gesamtverlauf in Bild 59 dargestellt. Es wurden jeweils zwei Meßstellen gemittelt.

Der Anker 48 (Block 7) weist die höchsten Normalkräfte mit ca. 1800 bis 2000 kN auf. Weiterhin ist festzustellen, daß die DMS an der Parkhafenseite jeweils höhere Kräfte nachweisen als die DMS auf der Elbseite, auf der die Anker vorgespannt wurden.



Bild 59: Ankerkräfte der Elb- und Parkhafenseite in Block 7 (1996)

### 4.10 Zusammenfassung der Meßergebnisse und Berechnungen

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß

- die Ermittlung des Erddrucks auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie für alle Bauzustände einigermaßen zutreffend war, soweit Wasserüberdrücke nicht berücksichtigt werden,
- die Abminderung vom Erdruhedruck auf den aktiven Erddruck meßtechnisch nachgewiesen werden konnte,
- die Meßergebnisse nicht auf eine Überbeanspruchung einzelner Konstruktionsteile schließen lassen,
- die Kaimauer mehr als ausreichend dimensioniert und standsicher ist.

In Tabelle 13 werden zusammenfassend nochmals die aus der Statik resultierenden Belastungen und die Belastungen aus den gemittelten Erddruckmessungen gegenübergestellt.

NN -5,20 m	e <sub>ah</sub> [kN/m²]	∆u [kN/m²]	q= ( $e_{ah}+\Delta u$ ) [kN/m <sup>2</sup> ] (Tnw)	Belastungs- verhältnis [%]
Statik	25,51	30	55,51	100
Erddruckmessung	19,48	1,3	20,78	38
NN -11,50 m				
Statik	36,07	30	66,07	100
Erddruckmessung	38,32	0,27	38,59	58
NN -22,00 m				
Statik	71,71	30	101,1	100
Erddruckmessung	97,52	0,74	98,26	97

Tabelle 13: Belastung aus gemittelten Erddruckmessungen und Statik
# 5 Pegelganglinien hinter Kaimauern infolge des Tideeinflusses

## 5.1 Grundlagen

Die Kenntnis der Lage und zeitlichen Veränderung des Wasserstandes hinter einer Kaimauer ist Grundlage zur Bemessung und Beurteilung des belastungserhöhenden Wasserüberdrucks auf die Kaimauer.

Die Bewegung des Wassers im Boden beruht auf Potentialunterschieden. Das Wasser fließt stets von Orten höheren zu solchen niedrigeren Potentials. Das Gesamtpotential des Bodenwassers ist die Summe aller Teilpotentiale der auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte [SCHEFFER u. SCHACHTSCHABEL, 1982; RUIZ-RODRIGUEZ, 1993].

$$\Psi_{\rm w} = \Psi_{\rm g,w} + \Psi_{\rm m} + \Psi_{\rm p} + \Psi_{\rm o} + \Psi_{\Omega}$$
[10]

mit:  $\Psi_w$  = Gesamtpotential des Bodenwassers [L]

 $\Psi_{g,w}$  = Gravitationspotential

- $\Psi_{\rm m}$  = Matrixpotential
- $\Psi_p$  = Druckpotential
- $\Psi_{o}$  = osmotisches Potential
- $\Psi_{\Omega}$  = Auflastpotential

Das <u>Gravitationspotential</u> umfaßt die im Porenraum wirkenden Kräfte aus Gravitation. Es entspricht der Lageenergie des Bodenwassers bezogen auf ein Bezugsniveau.

Das <u>Matrixpotential</u> ist ein Maß für den Einfluß der Matrix, d.h. der Festsubstanz, in die das Wasser eingebettet ist.

Das <u>Druckpotential</u> entsteht durch Fluiddruckdifferenzen (z.B. Bodenluftdruckdifferenzen oder Wasserdruckunterschiede im Grundwasserleiter) gegenüber einem Bezugsniveau.

Das <u>osmotische Potential</u> faßt alle durch Salzkonzentrationsunterschiede wirkenden Kräfte auf das Bodenwasser zusammen.

Das <u>Auflastpotential</u> umfaßt die Kräfte auf das Bodenwasser, die aufgrund einer Verformung der Bodenmatrix durch Auflasten entstehen.

Vereinfachend werden Verformungen der Bodenmatrix durch Auflasten und hohe Salzkonzentrationsunterschiede häufig ausgeschlossen. Das Auflastpotential und das osmotische Potential sind dann zu vernachlässigen. Für die Wasserströmungen in den im Hamburger Hafen vorkommenden schluffigen Sand-Kies-Böden kann ein linearer Zusammenhang zwischen dem Durchfluß *Q* und dem Druckgefälle *i* angenommen werden. Dafür hat DARCY bereits 1856 das nach ihm benannte Gesetz formuliert [HÖLTING, 1996]:

 $Q = A \cdot k_f \cdot I$ 

[11]

mit: Q = Durchfluß [m<sup>3</sup>/s]

- A = Durchflußfläche [m<sup>2</sup>]
- k<sub>f</sub> = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- I = Druckgefälle oder Gradient [1]

Das Darcy'sche Gesetz ist geeignet zur Beschreibung von Einphasenströmungen [RICHWIEN et al., 1997]. Solche Einphasenströmungen liegen z.B. in wassergesättigten Böden vor, in denen der Porenraum vollständig mit Wasser gefüllt ist. Ein solches System besteht aus zwei Phasen, dem Boden als feste Phase und dem Wasser als bewegte flüssige Phase.

In ungesättigten Bereichen des Bodens liegt ein Drei-Phasen-System vor. Der nicht mit Bodenwasser besetzte Porenraum ist hier mit Bodenluft und Wasserdampf gefüllt. Das Drei-Phasen-System setzt sich demnach zusammen aus:

- dem Boden als poröses Medium und feste Phase,
- dem Wasser als bewegte flüssige Phase
- und der Luft als bewegte gasförmige Phase.

Die fluide Phase tritt in flüssigem oder gasförmigem Aggregatzustand im Porenraum der festen Phase auf. Bodenwasser und Bodenluft sind durch Grenzflächen voneinander getrennt und nicht mischbar. Strömungen beider bewegter Phasen werden entsprechend Zweiphasenströmungen genannt.

Das Korngerüst des Bodens besteht aus einer Vielzahl von Feststoffkörnern verschiedener Größen. Dieses Korngerüst wird durch die Korngrößenverteilung und durch daraus abgeleitete Größen, die Kornform, das Gefüge und die Mineralzusammensetzung beschrieben. Hinzu kommt das Spannungs-Setzungsverhalten, also die Verformbarkeit und die Scherfestigkeit, als maßgebende Eigenschaft des Korngerüstes. Die Ermittlung dieser genannten Parameter kann aus RODATZ [1994b u. 1998] entnommen werden.

GRUBERT [1995] beschreibt die Erscheinungsformen Grundwasserzone und Bodenwasserzone. Die Grundwasserzone ist der Bereich, in der das frei bewegliche Wasser die Poren der Festsubstanz vollständig und zusammenhängend ausfüllt. Nach oben wird die Grundwasserzone durch die Bodenwasserzone begrenzt.

Als Bodenwasserzone wird der gesamte, oberhalb der Grundwasseroberfläche liegende Bodenbereich bezeichnet. Das in dieser Zone gegen den Einfluß der Schwerkraft verbleibende Bodenwasser wird auch als Haftwasser bezeichnet. Die Bindung des Bodenwassers beruht auf der Wirkung verschiedener Kräfte zwischen den Bodenteilchen und den Wassermolekülen sowie den Kräften zwischen den Wassermolekülen selbst [SCHEFFER u. SCHACHTSCHABEL, 1982]. Nach der Art dieser Kräfte kann das Bodenwasser in Adsorptions- und Kapillarwasser unterteilt werden. Adsorptionswasser wird unter der Wirkung von Adsorptionskräften im Boden gebunden, es umhüllt die feste Oberfläche der Teilchen, ohne daß Menisken gebildet werden. Die Bildung von Menisken beruht auf dem Zusammenspiel von Adhäsionskräften zwischen der festen Oberfläche der Bodenteilchen und Wassermolekülen mit Kohäsionskräften zwischen den Wassermolekülen unter Bildung von Wasserstoffbrücken. Das auf diese Weise gebundene Bodenwasser wird als Kapillarwasser bezeichnet.

Der grundwassernahe Bereich der Bodenwasserzone wird als 'geschlossener' Kapillarbereich bezeichnet [GRUBERT, 1995]. Aufgrund kapillarer Zugkräfte wird aus dem Grundwasser stammendes Wasser auf eine kapillare Steighöhe über die Grundwasseroberfläche angehoben.



Bild 60: Erscheinungsformen des Wassers im Boden [nach ZUNKER, 1930]

Bodenluftströmungen lassen sich mit Hilfe einfacher, an die Grundwasserströmung angelehnten Gleichungen erfassen [KISTER, 1994; SCHOEN, 1996]. Zugrunde gelegt wird hierfür das Erste Ficksche Gesetz [SCHEFFER u. SCHACHTSCHABEL, 1982]:

$$I = D_B \frac{\Delta c}{\Delta x}$$
[12]

mit: I = Gasfluß  $D_B$  = Diffusionskoeffizient c = Konzentration

x = Diffusionsstrecke

Faßt man den Ausdruck  $\Delta c / \Delta x$  als Konzentrationsgradient zusammen, wird die Ähnlichkeit dieser Gleichung mit der DARCY-Gleichung ersichtlich. Die Bodenluftbewegung wird maßgebend durch Bodenluftdruckdifferenzen bestimmt. Analog zum Bodenwasser läßt sich auch hier ein Gesamtpotential  $\Psi_a$  formulieren, das sich aus dem Gravitationspotential  $\Psi_{g,a}$  und dem Druckpotential  $\Psi_p$  zusammensetzt. Bei der Bodenluftbewegung kann das Gravitationspotential allerdings vernachlässigt werden.

Auch bei der Bodenluft sind Potentialunterschiede der Antrieb für die Fluidbewegung durch den Porenraum, das Fluid bewegt sich stets in Richtung des niedrigeren Potentials.

Im Gegensatz zur Beschreibung von Einfluidströmungen (Wasser oder Luft) im Porenraum des Bodens ist die Beschreibung von Zweifluidströmungen (Wasser und Luft) erheblich schwieriger. Strömen beide fluide Phasen gleichzeitig durch den Porenraum, so beeinflussen sie sich gegenseitig in ihrer Bewegung [RICHWIEN et al., 1997].

# 5.2 Theoretische Pegelganglinien

Um das Phänomen der gleichlaufenden Pegelstände erklären zu können, soll zuerst der theoretische zeitliche Verlauf eines Pegels hinter einer Kaimauer in Abhängigkeit von der Tide betrachtet werden. In Bild 61 sind die Phasen der verschiedenen Wasserstände durch Zu- und Abläufe infolge der Tide in einem homogenen und durchlässigen Boden überzeichnet dargestellt.



Bild 61: Überzeichnet dargestellte Phasen der verschiedenen Wasserstände infolge Tidewechsel

Die Darstellung beginnt bei Tidehochwasser (Phase 1) mit einem Potentialgefälle zum tieferliegenden Wasserstand hinter der Wand. Mit sinkendem Außenwasserstand (Phase 2) wird das Potentialgefälle kleiner, ist aber immer noch gleichgerichtet. Der Wasserstand hinter der Wand hat dementsprechend weiterhin das Bestreben, dieses Gefälle auszugleichen, und steigt. In Phase 3 erreicht der Außenwasserstand die gleiche Höhe wie der Wasserstand hinter der Wand. Mit fortschreitendem Sinken beginnt auch der Innenwasserstand zu sinken, da das Potentialgefälle jetzt zum Außenwasser gerichtet ist. Der Außenwasserstand sinkt bis zum Tideniedrigwasserereignis (Phase 4), der Innenwasserstand folgt weiterhin. In Phase 5 beginnt das Außenwasser wieder zu steigen. Da das Potentialgefälle jedoch weiterhin nach außen gerichtet ist, sinkt der Innenwasserstand zunächst weiter. Phase 6 stellt den Zustand gleicher Wasserspiegelhöhen vor und hinter der Wand dar. Mit weiterhin steigendem Außenwasser (Phase 7) richtet sich das Potentialgefälle wieder nach innen und das Innenwasser beginnt zu steigen. Beispielhafte Wasserstandsganglinien von Außen- und Innenwasser dieser Modellvorstellung sind in Bild 62 dargestellt.



Bild 62: Die acht verschiedenen Phasen der in Bild 61 beschriebenen Modellvorstellung zum zeitlichen Verlauf einer Pegelganglinie hinter einer Wand infolge Tidewechsel

Die beschriebene Modellvorstellung wird in den Untersuchungen von HEIL et al. [1998] bestätigt. Bei diesen Untersuchungen wurden an unterschiedlichen Querschnittstypen (Böschungsquerschnitte oder Kaianlagen mit Hochwasserschutzwand und mit oder ohne dichtende Schichten) instationäre Berechnungen der tideabhängigen Grundwasserströmung nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Dabei wurden die angesetzten Materialparameter durch Vergleich der berechneten mit an den Bauwerken gemessenen Grundwasserständen kalibriert. Bild 63 zeigt die Ergebnisse einer Berechnung des Binnenwasserstandes bezogen auf Außenwasserstände einer fiktiven Bemessungssturmflut. Die berechnetete Grundwasserganglinie schneidet in ihren Scheitelpunkten jeweils die Außenwasserganglinie. Als wichtigste Modellparameter bei dieser Berechnung werden hierbei die Durchlässigkeit des voll gesättigten Porenraumes mit  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s und das verfügbare Nettoporenvolumen mit 20 % angesetzt.



Bild 63: Extrapolation des Binnenwasserstandes auf Außenwasserstände der Bemessungssturmflut [HEIL et al., 1998]

## 5.3 Pegelmessungen an unterschiedlichen Kaimauern im Hamburger Hafen

Nachfolgend werden gemessene Pegelganglinien vom 10. und 9. LP Burchardkai, Erweiterung Europakai, Kuhkai und der Kaianlage der Fa. Wallmann dargestellt. Mit Ausnahme der Messungen am 10. Liegeplatz (Porenwasserdruckmessungen sowie Pegelmessungen in Block 2) wurden alle Messungen vom Amt für Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg durchgeführt und freundlicherweise zur Auswertung im Rahmen dieser Arbeit überlassen.

Die Tiefenlage der gemessenen Porenwasserdrücke oder der Filterstrecke der Pegel, sowie der Aufbau der jeweiligen untersuchten Kaikonstrukion wird nicht näher beschrieben. Wichtig soll hier nur die Erkenntnis des Gleichlaufens aller (der Verlauf eines Pegels bildet die Ausnahme und wird gesondert beschrieben) registrierten Wasserstände gegenüber dem Außenwasserstand sein.



Bild 64: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Porenwasserdruckmessungen am 10. Liegeplatz Burchardkai (Block 7 und 8)



Bild 65: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Pegelmessungen am 10. Liegeplatz Burchardkai (Block 2)



Bild 66: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Pegelmessungen am 9. Liegeplatz Burchardkai



Bild 67: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Pegelmessungen am Europakai



Bild 68: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Pegelmessungen am Kuhkai



Bild 69: Auf Höhenlage normierte Pegelganglinien der Pegelmessungen am Kai der Fa. Wallmann

Die auf Bild 64 bis Bild 69 dargestellten Pegelganglinien für jeweils 48 Stunden zeigen entgegen der vorher erläuterten theoretischen Vorstellung eine Art 'Gleichlaufen' der Pegelwasserstände mit dem jeweiligen Hafenwasserstand. Das Steigen und Sinken der Wasserstände in den Pegeln verläuft demnach gleichförmig zum Steigen und Sinken des Hafenwasserstandes vor der jeweiligen Wand. Die Ursache dieses Verhaltens ist bisher ungeklärt. Die einzige Ausnahme bildet Pegel 'Flach 569' am 9. Liegeplatz Burchardkai (Bild 65). Hierbei handelt es sich um einen flachen Pegel (Filterlage ca. NN -2,50 m), der in sehr gutem Kontakt zum Hafenwasser steht, da an diesem Liegeplatz zur Verminderung von Wasserüberdrücken in Höhe der Wasserlinie Entlastungsbohrungen in der Schlitzwand eingebracht worden sind [BRUNCK u. MILLER, 1997]. Alle offenen Pegel wurden mit einem automatischen Pegelgangschreiber erfaßt, der luftdicht auf die Pegelrohre aufgeschraubt wird. Auf eine detaillierte Erläuterung aller einzelnen Pegel wird wie schon beschrieben verzichtet. Die Vielzahl der dargestellten Pegelganglinien soll lediglich der Verdeutlichung dienen, daß das bisher ungeklärte Phänomen des Gleichlaufens an unterschiedlichen Kaimauern im Hamburger Hafen beobachtet wird.

Eine mögliche Erklärung für das Gleichlaufen der Pegelganglinien könnten Lufteinschlüsse, sogenannte Luftpolster, in der Bodenwasserzone unterhalb der dichtenden Kaiplatte oder unterhalb von dichtenden Bodenschichten sein.

## 5.4 Luftpolster im Boden

KÖHLER [1996] beschreibt in seiner Arbeit über die Porenwasserdruckausbreitung im Boden, daß bei der Erfassung instationärer Druckzustände des Grundwassers in der Grundwasserzone der jeweilige Anteil an Luft und anderen gasförmigen Stoffen nicht zu vernachlässigen sei. In der Bodenwasserzone zeigen vorhandene gasförmige Phasen eine druckdämpfende Wirkung, die die Ausbreitunggeschwindigkeit von Wasserdruckänderungen im Boden besonders nachhaltig beeinflußt. In der klassischen Grundwasserhydraulik wurde dieser Effekt bei stationären Gleichgewichtsbetrachtungen meist vernachlässigt, weil im Boden zu meist geringe Fließgeschwindigkeiten bei laminarer Grundwasserströmung vorhanden sind. Der im Wasser vorhandene Luftgehalt wurde dabei im Promillebereich bis maximal 1 % angenommen. Für die Beschreibung instationärer Gleichgewichtszustände ist dieser Ansatz nicht ausreichend.

RUIZ-RODRIGUEZ [1993], MOCK [1993] und MONTENEGRO [1998] führten Untersuchungen zur Erzeugung eines Luftdruckfeldes im Boden zum Grundwasserschutz oder zur in situ Dekontamination durch. Durch Einblasen von Luft in einen Bodenkörper entsteht ein Bodenluftdruckfeld. Die induzierten Bodenluftdruckgradienten überlagern sich mit den Matrixpotentialgradienten und es kommt zu einer Zweifluidströmung (Bodenwasser und Bodenluft) im Drei-Phasen-System (Boden - Wasser - Luft). Wirkt der induzierte Luftdruckgradient in Richtung der Bodenwasserbewegung, wird diese beschleunigt. Wirkt der Luftdruckgradient entgegen der Bodenwasserbewegung, d.h. entgegen der Summe aus Kapillardruckgradient und dem Gravitationspotential, wird diese verzögert oder ihre Richtung umgekehrt. Strom- und Potentiallinien von Grundwasserströmen können mit diesem Verfahren gezielt beeinflußt werden. Die zuvor beschriebenen Einflüsse von möglichen gasförmigen Phasen im Grundwasserbereich oder der Versuchsergebnisse aus künstlich erzeugten Luftdruckfeldern, geben Hinweise auf eine mögliche Erklärung des beobachteten Gleichlaufens der Pegelganglinien.

## 5.4.1 Laborversuch

Ein mit einfachen Mitteln durchgeführter Laborversuch bestätigte die physikalische Möglichkeit des 'Gleichlaufens' von zwei kommunizierenden wechselnden Wasserständen. Nachfolgend wird der Versuchsaufbau und die Durchführung des Versuches beschrieben.



Bild 70: Phase 1 des Laborversuches

Bild 70 zeigt den Versuchsaufbau des durchgeführten Laborversuches. Zwei Standzylinder wurden miteinander verbunden. Ein Standzylinder (hier links) wurde mit einem engestuften homogenen Feinsand befüllt. Beide Zylinder wurden, wie im Bild dargestellt, zur Hälfte mit Wasser gefüllt. Anschließend wurde der mit Boden gefüllte Zylinder luftdicht verschlossen.



Bild 71: Phase 2 des Laborversuches

Eine schlagartige Erhöhung des Wasserstandes im rechten Zylinder wurde durch das Eintauchen eines Verdrängungskörpers erzielt.



Bild 72: Phase 3 des Laborversuches

Das Wasser hat nach der Erhöhung in den kommunizierenden Zylindern das Bestreben, den Potentialunterschied wieder auszugleichen. Es beginnt vom rechten in den linken Zylinder zu fließen. Da keine Luft aus dem linken Zylinder entweichen kann, baut sich im nicht wassergesättigten Boden ein Luftüberdruck auf. Bild 72 beschreibt den Endzustand dieser Versuchsphase. Es fließt kein Wasser mehr, da sich ein Gleichgewicht eingestellt hat.



Bild 73: Phase 4 des Laborversuches

Wird nun in der letzten Versuchsphase (Bild 73) der Verdrängungskörper teilweise entfernt, und damit der Wasserstand im rechten Zylinder schlagartig abgesenkt (der Potentialunterschied wird kleiner, bleibt aber gleichgerichtet), wird eine <u>gleichzeitige</u> Absenkung des Wasserstandes auch im linken mit Boden gefüllten Zylinder beobachtet. Diese gleichzeitige Absenkung, obwohl der Potentialunterschied des Wassers immer noch von rechts nach links gerichtet ist, beruht auf dem Überdruck des Luftpolsters, welches auf die Wassersäule einwirkt. Der vorher erzeugte Luftdruck ist größer, als der durch den Potentialunterschied erzeugte Wasserdruck.

Die Durchführung dieses Laborversuches bewies die physikalische Möglichkeit, des 'Gleichlaufens' zweier kommunizierender wechselnder Wasserstände.

Eine Übertragung dieser Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse der untersuchten Kaikonstruktion in situ ist folgendermaßen vorstellbar:

Bei steigendem Grundwasserstand hinter der Wand kann die zwischen dem Wasserspiegel und der darüberliegenden Kaiplatte oder eventuell dichtenden Schichten vorhandene Luft nicht entweichen. Sie wird seitlich umschlossen von der undurchlässigen Wand und am hinteren Ende der Kaiplatte durch eine aus hydrostatischen Gesichtspunkten angeordnete Spundwandschürze. Bei steigendem Grundwasserspiegel wird diese Luft komprimiert, und es bildet sich ein Luftpolster. Der Außenwasserstand beginnt nach dem Scheitelpunkt der Flut zu sinken. Der auf den Grundwasserspiegel hinter der Wand wirkende Luftdruck wird in diesem Moment größer als der Wasserdruck infolge des Potentialunterschieds. Aus diesem Grunde beginnt der Grundwasserspiegel hinter der Wand fast zeitgleich mit dem Wasserstand des Außenwassers zu sinken.

Dieses ist ein erster Erklärungsansatz über den möglichen Einfluß von Luftpolstern auf den Verlauf von Pegelganglinien. Die Verhältnisse in situ sind jedoch sehr viel komplexer. Genannt seien hier die nicht vollkommene Dichtigkeit der Kaimauerkonstruktionen für den Lufteinschluß sowie die Unkenntnis der Fließeigenschaften und -richtungen des Wassers im Boden.

Zur weiteren Überprüfung der erzielten Erkenntnisse wurden in einem Versuchsstand größerer Dimension mit definierten Material- und Randparametern Strömungsversuche durchgeführt.

# 6 Versuchsstand

## 6.1 Allgemeines

Zur weiteren Beschreibung des Verformungsverhaltens der untersuchten Kaimauer am 10. Liegeplatz und zur möglichen Klärung des im vorherigen Kapitel beschriebenen Gleichlaufens der Wasserstände vor und hinter der Wand wurden Untersuchungen an einem Modellversuchsstand durchgeführt.

Grundlegende Kenntnisse über das Zusammenwirken von Verformungseinflüssen auf die Erddruckbelastung sind in zahlreichen kleinmaßstäblichen Modellversuchen im Schwerefeld der Erde (1g) abgeleitet worden. Die quantitative Übertragung der Ergebnisse aus Modellversuchen auf in situ Verhältnisse ist jedoch durch auftretende Maßstabseffekte nur schwer möglich [WALZ, 1982]. Als ein wichtiger Punkt sei hier das spannungsabhängige Reibungs- und Dilatanzverhalten eines nichtbindigen Bodens genannt.

Eine Verbesserung der Übertragbarkeit der Ergebnisse aus Modellversuchen auf in situ Verhältnisse ist durch die Einführung von Zentrifugen-Modellversuchen (ng) erzielt worden. Der Vorteil der Zentrifugen-Modelltechnik liegt in der Erhöhung des Beschleunigungsfeldes, das durch Vergrößerung der Eigengewichtsspannungen ein um den geometrischen Reduktionsmaßstab verkleinertes Modell den gleichen wie den in situ vorherrschenden Bodenspannungen aussetzt. Trotz Modellverkleinerung reagiert ein Bodenelement hinsichtlich seines Scher- und Steifigkeitsverhaltens wie ein Bodenelement der nachgebildeten in situ Verhältnisse. Zentrifugen-Modellversuche bilden daher das Verhalten zwischen Boden und Bauwerk bei entsprechender Einhaltung der Modellgesetze wirklichkeitsnah ab [SCHÜRMANN, 1997]. Zur Durchführung der vorher genannten Versuche werden Großzentrifugen benötigt. In Deutschland wurde im Mai 1987 die erste geotechnische Großzentrifuge an der Ruhr-Universität Bochum in Betrieb genommen [JESSBERGER u. GÜTTLER, 1988].

Eine dritte Art von Versuchdurchführungen unter definierten Randbedingungen sind Großversuche. Hier ergibt sich jedoch aufgrund der erforderlichen Größe das Problem der Einhaltung der konstanten Randbedingungen, da ansonsten eine Interpretation der Ergebnisse erschwert ist. Als Beispiel für die Anforderungen zur Einhaltung der Randbedingungen sei hier der Großversuch 'Probebelastung an einer Spundwand in Sandboden' anläßlich der Baugrundtagung 1990 bei Karlsruhe genannt [von WOLFFERSDORF, 1994].

Aus wirtschaftlichen Gründen kam für den hier beschriebenen Versuch nur die Möglichkeit der klein- bis mittelmaßstäblichen Durchführung in Frage.

Zielvorstellung war die möglichst maßstabsgetreu verkleinerte Nachbildung des Querschnitts des Regelblocks (s. Bild 27, S. 48) des 10. Liegeplatzes Burchardkai im Hamburger Hafen. Die Größe der Versuchsanordnung wurde begrenzt durch die vorhandenen örtlichen Gegebenheiten, da der Versuchsstand in einen bestehenden Betonkanal eingebaut wurde. Dadurch war z.B. eine maximale Höhe von 1,33 m vorgegeben. Aus den Randbedingungen ergab sich ein Modellmaßstab von 1:25. Die Angabe von FRANKE [1988], daß ein gleiches Verhältnis zwischen horizontaler Hinterfüllungslänge zur Meßwandhöhe wohl ausreichend sei, um eine quasi unendliche Hinterfüllungslänge zu simulieren, konnte bei diesem Versuch nicht eingehalten werden. Die Hinterfüllungslänge betrug 0,75 m, die gewählte Wandhöhe 1,33 m. Die im Original stark profilierte Spundwand wurde im Modell auf eine ebene Metallplatte reduziert. Die Wandreibung wurde vernachlässigt.

## 6.2 Bestimmung der Modellparameter

Im ersten Schritt wurden die Querschnittswerte der Originalspundwand auf einen ebenen Rechteckquerschnitt mit gleicher Steifigkeit und einer Segmentbreite von 1,00 m umgerechnet. Die sich dabei ergebenden Werte wurden danach für das Modell sinnvoll verkleinert.

Flächenmoment 2. Grades der Spundwand bezogen auf eine Einheitsbreite (EB) von 1,68 m:

$$I_{y,Sp,EB} = 0,007634 \text{ m}^4 / \text{EB}$$
 [13]

Flächenmoment 2. Grades der Spundwand bezogen auf eine Breite von 1,00 m:

I <sub>y,Sp</sub>	$= I_{y,Sp,EB} / EB$	[ 14 ]
	= 0,007634 m <sup>4</sup> / 1,68	
	$= 0,004544 \text{ m}^4$	

Flächenmoment 2. Grades eines massiven Rechteckquerschnitts:

$$l_{y} = \frac{b \cdot d^{3}}{12} \implies d = \sqrt[3]{\frac{l_{y} \cdot 12}{b}}$$
[15]  
mit:  
$$l_{y} = l_{y,Sp} = 0,004544 \text{ m}^{4}$$
  
$$b = 1,00 \text{ m}$$
  
folgt  
$$d = \sqrt[3]{\frac{0,004544 \text{ m}^{4} \cdot 12}{1,00 \text{ m}}}$$

Da sich die Steifigkeit nicht linear verkleinern läßt, muß die Bestimmung des Umrechnungsfaktors über die Berechnung der Durchbiegung f erfolgen. Diese f-Werte sind Strecken und können im Maßstab 1:25 linear verkleinert werden.

Statische Annahme: Träger auf zwei Stützen mit Linienlast

$$f = \frac{q \cdot x \cdot l^4}{E \cdot l_y}$$
[16]

Annahme: f, q und I werden im Maßstab 1:25 verkleinert

$$f_M = \frac{f}{25}; \quad q_M = \frac{q}{25}; \quad I_M = \frac{I}{25}$$

Durch Einsetzen in Gleichung 16 erhält man:

$$\frac{f}{25} = \frac{\frac{q}{25} \cdot x \cdot \left(\frac{l}{25}\right)^4}{E_M \cdot I_{y,M}}$$
[17]

Gleichung 17 wird nach f aufgelöst und in Gleichung 16 eingesetzt:

$$25 \cdot \frac{\frac{q}{25} \cdot x \cdot \left(\frac{l}{25}\right)^4}{E_M \cdot l_{y,M}} = \frac{q \cdot x \cdot l^4}{E \cdot l_y}$$
[18]

$$\Rightarrow E_M \cdot I_{y,M} = \frac{E \cdot I_y}{(25)^4}$$
[19]

Der Modellmaßstab für die Steifigkeit ist somit  $1:25^4$  oder 1:390625.

Als nächster Schritt folgt die Berechnung des erforderlichen Flächenmomentes 2. Grades für das Modell und die Ermittlung der daraus resultierenden erforderlichen Stärke der Modellspundwand:

 $E_{M} \cdot I_{y,M} = 0,002442 \text{ MNm}^2$ 

 $I_{y,M} = 0,002442 \text{ MNm}^2 / E_M$ 

$$d_M = \sqrt[3]{\frac{I_{y,M} \cdot 12}{b}}$$
 mit: b = 1,00 m

Stahlwand:

$$E_{M1} = 210\ 000\ MN/m^2$$
  

$$I_{y,M1} = 0,002442\ MNm^2 / 210\ 000\ MN/m^2$$
  

$$= 1,163\ \cdot 10^{-8}\ m^4$$
  

$$d_1 = \sqrt[3]{\frac{1,163\ \cdot 10^{-8}\ m^4\ \cdot 12}{1,00\ m}}$$
  

$$= 0,0052\ m$$
  

$$= 5,2\ mm$$
  

$$\approx 5\ mm$$

Aluminiumwand:

$$E_{M2} = 70\ 000\ MN/m^2$$

$$I_{y,M2} = 0,002442\ MNm^2 / 70\ 000\ MN/m^2$$

$$= 3,489 \cdot 10^{-8}\ m^4$$

$$d_2 = \sqrt[3]{\frac{3,489 \cdot 10^{-8}\ m^4 \cdot 12}{1,00m}}$$

$$= 0,0075\ m$$

$$= 7,5\ mm$$

# Tabelle 14: Umrechnungstabelle der Querschnittswerte und Steifigkeiten (Originalspundwand; Plattenmodell 1:1; Plattenmodell 1:25)

	Originalspundwand	Plattenmodell in Originalgröße	Plattenmodell im Maßstab 1:25
Höhe der Spundwand	30,40 m	30,40 m	1,22 m
Einbindetiefe	11,5 m	11,5 m	0,46 m
E - Modul	210 000 MN/m² (Stahl)	210 000 MN/m² (Stahl)	210 000 MN/m² (Stahl) [ 70 000 MN/m² (Alu) ]
Segmentbreite	1,68 m (= EB)	1,00 m	1,00 m
Flächenmoment 2. Grades ( I <sub>y</sub> )	0,007 634 m⁴/EB	0,004 544 m <sup>4</sup>	1,163 ⋅10 <sup>-8</sup> m <sup>4</sup> [ 3,489 ⋅10 <sup>-8</sup> m <sup>4</sup> (Alu)]
E*I	1603 MNm²/EB	954 MNm²	0,002442 MNm <sup>2</sup>
Plattendicke d	-	0,379 m	5,2 mm [ 7,5 mm (Alu)]

# 6.3 Gewählte Materialien und Querschnittswerte

# 6.3.1 Modellspundwand

- ebene Platte aus Aluminium
- Dicke: 8 mm
- Höhe: 1,33 m (inklusive Sicherheitszuschlag gegen Überspülen) (Ankerlage auf einer Höhe von 1,20 m)
- Breite: 1,00 m

# 6.3.2 Modellsand

Es wurde einheitlich ein Quarzsand der Firma Schlingmeyer mit der Bezeichnung GT 12 gewählt. Bild 74 zeigt die Sieblinie des sehr enggestuften Sandes.



Bild 74: Sieblinie des verwendeten Modellsandes Schlingmeyer GT 12

## 6.4 Einbaumaßnahmen

## 6.4.1 Einbau des Modellsandes

Der Sand muß gleichmäßig und definiert eingebaut werden, um eine mögliche Reproduzierbarkeit des Versuches zu erreichen. Hierfür gibt es verschiedene Möglichkeiten:

- trockenes Einrieseln des Modellsandes
- langsames Einspülen eines Sand-Wasser-Gemisches
- langsames Einrieseln von Modellsand in den gefluteten Versuchsstand

Aufgrund der Ergebnisse von Voruntersuchungen wurde der gewählte Sand trocken eingerieselt. Vergleichsuntersuchungen ergaben eine hohe Übereinstimmung der erreichten Verdichtbarkeit des Modellsandes.

## 6.4.2 Anschlüsse der Modellspundwand

Die betrachtete Spundwand am 10. Liegeplatz Burchardkai steht an ihrem Fuß 5 m tief in einer Glimmertonschicht, wodurch eine Einspannung der Wand verursacht wird. Um diese Bedingungen im Modell zu simulieren, wurde die Aluminiumwand auf ein mit einem Schlitz versehenes Holzbrett gestellt. Das Holzbrett lag auf der erhärteten Bitumenschicht, die zur Abdichtung des Versuchsstandes an den Seiten und auf dem Boden aufgebracht worden war. Durch diese Maßnahme kann die Wand zwar nicht als eingespannt, aber als am Fuß unverschieblich angesehen werden.

Eine Umströmung der Seiten des im Modell betrachteten Teilstücks der "Spundwand" mußte verhindert werden, da in situ die einzelnen Spundwandsegmente dicht miteinander verbunden sind. Dabei mußte jedoch die Bewegungsfreiheit der Wand sichergestellt werden, um Zwängungen auszuschließen. Aus diesem Grunde wurde der Einbau einer Folienschlaufe gewählt, die einerseits die erforderliche Dichtigkeit gewährleisten konnte und andererseits ausreichenden Spielraum für Verschiebungen der Wand bot (Bild 75).



Bild 75: Folienschlaufe zwischen Modellwand und seitlicher Wand des Versuchsstandes zur Verhinderung seitlicher Umströmung (Ausschnitt der Draufsicht)

## 6.5 Simulation der Tide

Um Ebbe und Flut zu simulieren, mußte der Wasserstand im Versuchsbecken innerhalb einer definierten Zeitspanne um einen festgelegten Wert erhöht bzw. abgesenkt werden. Hierfür wurden zwei grundlegend unterschiedliche Verfahrensmöglichkeiten in Betracht gezogen:

- langsames Eintauchen und Herausziehen eines Tauchkörpers mit erforderlichem Volumen
- Auffüllen bzw. Abpumpen von Wasser

# 6.5.1 Tauchkörpermethode

Zur Simulation des realen Tidehubs im Hamburger Hafen mußte im Modellversuchsstand ein Tidehub von 0,136 m erreicht werden.

Zur Erzeugung dieses Anstiegs des Wasserstandes wäre ein Körper mit einem Volumen von z.B. 0,75 m  $\cdot$  0,50 m  $\cdot$  0,55 m = 0,206 m<sup>3</sup> geeignet. Ein Körper dieser Größe hätte im voll eingetauchten Zustand fast den gesamten freien Wasserraum auf der "Wasserseite" des Versuchsstandes eingenommen und wäre damit bei der Versuchsdurchführung hinderlich gewesen.

## 6.5.2 Pumpmethode

Eine zweite Möglichkeit der Tidesimulation besteht in der gezielten Zuführung bzw. Entnahme von Wasser. Hierfür waren zwei Verfahren denkbar:

#### Geschlossenes System

Wasserkreislauf unter Zuhilfenahme einer vorhandenen Kunststofftonne als Zwischenspeicher.

#### Offenes System

Leitungswasser wird über einen Schlauch eingelassen und später mit einer Elektropumpe zurück in den Ausguß gepumpt.

Das geschlossene System weist gegenüber dem offenen System den Vorteil des geringeren Verbrauchs an Frischwasser auf, da das Wasser nach einmaliger Befüllung zirkuliert. Durch die örtlichen Gegebenheiten des genutzten Labors wäre es theoretisch sogar möglich gewesen, unter Anwendung des Saugheberprinzips ganz auf eine elektrische Pumpe zu verzichten, da der Zwischenspeicher (Kunststofftonne) mit Hilfe eines Krans unter bzw. über das Niveau des Versuchswasserstandes hätte gehoben werden können. Das Saugheberprinzip zeigte jedoch in Vorversuchen nicht den erwünschten Erfolg, die Durchflußregulierung erwies sich als sehr schwierig. Aufgrund arbeitstechnischer Gründe konnte der Kran in der Laborhalle nicht ständig genutzt werden. Zudem wurde das Wasser durch großflächige Auflösungserscheinungen der Beckenabdichtung stark verschmutzt.

Diese Nachteile führten dazu, daß auf die Methode des offenen Systems zurückgegriffen werden mußte.

Um möglichst störungsfreie Wasserstandsänderungen zu erzeugen, wurde auf der Wasserseite der Modellspundwand am Rand des Versuchsstandes ein vertikales Filterrohr mit einem Durchmesser von 6" und Schlitzweiten von 0,3 mm eingebaut, das zum Herausfiltern feinerer Festpartikel zusätzlich noch mit einer Lage Drainagevlies ummantelt wurde. In diesem Filterrohr endete der Befüllschlauch zur Wasserstandsanhebung. Eine im Rohr stehende elektrische 2"-Pumpe ermöglichte die Senkung des Wasserspiegels.

## 6.5.3 Verwendete Pumpe

Eingesetzt wurde das "MP1 Probenahme-Pumpensystem" der Firma Grundfos. Die Unterwasserpumpe MP1 wird über einen regelbaren Frequenzumrichter BTI/MP1 angetrieben. Die Frequenzen liegen im Bereich von 50 bis 400 Hz. Die maximale Förderhöhe beträgt 65 m bei einer Fördermenge von 1 m<sup>3</sup>/h.

Diese Pumpe und ihre Steuerungseinheit boten die Möglichkeit einer sehr genauen Einstellung der gewünschten Förderleistung. Auf diese Weise wurde gewährleistet, daß sowohl über die

Wasserentnahme als auch über den Wasserzulauf im Versuchsstand der Tideverlauf im Hamburger Hafen in gewünschter Genauigkeit simuliert werden konnte.

## 6.6 Versuchsaufbau

## 6.6.1 Erstellung des Versuchsstandes

In der Laborhalle des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, in der der Versuch durchgeführt werden sollte, befindet sich ein im Boden eingelassener, 1,50 m breiter Betonkanal des ehemals dort ansässigen Wasserbauinstituts. Für die Aufnahme der geplanten Versuchsanordnung wurden zwei Seitenwände aus Kalksandstein im lichten Abstand von 1,0 m gemauert. Die beiden Mauern waren jeweils 24 cm stark. Um für die beiden eingestellten Wände in dem glatten Betonkanal ein Widerlager gegen den erwarteten Erd- und Wasserdruck zu schaffen, wurden zuvor jeweils an allen drei Seiten des Kanals Holzlatten angedübelt. Der Versuchsstand wurde anschließend mit einer 1-komponentigen Bitumen-Latex-Emulsion abgedichtet.

Nach Abschluß der Kalibrierung der Spannungsgeber (Kap. 6.7.4, S. 130) wurde die mit 28 Dehnungsmeßstreifen versehene Aluminiumplatte so in den Versuchsstand eingestellt, daß die applizierten Dehnungsmeßstreifen zur späteren Wasserseite zeigten. Zur Vermeidung der Umströmung wurden seitlich am Übergang zwischen Aluminiumplatte und Beckenwand Streifen aus dünner Teichfolie mit Silikon aufgeklebt. Um eine definierte Unterströmung der Platte zu gewährleisten, wurde die Platte mit zehn Bohrlöchern ( $\emptyset$  20 mm) in einer Höhe von 5 cm über Plattenunterkante versehen.

Drei Filterrohre mit einem Durchmesser von jeweils 6" wurden mit Drainagevliesen umwickelt und vertikal in das Becken gestellt. Auf der "Landseite" der Platte wurde jeweils ein Rohr in den beiden Außenecken des Beckens plaziert, während auf der Wasserseite nur eines in der Mitte der Schmalseite der Außenwand eingebaut wurde.

Danach wurde der Quarzsand beiderseits der Modellwand bis zu einer Höhe von 50 cm gleichmäßig trocken eingerieselt, wobei in den zuvor gewählten Höhenlagen die jeweils erforderlichen Spannungsmeßgeber auf den Sand gelegt oder leicht hineingesteckt und vorsichtig zugeschüttet wurden.

Da ab jetzt nur noch der Bereich auf der Landseite der Platte weiter mit Sand aufgefüllt werden sollte, mußte die Wand vor dem weiteren Einrieseln durch den Einbau von fünf M10 Gewindestangen rückverankert werden, um wie bei der Originalkonstruktion ein Kippen zu vermeiden. Danach erfolgte der landseitige Einbau des Quarzsandes bis zur Unterkante der erwähnten Steifenlage in 1,20 m Höhe über Grund.

Nach Beendigung der Hinterfüllung wurden drei Wegaufnehmer mit Hilfe von Magnethalterungen an einem massiven Stahlbalken befestigt, der so fixiert worden war, daß er parallel und lagestabil zur Aluminiumplatte über der Sandseite verlief. An den Fühlern dieser als Setzungsgeber verwendeten Wegaufnehmer waren Verlängerungsstücke angeschraubt, die am Ende jeweils einen kleinen Messingteller besaßen. Die Tiefenlage dieser Teller war 10 cm unter der Sandoberfläche oder 1,10 m über Grund.

Während des Einbaus waren alle eingebauten Meßgeber in Betrieb, um eine sofortige Überprüfung der vollen Funktionsfähigkeit sicherzustellen. Nach dem endgültigen Anschluß aller Meßgeber konnte mit der erstmaligen Flutung des Versuchsbeckens begonnen werden.

Bild 76 zeigt die Draufsicht auf den Versuchsstand während der Versuchsdurchführung. Bild 77 zeigt die unmaßstäbliche dreidimensionale Ansicht des Versuchsstandes, Bild 78 Draufsicht sowie Querschnitt mit allen Abmessungen.



Bild 76: Versuchsstand während der Versuchsdurchführung







Bild 78: Draufsicht und Querschnitt des Versuchsstandes

# 6.7 Meßgeber des Versuchsstandes

# 6.7.1 Allgemeines



Bild 79: Anschlußdiagramm der Meßgeber

Für die Durchführung des Versuchs wurden 3 Wegaufnehmer, 4 Porenwasserdruckgeber, 5 Erddruckkissen (3 vertikal und 2 horizontal angeordnet) und 28 DMS-Viertelbrücken (20 vertikal und 8 horizontal ausgerichtet) verwendet.

# 6.7.2 Porenwasserdruckgeber (PWD)

Zum Einsatz kamen elektrische Porenwasserdruckaufnehmer der Firma GLÖTZL, die zur Messung von Porenwasserdrücken bis maximal 5 bar geeignet sind. Sie arbeiten nach dem gleichen Prinzip wie die Meßgeber, die bei den Messungen in situ verwendet wurden.

# 6.7.3 Erddruckgeber (EDKH, EDKV)

Auch hier wurden Spannungsaufnehmer der Firma GLÖTZL mit einer Kissengröße von 10 cm x 20 cm eingesetzt. Verwendet wurden Erddruckgeber in elektrischer Ausführung mit hydraulischem Druckkissen und Drucksensoren. Im Gegensatz zu den in situ Messungen am Burchardkai handelt es sich bei den im Modellversuch eingesetzten Kissen nicht um einpreßbare, sondern um einstellbare Kissen.

Die Kissen wurden horizontal (EDKH) sowie vertikal (EDKV) eingebaut.



Bild 80: Einbau eines horizontalen (Nr. 889) und vertikalen Erddruckkissens hinter der Wand.

# 6.7.4 Kalibrierung der Spannungsaufnehmer

Die Kalibrierung sämtlicher Spannungsgeber erfolgte während der mehrmaligen Probebefüllungen des Versuchsbeckens nach Fertigstellung der Abdichtung zur Überprüfung der Dichtigkeit des Versuchsstandes.

Die Aufnehmer wurden dabei auf den Boden des Beckens gelegt, bevor mit der Flutung begonnen wurde. Mit Hilfe von Höhenmarkierungen an einer der Seitenwände wurden jeweils die Meßwerte für eine Wasserspiegelerhöhung um 10 cm registriert. Für die Kalibrierung wurde das Becken zweimal befüllt und abgepumpt. Die endgültige Funktion der Kalibrierungsgeraden wurde durch die lineare Regression des arithmetischen Mittels aus den vier durchgeführten Teilversuchen bestimmt. In Bild 81 ist beispielhaft die Auswertung für das horizontale Erddruckkissen 890 dargestellt.



Bild 81: Funktion der Kalibriergeraden für das horizontale Erddruckkissen EDKH 890

## 6.7.5 Dehnungsmeßstreifen (DMS)

Auf der Aluminiumplatte wurden 28 Viertelbrücken appliziert (20 vertikal und 8 horizontal ausgerichtete DMS), die alle an den Datalogger angeschlossen wurden, der auch zur Messung am 10. Liegeplatz Burchardkai im Einsatz ist. Für die Dauer der Durchführung des Modellversuches wurde der Datalogger nach Absprache mit dem Amt für Strom- und Hafenbau aus Hamburg abgezogen. Mit diesem Meßgerät ist die Messung von Viertelbrücken sehr einfach zu realisieren, da es intern jede Viertelbrücke zu einer Wheatstone'schen Vollbrücke ergänzen kann.



Bild 82: Modellspundwand mit DMS-Bestückung (alle Maße in cm)

# 6.7.6 Wegaufnehmer

Zur Ermittlung von Setzungen und Hebungen der Sandauffüllung hinter der Wand aufgrund der Tide dienten drei Wegaufnehmer DG-925 der Firma Ono Sokki.

Die verwendeten Meßgeber bestehen jeweils aus einem flachen, zylindrischen Gehäuse, auf dessen einer ebenen Seite sich eine digitale Meßwertanzeige befindet. Radial tritt an der Seite des Gehäuses ein federnd gelagerter Meßstift aus, der im Ruhezustand bis zum Anschlag ausgefahren ist. Wird er eingeschoben, so läßt sich der Betrag der dabei aufgebrachten Verschiebung auf ein Tausendstel Millimeter genau an der Anzeige ablesen.

Um die Wegaufnehmer als Setzungsmeßaufnehmer einsetzen zu können, mußten sie durch eine extra angefertigte Meßstiftverlängerung ergänzt werden. Diese bestand aus einem 400 mm langen vertikalen Schweißdraht ( $\emptyset$  2 mm) mit einem am Ende befestigten horizontalen Messingteller ( $\emptyset$  36 mm). Um sowohl Hebungen als auch Setzungen erfassen zu können, wurde der Wegaufnehmer bereits leicht gespannt, d.h. mit halb eingeschobenem Meßstift, eingebaut. Diese Vorspannung betrug 0,15 g/mm<sup>2</sup>.



Bild 83: Wegaufnehmer mit Verlängerungen

## 6.8 Meßwerterfassung

Die Meßwerte wurden, wie schon in Bild 79 dargestellt, mit drei unabhängigen Analog-Digital-Wandlern und nachgeschalteten Computern erfaßt. Diese Vorgehensweise war erforderlich, da die Software der jeweiligen AD-Wandler (für Dehnungsmeßstreifen, Spannungsgeber und Wegaufnehmer) den Anschluß an der seriellen Schnittstelle 1 voraussetzte. Eine Umkonfigurierung war nicht möglich, so daß drei Computer zum Einsatz kommen mußten. Damit alle Meßwerte zur gleichen Zeit registriert werden konnten (Meßfrequenz eine Minute), wurde vor Beginn eines Meßtages die Zeitsynchronisation neu vorgenommen. Ohne Synchronisation der Meßwerterfassung hätten für eine gemeinsame Auswertung nachträglich mathematische Verrechnungen durchgeführt werden müssen.

# 6.9 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Dargestellt und interpretiert werden in dieser Arbeit nur die gemessenen Wasserdruckverhältnisse, da sie zur Erklärung der in situ gemessenen Phänomene ausreichen. Der Verlauf der gemessenen Erdrücke war zu jedem Versuchsstatus nahezu deckungsgleich mit den zuvor berechneten Schnittgrößen. Auf die gemessene Wandverformung wird in der Auswertung der jeweiligen Versuchsphase kurz eingegangen.

Die Versuche wurden von Ende April bis Anfang Mai 1998 durchgeführt. Ausgewertet wurden drei Versuchstage, die als drei Versuchsphasen bezeichnet werden können:

30.04.98	1	Beginn der Versuche (Konsolidierung)
04.05.98	2	Versuchsdurchführung ohne Abdeckung
05.05.98	3	Versuchsdurchführung mit Abdeckung

In Phase 3 wurde zur Überprüfung der in Kapitel 5.4ff S.111 vorgestellten These, daß Abdichtungen oberhalb von Wasserwechselzonen einen Einfluß auf den Wasserdruckverlauf haben können, die landseitige Hinterfüllung des Versuchsstandes mit einer Plastikfolie abgedeckt. Die Folie wurde an den Seiten und an der Wand mit Silikon abgedichtet und anschließend mit einer 10 cm starken Sandschicht beschwert (Bild 84).

An allen Versuchstagen wurde der Wasserspiegel auf der Wasserseite ständig periodisch erhöht und wieder abgesenkt. Die Dauer der 'Tide' betrug ca. 30 Minuten. Alle Meßgeber wurden mit einer Abtastfrequenz von 1 Minute abgefragt und registriert. Über Nacht wurde aus Gründen der Sicherheit (Verminderung der Abdichtung des Versuchstandes mit fortschreitender Versuchsdauer) der Wasserstand auf der Wasserseite so weit wie möglich heruntergefahren. Bei der Auswertung der Spannungen wurden die Meßkurven aufgrund leichter Meßwertschwankungen durch Polynome 15. Grades ersetzt.



Bild 84: Querschnitt des Versuchsstandes <u>mit</u> Abdeckung (Phase 3)

## Phase 1:

Die ersten Versuchstage waren geprägt durch Konsolidierungseigenschaften des Bodens (Bild 85). Die eigentlichen Versuche wurden erst gestartet und ausgewertet, nachdem keine weiteren Setzungen des Bodens infolge Wasserstandsänderungen zu erwarten waren.



Bild 85: Setzungsmessungen hinter der Wand am ersten Versuchstag infolge Wasserstandsänderungen

## Phase 2:

Fünf Tage nach Versuchsbeginn waren die Setzungen des Bodens hinter der Wand weitestgehend abgeklungen. Die Auswertung der Versuche erfolgte analog zu den Messungen in Hamburg. Es ergaben sich zusammengefaßt folgende Ergebnisse:

- Die Wand hat sich nach dem Einbau des Sandes in der Feldmitte um insgesamt ca. 1 cm durchgebogen. Während der Tidewechsel wurden minimale Wandbewegungen (< 1% der Durchbiegung) ermittelt.
- Die gemessenen Effektivspannungen entsprachen denen der Coulomb'schen Erddrucktheorie.
- Der Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke (Bild 86) folgten bei dieser Versuchsdurchführung der in Kapitel 5.2 (S.105) vorgestellten Theorie der 'kommunizierenden Wasserstände' (Bild 61 und Bild 62). Die Ergebnisse der Porenwasserdrücke bei der Versuchsdurchführung ohne Abdeckung stimmen mit der theoretischen Annahme überein, nach der die Ganglinien der Aufnehmer hinter der Wand die Ganglinie des Außenwasserstandes in ihren Scheitelpunkten schneiden sollten.



Bild 86: Ausschnitt der normierten Porenwasserdrücke im Versuchsstand ohne Abdeckung
# Phase 3:

In Bild 87 sind die Ergebnisse der gemessenen normierten Porenwasserdrücke im Versuchsstand mit Abdeckung dargestellt. Es zeigt sich ein deutlicher Einfluß der abdichtenden Schicht auf das Verhalten der Porenwasserdrücke.



Bild 87: Ausschnitt der normierten Porenwasserdrücke im Versuchsstand mit Abdeckung

Vergleicht man die Ganglinien der Aufnehmer hinter der Wand mit der Ganglinie des Außenwasserstandes, so wird ersichtlich, daß zwischen den Scheitelpunkten der Kurven bei 'Ebbe' oder 'Flut' nur noch 1 bis 2 Minuten liegen.

Signifikante Wandbewegungen während des Tidewechsels konnten in dieser Versuchsphase nicht mehr nachgewiesen werden.

Als Endergebnis der Versuchsdurchführung am Modellversuchsstand kann die aufgestellte These bestätigt werden, daß eine luftdichte Abdichtung oberhalb der Wasserwechselzone einen Einfluß auf die Pegelganglinien hinter der Wand ausübt. Wie bei den in situ Messungen an verschiedenen Kaimauern zeigte sich auch am Versuchsstand bei luftdichter Abdeckung der landseitigen Hinterfüllung das bereits beschriebene Phänomen des 'Gleichlaufens' der Pegelganglinien vor und hinter der Wand.

# 7 Zusammenfassung

Die im Hamburger Hafen üblichen Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden für Kaimauern beruhen auf langjährigen Erfahrungen mit Spundwandkonstruktionen. Zur weiteren Interpretation des Verformungsverhaltens dieser aufgrund neuerer Schiffstypen immer größer werdenden Bauwerke wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) vom Amt für Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg mit der Untersuchung mehrerer unterschiedlicher Kaimauerkonstruktionen beauftragt.

Am neugebauten 10. Liegeplatz des Containerterminals Burchardkai (Bauzeit: 1993 bis 1996), wurde ein mit zahlreichen Meßaufnehmern bestücktes Meßprogramm zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Kaimauerkonstruktion durchgeführt.

Die Konzeptionierung dieses Meßprogrammes, die Auswahl und der Einsatz der verwendeten Meßaufnehmer sowie die Interpretation der wichtigsten im Rahmen dieses Meßprogrammes ermittelten Meßergebnisse, werden in dieser Arbeit beschrieben. Dazu werden vorab die Grundlagen der Deformationsmessung und ihrer Meßtechniken sowie die Ermittlung von Belastungen aus gemessenen Verformungen eingehend erläutert.

Zur Überprüfung der Genauigkeit des Inklinometermeßverfahrens wurde eine Großversuch an der TU Braunschweig durchgeführt. An einem fünfzehn Meter hohen Versuchsstand wurden an vier unterschiedlichen Inklinometerführungsrohren sowie vier unterschiedlichen Lagevarianten der Rohre jeweils zehn Versuchsreihen durchgeführt und ausgewertet. Als Ergebnis kann festgehalten werden, daß unter Beachtung der dargestellten Einflußmöglichkeiten eine Genauigkeit von 0,01 mm pro Meßschritt erzielt werden kann. Dies bedeutet, daß die Kopfpunktverschiebung einer 30 m hohen Spundwand auf  $\pm$  0,6 mm genau bestimmt werden kann. Vergleicht man diese Lageveränderung mit den geodätisch erzielten Ergebnissen, können aus der Differenz gesicherte Rückschlüsse auf die Bewegungen am Wandfußpunkt gezogen werden.

Zur Rückrechnung der Momentenverteilung aus den gemessenen Verformungen werden die funktionalen Zusammenhänge auf der Grundlage der Differentialgleichung des Balkens genutzt. Die zweite Ableitung der gemessenen Verformung multipliziert mit bekannten Steifigkeits- und Querschnittswerten ergibt die Momentenlinie. Vorab muß allerdings die erhaltene polygonzugähnliche Verformungslinie mit Hilfe von Polynomen geglättet werden. Die erhaltenen Polynome haben allerdings die negative Eigenschaft, daß sie in ihren Randbereichen ins Unendliche laufen. Diese unbrauchbare Eigenschaft konnte verbessert werden, indem die Biegelinie über beide Randbereiche hinaus extrapoliert wurde, so daß die Schwingungen der Polynome außerhalb des zu betrachtenden Intervalls lagen. Dieses Vorgehen ermöglicht jetzt eine gute Ermittlung des Momentenverlaufes sowie die Bestimmung der Querkräfte und Belastungen der Kaimauer.

Die Darstellung der wichtigsten Ergebnisse aus dem Meßprogramm '10. Liegeplatz Burchardkai' läßt erkennen, daß das Bauwerk ausreichend dimensioniert und standsicher ist.

Aus den parallelen Verläufen der Außen- und Binnenwasserstände ergibt sich eine von der Tide unabhängige, konstante Gesamtbelastung auf die Wand. Dieses Phänomen des Gleichlaufens wird anhand zahlreicher Pegelmessungen im Hamburger Hafen belegt, ist jedoch nach dem bisherigen Wissensstand nicht erklärbar. Solange jedoch die Einflußfaktoren auf dieses Phänomen nicht geklärt sind, kann dieser positive Effekt für die Gesamtbelastung der Wand nicht als sicher und dauerhaft vorausgesetzt werden.

Zur Klärung des vorgenannten Problems werden Lösungshinweise aus der Fachliteratur aufgezeigt. Die theoretischen Zusammenhänge der Bewegung von Wasser und Luft im Boden werden beschrieben und das zu Grunde liegende Potentialkonzept erläutert. Ursache für das Gleichlaufen der Pegelganglinien könnten Lufteinschlüsse, sogenannte Luftpolster, in der Bodenwasserzone unterhalb der dichtenden Kaiplatte oder unterhalb von dichtenden Bodenschichten sein.

Zur Überprüfung dieser theoretischen Überlegungen des Einflusses von Luftpolstern auf den zeitlichen Verlauf der Wasserstände wurde ein großmaßstäblicher Modellversuch konzipiert und im Labor des IGB-TUBS durchgeführt, mit dessen Hilfe es möglich war, unter definierten Randbedingungen den Einfluß einer landseitigen Abdichtung hinter einer Kaimauer auf die zeitliche Entwicklung der Wasserstände nachzuweisen. Die Beschreibung des Versuchsstandes und der Versuche sowie der Darstellung und Interpretation der wichtigsten Meßergebnisse beschließen diese Arbeit.

Zusammenfassend kann als wichtigstes Ergebnis dieser Arbeit, der Nachweis des Einflusses eines Luftpolsters auf den Verlauf des Wasserdruckverlaufes hinter einer Kaimauer in Abhängigkeit des Tidewechsels genannt werden.

# 8 Literaturverzeichnis

# Ahrens, H,; Duddeck, H.

Statik der Stabtragwerke, *Betonkalender 1998, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn*, S. 336 ff, 1998

# Binnewies, W.; Fabricius, K.

Überlegung zur künftigen Konstruktion und Berechnung von Kaimauern, *Hansa*, **7**, S. 710-714, 1992

# Blümel, W.; Düser, O.; Celis

Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungsüberwachung, *Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau*, S. 510-514, 1991

# Bock, H.

Stationäre wiedergewinnbare Bohrlochmeßketten - ein Komplettsystem, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik `98, Fachseminar: 19./20. Februar 1998*, **55**, S. 401-410, 1998

# Breymann, H.

Sinn und Zweck geotechnischer Messungen im Grundbau, *Beiträge zum 3. Christian Veder Kolloquium in Graz*, **3**, S. 1-16, 1988

# Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A.

Taschenbuch der Mathematik, B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, 1980

# Brückner, M.

Static assumptions for the dimensioning of diaphragm walls as waterfront structures, measurement of earth-, water pressure and stresses, *11. International Harbour Congress 17.-21.06.1996 in Antwerpen*, S. 191-200, 1996

# Brunck, F.-P.; Miller, C.

Unerwartetes Verformungsverhalten einer bestehenden Kaimauer, *Bautechnik*, **74**, S. 463-466, 1997

# Coulomb, C.A.

Essais sur une application des règles de maximes et minimes à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, franz. Akad. d. Wiss. 1773, Mémoires des Savants Etrangers *In: Straub, H.: Die Geschichte der Bauingenieurkunst, Birkhäuser 1973*, S. 1973

# DIN 1054

Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin*, Ausgabe 11.76, 1976

#### DIN V 1054-100

Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin*, Ausgabe 04.96, 1996

#### **DIN V ENV 1997-1**

Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Deutsche Fassung ENV 1997-1: 1994, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin*, Ausgabe 04.96, 1996

#### DIN 1319 Teil 3

Grundbegriffe der Meßtechnik; Begriffe für Meßunsicherheit und für die Beurteilung von Meßgeräten und Meßeinrichtungen, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin*, 1985

#### Drewes, U.; Römisch, K.; Zimmermann, C.; Schwarze, H.; Dücker, H.P.,; Miller, C.

Modellversuche zum Kolkschutz vor Kaimauern, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg 1995*, **50**, S. 136-143, 1995

## Dücker, P.

Seeschiffmauern, Anforderungsprofil - Lösungsansätze - Entwicklungen, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg 1993*, **48**, S. 154-160, 1993

#### Dücker, P.

Ideenwettbewerb zum Bau einer Kaianlage im Hamburger Hafen, *Hansa*, **131**, S. 74-84, 1994

#### Dücker, P.; Rodatz, W.; Timm, G.; Vellguth, L.

Tiefe Kaimauer in Schlitzbauweise, Die Bautechnik, 73, S. 811-820, 1996

#### Duddeck, H.

Der interaktive Bezug zwischen In situ Messung und Standsicherheitsberechnung im Tunnelbau, *Felsbau*, **2**, S. 8-16, 1984

#### Dunnicliff, J.

The practical use of geotechnical instrumentation: some problems and solutions, *Proc. of the 4<sup>th</sup> Intern. Symposium Field Measurments in Geomechanics (FMGM 95), Bergamo, Italien*, S. 239-256, 1995

#### Dunnicliff, J.; Mikkelsen, E.

Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance, *Wiley-Interscience Publication, John Eiley & Sons, Inc.*, S. 75-78, S. 250-268, 1993

## Düser, O.; Blümel, W.

Zur Anwendung und Meßunsicherheit von Inklinometern im Grundbau, *Mitteilung des* Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Februar 1994, **44**, S. 197-212, 1994

- **EAB** Empfehlungen des Arbeitskreises 'Baugruben' der deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen (DGGT), *Verlag Ernst&Sohn*, 3. Auflage, 1994
- **EAN** Empfehlungen des Arbeitskreises 'Numerik in der Geotechnik' der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen (DGGT), *veröffentlicht in der Zeitschrift Geotechnik*
- EAU Empfehlungen des Arbeitsausschusses 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen der deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen (DGGT), ,
  8. Auflage 1990 und 9. Auflage 1996

## Eggert, W.-D.; Hurtienne, W.

Der Hamburger Hafenentwicklungsplan von 1997, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1997*, **52**, S. 93-100, 1997

#### Egey, Z.

Inklinometervermessungs-Sonderprobleme: Sehr geringe Horizontalverschiebungen und Schrägpfahlverdrehungen, *Meßtechnik im Erd- und Grundbau, München,* S. 169-172, 1983

#### Fahland, S.

Ermittlung von Belastungen auf Grundbauwerke aus gemessenen Verformungen und Bewegungen, *Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1997

## Feßer, A.

Bodenmechanische Beurteilung von Erd- und Wasserdruckmessungen am Containerterminal III in Bremerhaven, *Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1998

# Floss, R.

Meßtechnische Überwachung von Tiefbauwerken, *Bauwerksüberwachung im Inge*nieur- und Industriebau, VDI Berichte Nr. 1165, S. 33-59, 1994

#### Franke, D.

Erdruck auf unnachgiebige Wände - Auswertung von Modellversuchen, *Geotechnik*, **1**, S. 20-26, 1988

- Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde, Amt für Strom- und Hafenbau Container Terminal Burchardkai 10. Liegeplatz, Prospekt 1 - Baubeginn, 1993
- Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde, Amt für Strom- und Hafenbau Technische Rahmenbedingungen für die Fördermaßnahme Projekt "Privater Hochwasserschutz", 1997

# Gattermann, J.

Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB-TUBS, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 175-196, 1994

# Gattermann, J.; Horst, M.

Meßtechnische Bestimmung des Spannungs-Verformungs-Verhalten einer Kaimauer in einem Tidehafen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996*, **50**, S. 43-58, 1996

# Gattermann, J.; Maybaum, G.; Rodatz, W.

Erddruckentwicklung auf unterschiedliche Kaimauersysteme in einem Tidehafen, *Ohde-Kolloquium 1997*, Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, **4**, S. 1997

# Glötzl, F.

Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 47-64, 1994

#### Grubert, P.

Dynamik der Porenraumflutung in Böden, *Mitteilungen des Leichtweiss-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, **131**, S. 1995

#### Gudehus, G.

Sicherheitsnachweis im Grundbau durch Meßüberwachungen, *Beiträge zum 3. Christi*an Veder Kolloquium in Graz, **3**, S. 1-14, 1988

#### Gudehus, G.

Ein umfassendes Konzept zum Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik, *Geotechnik*, **17**, S. 83-103, 1994

#### Hafen Hamburg

Internet: http://www.port-of-hamburg.com/g\_index.htm, 1998

## Harden, G.; Schmidt, W.

Erfahrungen bei bodenmechanischen Untersuchungen des Glimmertons, *Hansa*, **129**, S. 726-729, 1992

## Heil, H.; Powroschnik, L.; Claussen, A.; Glimm, M.; Möller, B.

Neue Wasserstände für die Bemessung von Hochwasserschutzwänden und Uferbauwerken im Hamburger Hafen, *Bautechnik*, **2**, S. 67-79, 1998

# Hölting, B.

Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrologie, 1995

## **HOCHTIEF AG**

10. Liegeplatz Burchardkai, Statik Teil 1, Blöcke 2-10, S. 1/1-1/159, Technisches Büro, Niederlassung Hamburg, *unveröffentlicht*, 1993

## Horst, M.; Gattermann, J.

Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik `96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996, **50**, S. 27-42, 1996

## Hosser, D.; Gensel, B.

Auswertungsmethoden, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Messen in der Geotechnik Fachseminar 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 159-172, 1994

## Jessberger, H.L.; Güttler, U.

Geotechnische Großzentrifuge Bochum - Modellversuche im erhöhten Schwerefeld, *Geotechnik*, S. 85-97, 1988

#### Kahl, M.

Realistische Beurteilungen der Standsicherheit und wirtschaftliche Bemessungen von Tunneln in überkonsolidierten Tonen aus Primärspannungsmessungen, *Abschlußbericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Schwerpunktprogramms "Spannungs-, Verformungs- und Standsicherheitsprobleme im Tunnelbau"*, 1988

#### Keil, S.

Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen, *Zwingenberg: Cuneus-Verlag*, 1995

# Kister, B.

Untersuchungen der charakteristischen Größen beim Bodenabluftsaugverfahren für Ein- und Mehrbrunnenanlagen durch Laborversuche und räumliche FEM-Berechnungen, *Veröffentlichung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen*, **24**, S. 1994

## Köhler, H.J.

Porenwasserdruckausbreitung im Boden - Meßverfahren und Berechnungsansätze, *In*stitut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik `96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996, **50**, S. 247-258, 1996

## Köhler, H.J.

Boden und Wasser - Druck und Strömung, *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe*, **76**, S. 15-33, 1997

# Köhler, H.J.; Harer, R.

Development of excess pore water pressure in over-consolidated clay, induced by hydraulic head changes and its effect on sheet pile wall stability of a navigable lock, *Proc. of the 4<sup>th</sup> Intern. Symposium Field Measurments in Geomechanics (FMGM 95), Bergamo, Italien*, S. 519-526, 1995

# König, F.T.; Winselmann, D.

Instationäre Porenwasserdrücke bei nichtlinearen Kontinuumsberechnungen, *Festschrift Heinz Duddeck, Mitteilung des Instituts für Statik der TU Braunschweig*, S. 415-426, 1988

# Kovári, K.; Amstad, Ch.

Feldmessungen in der Geotechnik, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar: 19./20. Februar 1998*, **55**, S. 1-16, 1998

# Kremer, A.; Walz, B.

Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden, *Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden*, **4**, S. 83-107, 1997

# Kreyszig, E.

Statistische Methoden und ihre Anwendungen, *Verlag Vandenhoeck & Ruprecht*, 7. Auflage, Göttingen, 1979

# Krogmann, F.

Betrachtungen zur Wasserdruckverteilung und zu Strömungsvorgängen bei einer Kaimauer in einem Tidehafen, *Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1996

# Kuntsche, K.

Empfehlungen zum Einsatz von Meß- und Überwachungssystemen für Hänge, Böschungen und Stützbauwerken, *Geotechnik*, **19**, S. 82-98, 1996

# Laumanns, Q.; Glimm, M.

Entfestigung von Sandschichten im Erdwiderstandsbereich vor Kaimauern, *Hansa*, **134**, S. 63-65, 1997

# Marte, R.; Semprich, S.

Untersuchung zur Meßgenauigkeit von Inklinometermessungen, *Die Bautechnik*, **75**, S. 155-167, 1998

## Marte, R.; Semprich, S.; Fritz, M.; Weber, W.

Meßgenauigkeit von Inklinometer - Meßergebnisse, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar: 19./20. Februar 1998, **55**, S. 327-350, 1998

## Maybaum, G.

Messungen am O'Swaldkai, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '94, Fachseminar 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 105-122, 1994

## Maybaum, G.

Ergebnisse des Untersuchungsprogramms O'Swaldkai, Hamburg, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996*, **50**, S. 83-108, 1996a

# Maybaum, G.

Erddruckentwicklung auf eine Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, **52**, S. 1996b

## Meine, M.

Weg frei für die Hafenerweiterung in Hamburg-Altenwerder, *Hansa*, **133**, S. 62-66, 1996

#### Miller, C.

Vergabeverfahren 10. Liegeplatz Burchardkai, Hansa, 132, S. 94-95, 1995

# Montenegro, H.

Induzierte Luftdruckfelder zur in situ Dekontamination, Internet: http://www.th-darmstadt.de/fb/bi/wb/kww/projekte/sanitecd.htm, 1998

#### Müller, R.

Durchführung eines Laborversuchs zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhalten im Umfeld einer Kaimauer infolge von Wasserstandsänderungen, Entwurfsarbeit am IGB·TUBS, unveröffentlicht, 1997

## Muruszach, C.

Neubau des 1. Liegeplatzes, Containerterminal Burchardkai in Hamburg, *Hansa*, **134**, S. 66-68, 1997

# Muruszach, C.; Kug, H.; Heuer, M.

Kaimauerbauprojekte im Hamburger Hafen, Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg 1997, **52**, S. 101-106,

#### Niehoff, M.

Statistische Untersuchungen zu den Messungen am O'Swaldkai, Hamburg, *Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1992

## Niemeier, W.

Einsatz von GPS in der Geotechnik, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '94, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 13-30, 1994

## Niemeier, W.

GPS - Praxisbeispiele aus der Geotechnik, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996*, **50**, S. 109-122, 1996

#### Niemeier, W.

Kontinuierliche Überwachung von Bauwerken mit geodätischen Meßsystemen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik* `98, Fachseminar: 19./20. Februar 1998, **55**, S. 313-326, 1998

## Plate, E. J.

Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993

## Richwien, W.; Perau, E.; Golücke, K.

Beschreibung von Luft- und Wasserströmungen in Böden auf Basis der Theorie poröser Medien, *Der Bauingenieur*, **72**, S. 215-220, 1997

## Rodatz, W.

Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen, Hansa, 129, S. 722-725, 1992

#### Rodatz, W.

Messen in der Geotechnik, EC 7 Beobachtungsmethode, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '94, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 1-12, 1994a

#### Rodatz, W.

Bodenmechanik, Grundbau und unterirdisches Bauen, Vorlesungsskript des Grundfachstudiums, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, 9. Auflage, 1994b

#### Rodatz, W.

Bodenmechanik, Grundbau und unterirdisches Bauen, Vorlesungsskript des Vertiefungsstudiums, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, 7. Auflage, 1998

#### Rodatz, W.; Maybaum, G.

Erddruckentwicklung auf eine Kaimauer in Schlitzwandbauweise, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg*, **50**, S. 143-154, 1995

## Rodatz, W.; Maybaum, G.; Gattermann, J.

Pressure and deformation measurements at two retaining walls at the port of Hamburg, *Proc. of the 4<sup>th</sup> Intern. Symposium Field Measurments in Geomechanics (FMGM 95), Bergamo, Italien*, S. 291-299, 1995

#### Rodatz, W.; Maybaum, G.; Hartung, M.

Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg, *Konferenzband des Hafentages der SMM,* Hamburg, 1992

#### Rodatz, W.; Maybaum, G.; Stahlhut, O.

Geotechnische Messungen und numerische Berechnungen eines großen Geländesprungs im Hamburger Hafen, *11. Christian Veder Kolloquium in Graz*, S. 159-177, 1996

#### Römisch, H.

Propellerstrahlinduzierte Erosionerscheinungen in Häfen, *Jahrbuch der Hafenbautech*nischen Gesellschaft Hamburg 1995, **50**, S. 196-201, 1995

## Ruiz Rodriguez, E.

Bodenluftströmungen in teilgesättigten Böden, *Wasserbau - Mitteilungen der Technischen Hochschule Darmstadt Institut für Wasserbau*, **39**, 1993

#### Sappa, M.; Sappa, G.

Observations on inclinometer measurements, *Proc. of the 4<sup>th</sup> Intern. Symposium Field Measurements in Geomechanics (FMGM 95), Bergamo, Italien*, S. 333-340, 1995

#### Sass, H.H.

Neubau einer Kaimauer mit baubegleitendem Meßprogramm, *Bautechnik*, **67**, S. 403-410, 1990

#### Scheele, J.

6. Liegeplatz, Predöhlkai, Hansa, 134, S. 67-69, 1997

#### Schmidt, W.

Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionsmerkmalen beim Kaimauerbau, *Hansa*, **129**, S. 714-720, 1992

#### Schmidt, W.

Entwicklung eines neuen Kaimauerquerschnittes unter Berücksichtigung der Standsicherheitsgefährdung durch starke Strahlbelastungen aus konventionellen Schiffsantrieben und neuartigen Manövrierhilfen, *Technische Universität Dresden, Dissertation*, 1993

# Schnell, W.

Spannungsmessungen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '94, Fachseminar 26./27. Februar 1994, **44**, S. 83-104, 1994

# Schoen, H.-G.

Untersuchungen zur Gasdurchlässigkeit trockener und teilgesättigter Sande, *Mitteilung des Fachgebiets Grundbau und Bodenmechanik der Universität-GH Essen*, **22**, S. 1996

# Schulz, H.

Betrachtungen zum neuen Sicherheitskonzept, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg 1993*, **48**, S. 175-181, 1993

# Schürmann, A.

Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände, *Institut für Grundbau Universität Bochum*, **30**, S. 1997

# Stahlhut, O.

Bodenmechanische Beurteilung von Erd- und Wasserdruckmessungen am O'Swaldkai, *Entwurfsarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1993

# Stegner, G.; Gattermann, J.

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik* `98, Fachseminar: 19./20. Februar 1998, **55**, S. 351-370, 1998

# Strauß, H.-J.

Bauvermessung - mit Zollstock oder via Satellit?, Binnenschiffahrt, S. 14-19, 1994

# van Münster, D.

Beurteilung der Beanspruchung einer Kaimauer in Spundwandbauweise auf der Grundlage von Messungen, *Diplomarbeit am IGB-TUBS*, 1997, (unveröffentlicht)

# Vittinghoff, T.

Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik '96, Fachseminar: 22./23. Februar 1996*, **50**, S. 59-82, 1996

# Walz, B.

Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken, *Bericht Nr. 2 der Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität-GH Wuppertal*, S. 45-90, 1982

#### Weidle, A.

Praktische Versuchsdurchführung zur Überprüfung der Genauigkeit von Inklinometermessungen, *Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht*, 1997

# von Wolffersdorff, P.-A.

Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik*, **17**, S. 73-83, 1994

# von Wolffersdorff, P.-A.

Berechnung von Stützkonstruktionen nach dem neuen Sicherheitskonzept im Grundbau, 11. Christian Veder Kolloquium 'Stützkonstruktionen im Grundbau - Herstellung und Bemessung' in Graz, **14**, S. 101-115, 1996

# Wilde, K.-F.

Neubau des 10. Liegeplatzes am Athabaskakai, Hansa, 132, S. 55-62, 1995

# Zunker

Wasser und Boden, Handbuch der Bodenlehre, 1930

# 9 Synopsis

# 9.1 Introduction

The general load estimations and design methods for quay walls at the Port of Hamburg are based on long-term experiences with sheet pile constructions. For additional interpretation of the deformation behaviour of these constructions which grow with the new containership-generations, the Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering of the Technical University of Braunschweig (IGB-TUBS) was engaged by the 'Amt fuer Strom- und Hafenbau' of the Free and Hanseatic town Hamburg with the transaction of the examinations of several different quay wall constructions. Picture 1 gives an overview over the locations of the examined quay wall constructions in the Hamburg harbour.



Picture 1: Overview of the investigated quay walls by the IGB·TUBS in the Hamburg harbour [MURUSZACH et al., 1997]

For the Hamburg harbour the general load estimations and design methods for quay walls are based on experiences with sheet pile constructions. BINNEWIES and FABRICIUS [1992] give indications for the future construction and design of quay walls. To the clarification of the question whether these estimations and design methods of the sheet pile construction may also be applied to quay walls constructed as a retaining wall, MAYBAUM [1996b] describes the results of carried out measurements as well as a subsequent calculation with the method of the Finite Elements of the program O'Swaldkai. The goal was to determine soil pressure development on a quay wall constructed as a retaining wall.

On the basis of more examination demanded for sheet piles placed in retaining walls another geotechnical measuring program had to be carried out for the new construction of the 10<sup>th</sup> berth

at the Container-Terminal Burchardkai as well as deformation measurements at other different quay wall systems in the Hamburg harbour. This all was done by the IGB·TUBS.

The scope of this work is the design of a concept for this measuring program, its modification, and its evaluations.

Since the results of these examinations are all supported by measurement data collected in situ, the judgement of these measurement data regarding quality and precision is of great importance. Quality criteria are declared for the judgement of the data of the performed measurements.

Based on the performed measurements it will be shown that the determined water pressure conditions behind the quay walls have a positive influence on the total load effecting the wall. However it is discovered that they don't follow the theoretical assumptions and their behaviour is inexplicable until now. A possible explanation for the behaviour of the water pressure conditions behind quay walls in the Hamburg harbour will be given.

# 9.2 Precision of Inclinometer measurements

An important question for the interpretation of deformation-measurements of the inclinometer measurements is: Which precision is attainable with the inclinometer measuring method?

According to manufacturer statements, the question of the expected precision in practice can be answered with smaller than 0,1mm per measuring step (0,5m). Consequently, the mean variation of evaluations of deformation is to be expected smaller than 2mm for a measurement of approximately 10m length with 20 measuring steps, [GLÖTZL, 1994].

To determine the precision of inclinometer measurements numerous investigations were carried out in the last years. Considering all previous discoveries of the investigations, precessions up to 0,01mm per measuring step should be achieved.

# 9.2.1 Test track for the confirmation of the measuring precision of inclinometer measurements

Due to the different influential factors on the precision of inclinometer measurements a test track for the confirmation of the measuring precision of the IGB-TUBS's inclinometer probes in Hamburg had been conceived. This test track should serve for the investigation of following influential factors:

- Confirmation of the precision and reproducibility of repetition measurements under the same boundary conditions.
- Effect of different tubes (of different manufact.) on the measuring precision.

- Influence of the tube-position on the precision of the measurements:
  - Inclination from the perpendicular of the tubes,
  - Deflection of one measuring axis as a simulation of a bending condition of a excavation wall,
  - Torsion of the measuring tubes.
- Mutual check of defined installed tube deflections through the comparison of inclinometer measurements and geodesic method (Surveying of the tube from the outside).
- Measurement precision of measuring performance of different persons.



Picture 2: Cross section and groove pattern of the applied inclinometer tubes

# 9.2.2 Test series

Altogether five different test series were performed:

- vertical tube-position (in A and B axis) Test series 01
- inclined tube-position (in A axis)
  Test series 02
- bent tubes (in A axis)
  Test series 03
- bent (in A axis) and twisted tubes
  Test series 04
- bent (in A axis, with smaller movement) and twisted tubes Test series 05

For each of these test series the same boundary conditions were applied. Every single measuring tube was measured ten times consecutively. The first test series was divided in two parts. The first part consisted of five measurements and was performed on one day. The second part consisted of the remaining five measurements and was carried out on the following next day. In the process significant differences were determined between the two measuring dates. This has to be the influence of the temperature change during the night. From that occurrence on, the test series were carried out without pauses. The test series were always performed by the same person in order to minimise the error "peculiarity of the personnel" within a test series at a tube. The influence of different persons was determined separately.

# 9.2.3 Results

The results of these investigations and the conclusions derived from it for the inclinometer measurements can be summarised as followed:

- The precision stated from the manufacturer of smaller than 0,1mm deviation per measuring step was kept anytime. Under consideration of the following points the deviation per measuring step could be reduced under 0,01mm.
- In dependence of the inclination of the inclinometer tube (up to max. 20°) the precision of the measurement decreased about approximately one third. However, it remained within the precision stated from the manufacturer.
- The by the IGB-TUBS in Hamburg installed Glötzl tube (tube 03, Picture 2) achieved the highest precision due to the bent groove pattern in the A and B axis. All other three tubes were due to their trapezoidal groove pattern as accurate or even better in the A axis, however in the B axis considerably worse.
- The mistake with the biggest influence on the results, is the systematic mistake with the transaction of the measurements. There's been the recommendation to have always enforced the measurements only from the same person therefore always to start the same probe and to keep an eye on high precision when holding the cable at every measurement cable marking.
- To avoid imprecision of the measurements in the area of the tube connections, it is recommended to shorten the most upper tube about a half probe length. With this it is avoided that the roles of the probe pushes in both tubes can influence the measurements consequently.
- Negative influences on the results because of temperature changes or sturgeon fields (magnetic or electric fields) could not be determined.

It was shown that the inclinometer measurement delivers a very high precision with the investigation of construction distortions. Under consideration of the recommendation elucidated above the deviations of the true value on 0,01mm per measuring step can be reduced.

# 9.3 Measuring program '10<sup>th</sup> Berth Burchardkai'

# 9.3.1 Project Description

Picture 3 shows a top view of the construction site '10<sup>th</sup> Berth Burchardkai'. The goal was to extend the existing 8<sup>th</sup> berth about 300m on an existing headland. The quay surface width had to be 60,0 m. The crane track of the existing 8<sup>th</sup> Berth with 18,0 m breadths was continued. The entire construction was subdivided into twelve sections.



Picture 3: Top view of the construction site [STROM- UND HAFENBAU, 1993]

# 9.3.2 Ground

Proglacial shaped ground in the Hamburg harbour consists at this position of Holocene clay containing sea silt, peat and sandy or even pebbly layers, that reach from the height of the quay installation with +6,00 m above sea level under a 6 to 11 m big sand refill to the depths of -22,00 m below sea level. Pleistocene layers of middle sand, coarse sand to gravel-layers lie on one from the depths of -23,00 m below sea level queuing tertiary layer of mica clay, basin clay and basin silt. Problematically for the construction are the shingle layer available in the transition area of the Pleistocene to the tertiary layers, in which large stones can be stored. When grasping the slit, stones up to a diameter of 1,70 m were recovered.

Because of the inhomogeneous construction of the ground, the groundwater circumstances can be varied and irregular. The permeability of the ground, specifically the sands, allows a high percolation with pressure differences, as they appear through the tide changes. Locally, this permeability can be restricted through storage's of very fine grained material (silt as well as tones). Since no nearer information was available over the hydro geological circumstances, they had to be won from measurements. The wall can be viewed as imperviously.

# 9.3.3 Build construction

To the preparation of the approximately 300 m long new quay construction, a 1,20m wide trench was dug out at the Elbe sided embankment edge of the existing headland. The trench was excavated by a Bentonite clay slurry. This clay slurry was enriched with cement and should harden to a mortar with approximately the same qualities of the surrounding ground. Into the still soft suspension single planks PSp 1000 were put in with locks and inter planks Pzi 610. The combined wall got a concrete-strip-foundation at the bottom. The wall got a steel-concrete-head-beam, with round-steel-anchors (diameters: 6½ as well as 6¼ inches) which were connected with the park harbour wall continuously.

As it can be seen from the cross section (Picture 4) the rail track for the container crane-bridges proceeds in 4,50m distance of the front edge of the quay wall. To the stabilisation of the quay head six steel pipe piles were installed for each block (block-length = 29,52 m). By water page excavator working, the quay wall was exposed between the pipe piles and the main wall up to a harbour depth of -15,50 m below sea level.



Picture 4: Cross section of block 2-9 (standard block) [STROM- UND HAFENBAU, 1993]

# 9.3.4 Measurement concept

# 9.3.4.1 General

The conception of the measurements was developed from following questions: size and development of the anchor strengths, bending of the wall as well as the total load on the wall, that result from active earth pressure, pore-water pressure, additional loads and bracing through the quay slab piles.



Picture 5: Measurement concept '10th Berth Burchardkai'

The most important elements in this measurement concept to investigate the total load on the wall are the total pressure cells and pore-water pressure piezometers.

The risk of loss of measurements in an observation horizon was reduced by the double order of measurement instruments. The double order enabled the control of each measurement instrument simultaneously. Another control of the system in consideration on the investigation of the earth pressure on the wall can take place through the calculation of the loads from the measured distortions of the wall.

The installation of the combined earth and pore-water pressure cells as well as the inclinometer tube in the ground behind the wall took place after the completion of the quay slab. This had the advantage, that during the remaining construction time the cables could securely be led to the data recording appliance so that the normally high risk of data losses infected by destroyed cables could be reduced.

# 9.3.4.2 Measurement cross sections

Five measurement cross sections (MQ) were chosen, from which MQ2 (block 7) and MQ3 (block 8) were used as main measurement cross sections and MQ1 (block 2) as well as MQ5 (block 12) as side measurement cross sections. Additionally an inclinometer tube was installed in the ground behind the wall in MQ4 (block 4).

# 9.3.4.3 Installed measurement instruments

# 9.3.4.3.1 Pressure cells and piezometers

With the calculation of the two-phase-material soil and water, it must be distinguished between total pressure ( $\sigma_{tot}$ ) that effects from outside on a volume element, and the effective pressure ( $\sigma_{eff}$ ) that effects in the grain framework.

A direct measurement of effective pressures is not possible. For this reason, the combined totaland pore-water pressure cells were installed, with whom the total and the neutral pressure can be measured at the same place. The effective pressure can be received as the difference of the two measured pressures [SCHNELL, 1994].

Picture 7 shows the situation of the installed combined earth and pore-water pressure cells. For this measurements pressure cells of the company GLÖTZL Baumeßtechnik, Rheinstetten were used. The pressure pillows of these receivers are very flat and spade like formed. The round opening of the pore water pressure receivers is located above the pressure pillows.



Picture 6: Combined earth and pore-water pressure cells [GLÖTZL]



Picture 7: 3D cross section of block 7 (Elbe side) with installed applications

# 9.3.4.3.2 Inclinometer

To lead the inclinometer probe in the slit wall, the inclinometer casing were fortified with tube rings each 1,0 m in the centre of the single planks PSp1000. This procedure was used to guarantee the precision according to the measurement axis of the probe (perpendicular to the wall axis) and the verticality of the casing

The 30 m long steel H-Piles were lifted by crane and put in into the support liquid of the trench. The inclinometer tubes were riveted at the sleeves and were sealed with a so called Denso-Band against penetrating Bentonite. After putting them into the trench, the tubes were immediately filled with water in order to even out the pressure of the Bentonite liquid.

# 9.3.4.4 Evaluation of the measurements

# 9.3.4.4.1 Pressure cells and piezometers

All measurements were appraised for their totality. To the more elaborate examination two time periods of four days each were selected from the entire measuring time (beginning in spring 1995 until today - the measurements are still taken). A middle high water event of +4,50 m above sea level in the time period of the 96/10/28 to 96/11/01 and a low water event of +1,70 m above sea level in the time period of the 97/01/07 to 97/01/11 were closer observed. For both tension receivers, particular evaluations were enforced to the check-up of the measuring accuracy and statement quality before.

# 9.3.4.4.2 Water pressure measurements

In general it can be determined that the groundwater levels fluctuate behind the quay wall in dependence of the tide, from which follows, that a hydraulic contact must exist between ground and outside water. The fluctuations of the groundwater in the quay installation step muffled against the outside water. This absorption is dependent on the permeability of the wall and the ground next to it.

Picture 8 shows the level walking lines standardised on sea level for all five, in the same horizontal spacing of the giver built in the wall as well as the harbour water level in the park harbour. It is to be recognised that the water level behind the wall follows the harbour level with a time delay of at most 30 minutes. Normally, it sinks at the same time as the harbour level. The explanation of this phenomenon is given in the next chapters.



Picture 8: On sea level normalised water levels during a high water period (MThw = +2,08m / MTnw = -1,32m sea level)

With the high water event a maximum water overpressure of approximately 6 to 7 kN/m<sup>2</sup> to the time of the flood tide was recorded. Water overpressures of 1 to 3 kN/m<sup>2</sup> were measured with falling tide. Results of measurements in open levels in block 2, that are achieved as part of a diploma-work [KROGMANN, 1995] proved similar water overpressures.

# 9.3.4.4.3 Load on the wall

The load alterations on the wall as a result of the tide during a high water event are represented in Picture 9 exemplary for block 7, depth-situation -11,0 m below sea level. The fat line describes the course of the effective tension (*sigma effective*) that emerged from the difference of the measured total tension as well as the at the same place measured neutral tension. The thin line describes the course of the difference of the water overpressure (*delta u*) that was calculated as the difference between the outside water level and the water level behind the wall and is valid for the right axis. The sum of *sigma effective* and *delta u* is the total load on the wall (gray line).

The represented measurements over until now three years have yielded that a constant load on the wall can be found in all measurement layers.



Picture 9: Load alterations on the wall because of a high water event (measured values)

The phenomenon of the independence of the load on the wall of the tide is however strongly influenced by the size and the temporal course of the water overpressure. With a postponement of the temporal course of the water overpressure for only about one hour, the wall would not have to take a constant load anymore (picture 10).



Picture 10: Load alterations on the wall because of a high water event (simulated values)

# 9.3.4.4.4 Distortion measurements

In picture 11 the deformation measurements are represented for the measurement point 02 in block 7. The time period amounts from test series 08 (shortly after the beginning of the digging in front of the wall) until test series 30 (after finishing the quay installation). For the representation, the foot point was assumed to be stable static. A foot displacement infected of the results of measured head points is tendencies in the millimetre area to the land side.

A maximum load on the wall was determined in a depth of -8,0 to -9,0 m below sea level of 4,0 cm. At the foot of the wall, a curvature alteration can be recognised, resulting from a possible fixation at the foot of the wall.

No wall movements were determined during a tide.



Picture 11: Measurement of deformations in regard to the zero measurement in spring 1995 measurement point 02, block 7

# 9.3.5 Summary of the measuring results and calculations

Summarising, it can be determined that

- the investigation of the earth pressure on the basis of Coulombs theory was moderately applicable in every state of construction, as far as water overpressure is generally not considered,
- the reduction of the earth pressure at rest on the active earth pressure could be proven scientifically / technically,
- the measurement results do not occur due to an overload of single parts of the construction,
- the quay wall is more than sufficiently dimensioned and stable.

# 9.4 Theory of waterlevels

In order to explain the phenomenon of the measured parallel water levels, there must be first a look at the theoretical temporal course of a level behind a quay wall in dependence of the tide. Picture 12 represents the phases of the different water levels through to charge and discharge courses infected by the tide in a homogeneous and permeable ground.



Picture 12: Phases of the different water levels infected by tide changes

The representation begins at high tide high (phase 1) with a potential inclination to the ulterior water level behind the wall. With a sinking outside water level (phase 2) the potential-inclination becomes smaller, is however still rectified. The water level behind the wall has still the endeavour to even out this inclination, and it rises. In phase 3 the outside water level reaches the same height as the water level behind the wall. With continuing sinking the inside water level begins to sink too, since the potential inclination is now directed to the outside water. The outside water level sinks up to the low tide event (phase 4), the inside water level still follows. In phase 5 the outside-water begins to rise again. Since the potential inclination is however still directed outside, the inside water level first sinks further. Phase 6 introduces the condition of the same water level heights in front of and behind the wall. With still rising outside water (phase 7) the inside water follows the potential inclination inside again and begins to rise too. Exemplary water levels of outside and inside water of this model are represented in Picture 13.



Picture 13: The eight described phases (see Pic. 12)

Air inclusions, so-called air cushions, could be a possible explanation for the measured equal balancing of the water levels in the ground water zone below the impervious quay slab or below from impervious ground stacking.

# 9.5 Air cushions in the ground

A laboratory test enforced with simple methods confirmed the physical phenomenon of the equal balancing of two communicating changing water levels. Subsequently the test construction and the testing are being described.



Picture 14: Phase 1 of the laboratory test

Picture 14 shows the test construction of the enforced laboratory test. Two cylinders were connected together. The left cylinder was filled with a narrow graded homogeneous fine sand. Both cylinders were, as represented in the Picture, half filled with water. Afterwards, the cylinder filled with ground was locked airtight.



Picture 15: Phase 2 of the laboratory test

A sudden increase of the water level in the right cylinder was achieved by the immersion of a repression body.



Picture 16: Phase 3 of the laboratory test

After an increase in the communicating cylinders the water has the endeavour to even out the potential difference again. It begins to flow from the right into the left cylinder. Since no air can escape from the left cylinder, an air overpressure builds itself in the water unsaturated ground. Picture 16 describes the end condition of this test phase. No more water flows, a static balance is reached.



Picture 17: Phase 4 of the laboratory test

Now, in the last test phase (Picture 17) the repression body is partially removed, thus the water level in the right cylinder is suddenly sinking (the potential difference becomes smaller, remains

however rectified), a simultaneous mould of the water level is also observed in the left with ground filled cylinder. This simultaneous mould, although the potential difference of the water is still directed from the right to the left, is based on the overpressure of the air cushion which effects the water column. The previously generated atmospheric pressure is bigger, than the potential difference generated by water pressure.

The transaction of this laboratory test proved the physical possibility for equal balancing of two communicating changing water levels.

A transfer of these test results on the circumstances of the examined quay construction in situ is conceivable as follows:

While the groundwater level behind the wall is rising, the existing air between the water level and the over it lying quay slab or possibly impervious layers can not escape. The air becomes enclosed at all sides by the impermeable wall and at the rear end of the quay slab by a sheet pile wall. With rising groundwater level, this air is compressed, and it refines an air cushion. The outside water level begins to sink after the vertex of the flood. The atmospheric pressure working on the groundwater level behind the wall becomes bigger than the water pressure in this moment because of the potential difference. For this reason, the groundwater level begins to sink behind the wall with the water level of the outside water almost at the same time.

This is a first explanation base over the possible influence of air upholstering on the course of communicated water levels. The circumstances in situ are very much more complex however. Just to name the incomplete density of the quay wall constructions here for the air inclusion as well as the unknown flow property and flow direction of the groundwater.

To test the achieved realisations, current flow tests were enforced in a test construction with a bigger dimension with defined material parameters.

# 9.6 Test site

# 9.6.1 Description

For further description of the distortion behaviour of the examined quay wall at the 10<sup>th</sup> Berth and to the possible clarification of the equal balancing of the water levels before and behind the wall described in the prior chapter, examinations were enforced at a laboratory test site

It was the goal, to build a reduced copy of the cross section of the block of the 10<sup>th</sup> Berth's Burchardkai in the Hamburg harbour. The size of the test site became restricted by the existing local realities. For example a maximum height of 1,33 m was pretended. The behind filling length amounted to 0,75 m and the width to 1,00 m. The original wall was reduced in the model to an even metal plate with a thickness of 8,0 mm. The wall friction was neglected.

Picture 18 shows the top view on the test site during the tests. Picture 19 shows the not scaled three dimensional view of the test site, Picture 20 a cross section with all measurement devices.



Picture 18: Test site during the tests



Picture 19: Three dimensional view of the test site

For the tests, 3 extensometers, 4 porewater-pressure-takers, 5 earth pressure cushions (3 vertically and 2 horizontally applicated) and 28 strain gages (20 vertically and 8 horizontally applicated) were used.



Picture 20: Top view and cross section of the test site

# 9.6.2 Tests and results

Represented and interpreted in this work are only the measured water pressure circumstances, since they are sufficient to explain the in situ measured phenomenon.

The tests were enforced by end of April until beginning of May 1998. Three test days, that can be called three test phases are:

30.04.98	1 beginning of the tests (consolidation)
04.05.98	2 test without covering
05.05.98	3 test with covering

In phase 3 the sand behind the wall was covered with a plastic foil in order to check the introduced thesis that insulation above water change zones can have an influence on the water pressure course. The foil was sealed at the sides and at the wall with silicone and afterwards weighed down with a 10 cm large sand layer (Picture 21).

At all test days the water level was increased and sunk constantly on the harbour side. The duration of the tide amounted approximately to 30 minutes. All measuring devices were interrogated and registered with a frequency of 1 minute.



Picture 21: Cross section of the test with covering (phase 3)
Phase 1:

The first test days were shaped by consolidation qualities of the ground (Picture 22). The actual tests were started right after no more subsidence of the ground was to be expected due to water level alterations.



Picture 22: Subsidence measurements behind the wall on the first test day due to of water level alterations

Phase 2:

Five days after beginning the tests, the subsidence of the ground behind the wall had mostly faded away. The evaluation of the tests took place analogously to the measurements in Hamburg. The results can be summarised as follows:

- The bending of the wall (in the middle of its field) after filling sand behind it was about approximately 1 cm. During the tide changes, minimal wall movements were determined (<1% of the bending).
- The measured effective stresses corresponded to those of Coulombs earth pressure theory.
- The graphs of the measured pore water pressure (Picture 23) followed in this case belong the theory of balancing communicated water levels (Picture 12 and Picture 13). The results of the pore water pressure in the test without covering was the same as the theoretical assumption, after which the graph line of the water level behind the wall should cut the graph line of the outside water level in its vertexes.



Picture 23: Standardised pore water pressures in the tests without covering.

Phase 3:

Picture 24 shows the results of the measured standardised pore water pressure in the tests <u>with</u> covering. It shows the clear influence of the sealing layer on the behaviour of the pore water pressure.



Picture 24: Section of the standardised pore water pressure in the tests with covering

Comparing the graph lines of the water level behind the wall with the graph line of the outside water level, it becomes obvious that only 1 to 2 minutes are between the vertexes of the graphs.

Significant wall movements during the tide change could not be proven in these test phases.

As a final result of the tests at the test site the thesis can be confirmed, that an airtight insulation above the water change zone exerts an influence on the water level behind the wall. With the in situ measurements at different quay walls also at the tests with airtight covering of the land-warded filling showed the already described phenomenon of the equal balancing of water levels before and behind quaywalls.



Anlage 1: Bodenkennwerte und geometrische Kennwerte für den Regelblock (2-9) [HOCHTIEF, 1993]



Anlage 2: Erd- und Wasserdruckverteilung für den Regelblock (2-9) [HOCHTIEF, 1993]

	5. 1111	
НОСНТІЕГ.	NL Hamburg	
RIB/RZB-Programm	QWALLS 109 Baugrubenwaende BL. 4 S.	
10.LIEGEPLATZ LF 3	BEM. BLOCK (2-9) MÄRZ 93	
Tiefe z H-Druck m kN/m2 2.50 2.26	Durchbiegg. Moment Querkraft A-H Fed.Konst mm kN.m kN kN kN/mm .000956 435 83 436 39 b	
$ \begin{array}{rrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrr$	481.87 861.02 422.27 1130.26 2020.72 332.12 1655.35 2866.48 146.09	
-8.66 57.95 -9.75 60.40 -11.00 64.40 -18.50 89.40	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	
-19.40 .00 -22.00 $-258.50-23.00$ $-357.90-23.00$ $-596.70$	$\begin{array}{rrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrr$	
-23.19 -608.13 -26.12 -783.04	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	
Bedeutung: M=max/min-M (Q=0), A=Anker oder Abstuetzung, B=Bettungsfeder		
AUSH-Nr. A maxM minM-	3064.10 zugQ .00, maxQ 2037.66 zugM .00 2859.50 zugQ .00, minQ -759.61 zugM -886.71	
Fusspunkt der tiefen Gleitfuge -23.20 ueber NN		

Anlage 3: Ergebnis des Momenten- und Querkraftverlaufes und der horizontalen Ankerkraft der Wand für den Regelblock (2-9) im Lastfall 3 [HOCHTIEF, 1993]



Anlage 4: Momentenabminderung gemäß EAU (E72) für den Regelblock (2-9) [HOCHTIEF, 1993]

## Lebenslauf

Name : Anschrift :	Jörg Gattermann Gaußstraße 13 38106 Braunschweig Tel.: 0531-336858 j.gattermann@tu-bs.de
Geburtstag : Geburtsort :	11. August 1961 Braunschweig
Eltern :	Hans-Joachim und Rena (geb. Horn) Gattermann
Familienstand :	verheiratet
Aug. 1968 - Juli 1972	Besuch der Grundschule in Braunschweig-Hondelage
Aug. 1972 - Mai 1982	Besuch des Gymnasiums 'Neue Oberschule' in Braunschweig
Mai 1982	Abitur
Juli 1982 - Sept. 1983	Wehrdienst bei der Bundeswehr in Achim und Dedelstorf
Okt. 1983 - Okt. 1991	Studium des Bauingenieurwesens an der TU Braunschweig
Juni 1988 - Okt. 1991	Tätigkeit als wiss. Hilfskraft am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
seit 18. Nov. 1991	Wiss. Angestellter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
SS 94 - WS 96/97	Lehrbeauftragter an der Fachhochschule Hildesheim/Holzminden in den Fächern Grundbau, Baugründungen und Grundbau CUU
15. Okt. 1998	Ernennung zum Akademischen Rat und Beamter auf Dauer