

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 38

IGB·TUBS

---

## **Dynamische Pfahltests**

Fachseminar: 21./22.01.1991

Braunschweig

Zusammengestellt von K. Meier

Braunschweig 1991

---

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



## Vorwort

Dynamische Pfahltests finden zunehmend Eingang in die Praxis. Sie sind ein wirtschaftliches Verfahren zur Überprüfung der Tragfähigkeit und der Qualität von Pfählen. Die in der Regel an statischen Probelastungen zu kalibrierenden dynamischen Pfahltragfähigkeitsprüfungen werden zunehmend wie statische Probelastungen gewertet. Für die Überprüfung der Pfahlqualität gibt es keine praktikable Alternative.

Seit dem Jahre 1978 beschäftigt sich das Institut für Grundbau und Bodenmechanik mit dynamischen Pfahlprüfmethoden. 1985 veranstaltete das Institut ein erstes Seminar über dynamische Pfahltests. Das zweite Seminar über dynamische Pfahltests, das am 21. und 22. Januar 1991 in Braunschweig stattfand, sollte einen Einblick in die in den vergangenen fünf Jahren erfolgten Weiterentwicklungen geben. Es sollte aber auch dazu dienen, bauausführenden Firmen, planenden und überwachenden Ingenieuren und betroffenen Behörden die Grundlagen und die Wirkungsweise sowie die Aussagefähigkeit von dynamischen Pfahltest vorzustellen, um somit auch die Akzeptanz dieser Testverfahren zu erhöhen. Der vorliegende Tagungsband zeigt nach meiner Überzeugung, daß wir unsere Ziele erreicht haben.

Für das Zustandekommen des Seminars "Dynamische Pfahltests" möchte ich allen Referenten und für die fachliche Organisation und Durchführung Herrn Dipl.-Ing. Klauspeter Meier danken. Ebenso möchte ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Betreuung während der Vorbereitung und der Durchführung des Seminars danken.

Walter Rodatz



## Inhaltsverzeichnis

Dynamische Pfahltests, Einführung Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz	1
Investigation of the Stress-Wave Method by Instrumented Piles M.Sc. Hans Denver and M.Sc. Rikard Skov	11
Time Dependence of Bearing Capacity of Piles M.Sc. Rikard Skov and M.Sc. Hans Denver	25
Normungen und Ausschreibungsunterlagen für dynamische Pfahltests in Nordamerika Dr.-Ing. F. Rausche	35
Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren Dr.-Ing. H. Balthaus Dr.-Ing. S. Kielbassa	41
Statnamic - Eine innovative Methode für Pfahlprobebelastungen M.Sc. P. Middendorp und M.Sc. F. J. Reiding	73
Das CAPWAPC Bodenmodell: Erfahrungen mit Abstrahldämpfung und Restspannungen Dr.-Ing. F. Rausche	77
Entwicklungen der Wellengleichungsrechnung Dr.-Ing. F. Rausche	89
Spektralanalyse von dynamischen Pfahltests Erste Ergebnisse Dr.-Ing. L. Chen und Dipl.-Ing. K. Meier	99
Pfahlintegrität mit dem Low Strain Verfahren im Zeit- und Frequenzbereich Dr.-Ing. F. Rausche	119

Vergleich von dynamischen Pfahlprüfverfahren anhand von dynamischen und statischen Pfahltests Dipl.-Ing. J. Grabe, Dipl.-Ing. U. Schuler	135
Dynamische Pfahlprüfung als Optimierungsproblem Dr.-Ing. O. Klingmüller	149
Untersuchungen zum Wirkungsgrad von Rammsystemen Dr.-Ing. H. Meseck	177
Integritätsprüfungen an Pfählen in Normung, Literatur und Anwendungsbeispielen Dipl.-Ing. J. Seitz, Dipl.-Ing. Ries	195
Integritätsprüfungen an mantel- und fußverpreßten Bohrpfählen Dr.-Ing. H. Meseck	223
Integritätstests an Modell- und Bauwerkspfählen Dipl.-Ing. M. Hartung	233
Liste der Vortragenden und Autoren	269

## DYNAMISCHE PFAHLTESTS EINFÜHRUNG

Walter Rodatz

### 1. EINLEITUNG

In den gültigen und den in Überarbeitung befindlichen deutschen Normen ist festgelegt, daß die zulässige Belastung von Pfählen nicht mit Hilfe von theoretischen Berechnungsverfahren ermittelt werden darf, sondern daß sie aufgrund örtlicher Erfahrungen zu dimensionieren sind. Derartige örtliche Erfahrungen lassen sich in der Regel nur durch Probebelastungen sammeln, es sei denn, eine andere Baumaßnahme in dem selben Baugrund hat bereits hinreichend gute Ergebnisse geliefert, die zur Kalibrierung von empirischen Verfahren benutzt werden können.

Viele Gründe sprechen dafür, daß auch in Zukunft ein theoretisches Berechnungsverfahren, das die Tragfähigkeit lediglich auf der Grundlage von Bodenkennwerten ermitteln könnte, nicht zu dem gewünschten Ergebnis führen kann. Die Ursache hierfür liegt in dem Umstand, daß sowohl der Boden, der auch bei ähnlicher Ansprache von Ort zu Ort sehr unterschiedliche mechanische Eigenschaften aufweisen kann, als auch die Art der Herstellung einen sehr wesentlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit eines Pfahles hat. Pfahl-Herstellungsverfahren, bei denen der Boden verdrängt wird, wie bei Ramppfählen und Verdrängungsbohrpfählen, können eine Verbesserung der Tragfähigkeit des Baugrundes bewirken. Bei Bohrpfählen, auch bei der Anwendung von Spülverfahren, ist damit zu rechnen, daß der Baugrund aufgelockert wird und daher geringere Trageigenschaften im Zusammenwirken mit dem eingebrachten Pfahl aufweisen kann. Für ein theoretisches Berechnungsmodell müßten also alle auf die Tragfähigkeit eines Pfahles einwirkenden Einflüsse wie die des Bodens, aber insbesondere auch des Herstellungsverfahrens, richtig erkannt und im Berechnungsverfahren richtig berücksichtigt werden können. Dafür wären noch viele - ich meine zu viele - wesentliche Grundlagen zu erforschen, um schließlich zu normungsfähigen Ansätzen für alle Pfahltypen und Herstellungsarten zu gelangen.

Daher sind Tragfähigkeitsmessungen am fertiggestellten Pfahl durchzuführen, um eine sichere und wirtschaftliche Dimensionierung vornehmen zu können.

Statische Probelastungen haben den Vorteil, daß alle erwähnten Einflüsse erfaßt werden. Die ermittelte Tragfähigkeit kann auf andere Bohrpfähle in der unmittelbaren Nachbarschaft übertragen werden, sofern der Bodenaufbau und auch die Art der Herstellung mit den überprüften Pfählen übereinstimmt.

Dynamische Pfahltests werden an fertiggestellten Bohrpfählen oder während der Herstellung von Ramppfählen vorgenommen, so daß ebenfalls alle oben genannten Einflüsse in die Ermittlung der Tragfähigkeit eingehen. Da es sich jedoch eben nicht um eine statische Probelastung handelt, die der geplanten Belastung des Pfahles im Gebrauchszustand in der Wirkungsweise am ähnlichsten ist, bestehen gegenüber der dynamischen Pfahlprüfung nach wie vor Bedenken hinsichtlich deren Aussagefähigkeit, was sich zumindest in der deutschen Normung mit der Forderung niederschlagen wird, daß "die Ableitung des axialen Pfahlwiderstandes aus den Ergebnissen dynamischer Pfahlprüfverfahren nur bei Eichung an statischen Probelastungen zulässig ist". Letzteres ist ein Zitat aus dem Normentwurf der DIN 1054 (Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) des Arbeitskreises 5 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau für den Abschnitt 5 (Pfähle) vom August 1990. Weitergehende Aussagen bezüglich dynamischer Pfahltests wird es wohl auch in näherer Zukunft in den deutschen Normen nicht geben. Stattdessen hat sich der Arbeitskreis 5 dazu entschlossen, für eine erste Verbreitung von Regeln statt einer Norm die unverbindlichere Form einer Empfehlung zu wählen, um auf diese Weise die Entwicklung der Verfahren für dynamische Pfahltests nicht zu behindern.

Auf die Empfehlungen werde ich nachfolgend noch kurz eingehen.

Regelungen in anderen Ländern, z. B. in den Benelux-Ländern, England, Skandinavien und den Vereinigten Staaten liegen - ähnlich wie in Deutschland geplant - als Empfehlungen vor. Ob die Erfahrungen und Entwicklungen dazu führen werden, daß in Zukunft bei gut bekanntem

Baugrund und Pfahlherstellungsverfahren in der Regel auf statische Probebelastungen verzichtet werden kann, ist ungewiß. Das wird die engagierten "Pfahldynamiker" aber nicht hindern, weiter zu arbeiten, um diesbezüglich vielleicht einmal eine genauere Antwort geben zu können.

## 2. DYNAMISCHE PFAHLTESTS

Die dynamischen Pfahltests stellen eine relativ neue Methode dar, um die Tragfähigkeit von Pfählen und auch die Pfahlschaftqualität (Integrität) zerstörungsfrei zu überprüfen. Darüberhinaus kann die effektiv in den Pfahl eingeleitete Energie und somit der Wirkungsgrad eines Rammhammers ermittelt werden.

Die Anwendung von Auswertungsverfahren für die Ermittlung der Pfahltragfähigkeit und der Pfahlintegrität, die auf der eindimensionalen Stoßwellentheorie beruhen, wurde erst durch die Entwicklung leistungsfähiger Meßapparaturen ermöglicht, mit denen während des Rammvorganges bzw. während einer zur Prüfung aufgebrachten Stoßbelastung in Abhängigkeit von der Zeit die Pfahlkopfbewegung direkt und die in den Pfahlkopf eingeleitete Kraft indirekt gemessen und aufgezeichnet werden können.

Bei den Meß- und Auswertungsverfahren wird nach der High-Strain-Methode für die Pfahltragfähigkeitsermittlung sowie für die rambbegleitende Integritätsprüfung und der Low-Strain-Methode nur für die Integritätsprüfung unterschieden. Der große Vorteil beider Verfahren ist der geringe erforderliche Zeitaufwand und damit die hohe Wirtschaftlichkeit.

### Tragfähigkeitsermittlung mit der High-Strain-Methode

Bei der Tragfähigkeitsermittlung mit der High-Strain-Methode erfolgt die Stoßbelastung durch einen Rammhammer oder ein speziell konstruiertes Freifallgewicht. Gemessen werden die Dehnungen bzw. Stauchungen und die Beschleunigungen im Pfahlkopfbereich während des Stoßes. Die Auswertungsverfahren der High-Strain-Methode werden an den statischen

Probebelastungen nach DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrundes" geeicht. Die gebräuchlichsten Auswertungsverfahren sind in Deutschland das CASE- und das CAPWAP-Verfahren (GOBLE, RAUSCHE, LIKINS 1980).

Bei der Herstellung von Rammpfählen kann jeder einzelne Rammschlag als dynamischer Pfahltest erfaßt und vor Ort ausgewertet werden. So können zum Beispiel die Pfahllängen direkt bei der Rammung festgelegt werden.

Grundlage der Auswertungsverfahren der High-Strain-Methode ist die Differentialgleichung für die eindimensionale Wellenausbreitung von St. Venant, die voraussetzt, daß sich der Pfahl wie ein homogener elastischer Stab verhält.

Für die CASE-Auswertung muß ein pauschaler Dämpfungsfaktor gewählt werden, der den dynamischen Eindringwiderstand des Pfahlfußes in der Berechnung beeinflusst. Der Dämpfungsfaktor dient aber auch zur Erfassung der am Pfahlmantel durch die Mantelreibung auftretenden dynamischen Einflüsse. D. h. der Dämpfungsfaktor des CASE-Verfahrens wird sowohl von der Bodenart, der Bodenschichtung und von der Pfahlgeometrie beeinflusst und stellt demzufolge einen Kalibrierfaktor dar. Durch Vergleich mit statischen Probebelastungen liegen für verschiedene Böden Richtwerte vor. Diese Dämpfungsfaktoren können übernommen werden, sofern ähnliche Baugrundverhältnisse vorliegen. Entscheidend für die Wahl ist der Boden im Pfahlfußbereich, aber auch darüberliegende Bodenschichten und die Pfahlgeometrie beeinflussen durch die Mantelreibung - wie soeben ausgeführt - den Dämpfungsfaktor. Soll in besonderen Fällen der CASE-Dämpfungsfaktor ohne Eichung an einer statischen Probebelastung übernommen werden, so ist die Erfahrung, die der betreffende Prüfer gesammelt hat, von entscheidender Bedeutung.

Bei der Auswertung mit der CAPWAP-Methode (Case Pile Wave Analysis Program) wird der Pfahl in Massenpunkte mit zwischengeschalteten Federn aufgelöst und die Wirkung des Bodens an Pfahlspitze und Pfahlmantel durch den Ansatz wegabhängiger Federn mit bilinearem Gesetz und geschwindigkeitsabhängiger Dämpfung berücksichtigt, um die Differentialgleichung in ein System von Differenzgleichungen überführen zu können (SMITH 1960). Die CAPWAP-Auswertung beruht auf einem iterativen

Verfahren, bei dem zunächst aus Erfahrung gewonnene Komponenten der Bodenwiderstandskräfte (Elastizität, Plastizität, Viskosität) eingesetzt werden, die im Verlauf der Berechnung verändert werden, bis die am Pfahlkopf über die Zeit gemessene mit der berechneten Kraft möglichst gut übereinstimmt. Aufgrund der so ermittelten Komponenten der Bodenwiderstandskräfte kann die statische Tragfähigkeit getrennt in Spitzenwiderstand und Mantelreibung berechnet werden. Darüberhinaus ist es möglich, eine Last-Setzungslinie sowie die Verteilung der Lastaufnahme über die Pfahllänge zur errechnen.

#### Integritätsprüfung mit der High-Strain-Methode

Die Pfahlschaftqualität kann rambbegleitend oder auch unter einem Einzel-Rammstoß an Fertigteil-Rammpfählen untersucht werden. Durch Messungen kann festgestellt werden, ob die am Pfahlkopf eingeleitete Stoßwelle, die den Pfahlschaft axial durchläuft nur am Pfahlfuß oder aber an einer Störstelle reflektiert wird. Die Integritätsprüfung mit der High-Strain-Methode kann gleichzeitig mit einer Tragfähigkeitsprüfung durchgeführt werden.

#### Integritätsprüfung mit der Low-Strain-Methode

Bei der Integritätsprüfung mit dem Low-Strain-Verfahren wird die Belastung mit einem relativ kleinen Handhammer aufgebracht. Es werden ausschließlich Beschleunigungen gemessen, die in Laufgeschwindigkeiten umgerechnet werden. Mit dieser Methode kann die Qualität bzw. die Länge eines Pfahles über die Auswertung der Laufzeit von reflektierten Signalen überprüft werden.

### 3. EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES 5 DER DGEG FÜR DYNAMISCHE PFAHL-PRÜFUNGEN

Die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau wurden von Prof. Dr.-Ing. E. Franke (TH Darmstadt) und Dipl.-Ing. J. M. Seitz (Bilfinger + Berger BauAG, Mannheim) unter Mitwirkung der Mitglieder des Unterausschusses "Stoßprüfung von Pfäh-

ten" zusammengestellt. Die Empfehlungen behandeln die drei auf der eindimensionalen Stoßwellentheorie beruhenden Anwendungsbereiche:

- Tragfähigkeitsermittlung
- Integritätsprüfung
- Prüfung der Rammgeräteeignung.

Eine erste Veröffentlichung erfolgte in der Geotechnik 4/1986. Mit einer überarbeiteten Neuvorlage ist in nächster Zeit zu rechnen.

Die Empfehlungen geben einen Überblick über die Möglichkeiten und auch Grenzen der Stoßprüfung von Pfählen.

Im Abschnitt "Tragfähigkeitsermittlung" werden die Berechnungsverfahren CASE und CAPWAP erläutert. Es wird auf das Problem eingegangen, daß bei Ramppfählen nicht der bei der statischen Probelastung zu ermittelnde Wert  $Q_g$  für die Festlegung der zulässigen Belastung

$$Q_{zul} = \frac{Q_g}{n}$$

sondern die Bruchlast  $Q_{max}$  bei der Auswertung mit dem CASE-Verfahren berechnet wird, da ja unter der Stoßbelastung planmäßig eine Verschiebung erfolgen soll.  $Q_g$  kann jedoch mit dem CAPWAP-Verfahren ermittelt werden. Auch bei Bohrpfählen ergeben sich Probleme, da die Bruchlast in der Regel nicht erreicht wird. Es wird darauf hingewiesen, daß die Genauigkeit der Traglastermittlung bei Ramppfählen größer ist als bei Ortpfählen. In weiteren Kapiteln werden Hinweise zum Prüfungsvorgang, zu Meßgeräten und zur Datenaufnahme gegeben.

Im Abschnitt "Integritätsprüfung" wird darauf hingewiesen, daß der Ausführende einer dynamischen Integritätsprüfung über eigene Erfahrungen verfügen muß, um die Möglichkeiten des Verfahrens unter Beachtung der Grenzen ausschöpfen zu können. Bei der Prüfung mit der High-Strain-Methode können vorhandene Risse im Pfahlschaft durch die großen eingeleiteten Kräfte überdrückt werden, so daß sie keine meßbaren Reflexionen der Stoßwelle erzeugen. Es ist noch nicht möglich, bei Ortpfählen festzustellen, daß auf 1 m Länge die geforderte Beton-

überdeckung von 5 cm fehlt. Sowohl für die Low-Strain- als auch für die High-Strain-Methode werden Hinweise auf das Prinzip, die Messungen und Meßgeräte, die Auswertung und die Anwendungsgrenzen gegeben. Die Aussagen zu den Anwendungsgrenzen möchte ich hier zitieren:

Anwendungsgrenzen der Integritätsprüfung mit dem Low-Strain-Verfahren  
(Abschnitt 2.2.8 der Empfehlungen des AK 5 der DGEG)

1. Eine Längenbestimmung ist je nach Pfahl-Boden-System bis auf  $\pm 5\%$  möglich.
2. Die Pfahllänge sollte kleiner als 15-20 m sein; ausschlaggebend ist dabei das Verhältnis von Pfahldurchmesser zu Pfahllänge.
3. Bei felsartigen Böden tritt eine hohe Dämpfung der Stoßwelle auf, dadurch reduziert sich die Meßlänge des eingebundenen Pfahles.
4. Treten in den oberen Metern des Pfahles Diskontinuitäten auf, so ist die Meßlänge ebenfalls begrenzt.
5. Quantitative Unterscheidungen, ob es sich um eine Querschnitts- oder Materialveränderung handelt, sind nur bedingt möglich.

Anwendungsgrenzen der Integritätsprüfung mit dem High-Strain-Verfahren  
(Abschnitt 2.3.8 der Empfehlungen des AK 5 der DGEG)

Die Anwendungsgrenzen können erreicht sein bei:

- sehr langen Pfählen
- zu geringen Bewegungen des Pfahles gegenüber dem Boden
- mehrfach gekuppelten Pfählen
- Störstellen im Kopfbereich, z. B. Risse durch vorangegangene Rammung
- zu leichtem Bärgewicht im Vergleich zum Pfahlgewicht
- unregelmäßiger Pfahlgeometrie (Ortpfähle)

In einem weiteren Abschnitt der Empfehlungen wird die Prüfung der Rammgeräteeignung behandelt, auf die ich hier nicht eingehen möchte.

#### 4. LAUFENDE UND ZUKÜNFTIGE ARBEITEN AM INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK DER TU BRAUNSCHWEIG

Seit über 12 Jahren führt das Institut für Grundbau und Bodenmechanik dynamischen Pfahltests durch. In diesen Jahren wurden eigene Meß- und Auswertungssysteme entwickelt und die Tragfähigkeit und Integrität von einigen Tausend Pfählen im In- und Ausland überprüft. Die Erfahrungen unserer praktischen Tätigkeit auf Baustellen sind die Grundlage für unsere Forschungsarbeit.

Auf dem Gebiet der Integritätsprüfungen bearbeiten wir zur Zeit ein Forschungsprojekt, das von der DFG finanziert wird. Der Schlußbericht wird in Kürze fertiggestellt sein. Weitere Forschungsmittel hoffen wir für Untersuchungen von Anwendungsgrenzen (Pfahllänge, Pfahldurchmesser, Bodenarten/-schichtungen) und für die Ermittlung qualitativer und auch quantitativer Aussagen über Schäden an Pfählen zu erhalten. Auch die Frage, welchen Einfluß der umgebende Boden auf Meßergebnisse hat, soll weiter untersucht werden.

Wir haben uns vorgenommen, Tragfähigkeitsberechnungen mit der Methode Finiter Elemente unter Einbeziehung des umgebenden Bodens und der Pfahlherstellung durchzuführen, in der Hoffnung, die an Pfählen gemessenen Widerstände und Dämpfungen mit den im Labor oder durch Feldversuche zu gewinnenden bodenmechanischen Kennwerten korrelieren zu können. Zu diesem Zweck möchten wir auch speziell hierfür ausgerüstete "Meßpfähle" untersuchen. Unser Ziel ist, ein Vorberechnungsprogramm (ähnlich dem bestehenden WEAP-Programm) entwickeln zu können, mit dem die Tragfähigkeit schon in der Planungsphase aufgrund üblicher oder auch speziell zu ermittelnder Baugrunderkundungsdaten möglichst genau vorausbestimmt werden kann. Unterschiedliche Herstellungsverfahren sollen berücksichtigt werden.

## 5. AUSBLICK

In den vergangenen Jahren hat sich die dynamische Pfahlprüfung zu einer anerkannten Methode entwickelt. Für die Integritätsprüfung gibt es keine praktikable Alternative. Auch wenn nicht abzusehen ist, ob oder wann die dynamische Tragfähigkeitsprüfung in Deutschland eigenständig, ohne die Kalibrierung an statischen Probelastungen durchgeführt werden kann, wird sich dieses Verfahren aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und einfachen Anwendung weiter durchsetzen.

Es sind noch viele Untersuchungen durchzuführen, Weiterentwicklungen sind zu erwarten.

Neue Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen werden in den nachfolgenden Beiträgen vorgestellt. Für diese Beiträge bedanke ich mich sehr herzlich bei den Autoren und Referenten im Namen sowohl der Teilnehmer an unserem Fachseminar als auch im Namen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik.

## LITERATUR

- FRANKE, E. u. SEITZ, J. M. (1986): Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG für dynamische Pfahlprüfungen, Geotechnik 4, DGEG, Essen, S. 197-205
- GOBLE, G. G., RAUSCHE, F. u. LIKINS, G. E. (1980): The Analysis of Pile Driving, a State of the Art, Stockholm, Royal Institute of Technology
- SMITH, E. A. L. (1960): Pile Driving Analysis by the Wave Equation, J. Soil Mech. Foud. Div. ASCE SM4, 35-61



## INVESTIGATION OF THE STRESS-WAVE METHOD BY INSTRUMENTED PILES

Hans Denver<sup>1</sup> and Rikard Skov<sup>2</sup>

### INTRODUCTION

Since the first conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles in 1981, the electronic measurements on piles during driving have boomed, though the method was known and commercial equipment available even before 1981.

A sound debate about the advantage of the new system over the old-fashioned, inexpensive (and perhaps inaccurate) pile driving formulas has not taken place.

This paper describes a project where 15 test piles were driven on two sites with varying soil conditions. 7 piles were instrumented with strain-gauges at different levels in order to measure the forces in the piles both during driving and the subsequent loading tests. The aim of the project was to reveal whether forces in the pile can be calculated on the basis of measurement of force and velocity and whether the analytic procedure determines the total bearing capacity with reasonable accuracy.

Results from the project are supplemented with reported comparisons between loading tests and capacities calculated by both stress-wave measurement and pile driving formulas in order to perform statistical evaluations of the capacity correlations.

### TEST PROCEDURE

In order to measure the forces at different levels, strain gauges mounted on 2 m long iron bars were placed in the centre of the piles before casting (see Fig. 1).

In total, 7 precast 0.25 x 0.25 m<sup>2</sup> concrete piles were instrumented with measuring points at 4 levels in each pile. Two of the piles were spliced and the cable from the measuring point in the lower part of the pile passed the splice outside the pile. After the lower part was driven and the pile spliced, the cable was assembled by soldering and water protected. The cable was again protected from damage from the soil by a steel shield. No damage on the cable was detected during the subsequent measuring programme.

The piles were driven at two sites with varying soil conditions with layers of both clay and sand. Less than 25% of the total bearing capacity came from the pile toe.

---

<sup>1</sup> M.Sc., Ph.D., Danish Geotechnical Institute.

<sup>2</sup> M.Sc., Centrum Pæle A/S, Denmark.

Transducers (2 deformation transducers and 2 accelerometers) were attached to the pile head to monitor the stress waves as usual during driving and redriving. The equipment used here was the Pile Driving Analyzer Type GC. The signals from the 4 measuring points inside the pile were amplified and stored on a 7-channel analog tape recorder together with the signals from the transducers at the pile head.

In the subsequent loading test, static forces were recorded at the different levels in order to evaluate the shaft resistance.

The test procedure is the method of maintained load by which the pile is loaded in 10-20 steps to the estimated maximum load. In each step, load is maintained until the deformation stops or at most for 15 min. The rate of deformation at the end of the loading stage which determines the failure load is kept at 20 mm per hour.

The failure load is defined by Davisson's method, i.e. as the load corresponding to a movement which exceeds the elastic settlement of the pile by a value of  $4 \text{ mm} + b/120$  - where  $b$  is the diameter of the pile.

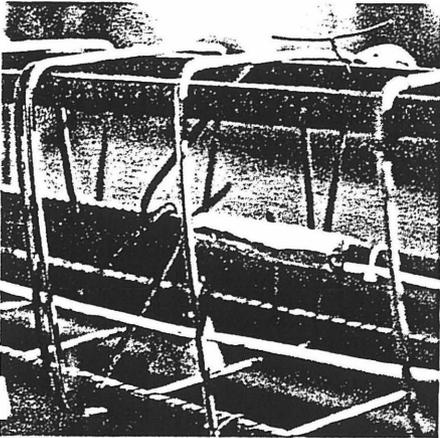


Figure 1: Strain-gauge bridge mounted in reinforcement grid before casting.

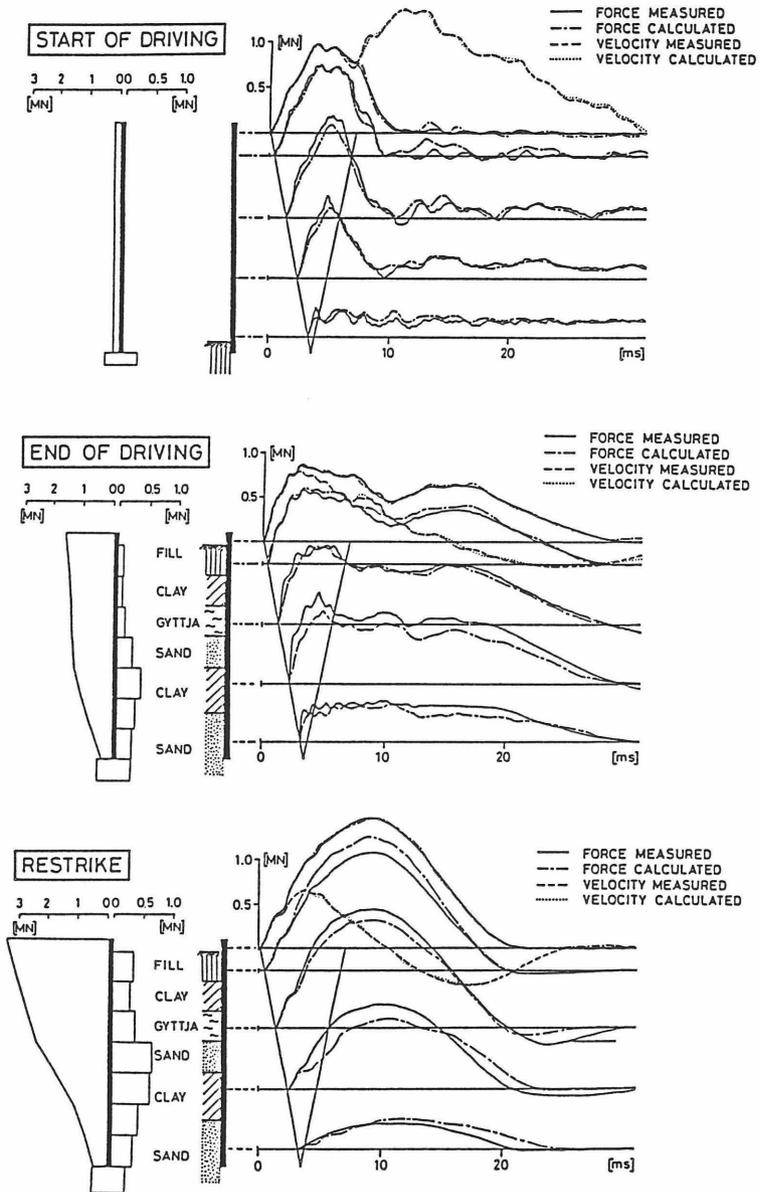


Figure 2: Forces in test pile PB1 (15m long) during driving compared with forces calculated on basis on measurements at the pile head by wave equation analysis.

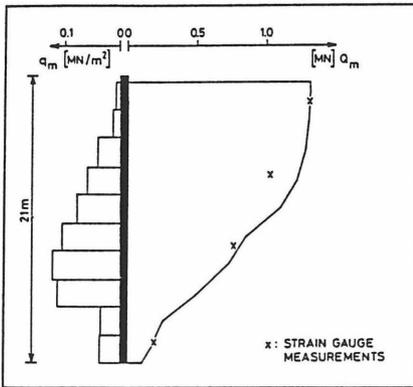


Figure 3: Distribution of forces in Pile 9.1 during loading test (relative to Level 1).

#### FORCES IN PILES

It is a simple matter to calculate the forces in the pile during driving on the basis of measurement of deformation and acceleration at the pile head (e.g., Hansen and Denver, 1981 and Denver, 1985). If the shaft resistance is substantial, a wave equation analysis should be applied.

An example of measured forces and forces predicted by a CAPWAP analysis in the pile for 3 different stages of the driving process is shown in Fig. 2. On the basis of similar measurements on 5 piles, it is concluded that the distribution of forces in the pile during driving can be determined from the measurements at the head with an accuracy satisfactory for all practical purposes.

The distribution of forces during the loading test is shown in Fig. 3 and compared with the forces calculated by a CAPWAP analysis performed on the basis of restrike blows for a single pile. Distributions for 6 piles are shown in Table 1, for 4 levels in each pile starting from the top. C denotes force determined (relative to Level 1) divided by the force measured (relative to Level 1).

The CAPWAP calculations and measurements were performed independently and separately by the two authors.

In fact, some scatter in the distribution is detected. It should be mentioned that the measuring system was not calibrated before use. The correct procedure would have been to subject the pile to a compression test before driving in order to evaluate the sensitivity of the different strain-gauge bridges. Instead, each steel bar has been tensioned by 2000 N before installation in order to check the bridges.

The influence of this is estimated to a total range of error of  $\pm 20\%$ .

Table 1: Calculated force divided by measured force during loading tests in piles relative to Level 1

File	9.1	9.2	23.2	38.2	PB1	PB2
Length (m)	21	12	14	16	15	15
C Level 1	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
C Level 2	1.19	-	0.88	1.10	-	0.89
C Level 3	1.05	0.93	0.69	0.91	0.68	0.92
C Level 4	0.98	1.51	1.40	0.96	0.71	0.95

BEARING CAPACITY

The bearing capacity of 13 test piles from the project calculated by CAPWAP C program are shown in Fig. 4 together with capacities measured by static loading tests using Davisson's failure criterion.

Calculated capacities are based on restrrike blows and interpolated to the time where the loading test was performed. The procedure for this is described by Skov and Denver (1985). The capacities are calculated without knowledge of results from loading tests.

Comparison between the Case formula and the CAPWAP-analysis shows only small deviations (< 5%). The damping ratio  $J_c = 0.4$  is used in the Case formula. A later time than the moment when the force signal reaches its maximum value is used for the calculation when the velocity is smaller, in order to decrease the influence of  $J_c$  (time-delay method).

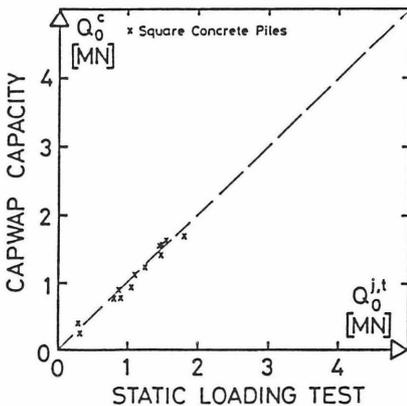


Figure 4: Bearing capacities calculated by CAPWAP analyses (present investigation).

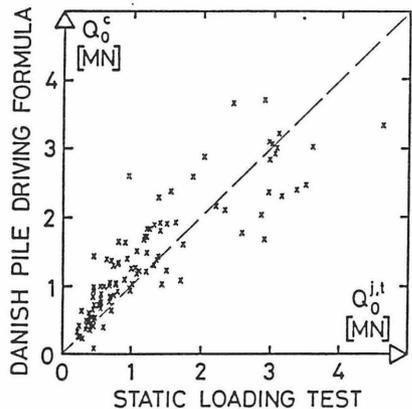


Figure 5: Bearing capacities calculated by pile driving formulas against static loading tests (from Olson and Flaate, 1967).

STRESS-WAVE METHOD VS. PILE DRIVING FORMULA

In order to compare the ability of the stress-wave method versus the pile driving formula as a means to determine the bearing capacity, it is necessary to use statistical methods on a large amount of data.

Statistics on  $\ln \mu$  where  $\mu = Q_{\text{measured}}/Q_{\text{estimated}}$  have been performed on reported data of Sørensen and Hansen (1957), Agerschou (1962) and Olson and Flaate (1967). The standard deviation  $s_1$  is calculated by the cumulated frequency distribution of  $\ln \mu$  (see Appendix), and the results are shown in Table 2 and Fig. 5.

Table 2: Standard deviation for pile driving formulas.

Formula	Standard deviation $s_1(\ln \mu)$	Standard deviation $s(\ln \mu)$	Number of piles	Source
Danish	0.30		78	Sørensen and Hansen(1957)
	0.35		123	Agerschou (1962)
	0.27	(0.36)	114	Olson and Flaate (1967)
Engineering News	0.90		171	Agerschou (1962)
	0.84	(0.80)	114	Olson and Flaate (1967)
Eytelwein's	0.66		78	Sørensen and Hansen(1957)
Gates	0.41	(0.41)	114	Olsen and Flaate (1967)
Hiley's	0.31		50	Sørensen and Hansen(1957)
	0.46	(0.49)	114	Olson and Flaate (1967)
Janbu's	0.29		78	Sørensen and Hansen(1957)
	0.31	(0.38)	114	Olson and Flaate (1967) ( $C_d=1$ )
Pacific Coast	0.35	(0.41)	114	Olson and Flaate (1967)
Wave Equation	0.26		78	Sørensen and Hansen(1957)
Weisbach's	0.41		123	Agerschou (1962)

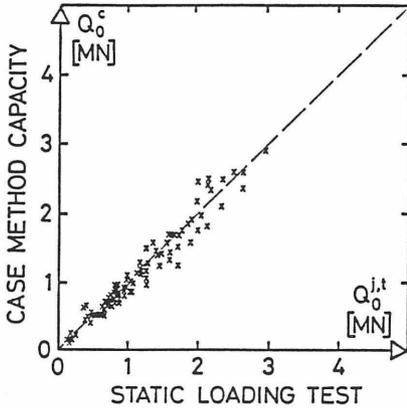


Figure 6: Bearing capacities calculated by Case formula against static loading tests (from Goble et al., 1981).

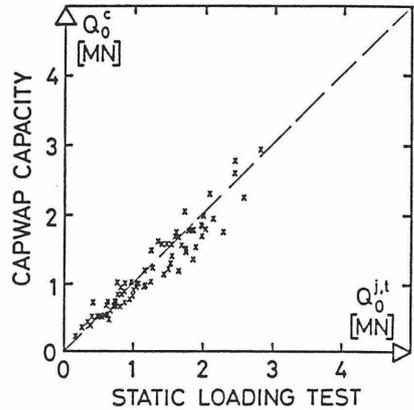


Figure 7: Bearing capacities calculated by CAPWAP analyses against static loading tests (from Goble et al., 1981).

The measured capacity is here compared with the capacity calculated by different pile driving formulas. The different investigators unfortunately used different failure criteria. Sørensen and Hansen (1957) and Agerschou (1962) defined that failure corresponds to a total settlement (plastic plus elastic) of  $0.1 b$  - where  $b$  is the diameter of the pile.

Failure load for Olson and Flaate (1967) data is defined according to Flaate (1964) as the load corresponding to "the intersection of tangent lines drawn to the initial flat portion of the gross settlement curve and to the steeper portion of the same curve".

Data where the stress wave method (Case or CAPWAP) has been used are presented by Goble et al. (1981), where approximately 100 piles are investigated (Figs. 6-7) by means of Davisson's failure criterion.

Furthermore, similar data where CAPWAP analyses are performed, are reported by different authors: Hannigan and Webster (1987), Thompson and Devata (1981), Radhakrishnan (1984), Balken (1985). The results are shown in Fig. 8.

The first three authors used Davisson's failure criterion. The failure criterion used in the last report was not stated.

Data measured from different sites by Centrum Pæle A/S, Denmark are shown in Fig. 9. Capacities are measured during restrike but are not interpolated to the time of the loading test. Data from the present investigation are shown in Fig. 4 - interpolated to

time for loading test (Skov and Denver, 1988). In both data sets, Davisson's failure criterion has been applied.

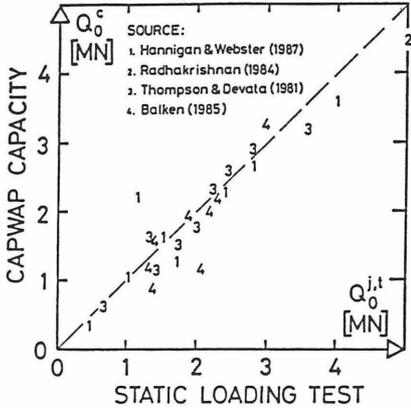


Figure 8: Bearing capacities calculated by CAPWAP analyses against static loading tests (e.g. 3 denotes one point from source 3).

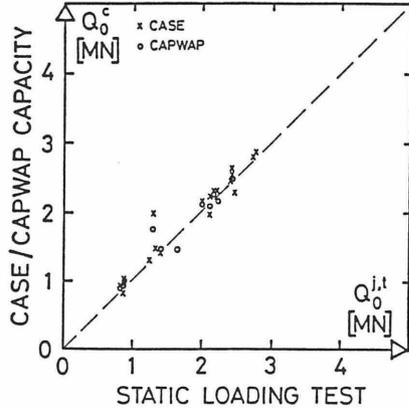


Figure 9: Bearing capacities from Case formula or CAPWAP analysis against static loading tests (from Skov, 1988).

Table 3: Standard deviation for stress-wave method.

Method	Standard deviation $s_1$ ( $\ln \mu$ )	Standard deviation $s$ ( $\ln \mu$ )	Number of piles	Source
Case	0.12	(0.14)	97	Goble et al. (1981)
		0.11	19	Skov (1988)
		0.14	14	Present Investigation
Capwap	0.13	(0.16)	17	Goble et al. (1981)
		0.22	26	Different sources (see Fig. 8)
		0.10	10	Skov (1988)
		0.13	14	Present Investigation

The standard deviations  $s_1$  and  $s$  (see Appendix) are calculated from the different data sets and shown in Table 3.

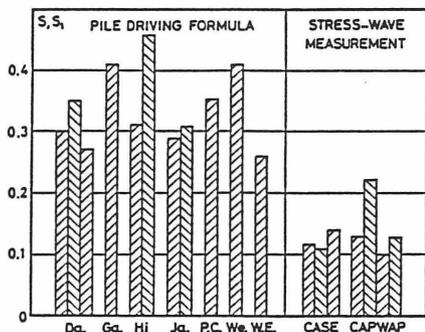


Figure 10: Standard deviations for different methods. (see Tables 2-3 -values in parenthesis omitted).

It would be preferable if the comparison of the methods could be performed on the same pile data (and the same failure criterion). On the other hand, all the data from different sources point in the same direction - that the stress wave method is superior to a pile driving formula because the standard deviation for the stress-wave method is only approximately half of the standard deviation for the pile driving formula (see Fig. 10).

The reason can be:

- a. The stress-wave method used on restrrike measurements are superior (normally not used as input for pile driving formulas). Traditionally, it is considered as a problem to measure the set for a single blow in order to use a driving formula, but modern laser technique may solve this problem.
- b. The efficiency of hammers is not measured or estimated correctly for pile driving formulas. The error-contribution from this source is estimated to be only  $\approx 0.1$  (relative standard deviation).
- c. The substantial cost of stress-wave measurements and analyses may inspire users to prefer to report cases with satisfactory results. We have tried to avoid this effect in our investigation by separating the predictions from measurements of capacity between the two authors, but even so, the scatter from our investigation was smaller than from other sources.

A normal statistical F-test shows that the possibility of equal standard deviations for the two procedures can be rejected on a 95% confidence level.

We can therefore conclude on the basis of the above-mentioned data that "the procedure where the bearing capacity is estimated on the basis of stress-wave method (Case or CAPWAP) is superior to the traditional procedure where the bearing capacity is estimated by a pile driving formula".

## CONCLUSIONS

From the investigation described the following conclusions can be drawn:

- (i) Bearing capacities of piles are better determined on the basis of stress-wave measurements than by a pile driving formula. The standard deviation for stress-wave measurements is approximately half the value of the standard deviation of pile driving formulas.
- (ii) Only small differences are found between predictions based on Case formula compared with wave-equation analysis (CAPWAP).
- (iii) Stress-wave measurements should be performed after the initial driving during a restrike procedure preferably after some weeks.
- (iv) The influence of damping coefficient  $J_c$  should be minimized by using "the time delay method" on Case-formula evaluation, where this is relevant.
- (v) Forces in the pile during driving can be reliably determined on the basis of measurements at the pile head of force and velocity.

## SUMMARY

In order to investigate the stress-wave method, a number of concrete piles were instrumented with strain gauges along their length.

The piles were driven on sites with varying soil conditions with conventional stress-wave monitoring on the pile head.

The bearing capacity and the distribution of the shaft resistance were determined by static loading tests and the results compared with calculations based on stress-wave analysis.

The bearing capacity calculated by pile driving formulas were compared with results from both static loading tests and the stress-wave method.

It is shown, by statistics performed on results from the present investigation supplemented with data from other sources that the stress-wave method yields a better correlation than a pile driving formula.

Futhermore, the Case-formula and CAPWAP analysis are equally good in determining the total bearing capacity.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

Acknowledgements are made to the Danish National Agency of Technology, from whom grants have been received for this study.

The authors would also like to thank Geodan, Alborg, and the Municipality of Alborg for their interest in the project and helpful assistance during the measurements.

#### APPENDIX

##### PRINCIPLES FOR STATISTICAL EVALUATION OF RESULTS.

Methods for estimates of bearing capacities of piles or any predictions for that matter are frequently compared with results from loading tests by plotting the two quantities against each other. If the same scales are used on each axis, an exact prediction yields points on a straight line with slope equal to 1. Although the diagram contains all necessary information, it is not an easy matter to figure out the scatter connected with the methods.

Statistics performed on the natural logarithm to the coefficient  $\mu (= Q_{\text{measured}}/Q_{\text{estimated}})$  are more suitable, because the values will usually have an almost normal distribution.

Two points in symmetric positions with respect to the line with slope 1, will determine this line as the mean value because  $\ln A = -\ln(1/A)$ . Furthermore, if a specific method overestimates the true quantities by a common factor  $F$ , then  $F$  only has influence on the mean value  $m(\ln \mu)$  but not on the standard deviation  $s(\ln \mu)$ .

The mean value and standard deviation are defined as:

$$m(\ln \mu) = \frac{\sum \ln \mu}{n}$$

$$s(\ln \mu) = \sqrt{\frac{\sum (\ln \mu - m(\ln \mu))^2}{n - 1}}$$

- where  $n$  is the number of tests.

A mean value  $m(\ln \mu) \neq 0$  indicates that a factor on the algorithm or the partial coefficient should be applied - but the ability of the algorithm to predict values of  $\ln \mu$  within a narrow interval is solely expressed by  $s(\ln \mu)$ .

Furthermore, if  $m(\ln \mu) \ll s(\ln \mu) \ll 1$  then  $s(\ln \mu)$  is approximately equal to the relative standard deviation itself:

$$s(\ln \mu) \sim s(\mu) / m(\mu)$$

If, on the other hand,  $\ln \mu$  is not normally distributed and if several values ( $>100$ ) determine the actual distribution, it is of course still possible to calculate the mean value and standard deviation, but it has not the significance known from normally distributed populations that the probability of a sample to be within the interval  $m \pm s$  is approximately  $2/3$ .

In this case, the scatter can be expressed as  $s_1$  - defined by the half length of an interval with end points at 16.5% and 83.5% probability on the accumulated frequency curve.

With this definition,  $s_1$  is directly comparable with  $s$  for a normal distribution (i.e. an interval of  $m \pm s$  contains the same probability). In some cases, both  $s$  and  $s_1$  are calculated and as shown in Tables 2 and 3 they do not differ much.

It should be remarked that Sørensen and Hansen (1959) and Agerschou (1962) use a different definition (logarithm base 10 applied on the full interval 16.5% - 83.3% on the accumulated frequency curve). But all results are recalculated to the present definition.

#### REFERENCES

- AGERSCHOU, H. A., 1962. Analysis of the Engineering News pile formula. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 88, SM5, pp. 1-11.
- BALKEN PILE, 1984. Results from CAPWAP analysis presented at User's Day arranged by PDI in Napa, USA.
- DENVER, H., 1985. Tests with an instrumented model pile. Proceedings of the 2nd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, pp. 143-153.
- FLAATE, K., 1964. An investigation of the validity of three pile driving formulae in cohesionless material. Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 56, pp. 11-21.
- GOBLE, G. G. et.al., 1981. The analysis of pile driving - A state of the art. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, pp. 131-162.
- HANNIGAN, P. J. and WEBSTER, S. D., 1987. Comparison of static load tests and dynamic pile testing results. The 2nd International Symposium, Deep Foundation Institute, Luxembourg, pp. 1-24.
- HANSEN, B. and DENVER, H., 1981. Wave equation analysis of a pile - An analysis model. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, pp. 3-22.

OLSON, R. E. and FLAATE, K. S., 1967. Pile driving formulas for friction piles in sand. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, SM6, pp. 279-296.

RADHAKRISHNAN, R., 1984. Pile driving analysis of large-diameter pre-stressed concrete pipe pile. Geotechnical Engineering, Vol. 15, No. 2, pp. 155-169.

SKOV, R., 1988. Experience from piling projects performed by Centrum Pæle A/S, Vejle, Denmark. Unpublished.

SKOV, R. and Denver, H., 1988. Time dependence of bearing capacity of piles. Paper submitted to the 3rd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Ottawa.

SØRENSEN, T. and HANSEN, B., 1957. Pile driving formulae - An investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London. Vol. 2, pp. 61-65.

THOMPSON, C. D. and DEVATA, M., 1981. Evaluation of ultimate bearing capacity of different piles by wave equation analysis. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, pp. 163-198.



## TIME DEPENDENCE OF BEARING CAPACITY OF PILES

Rikard Skov 1) and Hans Denver 2)

### INTRODUCTION

Stresswave measurements used as a control method to verify the static capacity of piles have been more and more frequently used as a replacement of old-fashioned and often more inaccurate or expensive control methods.

This development may be seen as a result of improved interpretation of stress wave measurements during the years; such as time-delay method applied on the CASE-method and development of computer programs of the CAPWAP-type.

Maybe the economical aspect is the most important reason for progress of the stress wave measurements. Dynamic measurements used in the right way are a very useful tool to optimize the cost of pile foundations without compromising on the total safety factor for the construction.

In this contribution the attention will especially be drawn to the well known fact, that it is rarely possible to tell anything about the long time capacity of a pile based on informations from the initial driving, where the soil is remoulded and unstable pore water pressures developed.

The increase in bearing capacity, which most of the piles develop after the driving, should be taken into account. For this purpose dynamic measurements of force and acceleration near the pile head during restrike is a suitable and cheap alternative to static loading tests.

Stress wave measurements carried out during driving and late restrike and analyzed by the CAPWAP-program, give additional information about the contribution of each soil layer to the total bearing capacity. This information can also be useful in estimating eventual negative skinfriction due to very compressible deposit by surface loads, fillings and lowering of ground water table ect.

### CONTROL OF BEARING CAPACITY OF PILES.

All the control methods, as for instance static loading tests, stress wave measurements or driving formulas, determine the bearing capacity at the time of testing.

If the control methods are applied at the time of initial driving, where the conditions in the surrounding soils are unstable, the long-term bearing capacity of the piles will often be miscalculated. In practice, it is only for piles driven in coarse sand, that driving resistance is comparable to long-term capacities. Pile foundations with those soil conditions both at pile toe and along the pile shaft are rarely met.

---

1) M.Sc., Centrum Pæle A/S, Denmark.

Static loading test or restrike with dynamic measurements performed a period of time after initial driving are the most reliable methods to evaluate the long term capacity. It seems by comparative measurements between the different methods, that settlement during restriking, used in formulas or on drivability-curves give erroneous capacities. On the other hand stress wave measurement performed on some of the first blows in a restrike, seems to agree well with results of static loading tests. In this connection results of static loading test are considered to reveal the true ultimate capacity although the failure criteria may vary with the practice in the different countries.

However, a most important argument for the use of restrike measurements is, that the long-term bearing capacity is more directly measured.

#### SETUP AND RELAXATION

During initial driving of a pile, soil and water around the pile toe is displaced, and the pore water pressure and internal bindings in the soil are disturbed near the pile. During restrike the soil will be disturbed again, especially beneath the pile toe. Around the pile shaft, the balance will also be disturbed, but not far as much as during initial driving (M.J. Tomlinson, 1977).

Depending on the soil conditions, the bearing capacity of piles will usually increase with the time after driving. This is often referred to as a "setup effect" of the soil resistance on the pile.

It should be mentioned, that some authors have reported the opposite effect, "relaxation", which can appear in silty soil. The authors have never noticed this effect. However this will be revealed by the restrike procedure.

The main reasons for the set up effect are supposed to be:

- (i) : Equalization of pore-water pressure (reconsolidation)
- (ii): Reestablishment of internal bindings in soil (regeneration in cohesive soil).

It is obvious, that equalization of pore water pressure will dissipate faster, the more permeable the soil structure is. For instance in coarse sand, the pore water pressure dissipates rapidly. Pile driving formulas can therefore often be applied during initial driving under this conditions with satisfactory accuracy, see CASE HISTORY 2.

For piles in stiff clay, re-consolidation takes longer time and it is not unusual, that capacities may increase even in terms of years.

Piles in chalk is a special case. They often seem to have very little resistance during initial driving, but they will increase their capacities considerably after a period of time, see CASE HISTORY 3.

In order to investigate the time dependency of bearing capacities of piles, the stress wave measurement combined with CAPWAP-analysis is a very useful tool, which will be proved in the case histories reported below.

CASE HISTORY 1

In connection with a piling project for a new water treatment plant in Ålborg, Denmark, stress wave measurements and static loading tests were carried out on several instrumented piles (H. Denver and R. Skov, 1988).

It was chosen to perform the static loading tests, before restriking with dynamic measurements was carried out in order to avoid, that the piles should lose bearing capacity before the static test.

PILE TYPE : PREFAB. CONCRETE PILES 25X25 CM<sup>2</sup>  
 AREA : 625 cm<sup>2</sup>  
 HAMMER TYPE : UDDCOMB H5H  
 DROP WEIGHT : 50 kN

SYMBOLS: Q:CAPWAP or CASE METHODE CAPACITY  
 H:DROP HEIGHT  
 D:MOVEMENT/BLOW

PILE NO	LENGTH m	0 DAYS			29 DAYS*			52 DAYS			114 DAYS			184 DAYS		
		H cm	D mm	Q kN	H cm	D mm	Q kN	H cm	D mm	Q kN	H cm	D mm	Q kN	H cm	D mm	Q kN
P9/1	21	30	26	600	-	-	1250	60	1	1335	60		1502	80		1572

\* Static loading test

PILE NO	LENGTH m	0 DAYS			1 DAYS			8 DAYS			48 DAYS		
		H cm	D mm	Q kN									
P1	19	30	25	220							80	2.6	1410
P2	19	30	26	245							80	3.0	1450
P3	19	30	25	260				60	3.0	1100	80	1.3	1460
P4	19	30	25	290				60	5.3	1180	-	-	-
P5	19	30	26	235	30	1.9	770	60	1.4	1210	80	0.5	1500
P6	19	30	28	255	30	1.8	770	60	0.9	1270	80	0.9	1440

Figure 1: Pile data and results from static and dynamic loading tests and CAPWAP-analysis from Renseanlæg Vest Ålborg, Denmark.

Unfortunately this caused a time difference of about 3 weeks between the static and the dynamic tests. It appeared that the dynamic evaluated capacities generally exceeded the values of the static loading tests.

In order to study the time dependent development of capacities on this site, dynamic measurements were repeated on 6 piles with different time intervals, see Fig.2. The tests were arranged in such a way, that at each series of restriking, two piles were undisturbed from the time of initial driving. Furthermore, the same procedure was applied with longer restrike intervals for a load tested pile with different soil conditions, see Fig. 1.

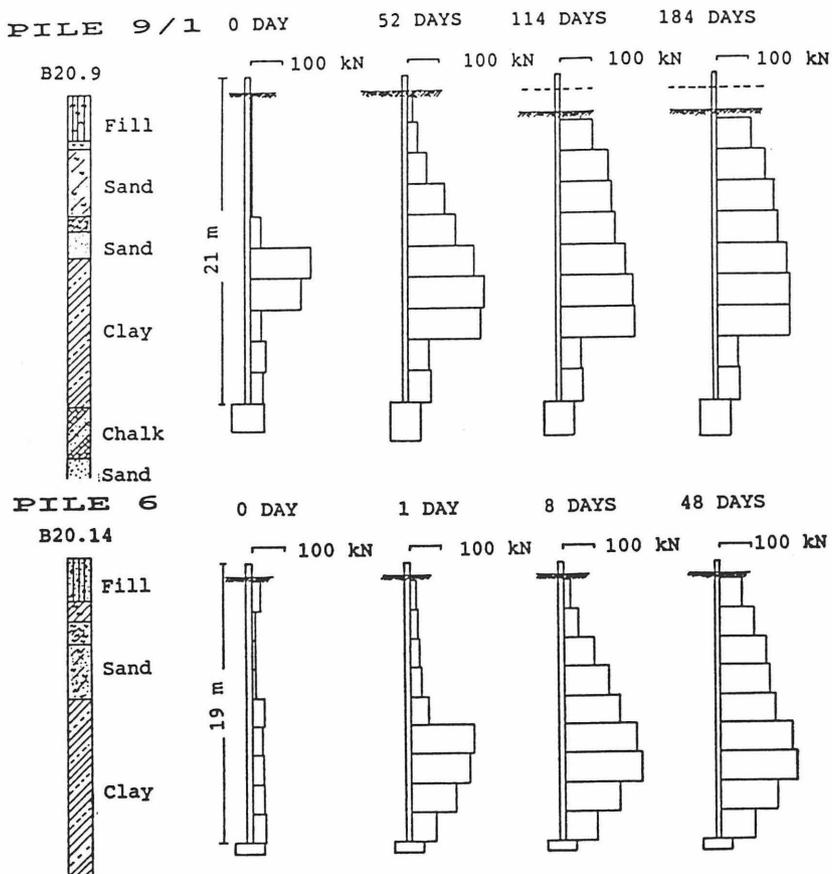


Figure 2: Distribution of shaft and toe resistance from CAPWAP analysis at driving and restriking.

CAPWAP-analysis were carried out for different restrike blows for Pile no 6 and Pile no 9/1 (Fig. 2). It is observed, that the capacities measured at the same time are rather identical for the six piles and not dependent on whether the piles have been restriking prior to the measurement.

On the other hand, the settlement was smaller on piles, that were restriking before. The reason can be, that those piles may have residual stresses.

Development of time dependent capacities for the piles is shown in Fig. 2. After 1 day the bearing capacities seems to increase linearly in a logarithmic time scale, see Fig. 8.

In the lower soil layers (yoldia clay) the strength development is slow after 8 days.

For this site, where a detailed knowledge of the setup phenomenon exists, the long-term capacity can be calculated on the basis of dynamic measurement during a restrike procedure performed a few days after initial driving.

CASE HISTORY 2

In connection with a Pile project with steel pipe pile in Hamburg harbour, Germany, both static and dynamic measurement were performed.

File data and results from CAPWAP-analysis based on initial driving and redriving are shown in Fig. 3.

PILE TYPE	: Steel pipe	ø762/12.7mm + 4x1/2 PSp600L
AREA	: 299/689cm <sup>2</sup>	
LENGTH	: 33.7 m	
STATIC LOADINGTEST: After 7 days		
ULTIMATE LOAD	: 5080 kN (After DIN)	
ULTIMATE LOAD	: 4850 kN (After DAVISSON)	
REDRIVING : After 30 days		
	DRIVING	REDRIVING
HAMMER TYPE	: MRB 600	DEL D46-02
DROP WEIGHT	: 67 kN	46 kN
DROP HEIGHT	: 1.25m	1.90m
MOVEMENT/BLOW	: 1.0mm	0.8mm
CAPWAP CAPACITY	: 3630 kN	5170 kN

Figure 3: Pile data and results from static and dynamic loading tests and CAPWAP-analysis from Südkai, Hamburg Germany

For both the measurements, a CAPWAP-analysis was carried out, see Fig. 4.

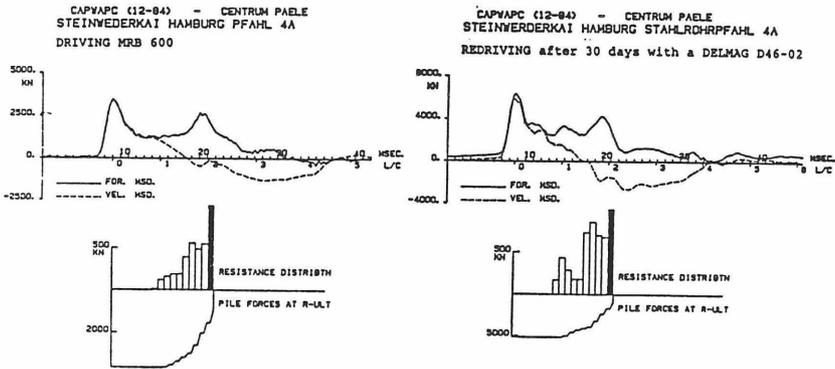


Figure 4: Results from CAPWAP-analysis of blows from initial driving and restriking, Südkai, Hamburg, Germany

It is noticed , that apparently no setup has taken place along the middle of the pile shaft and at the pile toe, see Fig. 5.

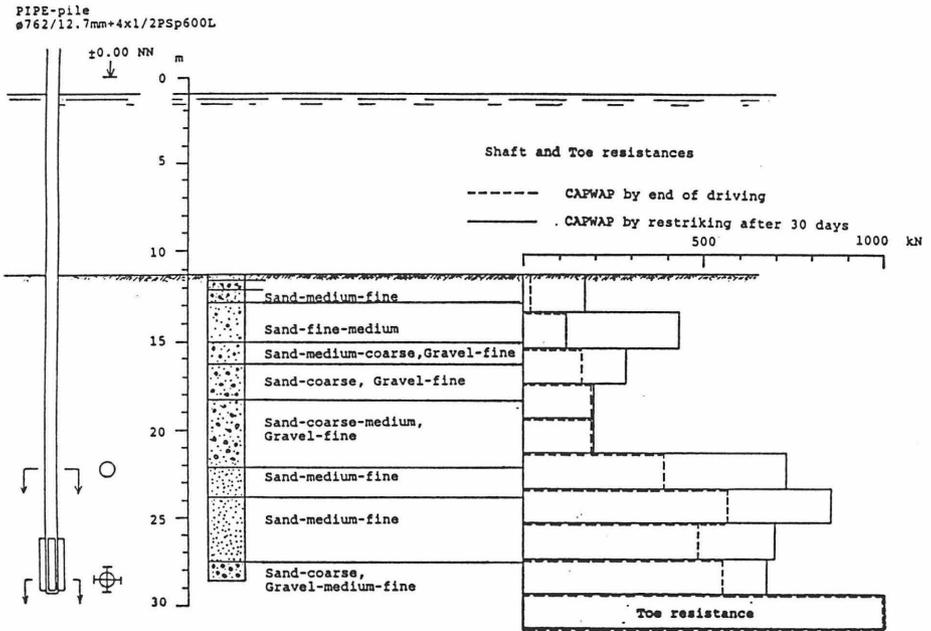


Figure 5: Distribution of resistance during driving and restriking of pile, Südkai, Hamburg, calculated by CAPWAP-analysis

The soil profile shows, that coarse sand are found in those layers. The small setup effect can be explained by the fact, that excess pore water pressure in this layer dissipate almost immediately, whereas considerable setup will be found in layers of fine sand.

The dynamic test agreed well with the results of static loading test after DIN criterion, see Fig. 3.

### CASE HISTORY 3

For a project in Nykøbing F, Denmark, stress wave measurements were carried out on a pile, driven into chalkereous soil.

The result of dynamic measurement performed 11 days after static loading test showed a considerable increase in bearing capacity.

Other piles close to the tested pile were driven and restriking at different time in order to study the problem futher. The data are shown in Fig. 6 and 8.

PILE TYPE : PREFAB. CONCRETE PILES 30x30cm<sup>2</sup>  
 AREA : 900cm<sup>2</sup>  
 LENGTH : 11m  
 HAMMER TYPE : BANUT  
 DROPWEIGHT : 50kN

PILE NO.	1DAY kN	5DAYS kN	8DAYS kN	11DAYS kN	14DAYS* kN	25DAYS kN	39DAYS kN
237	230						
250		300					
239			510				
230				640			
FB2					880		
FB2						1220	
FB2							1710

\* Static loading test

Figure 6: Pile data and results from static and dynamic loading tests and CAPWAP-analysis from KFK, Nykøbing F, Denmark.

#### CASE HISTORY 4.

During driving at a site for MBB in Hamburg, Germany, dynamic measurements during restrike on piles of different ages were made. Furthermore a static loading test was performed on one of the piles. The bearing capacity is mainly due to firm layers of sand and silt near the pile toe. The results are shown in Fig. 7.

PILE TYPE : PREFAB. CONCRETE PILES 35x35 cm<sup>2</sup>  
 AREA : 1225 cm<sup>2</sup>  
 HAMMER TYPE : UDDCOMB H5H  
 DROP WEIGHT : 50 kN

PILE NO	LENGTH m	0DAYS kN	1/2DAY kN	8DAYS kN	15DAYS kN	19DAYS* kN	23DAYS kN
72A	21	1150					
72	21		1880				
2	23			2310			
18	21				2380		
19	21				2540		
D2	21					2450	
D2	21						2450

\* Static loading test

Figure 7: Pile data and results from static and dynamic loading tests and CAPWAP-analysis from MBB, Hamburg, Germany.

#### DISCUSSION

The observed time dependent increase in capacity stabilizes after initial driving as a logarithmic function of  $t/t_0$ , where  $t_0$  is a function of the soil type.

Calculations of bearing capacities based on measurements from initial driving or re-driving performed at a time  $t < t_0$  seems to be unreliable.

In Fig. 9 results from loading tests and CAPWAP analysis are plotted for  $t > t_0$ . The bearing capacity  $Q/Q_0$  are shown as a function of  $\log_{10} (t/t_0)$ , where  $Q_0$  is the capacity calculated for  $t=t_0$  and  $t$  is the time since initial driving.

The points for the different soil types are distributed near 3 lines expressed by the formula

$$Q/Q_0 - 1 = A \log_{10} (t/t_0)$$

The values of  $t_0$  and "A" shown in Fig. 9 are valid for the present case histories, but may be used in other cases with caution.

If only one or a few values of  $Q$  and  $t$  are available, only "A" should be adjusted. A considerable increase for chalk is observed although in logarithmic time plot. As the general knowledge of the behaviour of chalk is limited, it is recommended not to base design load on an extrapolated curve not covered by test points.

It should be emphasized, that  $t_0$  is the lower limit for a predictable increase in capacity as a function of elapsed time since initial driving and the stated values of  $t_0$  may be useful to design a restrike programme.

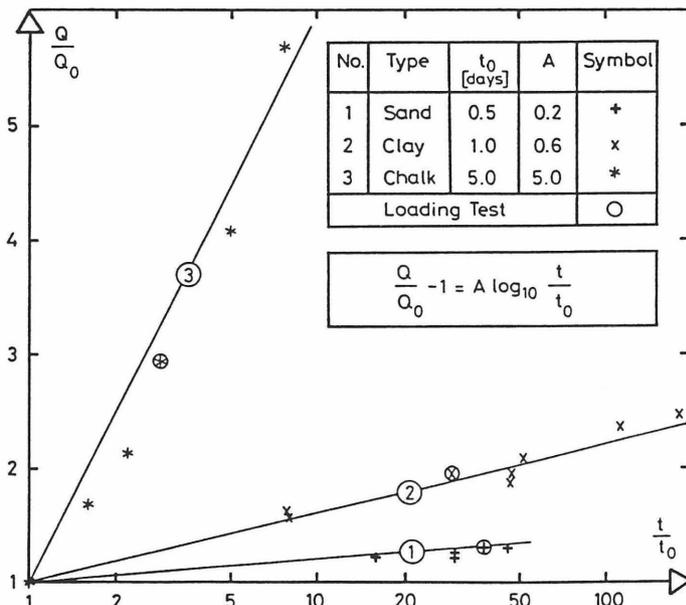


Figure 8: The formula for time dependent development of capacities used on piles in case histories.  
 (1) Case 4, (2) Case 1, (3) Case 3.

## CONCLUSION

From the investigations described, the following can be concluded:

- (i) : Data from the initial driving situation are often unusable for predicting long-term capacity for piles.
- (ii) : Experience shows, that capacities of piles nearly always increase during the time after driving. This is a phenomenon of importance for the economy of pile foundations.
- (iii): After a certain timeinterval ( $t_0$ ) which is characteristic for the soil conditions on the site, the time dependent increase in bearing capacity can be considered linear with the logarithm of time after initial driving.
- (iv) : The long-term capacity can be calculated from the formula:

$$Q/Q_0 - 1 = A \log_{10} t/t_0$$

where  $t$  is the time after initial driving and  $t_0$  is the time elapsed after initial driving from which the increase in capacity is linear in logarithmic time scale, and  $Q_0$  is the capacity at that time.

The factor "A" is a function of the soil type, and can be found by doing restrike with different time intervals.

Values of "A" and  $t_0$  are shown in Fig. 8.

- (v) : Piles in chalk should be handled with caution as explained in the text. There should be an upper limit for the time, where the formula is valid.

## SUMMARY

A suitable tool to control the long-time capacity of piles is dynamic measurements during restriking.

The period of time between initial driving and a restrike procedure with stress-wave measurements differ from a few hours for sandy soil to several weeks for stiff clay and chalk.

The time dependent increase in capacity can be investigated by arranging restrike on piles of different ages. After a certain period of time, depending on soil conditions, the time dependent increase in capacity can approximately be considered linear with the logarithm of time. A formula to calculate long-term capacities on a site is given.

### ACKNOWLEDGEMENTS

Acknowledgements are made to the Danish National Agency of Technology, from whom grants have been received for this study.

The authors would also like to thank Geodan, Aalborg, and the Municipality of Aalborg for their interest in the projekt and helpful assistance during the measurements.

Also thanks are given to Strom und Hafengebäude, Hamburg and Messerschmitt-Bölkow-Blohm, Hamburg, for information and assistance in connection with measurements on the two sites in Hamburg.

### REFERENCES

DENVER, H. and SKOV R., 1988. Investigation of the stress-wave method by instrumented piles. Paper submitted to the 3rd International Conference on the Application of Stress-wave Theory on Piles.

FELLENIUS BENGT H., 1980. The analysis of results from routine pile load tests. Ground Engineering.

HANNIGAN, PATRICK J. and WEBSTER, SCOTT D., 1987. Comparison of static load test and dynamic pile testing results. 2nd International Symposium, Luxembourg.

HANSEN, B. and DENVER, H., 1981. Wave equation analysis of a pile - An analysis model. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-wave Theory on Piles, Stockholm, pp3-22.

SKOV, R., 1983. Dynamische Pfahlprüfungen. Geotechnik. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.

TOMLINSON, M.J., 1977. Pile Design and Construction Practice. Viewpoint Publication.

## **NORMUNGEN UND AUSSCHREIBUNGSUNTERLAGEN FÜR DYNAMISCHE PFAHLTESTS IN NORDAMERIKA**

Dipl.-Ing. Dr. Frank Rausche  
Goble Rausche Likins and Associates, Inc.

### **1. EINLEITUNG**

Die dynamischen Pfahltestverfahren haben sich in Kanada, Mexiko und den USA während der letzten zehn Jahre einer immer grösseren Anwendungshäufigkeit erfreut. Eine Normung des dynamischen Probelastungsverfahrens für Ramppfählen wurde in ASTM D 4945-89 vorgenommen. Dieser Standard wird in allen drei Ländern beachtet. Neue Vorschriften im Strassenbrückenbau, die die Sicherheitsbeiwerte für Pfähle dem Arbeitsaufwand bei der Baustellenüberwachung entsprechend abstufen, werden z. Zt. von der Bundesstrassenverwaltung geschrieben. Darüberhinaus wurden von vielen öffentlichen und privaten Bauherren in die Ausschreibungen für Ramppfahlarbeiten die dynamische Probelastung als Sonderleistung aufgenommen. Die gegenwärtig zur Verfügung stehenden Unterlagen und ihre Anwendung wird im folgenden beschrieben.

### **2. NORMUNG**

#### **2.1 Gebäude**

In den USA wird das Errichten von Gebäuden durch die "Building Codes" geregelt. Für die staatlichen oder Gemeindeverwaltungen gibt es vier verschiedene Vorlagen: Uniform Building Code (UBC), National Building Code (NBC), Basic Building Code (BBC) und Standard Building Code). Diese Codes verweisen auf die Empfehlungen von Vereinen wie American Society of Civil Engineers (ASCE), American Society for Testing und Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Prestressed Concrete Institute (PCI) und American Concrete Institute (ACI). Weitere Empfehlungen werden von American Iron and Steel Institute (AISI), Portland Cement Association (PCA) und anderen Herstellerverbänden geschrieben. Darüberhinaus schreiben die einzelnen Bundesverwaltungen ihre eigenen Normen (US Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Command).

In den vier Vorlagenormen wird dem verantwortlichen Baubeamten oder Ingenieur relativ grosse Entscheidungsfreiheit eingeräumt. Die Building Codes enthalten bisher nur Hinweise auf statische Probelastungen für Ausnahmefälle. Z.B. ist es möglich nach BBC einen Stahlpfahl mit bis zu 35% der Streckgrenze zu belasten und seine Tragfähigkeit mit einer Rammformel zu ermitteln. I. a. muss die Grenztragkraft des Pfahles mindestens zwei mal grösser sein als die rechnerische Belastung. Grundsätzlich kann die Pfahltragkraft mit Rammformel, statischer Probelastung oder statischer Berechnung nachgewiesen werden.

In Kanada wird z. Zt. von PWC (Public Works Canada) an einer Überarbeitung der Master Specification gearbeitet. Die Neuüberarbeitung wird von Professor Fellenius, Ottawa betrieben. Sie beinhaltet zum Teil die Empfehlungen des Canadian Foundation Engineering Manual, letzte Ausgabe 1985, die von der Canadian Engineering Society geschrieben wurden. Diese Empfehlungen sehen eine Reduzierung des Sicherheitsbeiwertes vor, wenn dynamische Pfahltests rammbegleitend oder während einer Nachrammung vorgenommen werden.

## 2.2 Brücken

Im Strassenbrückenbau unterliegt die Verantwortung bei den Strassenbaubehörden der Gemeinden, Kreise, Staaten oder dem Bund. Mit Ausnahmen gilt für Strassenbrücken die Regelung, die in der AASHTO Standard Specification for Highway Bridges festgelegt wurde und zur Zeit überarbeitet wird. Diese "Spec" enthält Empfehlungen des "Soils and Foundations Workshop Manual" und die allgemeinen Anforderungen für Rammpfähle der Federal Highway Administration (FHWA). Dabei wird der dynamische Test für Rammpfähle in der Festlegung des Sicherheitsbeiwertes wie folgt berücksichtigt.

Statische Probelastung/Wellengleichungsrechnung	2.00
Dynamische Probelastung/Wellengleichungsrechnung	2.25
Probepfähle/Wellengleichungsrechnung	2.50
Wellengleichungsrechnung	2.75
Rammformel (nach Gates)	3.50

Die Wellengleichungsrechnung wird also entweder mit der statischen oder mit der dynamischen Probelastung von Probepfählen geeicht (2.00 und 2.25). Wird das Verhalten der Probepfähle nur mit Wellengleichungsergebnissen verglichen, dann nimmt der Sicherheitsbeiwert auf 2.50 zu. In diesen drei Fällen werden dann die eigentlichen Produktionspfähle nach dem von der Wellengleichung errechneten Eindringmass gerammt.

Im vierten Fall werden keine Probepfähle verlangt. Die Pfähle werden dann also einfach nach der von der ungeeichten Wellengleichung berechneten Eindringung gerammt. Im letzten Fall wird die Wellengleichungsrechnung durch die Gates Formel (OLSON, FLAATE 1967) ersetzt (erlaubt bis 780 kN zulässige Pfahltragkraft).

Der Eisenbahnbrückenbau wird von den einzelnen Unternehmen (Amtrak, Southern, Burlington, etc.) geregelt. Diese Firmen verweisen oft auf die Bestimmungen der zuständigen staatlichen Departments of Transportation.

### 3. ASTM D4945-89

Die American Society for Testing and Materials hat den Standard D4945 im August 1989 in Druck gegeben. Der Titel ist **Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles**. Diese Regelung befasst sich also hauptsächlich mit dem rammbegleitenden Test. Im Paragraph 4 heisst es:

#### **4. Bedeutung und Anwendung**

*4.1 Dieses Verfahren wird zum Erfassen von Dehnungs- oder Kraft- und Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- oder Wegmessungen eines Pfahles unter einer Stossbelastung angewendet. Diese Messergebnisse können dazu benützt werden, sowohl die Tragkraft und Integrität eines Pfahles, als auch Bärverhalten, Pfahlspannungen und charakteristische bodendynamische Kennwerte wie Bodendämpfung und Quake abzuschätzen. Dieses Verfahren soll nicht den Test nach [ASTM] D 1143 [statische Probelastung von normal belasteten Pfählen] ersetzen.*

Der Standard beschreibt dann in sehr verallgemeinerter Form die notwendigen Mess- und Aufnahmegerate. Für die Auswertung werden nur allgemeine Anhaltspunkte gegeben. Nachrammtest und Auswertung mit einem Programm wie CAPWAP und Vergleich mit statischen Probelastungen nach D 1143 wird empfohlen. Die Anforderungen an den Messbericht werden ausführlich behandelt.

### 4. AUSSCHREIBUNGEN

Im vorhergehenden Abschnitt wurden bereits Ausschreibungsvorlagen erwähnt. Bei AASHTO

sind diese Unterlagen eigentliche Berechnungsvorschriften. Bei PWC werden nur die Durchführensforderungen für den Unternehmer gestellt. Ähnliche Forderungen werden oft von öffentlichen und privaten Bauherren gestellt. In den meisten Fällen wird der Unternehmer dann für seinen eigenen Zeitverlust, Maschineneinsatz und für die Kosten der Testfirma, pro Pfahltest, bezahlt. Es gibt viele solcher baustellenspezifischen Ausschreibungen. Einige wenige davon werden im folgenden als Beispiel aufgeführt.

Das Florida Department of Transportation verlangt, dass die in den Pfahl eingeleitete Energie einen bestimmten Wert nicht unterschreitet, wenn die Pfahleindringung pro Schlag überprüft wird.

New York State Department of Transportation lässt unter Umständen zu, dass eine statische Probelastung durch dynamische Tests an vier Pfählen im Nachrammen und vier weiteren Pfähle während des Einrammens ersetzt wird.

Ohio Department of Transportation verlangt, dass vor dem routinemässigen Pfahlrammen 5 Pfähle zu verschiedenen Tiefen gerammt werden und dann nach einer Wartezeit dynamisch überprüft werden.

Die Pennsylvania Turnpike Commission verlangt, dass ein Bär so gewählt wird, dass sich die Pfahlkopfspannung in gewissen Grenzen bewegt, wenn Stahlpfähle in Fels gerammt werden.

Oregon State Highway Division verlangt, dass die ersten zehn Pfähle einer Baustelle dynamisch gemessen werden, damit die Gültigkeit der durch die Wellengleichung gerechneten Werte überprüft wird.

Virginia Department of Highways and Transportation kann vom Unternehmer verlangen, dass während der Bauausführung vom Department ausgesuchte Pfähle dynamisch gemessen werden.

Weitere Ausschreibungen dieser Art wurden vom US Army Corps of Engineers (Wasserbauten), US Navy, AMTRAK und vielen anderen Strassenbauverwaltungen erlassen. Ähnlich wurde in Mexiko von der Telephongesellschaft, der Metroverwaltung der Stadt Mexiko, und mehreren anderen staatlichen oder halbstaatlichen Gesellschaften mit den dynamischen Pfahltestverfahren gearbeitet.

US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION,  
"Geotechnical Engineering Notebook, Deep Foundations, Driven Piles", Generic Driven Pile  
Specification, 1987

Frank Rausche, GRL & Assoc., 4535 Emery Industrial Parkway, Cleveland, Ohio 44128, USA



## Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren

Dr.-Ing. H. Balthaus

Dr.-Ing. S. Kielbassa

1. Einleitung
  2. Grundlagen des dynamischen Verhaltens von Pfählen
    - 2.1 Allgemeines
    - 2.2 Die eindimensionale Wellengleichung am freien, elastischen Pfahl
      - 2.2.1 Historischer Rückblick
      - 2.2.2 Voraussetzungen und Annahmen
      - 2.2.3 Die eindimensionale Wellengleichung
      - 2.2.4 Einfluß von Querschnittsveränderungen
    - 2.3 Wirkung des Bodens
      - 2.3.1 Statische Wirkung
      - 2.3.2 Dynamische Wirkung
      - 2.3.3 Rechnerische Modelle
  3. Meßtechnische Verfahren zur Tragfähigkeitsbestimmung
    - 3.1 Allgemeines
    - 3.2 Das CASE-Verfahren
    - 3.3 Das CAPWAP-Verfahren
  4. Grundlagen der Integritätsprüfung
- Literatur

## Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren

### 1. Einleitung

Dynamische Pfahltestverfahren sind Meßverfahren, die dynamische Vorgänge in Ramm- oder Ortbetonpfählen meßtechnisch erfassen und auf der Grundlage eines physikalisch-mathematischen Modells eine Auswertung im Hinblick auf die Tragfähigkeit oder die Unversehrtheit (Integrität) des untersuchten Pfahls ermöglichen.

Bei der Tragfähigkeitsprüfung wird der Pfahl durch einen Rammschlag dynamisch belastet, wobei der Pfahl große Längsverformungen ("High-strain"-Methode) und Verschiebungen erfährt. Der Rammschlag auf den Pfahlkopf löst den dynamischen Vorgang einer Wellenausbreitung im Pfahl aus. Am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze werden dabei Bodenwiderstände geweckt, welche die Meßergebnisse beeinflussen.

Bei der Integritätsprüfung kann die dynamische Belastung am Pfahlkopf durch ein wenige Kilogramm schweres Fallgewicht oder einen Hammerschlag aufgebracht werden. Man spricht daher von einer "low-strain"-Messung.

Den bisher bekannten Pfahlprüfverfahren ist gemeinsam, daß sie sich die Grundgesetze der eindimensionalen Wellenausbreitung im Kontinuum zunutze machen. Auf diese theoretischen Grundlagen und die wesentlichsten darauf beruhenden Pfahltestverfahren soll im folgenden eingegangen werden.

### 2. Grundlagen des dynamischen Verhaltens von Pfählen

#### 2.1 Allgemeines

Zur Rammung von Pfählen werden Freifall-, Dampf- und Dieselrymmgeräte eingesetzt. Allen Rammgeräten gemeinsam ist, daß eine durch die Erdanziehung oder zusätzlichen Dampf- oder Explosionsdruck beschleunigte Masse (Rambbär) auf die Pfahlhaube oder ein Schlagstück auftrifft. Gedämpft durch ein Rammfutter wird die kinetische Energie des Rambbären an den Pfahl übertragen. Mit dem Auftreffen des Rambbären ist ein mechanischer Spannungsanstieg im Pfahl verbunden, der sich als Stoßwellen-

front vom Pfahlkopf aus abwärts bewegt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle wird durch das Pfahlmaterial und den Bodenwiderstand am Pfahlmantel bestimmt.

Während die Welle mit ihrem Spannungs- und Verformungsfeld im Pfahl hinabläuft, werden entlang dem Pfahlmantel Widerstände des Bodens geweckt. Diese Widerstände können von den drei Bewegungsgrößen Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung abhängen und daher zugleich von statischer und dynamischer Natur sein.

An der Pfahlspitze treten ebenfalls statische und dynamische Widerstände des Bodens auf, die bestimmen, wie die Welle an der Pfahlspitze reflektiert wird.

Im folgenden sollen die einzelnen Gesichtspunkte der Wellenausbreitung in Rammpfählen vorgestellt werden. Dazu ist es hilfreich, zunächst den mit den Grundlagen der eindimensionalen Wellentheorie beschreibbaren Vorgang der Wellenausbreitung im freien, nicht mit dem Boden verbundenen Pfahl zu betrachten (Abschnitt 2.2).

## 2.2 Die eindimensionale Wellengleichung am freien, elastischen Pfahl

### 2.2.1 Historischer Rückblick

Stöße zwischen schlanken, elastischen Körpern und die damit zusammenhängenden Wellenausbreitungsprobleme weckten bereits im vergangenen Jahrhundert das Interesse von Forschern (De Saint-Venant, 1867 und Neumann, 1885).

Ausführliche Darstellungen der Zusammenhänge der Wellenausbreitung in Stäben finden sich bei Timoshenko u. Goodier (1970) und Graff (1975). Hier können nur die wesentlichen Gesichtspunkte der Theorie vorgestellt werden.

### 2.2.2 Voraussetzungen und Annahmen

Für die folgenden Herleitungen sollen einige Annahmen und Konventionen gelten:

- Die Bewegungsgrößen Beschleunigung  $a(x,t)$ , Geschwindigkeit  $v(x,t)$  und Verschiebung  $u(x,t)$  werden nach unten positiv angenommen.
- Druckspannungen werden als positiv vereinbart.
- Der betrachtete Pfahl ist stabförmig, geradachsig, homogen, elastisch mit einem Elastizitätsmodul  $E$  und besitzt eine konstante Querschnittsfläche  $A$ .
- Die Spannungen  $\sigma(x,t)$  sind konstant über dem Querschnitt.
- Die Querschnitte bleiben unter Belastung eben und parallel zueinander.
- Querschnittsänderungen des Pfahles bleiben ohne Einfluß auf die am Pfahlmantel wirkenden Kräfte.
- Trägheitskräfte sollen nur in Längsrichtung des Stabes wirksam werden.
- Eingeprägte Dehnungen, Verschiebungen und Geschwindigkeiten vor der Stoßbelastung sind nicht vorhanden.
- Die bei der Pfahlrammung auftretenden Beschleunigungen sind so groß, daß die Wirkung der Erdbeschleunigung vernachlässigt werden kann.

Die Forderung der Parallelität und Ebenheit der Querschnitte und Wellenfronten wird von genügend schlanken Pfählen erfüllt. Damit auch radiale Trägheitswirkungen ohne Bedeutung auf die Wellenausbreitung bleiben, forderten Zukas et al. (1982) ein Verhältnis der Länge des Pfahles zu seinem Durchmesser von  $l/d = 10$ . Für Rammpfähle mit typischen Schlankheiten  $l/d$  von 20 bis 50 ist diese Bedingung erfüllt. Durch Rammfutter

und Pfahlhaube wird eine gleichförmige Spannungsverteilung schon bei der Einleitung des Rammeschlages in den Pfahlkopf erreicht. Treten durch möglicherweise doch vorhandene örtliche Spannungsspitzen gekrümmte Wellenfronten auf, so dürfen diese in Anlehnung an das Prinzip von St. Venant nach einem Ausbreitungsweg von etwa zwei Pfahldurchmessern als eben angesehen werden.

### 2.2.3 Die eindimensionale Wellengleichung

Unter den getroffenen Annahmen und Voraussetzungen kann für einen freien Pfahl mit konstantem Querschnitt aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht eine homogene Differentialgleichung hergeleitet werden, welche die Wellenausbreitung im Pfahl beschreibt.

Bezeichnet  $u$  die Verschiebung,  $x$  die vom Pfahlkopf aus gemessene Ortskoordinate,  $E$  den Elastizitätsmodul und  $\rho$  die Dichte des Pfahlmaterials, so lautet diese als eindimensionale Wellengleichung bezeichnete Differentialgleichung (Timoshenko u. Goodier, 1970):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = - \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1)$$

Die in Gl. (1) eingeführte Größe

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2)$$

ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der longitudinalen Stoßwelle im Stab (Timoshenko u. Goodier, 1970).

Die Wellengleichung (1) gilt nur für den freien Stab. Die Wirkung der Widerstände des Bodens am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze wird unter 2.3 erläutert.



Aus dieser Darstellung wird auch deutlich, daß die Wellenausbreitung im Orts-Zeit-Diagramm ( $x$ - $t$ -Diagramm) als Bewegung einer Störung entlang charakteristischer Linien verstanden werden kann, die gegenüber der Zeitachse um den positiven oder negativen Wert der Wellengeschwindigkeit geneigt sind.

Für den Vorgang der Pfahlrammung sind die Längskraft  $F(x,t)$  im Pfahl und die Geschwindigkeit  $v(x,t)$ , mit der die Verschiebung  $u(x,t)$  eines Pfahlpunktes stattfindet, von Bedeutung. Die Verschiebungsgeschwindigkeit darf nicht mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  der Stoßwelle verwechselt werden.

Aus Gl. (3) folgt:

$$v(x,t) = \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial g}{\partial t} = v_i + v_r = -c \frac{\partial f}{\partial x} + c \frac{\partial g}{\partial x} \quad (4)$$

und

$$F(x,t) = -EA \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} = -EA \frac{\partial f}{\partial x} - EA \frac{\partial g}{\partial x} = F_i + F_r \quad (5)$$

Die Indizierungen in Gl. (4) und (5) haben folgende Bedeutung: Index  $i$  steht für einfallend (abwärts gerichtet, "inzident") und Index  $r$  für aufwärts gerichtet ("reflektiert"). Die Summation ab- und aufwärtsgerichteter Teilwellen der Geschwindigkeit und der Kraft ist möglich, da die Wellengleichung (1) linear ist und somit das Superpositions-gesetz gültig ist (Timoshenko u. Goodier, 1970).

Betrachtet man die jeweils zusammengehörigen Einzelteile der Kraft und Geschwindigkeit in den Gl. (4) und (5), so ergibt sich:

$$v_i = -c \frac{\partial f}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_i = -EA \frac{\partial f}{\partial x}$$

Zusammengefaßt gilt

$$F_i = \frac{EA}{c} \cdot v_i = Z \cdot v_i \quad (6)$$

sowie ebenso:

$$v_r = c \frac{\partial g}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_r = -EA \frac{\partial g}{\partial x}$$
$$F_r = -\frac{EA}{c} \cdot v_r = -Z \cdot v_r \quad (7)$$

Der in den Gl. (6) und (7) errechnete Proportionalitätsfaktor

$$Z = \frac{EA}{c} = A \cdot \sqrt{E\rho} \quad (8)$$

wird als Impedanz des Querschnitts bezeichnet.

Durch Zusammenfassen der Gl. (6) und (7) gemäß Gl. (4) und (5) erhält man

$$F = Z (v_i - v_r) \quad \text{und} \quad v = \frac{1}{Z} (F_i - F_r) \quad (9)$$

und daraus wieder unter Berücksichtigung von Gl. (6) und (7)

$$F_i = \frac{F + Zv}{2} \quad \text{und} \quad F_r = \frac{F - Zv}{2} \quad (10)$$

Solange keine reflektierten Wellenanteile im Pfahl auftreten, kann aus Gl. (10) auf die Proportionalität von Kraft oder Spannung und Geschwindigkeit geschlossen werden (Timoshenko u. Goodier, 1970):

$$F = Zv \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{E}{c} \cdot v = \sqrt{E\rho} \cdot v \quad (11)$$

#### 2.2.4 Einfluß von Querschnittsveränderungen

Änderungen der Querschnittsfläche und der Materialeigenschaften des Pfahles führen zu Impedanzwechslern (siehe Gl. 8). An einer Übergangsstelle zwischen Pfahlabschnitten unterschiedlicher Impedanz sind Übergangsbedingungen der Kraft und der Verschiebung zu erfüllen. Aus diesen Bedingungen lassen sich allgemeine Beziehungen für die Reflexion und Transmission von Spannungswellen an Impedanzwechslern ableiten.

Nach Gl. (9) lassen sich folgende Gleichungen formulieren:

$$F = F_{i1} + F_{r1} = F_{i2} + F_{r2} \quad (12)$$

$$v = (F_{i1} - F_{r1})/Z_1 = (F_{i2} - F_{r2})/Z_2 \quad (13)$$

Gl. (12) und (13) lassen sich als ein lineares Gleichungssystem für die unbekanntenen Kraftanteile  $F_{r1}$  und  $F_{i2}$  in der folgenden Form schreiben (Pain, 1976):

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_{i1} \\ F_{r2} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Der erste Index der Koeffizienten  $a$  bezeichnet die Zielrichtung, der zweite die Ursprungsrichtung. Daher werden  $a_{11}$  und  $a_{22}$  als Reflexionsfaktoren und  $a_{12}$  und  $a_{21}$  als Transmissionsfaktoren bezeichnet. Sie ergeben sich aus den Gl. (12) bis (14) zu:

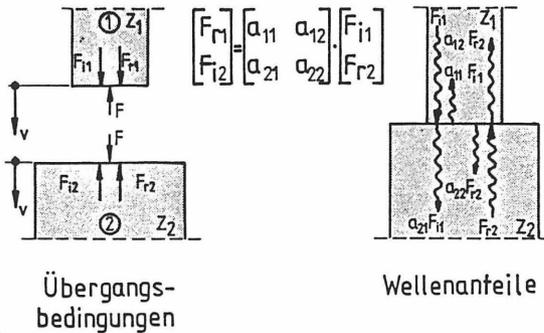
$$a_{11} = \frac{1 - Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} \quad (15)$$

$$a_{12} = \frac{2 \cdot Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} = 1 - a_{11} \quad (16)$$

$$a_{21} = -\frac{2}{1 + Z_1/Z_2} = 1 + a_{11} = 1 - a_{22} \quad (17)$$

$$a_{22} = \frac{Z_1/Z_2 - 1}{1 + Z_1/Z_2} = -a_{11} \quad (18)$$

In Bild 2 sind die Übergangsbedingungen und Laufrichtungen der einzelnen Wellenanteile dargestellt.



**Bild 2:** Übergangsbedingungen und Wellenanteile der Kraft  $F$  an einem Wechsel der Impedanz  $Z$

Durch Einsetzen der Gl. (6) und (7) in Gl. (14) erhält man die folgende Übertragungsgleichung für die Geschwindigkeiten:

$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_{i1} \\ v_{r2} \end{bmatrix} \quad (19)$$

in der gilt:

$$b_{11} = -a_{11} = a_{22} = \frac{Z_1/Z_2 - 1}{1 + Z_1/Z_2} \quad (20)$$

$$b_{12} = \frac{Z_2}{Z_1} a_{12} = a_{21} = \frac{2}{1 + Z_1/Z_2} \quad (21)$$

$$b_{21} = \frac{Z_1}{Z_2} a_{21} = a_{12} = \frac{2 \cdot Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} \quad (22)$$

$$b_{22} = -a_{22} = a_{11} = \frac{1 - Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} \quad (23)$$

Die Gl. (14) und (19) eignen sich auch zur Darstellung einiger Sonderfälle. Insbesondere gelten sie auch für die zwei Grenzbedingungen freies und vollkommen starres Pfahlende, wie im folgenden gezeigt wird.

Für das freie Pfahlende gilt  $F_{r2} = 0$ ,  $Z_2 = 0$  und  $Z_1/Z_2 = \infty$ . Die Gl. (14) und (19) können auf folgende Weise neu formuliert werden:

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot F_{i1} \quad (24)$$

$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot v_{i1}$$

Aus Gl. (24) folgt, daß am freien Pfahlende die einfallende Kraft vollständig und mit Vorzeichenumkehr reflektiert wird. Die Geschwindigkeit in der Grenzfläche ( $v_{i2}$ ) ist doppelt so groß wie der einfallende Anteil. Die vollständige Reflexion der Geschwindigkeit geht ohne Vorzeichenwechsel vonstatten.

Für ein starr gelagertes Pfahlende mit  $F_{r2} = 0$ ,  $Z_2 = \infty$  und  $Z_1/Z_2 = 0$  folgt:

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot F_{i1} \quad (25)$$
$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot v_{i1}$$

Die Verhältnisse sind folglich genau der Situation am freien Ende entgegengesetzt. Die Kraft wird vorzeichengleich und vollständig mit einer Amplitudenverdoppelung in der Grenzfläche reflektiert. Die Geschwindigkeit kehrt ihr Vorzeichen um.

## 2.3 Wirkung des Bodens

### 2.3.1 Statische Wirkung

Wird ein im Boden einbindender Pfahl statisch belastet, so treten neben elastischen Stauchungen im Pfahl auch wiedergewinnbare und bleibende Relativverschiebungen zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden auf. Relativverschiebungen  $u$  eines Punktes am Pfahlmantel oder an der Pfahlspitze gegenüber dem umgebenden Boden wecken Bodenwiderstände  $R$  ("Reaktion") an den betreffenden Stellen des Pfahles.

Formal ausgedrückt gilt:

$$R_{\text{stat}} = R_{\text{Mantel}} + R_{\text{Spitze}} = \text{fct} (u (x)) \quad (26)$$

Die auftretenden Widerstände können von den Bodeneigenschaften, der Einbindetiefe, dem Spannungszustand im Boden, der Rauigkeit des Pfahlmantels, vom Pfahldurchmesser und von den Verschiebungen selbst abhängen.

Auch bei dynamischer Belastung während der Pfahlrammung erfährt ein Pfahl durch die Ausbreitung einer Welle belastungsabhängige (und zeitabhängige) Verschiebungen, die dem Widerstandsverhalten des Bodens am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze gemäÙe Reaktionen wecken. Sie werden im dynamischen Belastungsfall als statischer Widerstandsanteil bezeichnet. Die zugehörigen Verschiebungen setzen sich aus einem wiedergewinnbaren, elastischen und einem bleibenden, plastischen Anteil zusammen.

### 2.3.2 Dynamische Wirkung

Eine durch den Rammschlag im Pfahl erzeugte Welle wird während ihrer Ausbreitung im Pfahl gedämpft.

Dämpfung tritt in einem rein elastischen Medium unendlicher Ausdehnung (elastischer Halbraum) durch Energieabstrahlung und bei Scher- und Verdichtungsvorgängen in Form dissipativer Dämpfung auf. Bild 3 veranschaulicht die im Pfahlmantel und am Pfahlfuß auftretenden Dämpfungsvorgänge.

Der Vorgang der Amplitudendämpfung einer sich im Pfahl ausbreitenden Welle kann auch durch die Weckung dynamischer Bodenwiderstände  $R_{dyn}$  erklärt werden.

Sie hängen definitionsgemäÙ nicht von der Verschiebung, sondern den Bewegungsgrößen Geschwindigkeit  $v$  und Beschleunigung  $a$  ab. Formal läÙt sich für die zeitabhängige dynamische Bodenreaktion schreiben

$$R_{dyn}(t) = fct(v(x,t), a(x,t)) \quad (27)$$

Der Gesamtbodenwiderstand  $R_{ges}$  ergibt sich folglich als die Summe der jeweiligen Momentanwerte des statischen und des dynamischen Anteils:

$$R_{ges}(t) = R_{stat}(t) + R_{dyn}(t) \quad (28)$$

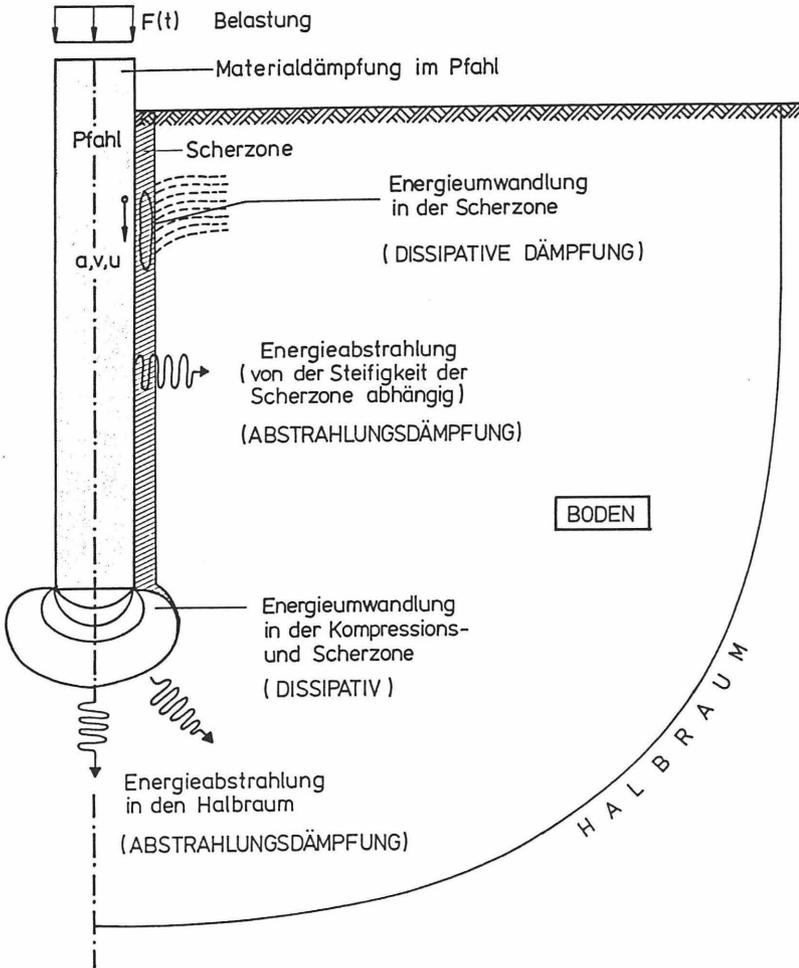


Bild 3: Schematische Darstellung der am Pfahl auftretenden Dämpfungsvorgänge

### 2.3.3 Rechnerische Modelle

Um pfahldynamische Meßergebnisse im Hinblick auf die Pfahltragfähigkeit auswerten zu können, müssen Annahmen über das Zusammenwirken von Pfahl und Boden entlang dem Pfahlmantel und an der Pfahlspitze getroffen werden. Es muß also die Abhängigkeit des Bodenwiderstandes von den Verschiebungs- und Bewegungsgrößen  $u$ ,  $v$  und  $a$  mathematisch formuliert werden.

Dabei bedient man sich in der Regel einfacher physikalischer Modellvorstellungen, wie sie in Bild 4 zusammengefaßt dargestellt sind.

Der statische Bodenwiderstand wird durch ein bilinear elasto- plastisches Modell und der dynamische Widerstand durch geschwindigkeitsproportionale viskose Dämpfung beschrieben. Beschleunigungsabhängige dynamische Widerstände werden in der Regel nicht angesetzt. Zugkräfte am Pfahlfluß werden ausgeschlossen. Physikalisch kann man sich das beschriebene Widerstandsmodell als eine Parallelschaltung von Dämpferelementen und Feder-Reib-Elementen (Bild 4) vorstellen.

Der kontinuierlich verteilte Mantelwiderstand wird für Berechnungen diskretisiert, d.h. in einzelnen Punkten des Pfahles konzentriert zusammengefaßt. Wie sich ein diskretisierter Mantelwiderstand auf eine Wellenbewegung im Pfahl auswirkt, wird im folgenden gezeigt.

Die Wirkung eines einzelnen, am Pfahlmantel wirkenden Bodenwiderstandes  $R$  auf eine vorbeilaufende Welle läßt sich wie folgt beschreiben. Bezeichnet man mit 1 einen Schnitt oberhalb und mit 2 einen Schnitt unterhalb des Angriffspunktes des Bodenwiderstandes, so läßt sich mit Gl. (5) die Gleichgewichtsbedingung formulieren:

$$F_{i1} + F_{r1} - F_{i2} - F_{r2} - R \stackrel{!}{=} 0 \quad (29)$$

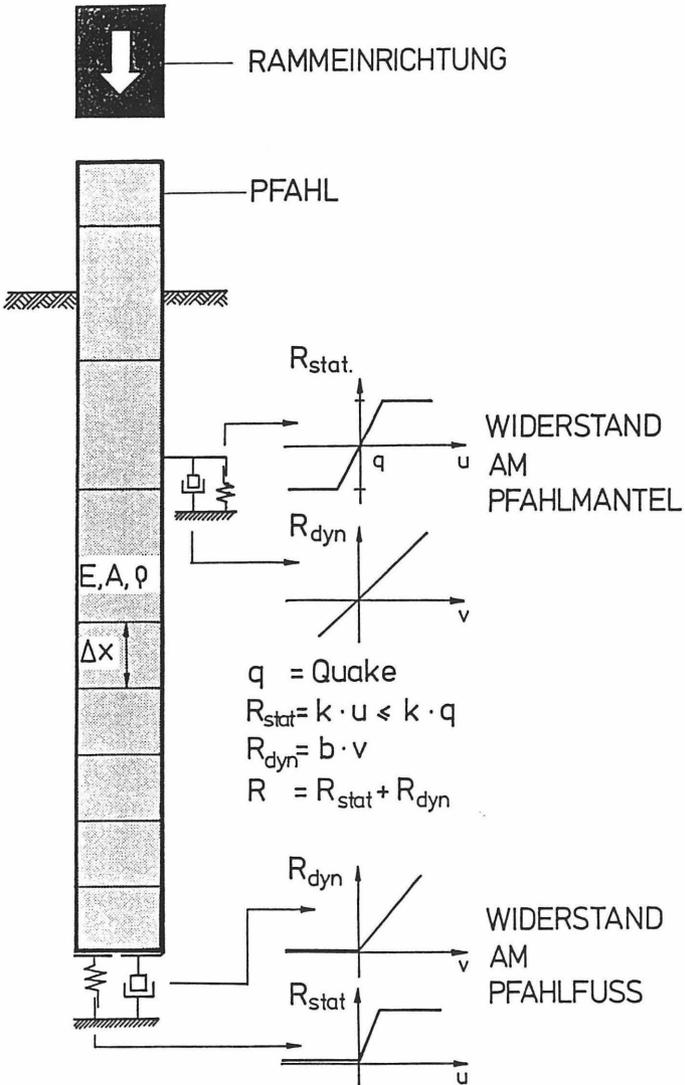


Bild 4: Mathematisch-physikalisches Modell des Bodenwiderstandes

Aus Gl. (9) folgt die Geschwindigkeit für den Pfahl mit konstanter Impedanz  $Z$  zu:

$$v = \frac{F_{i1} - F_{r1}}{Z} = \frac{F_{i2} - F_{r2}}{Z} \quad (30)$$

Daraus ergibt sich dann

$$\begin{aligned} F_{i1} &= Zv + F_{r1} \\ F_{i2} &= Zv + F_{r2} \end{aligned} \quad (31)$$

und Einsetzen von Gl. (31) in Gl. (30) liefert

$$F_{r1} = F_{r2} + \frac{R}{2} \quad (32)$$

und

$$F_{i2} = F_{i1} - \frac{R}{2} \quad (33)$$

Für die Geschwindigkeit des Angriffspunktes von  $F$  findet man aus Gl. (32) und (30):

$$v = \frac{F_{i1} - F_{r2} - R/2}{Z} \quad (34)$$

Anschaulich läßt sich das Ergebnis auf folgender Weise deuten:

Trifft eine im Pfahl aufwärts laufende Welle mit nach unten gerichteter Geschwindigkeit auf einen einzelnen Widerstand  $R$  am Pfahlmantel, so wird die Kraft um den Anteil  $R/2$  vergrößert (Gl. 32). Für die abwärtslaufende Welle ergibt sich eine Verminderung der Kraft um  $R/2$  (Gl. 33). Die Geschwindigkeit verringert sich um einen Anteil  $R/2Z$  (Gl. 34).

Für den Sonderfall einer nur von oben einfallenden Welle ( $F_{r2} = 0$ ) gilt:

$$F_{r1} = \frac{R}{2} \quad (35)$$

$$F_{i2} = F_{i1} - \frac{R}{2} \quad (36)$$

$$v = \frac{F_{i1} - R/2}{Z} \quad (37)$$

### 3. Meßtechnische Verfahren zur Tragfähigkeitsbestimmung

#### 3.1 Allgemeines

Da die genaue Vorausbestimmung des Tragverhaltens eines Rammpfahles eine nahezu unlösbare Aufgabe darstellt, liegt der Gedanke nahe, das Verhalten des Pfahles während der Rammung zu beobachten, meßtechnisch zu erfassen und aus den Beobachtungsergebnissen Rückschlüsse auf das dynamische Tragverhalten zu ziehen. Der Rammschlag auf den Pfahl wird dazu als eine "dynamische Probelastung" aufgefaßt. Ausgehend von der Annahme, daß in das dynamische Eindringverhalten die auf den Pfahl wirkenden statischen und dynamischen Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze eingehen, wird anschließend versucht, aus den Meßergebnissen während der Rammung den statischen und dynamischen Widerstandsanteil rechnerisch zu ermitteln und die statische Tragfähigkeit zu bestimmen.

Mit der raschen Entwicklung der Meßtechnik in den letzten zwei Jahrzehnten wurde es möglich, außer den bleibenden Setzungen pro Schlag auch Kraft- und Bewegungsgrößen während des Rammschlages als Funktion der Zeit aufzuzeichnen. Als besonders geeignet hat sich die Messung von Kraft und Beschleunigung in der Nähe des Pfahlkopfes erwiesen. Die Zeitverläufe dieser physikalischen Größen ergeben sich nicht allein aus den durch die Pfahlhaube und das Rammfutter gedämpften Einwirkungen des Rammbären, sondern sie werden auch durch die geweckten Bodenwiderstände beeinflusst.

Legt man ein Rechenmodell für die Wellenausbreitung im Pfahl und Ansätze für die statischen und dynamischen Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze zugrunde, so kann aus den Meßergebnissen eine statische Tragfähigkeit des Ramppfahles errechnet werden. Solche kombinierten Meß- und Rechenverfahren haben gegenüber reinen Rechenverfahren und den Rammformeln den wesentlichen Vorteil, daß die tatsächlich in den Pfahl eingeleitete Rammenergie für die Auswertung des Eindringverhaltens und die Bestimmung der Tragfähigkeit herangezogen wird. Die kombinierten Verfahren sind daher für alle Rammverfahren einsetzbar und vermeiden die wenig vertrauenswürdige, rechnerische Simulation des Rammsystems.

Die Grundlagen der wichtigsten kombinierten Verfahren, des Case- und des CAPWAP-Verfahrens, werden im folgenden beschrieben. Die Anwendung dieser Methoden wird in weiteren Beiträgen zu dem vorliegenden Band behandelt.

Auf verwandte Verfahren und besondere Meßtechniken (TNO-Methode, Smoltczyk et al., 1978) kann aus Platzgründen nicht näher eingegangen werden.

### 3.2 Das Case-Verfahren

Ein einfaches, auf der Grundlage der eindimensionalen Wellengleichung (Gl.1) für schlanke Pfähle beruhendes Rechenverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Ramppfählen aus Messungen der Beschleunigungen und Kräfte am Pfahlkopf wurde 1975 von Goble et al. vorgestellt. Eine Diskussion und Bewertung des Verfahrens gaben außerdem Rausche et al. (1985). Auf die ausführliche Herleitung von Goble et al. wird an dieser Stelle nicht eingegangen. Vielmehr soll das Verfahren auf anschauliche Weise abgeleitet werden. Dazu ist es hilfreich, die Darstellungen von Bild 5 zu betrachten.

Ein Pfahl der Länge  $L$  mit konstanter Impedanz  $Z$  und Wellengeschwindigkeit  $c$  werde zum Zeitpunkt  $t = 0$  mit einer konstanten Last  $P$  beaufschlagt. Auf den Pfahl sollen zwei Bodenwiderstände einwirken: ein ideal-plastischer Mantelwiderstand  $R_1$  an der Stelle  $x_1$  vom Pfahlkopf aus

gemessen und ein ideal- plastischer Spitzenwiderstand  $R_s$ . Die Last  $P$  sei größer als die Summe der beiden Widerstände. Trifft die im Pfahl nach unten laufende Wellenfront an der Stelle  $x_i$  auf den Mantelwiderstand  $R_i$ , so wird aus Gleichgewichtsgründen ein Anteil  $R_i/2$  nach oben reflektiert und ein Anteil  $P-R_i/2$  nach unten durchgelassen (Gl. 35 und 36).

Am Pfahlfuß gilt das Kräftegleichgewicht:

$$F_{si}(t) + F_{sr}(t) = R_s(t) \quad (38)$$

Darin ist  $F_{si}(t)$  der um  $R_i/2$  verminderte, am Pfahlkopf zur Zeit  $t-L/c$  meßbare, einfallende Kraftanteil  $F_i$ .

Dann gilt:

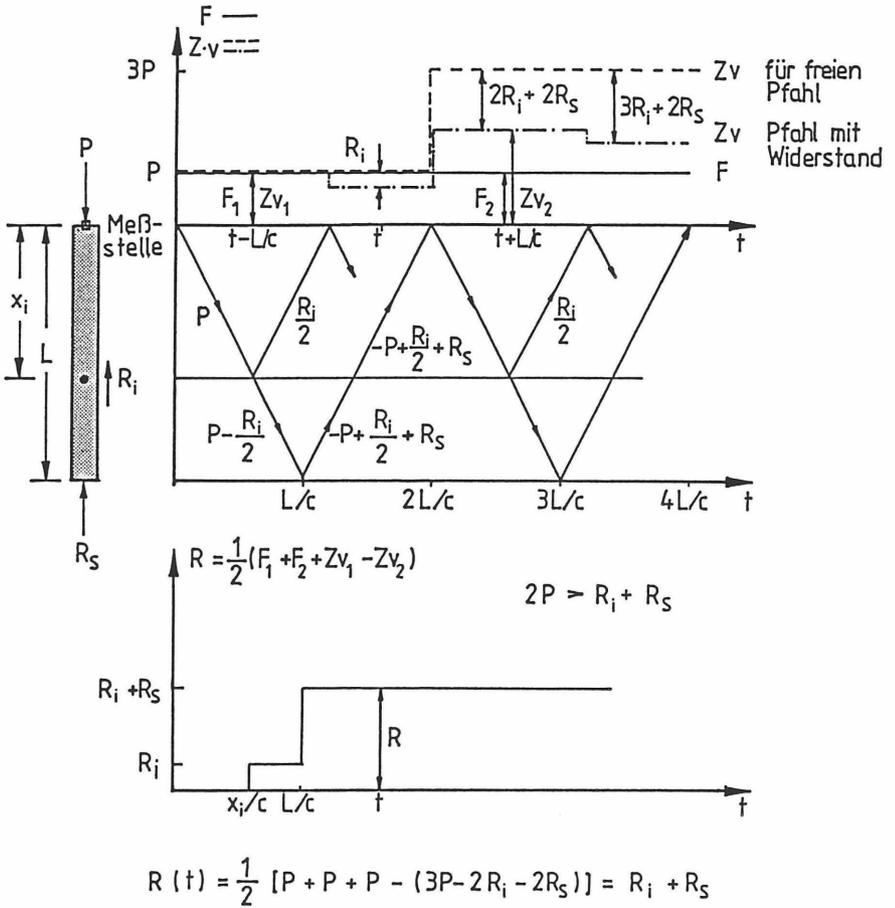
$$F_{si}(t) = F_i(t-L/c) - \frac{R_i}{2} \quad (39)$$

$F_{sr}(t)$  bewegt sich ungestört zum Pfahlkopf und ist dort um  $\Delta t = L/c$  später feststellbar. Der meßbare Anteil  $F_r$  am Pfahlkopf ist jedoch zu diesem Zeitpunkt bereits durch die zuvor eingetroffene Reflexion  $R_i/2$  vom Mantelwiderstand vergrößert worden. Daher muß gelten:

$$F_{sr}(t) = F_r(t+L/c) - \frac{R_i}{2} \quad (40)$$

Setzt man Gl. (39) und (40) in Gl. (38) ein, so folgt:

$$R_s(t) + R_i = F_i(t-L/c) + F_r(t+L/c) \quad (41)$$



**Bild 5:** Verlauf von Kraft  $F$ , Geschwindigkeit  $v$  und mobilisiertem Widerstand  $R$  bei einem Pfahl mit Mantel- und Spitzenwiderstand unter konstanter Belastung  $P$

Drückt man  $F_i$  und  $F_r$  wie in Gl. (10) aus, so ergibt sich:

$$R(t) = R_s(t) + R_1 = \frac{1}{2} [F(t-L/c) + F(t+L/c) + Zv(t-L/c) - Zv(t+L/c)] \quad (42)$$

oder 
$$R(t) = \frac{1}{2} [F_1 + F_2 + Zv_1 - Zv_2]$$

mit 
$$t_2 = t_1 + \frac{2L}{c} \quad (43)$$

Gl. (42) ist die Grundgleichung des Case-Verfahrens (Goble et al., 1975). In der Herleitung fällt auf, daß der Mantelwiderstand  $R_i$  unabhängig von der Zeit betrachtet wurde. Tatsächlich tritt er zur Zeit  $t = x_i/c$  zum ersten Mal auf, während der Spitzenwiderstand erst ab  $t = L/c$  wirkt.

Die an verschiedenen Orten wirkenden Bodenwiderstände sind also auch nur zu verschiedenen Zeiten am Pfahlkopf meßbar. In der Herleitung wurde daher von einer Pfahlbelastung mit ausreichender Höhe und Dauer ausgegangen, die wesentliche Voraussetzung für das Case-Verfahren ist. Nur dann dürfen die an verschiedenen Orten wirkenden Widerstände wie in Gl. (42) addiert werden. Neben den am Pfahlkopf meßbaren Kraft- und Geschwindigkeitsverläufen und dem Wellenlaufdiagramm ist in Bild 5 auch die Auswertung von Gl. (42) gezeigt und an einem Beispiel erläutert.

Die Herleitung von Gl. (42) läßt sich auch auf eine Folge von verteilten Mantelwiderständen  $R_i$  ( $1 \leq i \leq N$ ) ausdehnen, wenn zusätzlich zu den getroffenen Annahmen die gegenseitige Unabhängigkeit der einzelnen Widerstände vorausgesetzt wird. Wesentlich ist auch hier wieder die dauerhafte Wirkung aller Widerstände über einen ausreichend langen Zeitraum. In Gl. (42) wird  $R_i$  dann durch die Summe aller Mantelwiderstände ersetzt.

Aus Gründen der Anschaulichkeit wurde in der Herleitung die Messung der Kräfte und Geschwindigkeiten am Pfahlkopf vorausgesetzt. Ohne Nachweis sei hier festgestellt, daß die Gedankengänge sich auf eine Meßstelle unterhalb des Pfahlkopfes übertragen lassen. Der Abstand dieser Meßstelle zum Pfahlfuß wird dann mit  $L$  bezeichnet. Gl. (42) gilt unverändert.

Die auch in der ursprünglichen Herleitung von Goble getroffene Annahme ideal-plastischer Bodenwiderstände ist nicht zwingend. Bedingung für die Gültigkeit der Herleitung ist, daß die aufgebrachte Last ausreichende Pfahlverschiebungen auslöst, die die Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze in einen plastischen Grenzzustand bringen.

Der Gesamtbodenwiderstand  $R(t)$  in Gl. (42) wird als die Summe eines statischen und eines dynamischen Anteils aufgefaßt:

$$R(t) = R_{\text{stat}}(t) + R_{\text{dyn}}(t) \quad (44)$$

Ist man nun in der Lage, den dynamischen Widerstandsanteil  $R_{\text{dyn}}$  zu berechnen, so läßt sich Gl. (42) zur Berechnung der statischen Tragfähigkeit eines Rammpfahles einsetzen, wenn man während der Rammung die Zeitverläufe von Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf mißt und anschließend zu den Zeitpunkten  $t_1$  und  $t_2$  gemäß Gl. (42) auswertet.

Zur Bestimmung des dynamischen Widerstandes müssen zwei weitere Annahmen getroffen werden. Der dynamische Widerstand wird an der Pfahlspitze konzentriert angenommen und als linear viskos, also geschwindigkeitsproportional aufgefaßt. Von Rausche et al. (1985) wurden diese Annahmen mit der Erfahrung aus zahlreichen Vergleichsberechnungen begründet.

Mit einer viskosen Dämpfungskonstanten  $J$  und der Pfahlfußgeschwindigkeit  $v_s$  folgt

$$R_{\text{dyn}} = J \cdot v_s = j_c \cdot Z \cdot v_s \quad (45)$$

Darin ist  $j_c$  der sogenannte Case-Dämpfungsfaktor.

Unter Berücksichtigung der aufwärtswandernden Wellenanteile aus der Wirkung der Mantelwiderstände läßt sich nach Rausche et al. (1985) die Geschwindigkeit für einen freien Pfahlfuß zu

$$v_s(t) = \frac{1}{2} F(t-L/c) + v(t-L/c) \quad (46)$$

errechnen.

Der Einfluß der am Widerstand  $R_i$  entstandenen, abwärts gerichteten Teilwelle auf die Fußgeschwindigkeit läßt sich wie folgt ausdrücken:

$$v_{s,i}(t) = -\frac{1}{Z} R_i \quad (47)$$

Faßt man alle Geschwindigkeitsanteile nach Gl. (47) zusammen und erweitert Gl. (46) um diese Summe, so folgt

$$v_s(t+L/c) = v(t) + \frac{1}{Z} [F(t) - R(t)] \quad (48)$$

Mit dieser Fußgeschwindigkeit läßt sich der dynamische Widerstand nach Gl. (45) errechnen und der statische Widerstand, der als statische Tragfähigkeit des Pfahles aufgefaßt wird, bestimmen:

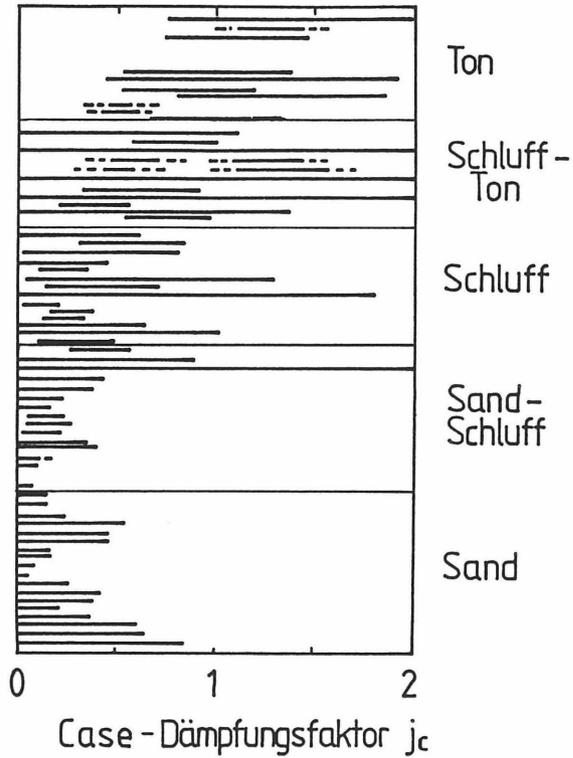
$$R_{stat}(t) = R(t) - R_{dyn}(t) \quad (49)$$

$$R_{stat}(t) = R(t) - j_c \cdot Z \left[ v(t) + \frac{1}{Z} \{F(t) - R(t)\} \right]$$

In dieser Gleichung soll der Zeitpunkt  $t$  bei den Widerständen andeuten, daß sich für verschiedene Auswertzeitpunkte unterschiedliche Widerstände errechnen lassen. Als maßgeblicher statischer Widerstand wird der Maximalwert von  $R_{stat}(t)$  im Meßzeitraum aufgefaßt.

Der Case-Dämpfungsfaktor  $j_c$  kann durch Vergleich der Ergebnisse von statischen Probelastungen und rambbegleitenden Messungen mit anschließender Case-Auswertung bestimmt werden. Diese Art der Festlegung des Dämpfungsfaktors entspricht einer Kalibrierung des Verfahrens mit Hilfe von statischen Vergleichsmessungen. Auf der Grundlage einer Vielzahl von solchen Kalibrierungen wurden von Goble et al. (1975) auf empirischem Wege Case-Dämpfungsfaktoren für verschiedene Böden gewonnen. Zur Bestimmung der statischen Grenztragfähigkeit wurde das Kriterium nach Davisson (siehe Peck et al., 1974) verwendet.

Empirisch ermittelte und empfohlene Case-Dämpfungsfaktoren sind in Bild 6 angegeben. Zu beachten sind die erheblichen Streubreiten selbst für Sand. Es wurden Werte zwischen 0 und 0,9 gefunden.



Bodenart	empfohlener Bereich für $j_c$
Sand	0,05 - 0,20
Sand und Schluff	0,15 - 0,30
Schluff	0,20 - 0,45
Schluff und Ton	0,40 - 0,70
Ton	0,60 - 1,10

**Bild 6:** Durch Kalibrierung an statischen Probelastungen gewonnene Case-Dämpfungsfaktoren  $j_c$  und empfohlene Werte für verschiedene Bodenarten (nach Rausche et al., 1985)

### 3.3 Das CAPWAP-Verfahren

Das sogenannte CAPWAP-Verfahren (CAse Pile Wave Analysis Programm) wurde Anfang der 70er Jahre entwickelt und von Goble et al. (1975) vorgestellt.

Ähnlich wie das bereits erläuterte Case-Verfahren benutzt es am Pfahlkopf gemessene Zeitverläufe der Kraft und Geschwindigkeit und berechnet nach der eindimensionalen Wellentheorie auf der Grundlage geschätzter Kennwerte für den Bodenwiderstand das dynamische Verhalten des Pfahles unter einem Rammschlag.

Für die Wellenausbreitung im Pfahl wird in der Regel ein diskretes numerisches Modell zugrundegelegt. Für den Bodenwiderstand werden vereinfachende Annahmen getroffen. Der statische Widerstandsanteil wird meist durch ein bilinear elastoplastisches Modell und der dynamische Widerstand durch einen linear viskosen Ansatz dargestellt (vgl. Bild 4). Der Widerstand am Pfahlmantel wird nach Abschnitt 2.3.3 diskretisiert. Die Parameter für den Bodenwiderstand werden zunächst geschätzt oder aus Meß- oder Erfahrungswerten ermittelt.

Auf das so vereinfachte und diskretisierte Pfahl-Boden-System wird der am Pfahlkopf gemessene Geschwindigkeits-Zeitverlauf als äußere Belastung aufgebracht. Die Wellenausbreitung im Pfahl und die Einflüsse der Bodenwiderstände und Reflexionen werden rechnerisch nachvollzogen und der Kraft-Zeitverlauf am Pfahlkopf wird ermittelt. Er ist von den gewählten Bodenkennwerten abhängig und kann mit dem gemessenen Kraftverlauf verglichen werden. Stimmen die beiden Verläufe nicht miteinander überein, so werden die gewählten Bodeneigenschaften und ihre Verteilung iterativ solange angepaßt, bis eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung erzielt worden ist. Nach Goble et al. (1975) sind die so ermittelbaren Bodenkennwerte für das statische und dynamische Verhalten des untersuchten Pfahles repräsentativ. Das CAPWAP-Verfahren ist schematisch in Bild 7 dargestellt.

Die statischen Bodenwiderstandswerte können als Grundlage für eine anschließende Berechnung der Last-Setzungslinie des Pfahles dienen.

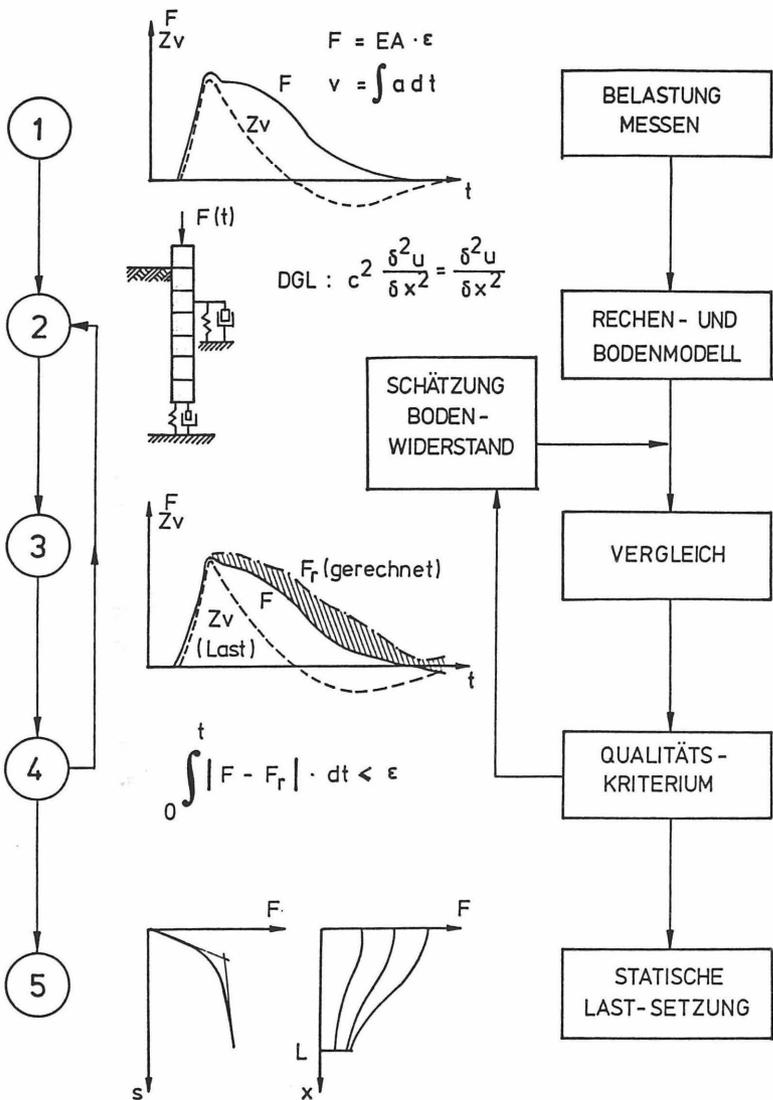


Bild 7: Ablauf des CAPWAP-Verfahrens

Der dynamische Berechnungsvorgang kann umgekehrt werden, indem die am Pfahlkopf gemessene Kraft als Belastung angesetzt wird und die Anpassung über einen Vergleich von gemessener und gerechneter Geschwindigkeit erfolgt ("WAPCAP").

#### 4. Grundlagen der Integritätsprüfung

Für die Integritätsprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren wird während eines leichten Prüfschlages auf den Pfahlkopf eine einkanalige Beschleunigungsmessung durchgeführt. Die Meßergebnisse werden analog oder numerisch zu einem Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf integriert und stehen in dieser Form zur Interpretation zur Verfügung.

Auf Einzelheiten des Meßverfahrens, die Auswertung von Meßergebnissen und die Anwendungsmöglichkeiten wird in einem weiteren Beitrag zum vorliegenden Band ausführlich eingegangen. Hier sollen nur in Kürze die theoretischen Grundlagen dargestellt werden.

Unter 2.2.4 wurden bereits die Reflexionsgesetze bei Querschnittsveränderungen und Impedanzwechselln hergeleitet (Gl. 14 bis 23).

An einem Punkt des Pfahles, an dem sich die Impedanz ändert, wird die einfallende Welle ( $v_{i1}$ ) in einen transmittierten ( $v_{i2}$ ) und einen reflektierten Anteil ( $v_{r1}$ ) aufgespalten (Bild 8). Führt man einen Reflexionsfaktor

$$r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \quad (50)$$

( $r = b_{11}$  nach Gl. 20) und einen Transmissionsfaktor

$$t = 1 + r \quad (51)$$

( $t = b_{21}$  nach Gl. 22) ein, so lassen sich die Geschwindigkeiten des reflektierten und des durchgelassenen Wellenanteils aus Gl. (19) zu

$$\text{und} \quad v_{r1} = r \cdot v_{i1} \quad (52)$$

$$v_{i2} = t \cdot v_{i1}$$

berechnen.

Bild 8 faßt die Gesetzmäßigkeiten zusammen und gibt einen Überblick über die Reflexionsverhältnisse an verschiedenen Querschnittsübergängen und am Pfahlfuß.

Durch Messung der Geschwindigkeit am Pfahlkopf können auf der Grundlage der beschriebenen Reflexionsgesetze die Länge des Pfahles und die Lage von Fehlstellen bestimmt werden.

Vernachlässigt man die im Pfahl und entlang des Pfahlmantels auftretenden Dämpfungserscheinungen, so lassen sich Rückschlüsse von dem am Pfahlkopf meßbaren Geschwindigkeitsamplituden auf die Größenordnung vorhandener Querschnittsveränderungen ziehen.

Dazu bestimmt man aus den gemessenen Geschwindigkeitsamplituden den Reflexionsfaktor  $r$  und nutzt die Beziehung

$$Z_2 = \frac{1-r}{1+r} Z_1 \quad (53)$$

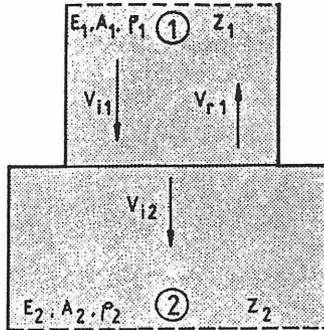
zur Berechnung der Impedanz  $Z_2$  unterhalb der Querschnittsveränderung.

Anhand eines Beispiels sollen die theoretischen Grundlagen der Integritätsprüfung und der Meßwertinterpretation veranschaulicht werden.

Gegeben sei ein 20 m langer, freier Pfahl, dessen obere 6 m (Bereich 1) einen halb so großen Querschnitt besitzen wie die restlichen 14 m (Bereich 2). Die Materialeigenschaften sind in beiden Bereichen gleich. Damit ist die Impedanz im Bereich 2 doppelt so groß wie im Bereich 1. Die beim Aufbringen einer dreiecksförmigen Stoßwelle im Pfahl ablaufenden Reflexions- und Transmissionsvorgänge sind im Bild 9 in einem Weg-Zeit-Diagramm veranschaulicht und mit dem unter den angenommenen Bedingungen entstehenden Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf am Pfahlkopf in zeitliche Beziehung gesetzt worden. Außerdem ist in dem Bild gezeigt worden, wie das Meßergebnis der Geschwindigkeiten für eine Bestimmung der Größe des Querschnittsprunges genutzt werden kann.

Impedanz

$$Z = \frac{EA}{c}$$



$$V_1 = V_{i1} + V_{r1}$$

$$V = V_1 = V_2$$

$$V_2 = V_{i2}$$

Reflexionsfaktor

$$r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2}$$

Transmissionsfaktor

$$t = 1 + r$$

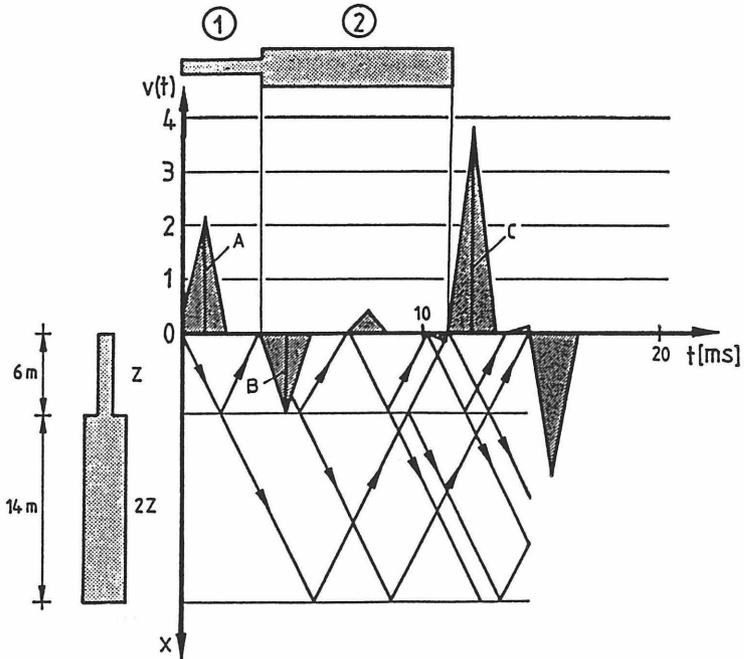
$$V_{r1} = r \cdot V_{i1}$$

$$V_{i2} = t \cdot V_{i1}$$

$$Z_2 = \frac{1-r}{1+r} Z_1$$

Impedanzen	Bemerkung	r	t	$\frac{1-r}{1+r}$
$Z_1 = Z_2$	keine Querschnittsveränderung, keine Reflexion	0	1	1
$Z_1 < Z_2$	Verdickung, Zunahme der Steifigkeit	$r < 0$	$t < 1$	$> 1$
$Z_1 > Z_2$	Verjüngung, Abnahme der Steifigkeit	$r > 0$	$t > 1$	$< 1$
$Z_2 = 0$	freier Pfahlfuß	1	2	0
$Z_2 = \infty$	starrer Pfahlfuß	-1	0	$\infty$

**Bild 8:** Gesetzmäßigkeiten der Reflexion und Transmission an einem Impedanzwechsel



$$A \cong 2,2$$

$$r = \frac{z_1 - z_2}{z_1 + z_2} = \frac{-z_1}{3 \cdot z_1} = -\frac{1}{3}$$

$$t = 1 + r = \frac{2}{3}$$

$$s = \frac{1 - r}{1 + r} = 2 = \frac{z_2}{z_1}$$

$$B \cong -2 \cdot r \cdot A = -1,5 = -0,67 A$$

$$r' = -r = \frac{1}{3}$$

$$t' = 1 + r' = \frac{4}{3}$$

$$s' = \frac{1 - r'}{1 + r'} = \frac{1}{2}$$

$$C \cong 2 \cdot A \cdot t \cdot t' = 3,9 = 1,78 A$$

Bild 9: Auswertung des Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufs für einen freien Pfahl mit einfachem Querschnittswechsel

## Literatur

de Saint-Venant, B. (1867):

Mémoire sur le choc longitudinal de deux barres élastiques  
J. de Mathématiques, 2. ser. XII, S. 237-376

Goble, G.G., Likins, G. u. Rausche, F. (1975):

Bearing capacity of piles from dynamic measurements, Final report, Case Western Reserve University, prepared for: Ohio Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Dept. of Civil Engineering

Graff, K.F. (1975):

Wave motion in elastic solids, Clarendon Press, Oxford

Neumann, F. (1885):

Vorlesungen über die Theorie der Elastizität, Kap. 20, gehalten 1857/58, Leipzig

Pain, H.J. (1976):

The physics of vibrations and waves, John Wiley & Sons, London

Peck, R.B., Hanson, W.E., u. Thornburn, T.H. (1974):

Foundation Engineering, 2nd Edition, John Wiley & Sons, London

Rausche, F., Goble, G.G. u. Likins, G.E. (1985):

Dynamic determination of pile capacity Proc. ASCE, JGED, Vol. 111, GT3, März, S. 367-383

Smoltczyk, U., van Koten, H. u. Hilmer, K. (1978)

Dynamische Untersuchung von Pfählen, Baumaschine und Bautechnik, 25, Nr. 2, Febr., S. 65-71

Timoshenko, S.P. u. Goodier, J.N. (1970)

Theory of elasticity, 3. Aufl., McGraw-Hill, New York

Zukas, J.A., Nicholas, T., Swift, H.F., Greszquk, L.B. u.

CURRAN, D.R. (1982): Impact dynamics, John Wiley & Sons, London

STATNAMIC ®  
Eine innovative Methode für Pfahlprobebelastungen  
P. Middendorp<sup>1</sup> und F.J. Reiding<sup>2</sup>

Einführung

Die STATNAMIC Probebelastung dient kostengünstiger, zeitsparender und einfacher Bestimmung der Tragfähigkeit von Caissons und Hochleistungspfählen.

Außer Genauigkeit bietet das System den Vorteil sofortiger Datendarstellung vor Ort.

Der STATNAMIC Test kombiniert die Vorteile der statischen und dynamischen Probebelastung, schaltet jedoch ihre Nachteile aus und ist zugleich wirtschaftlich, schnell, mobil, zerstörungsfrei und leicht wiederholbar. Dadurch sind mehrere Tests auf einer Baustelle möglich.

Das System kann eine Kraft von mehr als 25 MN entwickeln und ist dennoch ohne weiteres per Achse und als Luftfracht zu transportieren.

STATNAMIC ist eine gemeinsame Entwicklung der kanadischen Berminghammer Corporation und der niederländischen TNO Bauforschung. Das System ermöglicht die volle Belastung eines Pfahls, benötigt dazu jedoch nur den Bruchteil einer entsprechenden statischen Belastungsmasse. Gleichzeitig hält die Belastung viele Male länger als bei einer dynamischen Probebelastung an.

Dieser Artikel beschreibt das STATNAMIC Prinzip, die Instrumentierung sowie praktische Resultate und Testvergleiche.

Konzept

Die STATNAMIC Methode ist ein neuartiges Verfahren zur Messung der Reaktion einer Gründung unter Belastung, ohne daß dafür die volle Zuladung (oder entsprechende Ankerpfähle), ein entsprechendes Fallgewicht oder gar ein Rammgerät benötigt werden.

Nur 5% der Reaktionsmasse, die bei einer statischen Probebelastung erforderlich ist, reichen hier aus. Das System mißt das Last-Setzungsverhalten unter Kräften zwischen 260 kN und mehr als 26 MN.

Anstelle des bei einer dynamischen Testbelastung üblichen Impakts drückt das STATNAMIC System den Pfahl wie bei einer statischen Belastungsprobe gleichmäßig in den Boden.

Während des STATNAMIC Tests sorgt der in einer Druckkammer angebrachte Festtreibstoff für einen langsam ansteigenden Druck, der aufwärts auf die Reaktionsmasse und abwärts auf die Fundierung einwirkt.

Aus der Trägheit der Reaktionsmasse ergibt sich die Pfahlbelastung. Der gesamte Belastungszyklus dauert etwa 100 Millisekunden und verläuft somit mehr als fünfzigmal langsamer als die übliche dynamische Probebelastung.

Nachdem die Höchstbelastung erreicht ist, erfolgt eine kontrollierte Druckentladung durch Lüftung. Größe und Belastungsverlauf (Form der angewandten Kraftkurve) sind endlos variabel und können durch Anwendung verschiedener Kombinationen von Treibstoff, Lüftungsloch und Reaktionsmasse gesteuert werden. Das Ergebnis ist ein Belastungstest, bei dem eine Pfahlbewegung von etwa 10 m/sek auftritt, gegenüber 500-5000 m/sek bei einer dynamischen Probe. Messungen innerhalb des Pfahls zeigen an, daß die Spannungsverteilung beinahe wie bei einer statischen Probelastung verläuft. [3]

### Instrumentierung

Alle Meßinstrumente für Pfahlbelastung und Last-Setzungsverhalten gehören integral zu einem STATNAMIC Gerät. Der Testpfahl selbst braucht dagegen nicht instrumentalisiert zu werden. Ein kalibrierter Dynamometer ist in die Basis des STATNAMIC Geräts eingebaut und übernimmt die direkte Messung der angewandten Kraft.

Die Pfahlreaktion wird mit Hilfe eines Laserstrahls und eines lichtempfindlichen Sensors bestimmt. Der Sensor wird auf der Mittelpunktachse des Pfahls angebracht. Die Laserquelle befindet sich in einer Entfernung von 10-20 m vom Pfahl und gibt ein Signal ab, das nicht durch Bodenschwingungen der Probe beeinflusst wird.

Der robuste Computer mit Signalprozessor des TNO Foundation Pile Diagnostic System FPDS digitalisiert und speichert die Meßsignale. Ergebnisse erscheinen sofort nach dem Test auf dem Schirm. Dies verschafft unmittelbaren Einblick in das Last-Setzungsverhalten und die Beziehung Belastung-Verschiebungszeit.

### Vergleich von Belastungsproben

Eine Belastungsprobe muß Angaben über das Last-Setzungsverhalten und die Tragfähigkeit eines Pfahls liefern. Konsistentes Last-Setzungsverhalten unterbindet Setzungsunterschiede, während die Bestimmung der Tragfähigkeit die Wirtschaftlichkeit von Pfahlentwürfen sicherstellen muß.

Die konventionelle statische Belastungsprobe gilt momentan als einzige anerkannte Methode, um diesbezügliche Daten zu gewinnen. Sie ist allerdings umständlich, zeitaufwendig und teuer.

Anerkanntermaßen kann eine dynamische Probelastung zusammen mit einer statischen Kalibrierungsprobe eine wirtschaftliche Alternative liefern, da sich so mehrere Pfähle am Tag testen lassen. In diesem Fall erfordert jedoch die Auswertung der gesammelten Daten mit Hilfe von Signalanpassungsverfahren wie CAPWAP spezialisierte Fachleute.

Andererseits bedingt die dynamische Probelastung Fallgewicht, Leitgerüst und sorgsam berechnete Schlagplatten oder ein komplettes Rammgerät. Bei Tests mit Ortbetonpfählen besteht obendrein ein erhebliches Schadensrisiko. Exzentrische Belastungen verursachen Biegebeanspruchung und lösen Zugwellen aus; dies kann zu Rissen und zum Pfahlbruch führen.

Die STATNAMIC Probebelastung vermeidet die Probleme, die bei statischen oder dynamischen Belastungstests auftreten und kombiniert die Vorteile beider Systeme. Während der Probe wird der Pfahl zentrisch in den Grund gedrückt. Wegen der Dauer der Belastung können sich keine Spannungswellen bilden. Im Bedarfsfall kann die erforderliche Reaktionsmasse auf der Baustelle erstellt werden.

Der Aufbau des STATNAMIC Geräts ist zügig und einfach. Der Test kann von Technikern vorgenommen werden. Elektronische Funktionen und Funktionen des Computers laufen automatisch ab, und die Ergebnisse werden sofort nach dem Test dargestellt.

### Die Entwicklung von STATNAMIC

Die STATNAMIC Belastungsmethode ist 1988 von Berminghammer und TNO entwickelt worden. Untersuchungen wurden in vier Bereichen vorgenommen: mit Anlauftests und bei der Instrumentierung, bei Laborversuchen, vollwertigen Belastungsvergleichen und mit theoretischen Entwürfen und Analysen.

1988 wurde das erste STATNAMIC Modell mit einem Belastungsvermögen von zunächst nur 100 kN hergestellt. Nach einer erfolgreichen Testserie, ist 1989 ein Gerät mit einem Vermögen von 500 kN entstanden. Mit diesem Gerät wurden an der McMaster Universität in Hamilton, Kanada, Vergleichsproben vorgenommen. Horvath et al. haben die Ergebnisse veröffentlicht. [1]

1990 wurde ein 6,5 MN-STATNAMIC Gerät entwickelt und eine weitere Testserie unternommen. Über die Ergebnisse berichten Bermingham und Janes. [2], [3], [4]

Ab 1991 steht ein STATNAMIC Gerät mit einem Vermögen von 20 MN zur Verfügung.

Der Erfolg der Methode hat ihre kommerzielle Einführung beschleunigt. Erste praktische Tests sind bereits 1990 in Kanada und den USA erfolgt. Inzwischen wurden zahlreiche Pfähle getestet - Pfähle aus Holz, Stahl, Beton sowie Schrägpfähle. Für die nahe Zukunft sind STATNAMIC Geräte mit noch höherem Leistungsvermögen geplant. Dadurch wird auch die Belastungsprüfung von Hochleistungspfählen im Offshore-Bau möglich sein.

### Zusammenfassung

In diesem Artikel wurde eine neue und innovative Methode der Probebelastung von Pfählen beschrieben. Die STATNAMIC Methode ist wirtschaftlich, leistungsschnell, einfach, mobil, wiederholbar und kombiniert die Vorteile der konventionellen statischen und dynamischen Probebelastung.

Durch die vielen Vorteile der STATNAMIC Testmethode müßte es möglich sein, pro Baustelle mindestens dreimal soviel Belastungsproben zu denselben Kosten vorzunehmen, wie bei einem konventionellen statischen Belastungstest.

Die Möglichkeit zusätzlicher Pfahlbelastungsproben ohne entsprechende Kostenverteuerung sollte Vorteile bieten:

- Optimalisierung von Gründungskonstruktionen
- Überprüfung bodentechnischer Konstruktionsparameter
- Abbau von Unsicherheiten im Baustellengrund
- Verringerte Fehlerwahrscheinlichkeit
- angemessene Sicherheit ohne überzogene Konstruktionen

Was als Nachteil des STATNAMIC Belastungstests gegenüber einer konventionellen Belastungsprobe erscheinen mag, nämlich die kurze Dauer der Probe, ist in erster Linie eine Verständnisfrage. Viele Ingenieure denken noch, daß man nur aufgrund konventioneller Probelastungen Aussagen über das langfristige Setzungsverhalten von Pfahlgründungen machen könne. Diese Auffassung kann dazu führen, daß andere Methoden der Probebelastung nur zögernd akzeptiert werden, wodurch die Kosten unnötig hoch bleiben und die Zahl der Tests zu niedrig.

#### Quellen

Horvath R.G., Bermingham P., Janes M.: The STATNAMIC Loading Test, An Innovative Method for Predicting Capacity of Deep Foundations.

Bermingham P: An Innovative Approach to Load Test of High Capacity Piles, Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, London, Mai 1989.

Janes M.: Statnamic - An Innovative Test Method for Pile Foundations, Seminar on Advances in In-situ Monitoring, Canadian Geotechnical Society, Southern Ontario Section, 1990.

Horvath R.: Statnamic - An Accurate and Innovative Load Test Method for High Capacity Deep Foundations, Foundation Drilling, vol. XXVIII, Nr. 11, März/April 1990.

- 1) TNO Bauforschung, Leiter der Abteilung Pfahldynamik
- 2) TNO Bauforschung, Leiter der Abteilung Geräte-Entwicklung

**DAS CAPWAP BODENMODELL:  
ERFAHRUNGEN MIT  
ABSTRAHLDÄMPFUNG UND RESTSPANNUNGEN**

Dipl.-Ing. Dr. Frank Rausche  
Goble Rausche Likins and Associates, Inc.

1. EINLEITUNG

CAPWAP (CAse Pile Wave Analysis Program) benannt nach dem Case Institute of Technology, wo es Ende der 60er Jahre entwickelt wurde, identifiziert bestimmte Kennwerte eines Bodenmodells, indem es gemessene und gerechnete Pfahlkopfgrößen iterativ angleicht (RAUSCHE 1970, 1974, KLINGMÜLLER 1984, SEITZ, KLINGMÜLLER 1985, BALTHAUS 1986). Das Bodenmodell entspricht in seinen Grundzügen dem Vorschlag, den Smith für die Entwicklung des Wellengleichungsprogrammes gemacht hat (SMITH, 1960). Während dieses Modell aber im allgemeinen zur reinen Voraussage der Pfahlbewegung unter dem Aufschlag eines Bären genügt, muss es wesentlich erweitert werden, wenn die gerechneten Pfahlkopfgrößen, Kraft und Geschwindigkeit, mit den entsprechenden gemessenen übereinstimmen sollen. In dieser Arbeit wird das CAPWAP™ Bodenmodell von 1990 vorgestellt; einzelne Besonderheiten werden dann untersucht und die Bedeutung von Abstrahlungsdämpfung und Restspannungen diskutiert.

2. DAS CAPWAP BODENMODELL VON 1990

2.1 Das Grundmodell nach Smith

Nach Smith besteht das Bodenmodell aus einem Dämpfer und einer elasto-plastischen Feder. An jedem Pfahlelement, das bei einer Bewegung Mantelreibung verursacht, greift eine auf diese Art repräsentierte Widerstandskraft an. Am Pfahlfuss wird der Spitzendruck ähnlich dargestellt (Bild 1). Für den statischen Teil, die elasto-plastische Feder, ergibt sich:

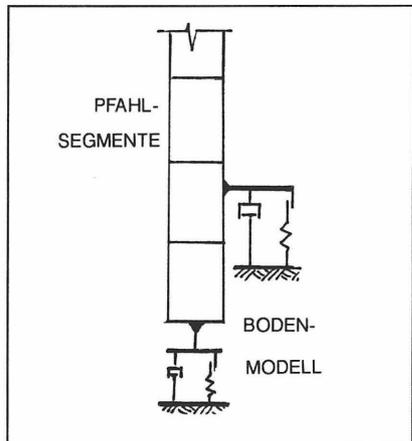


Bild 1: Bodenmodell nach Smith

kleineren Belastungssteifigkeit gerechnet werden.

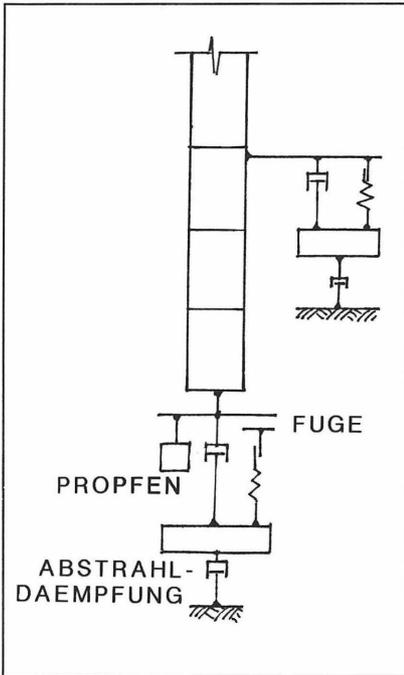


Bild 3: Das CAPWAP Bodenmodell

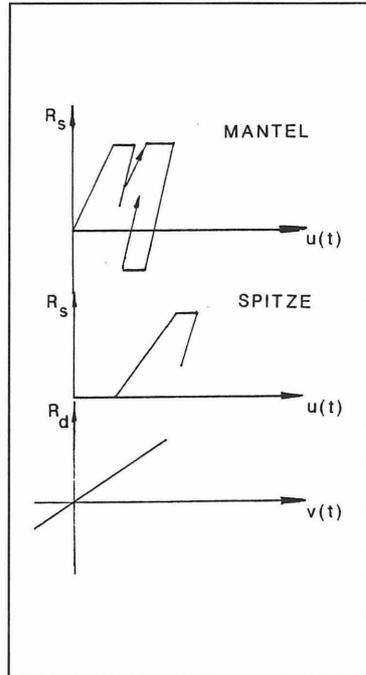


Bild 4: Kraft-Verformungslinien des CAPWAP Bodenmodells  
(a) Mantel, (b) Spitze

- (d) Die **Bodendämpfung** wird meistens proportional zur Pfahlgeschwindigkeit angenommen. Eine Ausnahme ist der Pfahlfuss, wo wahlweise die Dämpfung nach Smith oder ideal linear gerechnet werden kann.
- (e) Am Pfahlfuss kann es vorkommen, dass der Spitzendruck sich nicht sofort, sondern erst nach Überschreitung einer **Fuge** (Gap) aufbaut.
- (f) Am Pfahlfuss kann der dynamische Widerstand auch durch Massenkräfte eines **Bodenpropfens** erhöht werden.
- (g) Unter besonderen Bedingungen kann die Bodenbewegung bei der Berechnung der Bodenwiderstandskräfte nicht vernachlässigt werden. Dieses Problem ist mit der **Abstrahldämpfung** des Bodens verbunden und kann daher mit einem aus Masse und Dämpfer bestehenden Element vereinfacht berücksichtigt werden.

$$R_s(t) = (R_u/q) u(t) \quad (1a)$$

$$R_s(t) \leq R_u \quad (1b)$$

$$R_s(t) \geq -R_u \quad (1c)$$

wie im Kraft-Weg Diagramm von Bild 2a gezeigt. Hierbei ist  $R_u$  die Grenztragkraft eines Elementes,  $q$  (quake) ist der elastische Grenzweg und  $u(t)$  ist der nach unten positive Weg eines Pfahlelementes. (Da sich die Feder plastisch verhalten kann, sind Gleichungen 1a bis 1c keine exakte Rechenvorschrift). Die dynamische Widerstandskraft oder Dämpfung verhält sich nach Smith nahezu linear (Bild 2b):

$$R_d = J_s v(t) \quad (2)$$

Dabei ist  $J_s$  der Dämpfungsfaktor mit der Dimension [s/m].

## 2.2 Das erweiterte CAPWAPC Bodenmodell

CAPWAPC wurde aus dem ehemaligen CAPWAP entwickelt und seit ungefähr 1980 eingesetzt. Das "C" bedeutet, dass hier mit kontinuierlichen Elementen anstelle von Massenpunkten gerechnet wird. Bild 3 zeigt das rheologische Modell, Bild 4 Beispiele von dazugehörigen Kraft-Weg Diagrammen. Die wesentlichsten Unterschiede werden im folgenden kurz diskutiert:

- Die **Bodenentlastungssteifigkeit** ist in den meisten Fällen größer als die Belastungssteifigkeit, in anderen Worten, das sogenannte Quake ist kleiner während der Pfahl sich nach oben bewegt als während der anfänglichen Eindringung in den Boden.
- Die absolute Grösse der **negativen** Grenztragkraft der Mantelreibung, beim Zurückfedern des Pfahles, ist meistens geringer als die positive.
- Beim **Wiederbelasten** kann wahlweise mit der höheren Entlastungs- oder mit der

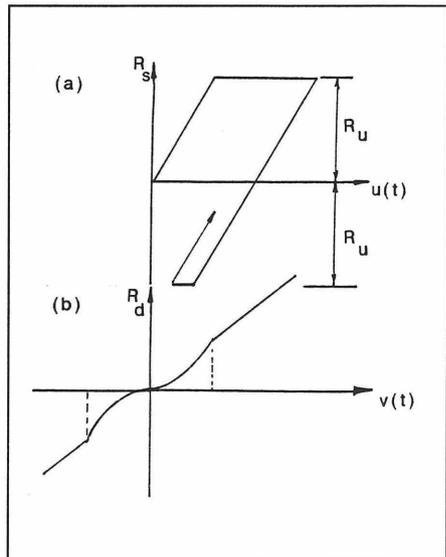


Bild 2: Kraft-Verformungslinien nach Smith  
(a) statisch, (b) dynamisch

- (h) Besonders bei langen, elastischen Pfählen muss damit gerechnet werden, dass ein völliges Zurückfedern durch negative Mantelreibung verhindert wird. Die **Restspannungen** in Pfahl und Boden können jetzt sowohl im Wellengleichungsprogramm GRLWEAP, wie auch in CAPWAPC berechnet werden.

Während die meisten der hier erwähnten Besonderheiten des CAPWAPC Bodenmodells schon seit längerer Zeit bekannt und unproblematisch sind, wurden Abstrahldämpfung und Restspannungsrechnung noch wenig beschrieben und erprobt. Ihre vereinfachte rechnerische Behandlung in CAPWAPC und ihre Auswirkungen auf die Ergebnisse werden daher im folgenden weiter behandelt.

### 3. ABSTRAHLUNGSDÄMPFUNG

#### 3.1 Allgemeines

Bodenwiderstandskräfte erzeugen Spannungswellen in einem Pfahl, deren Gesamteffekt durch die Messungen am Pfahlkopf ermittelt wird. CAPWAP verteilt diesen Gesamteffekt entsprechend der in der Messung enthaltenen Zeitinformation am Mantel und an der Spitze. Geschwindigkeitsabhängige Dämpfungskräfte und wegabhängige, statische Widerstandskräfte werden dann wegen ihrer charakteristischen Phasenverschiebung so ermittelt, dass ihre Summe dem Gesamteffekt gleicht. Dieses Verfahren ist umso erfolgreicher, je klarer die Unterschiede zwischen Geschwindigkeit und Weg sind.

Wenn eine Pfahlspitze auf harten Fels auftritt, dann entwickelt sich im Fels eine Spannungswelle, und die vom Fels auf den Pfahl ausgeübte Widerstandskraft ist dann nicht weg-, sondern geschwindigkeitsabhängig. Das heisst also, dass die Überlagerung von Kräften, die von der absoluten Pfahlbewegung abhängen, nicht mehr ausreicht, um die statischen von den dynamischen Kräften zu trennen. Eine ähnliche Situation tritt am Mantel dann auf, wenn die Pfahlbewegungen so klein werden, dass eine klare Scherung in der Pfahl-Bodengrenzschicht nicht mehr auftreten kann. Dynamische Probelastungen von Bohrpfählen im Sand leiden oft unter diesem Problem kleiner Verformungen. Der Boden übt dann grosse elastische Verformungen aus und die Grenztragkraft an Mantel und Spitze wird nur langsam aktiviert. Die Grenzlast kann daher nur dann aus den Messungen gerechnet werden, wenn hohe Schlagenergien bleibende Setzungen von mehreren Millimetern pro Schlag erzielen und die Bodenbewegungen in der Rechnung berücksichtigt werden.

### 3.2 Beispiel

Auf einer Flughafenbaustelle im Nordosten der USA wurden Vergleichspfähle gerammt und gebohrt. Die Bohrspfähle hatten ungefähr 1000 und 1300 mm Durchmesser und Längen bis zu 20 m; sie wurden z. T. nachverpresst. Probebohrungen trafen hauptsächlich auf Sande (Auffüllung) mit einer dünnen Schlufflage in 5 m Tiefe. Für die dynamischen Probelastungen wurde ein Freifallbär mit etwa 14,5 Mg (16 tons) Masse eingesetzt. Die Fallhöhen betragen bis zu 5 m, allerdings mit deutlichen Energieverlusten durch die doppelte Seilführung. Maximal wurden 50% der verfügbaren Energie in den Pfahl eingeleitet (bis zu 150 kJ). Die Betonspannungen erreichten dabei 23 MPa. Übrigens war das Beben des Bodens im weiten Umkreis um die Testpfähle sehr deutlich spürbar.

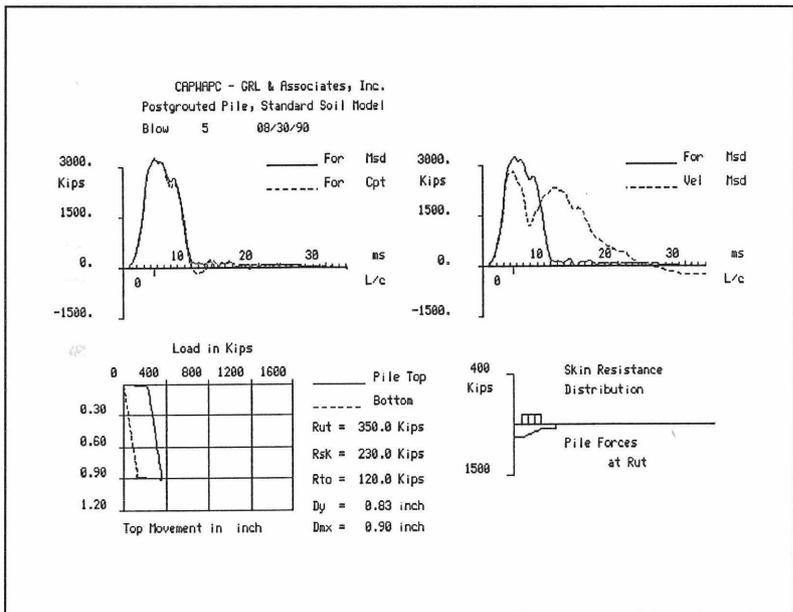


Bild 5: CAPWAPC Ergebnisse - ohne Abstrahlämpfung

Die Auswertungsergebnisse der ungefähr 1 m unter Pfahlkopf gemessenen Kräfte und Geschwindigkeiten sind im Bild 5 zusammengefasst. Diese Messung wurde unter einem 2.5 m Schlag an einem 14 m langen nachverpressten 1000 mm Pfahl durchgeführt. Der Pfahl

erzielte dabei eine 12 mm bleibende Eindringung. Die gemessenen Kurven befinden sich oben rechts (die Geschwindigkeit wurde erst mit der Pfahlimpedanz multipliziert), ein Vergleich der gemessenen und gerechneten Kraft oben links, die Verteilung der Mantelreibung unten rechts, zusammen mit den errechneten Pfahlkräften im Grenzbelastungsfall. Die Last-Setzungslinie, unten links, wurde ebenfalls vom CAPWAPC Programm berechnet. Die relativ gute Übereinstimmung von gemessenen und gerechneten dynamischen Kräften erforderte unverhältnismässig grosse Bodendämpfungskonstanten. Bild 6 oben, zeigt einen Vergleich zwischen gerechneten dynamischen und statischen Widerstandskräften während des Schlages. Diese hohen Dämpfungswerte zeigen, dass sich die Widerstandskräfte nicht weg- sondern geschwindigkeitsabhängig verhielten. Eine Berechnung wurde daher auch mit dem Abstrahlungsmodell durchgeführt, die eine bessere Übereinstimmung erbrachte.

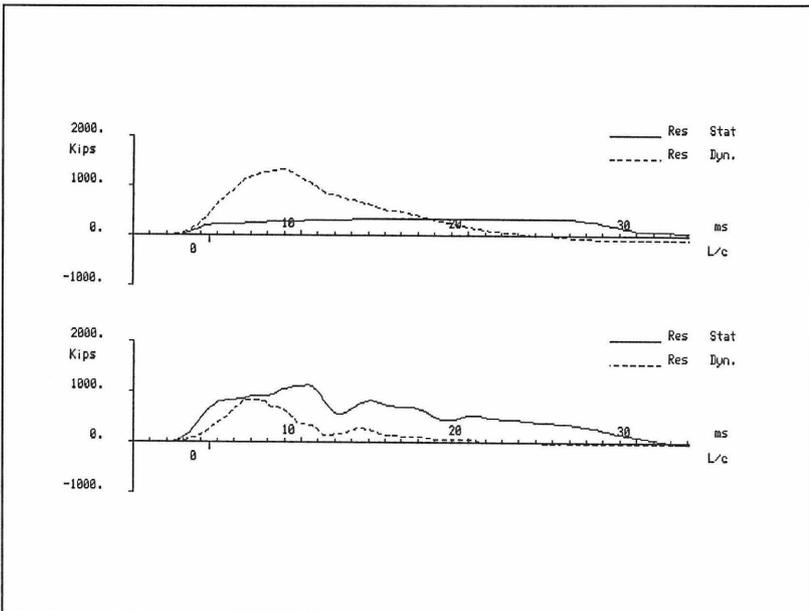


Bild 6: Gleichzeitig am Pfahl auftretende dynamische und statische Widerstandskräfte. Oben: ohne, unten: mit Abstrahldämpfung.

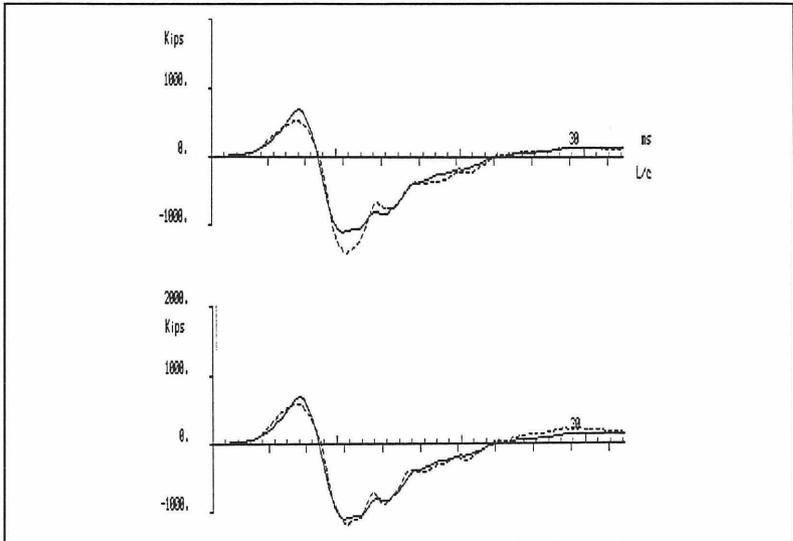


Bild 7: Vergleich gerechneter und gemessener nach oben laufenden Wellen.  
Oben: ohne, unten: mit Abstrahldämpfung.

Bild 7 zeigt die Vergleiche von gerechneten und gemessenen nach oben laufenden Spannungswellen (die Hälfte der Differenz zwischen Kraft und proportionaler Geschwindigkeit) für beide Rechnungen. In diesem Beispiel wurden der Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen Grössen mit diesen nach oben laufenden Wellen gemacht. Offensichtlich war das Ergebnis mit Abstrahldämpfung befriedigender als mit dem einfacheren Modell. In Bild 6 unten zeigt es sich auch, dass das Verhältnis zwischen dynamischen und statischen Widerstandskräften nun wesentlich vernünftiger ist. Bild 8 enthält die neuen Ergebnisse, die auch der statischen Probelastung (ca. 6000 kN) wesentlich besser entsprechen.

#### 4. RESTSPANNUNGSBERECHNUNG (RSA)

##### 4.1 Allgemeines

Nach jeder Pfahlbelastung, ob statisch oder dynamisch verbleiben Restspannungen in Pfahl und Boden. Der Hauptgrund dafür ist die elastische Verformung des Pfahles, die den oberen Teil des Pfahles während der Entlastung eine viel grössere Strecke nach oben schiebt als den unteren Teil. Dabei entwickeln sich oben nach unten gerichtete und am Pfahlfuss nach oben gerichtete Widerstandskräfte. Je elastischer der Pfahl ist, umso grösser sind diese

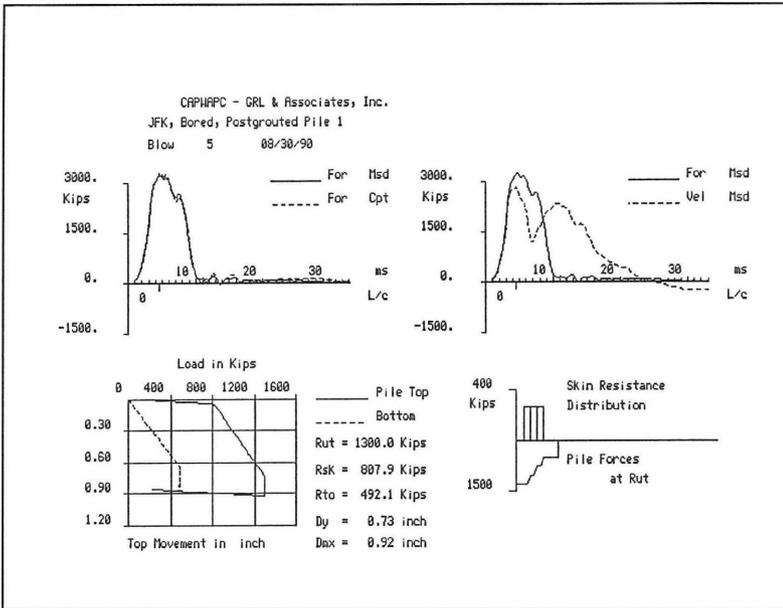


Bild 8: CAPWAP Ergebnisse mit Abstrahldämpfung

### Restspannungen.

Im dynamischen Fall verbleiben solche Restspannungen zwischen den Ramm- oder Probeschlägen. Die Stosswelle muss also die oberen Bodenwiderstandskräfte vom negativen in den positiven Bereich bringen, während die Kräfte in der Nähe des Pfahlfusses vorgespannt und daher mit relativ kleinen Bewegungen zur plastischen Grenze belastet werden können (GOBLE RAUSCHE LIKINS AND ASSOCIATES, 1990; HERY, 1983). Für die CAPWAP Ergebnisse bedeutet das also, dass die oberen Mantelreibungsanteile zu gross, die in der Nähe des Pfahlfusses zu klein berechnet werden.

Um die Restspannungen zu bestimmen wird folgendermassen vorgegangen. Zunächst wird eine normale dynamische Berechnung durchgeführt, in der die Anfangsspannungen und Wege auf Null gesetzt werden. Daran wird eine statische Berechnung angehängt, die von den Endwerten der Wege und Bodenkräfte ausgehend den statischen Gleichgewichtszustand bestimmt. Ohne irgenwelche Änderungen am Modell vorzunehmen, werden dann dynamische und statische Rechnungen wiederholt bis die bleibende Stauchung des Pfahles konvergiert,

und damit der Restspannungszustand bestimmt.

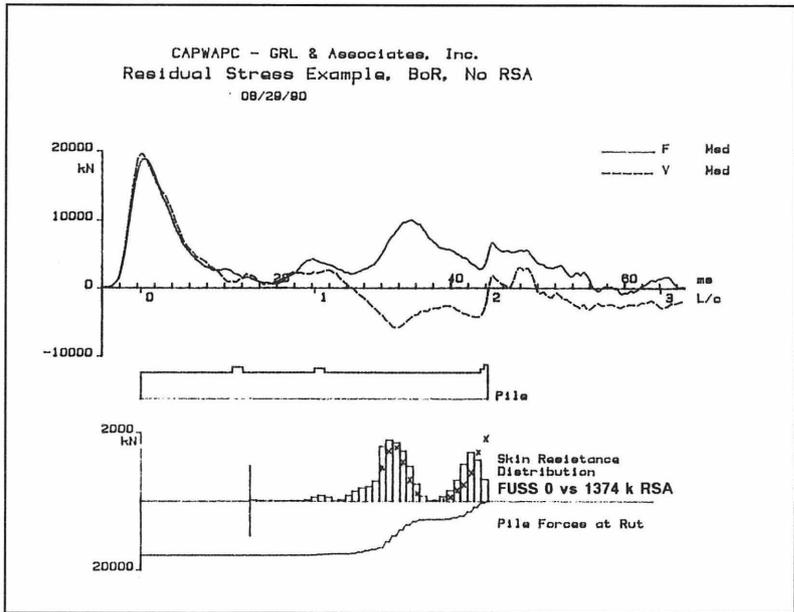


Bild 9: Geschwindigkeit und Kraft am Pfahlkopf  
CAPWAP Mantelreibungsergebnisse - ohne und mit (x) RSA

#### 4.2 RSA Beispiel

In diesem Beispiel handelt es sich um ein mehr als 100 m langes Rohr (1220 mm Durchmesser, 38 mm Wandstärke), das 72 m tief durch schluffige Tone in einen dichten sandigen Schluff gerammt wurde. Zunächst wurde die normale Berechnung durchgeführt. Die CAPWAP berechneten Mantelreibungskräfte sind im Bild 9 zusammen mit den gemessenen Kurven zu sehen. Diese Ergebnisse wurden angezweifelt wegen der geringen Reibungskräfte oberhalb des Pfahlfusses. Da es sich um einen langen Pfahl handelte wurde deshalb auch RSA durchgeführt. Dabei zeigte es sich zunächst, dass die oberen Mantelreibungskräfte von der normalen Rechnung, in der RSA zu hohe nach oben laufende Wellen (s. Bild 10) ergab. Nachdem dies korrigiert worden war, ergab sich die Verteilung, die im Bild 9 mit einem x angedeutet wird und die verbleibenden Bodenwiderstandskräfte von Bild 11. Die Spannungsmaximalwerte im Pfahl waren ungefähr 20% höher in RSA als in der

normalen Rechnung. Die RSA Verteilung ist vernünftiger als die vorher berechnete, wurde aber den Erwartungen des Kunden auch nicht gerecht. Übrigens änderte sich die rechnerische Gesamtgrenzlast nur unwesentlich.

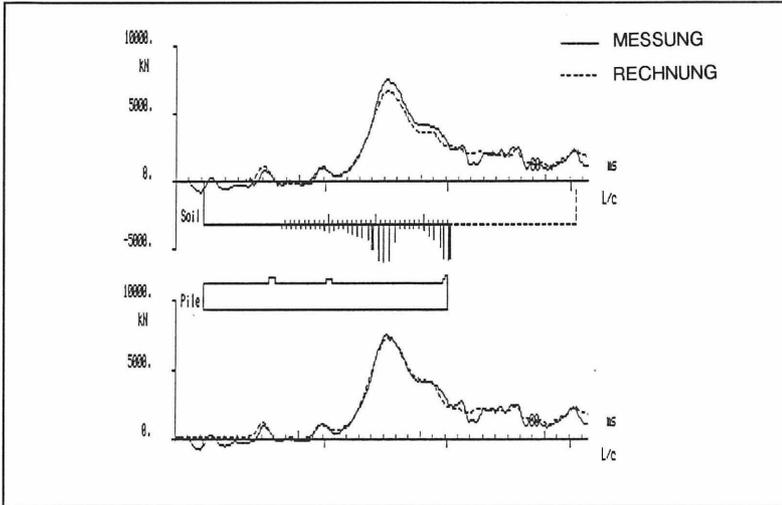


Bild 10: Gerechnete und gemessene nach oben laufende Wellen.  
Oben: Ohne RSA, unten: mit RSA

## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Neuentwicklungen im CAPWAP Bodenmodell erlauben es bisher schwer zu erklärende Vorgänge nicht nur rechnerisch zu erfassen, sondern auch genauere Voraussagen zu treffen. Die Abstrahlungsdämpfung hat besonders dann einen wesentlichen Einfluss auf die CAPWAP Ergebnisse, wenn der Pfahl ungenügende Eindringungen hat, und es daher nicht zu einer Scherung der Pfahl-Bodengrenzschicht kommt. Das wurde bisher hauptsächlich bei Bohrpfählen, und bei Rammpfählen im Fels beobachtet.

Die Restspannungsrechnung ist zeitraubend hat aber den Vorteil, dass bei langen flexiblen Pfählen die Mantelreibung und Pfahlfusskraft mit grösserer Genauigkeit berechnet werden. Andere Ergebnisse werden dadurch nur unwesentlich beeinflusst.

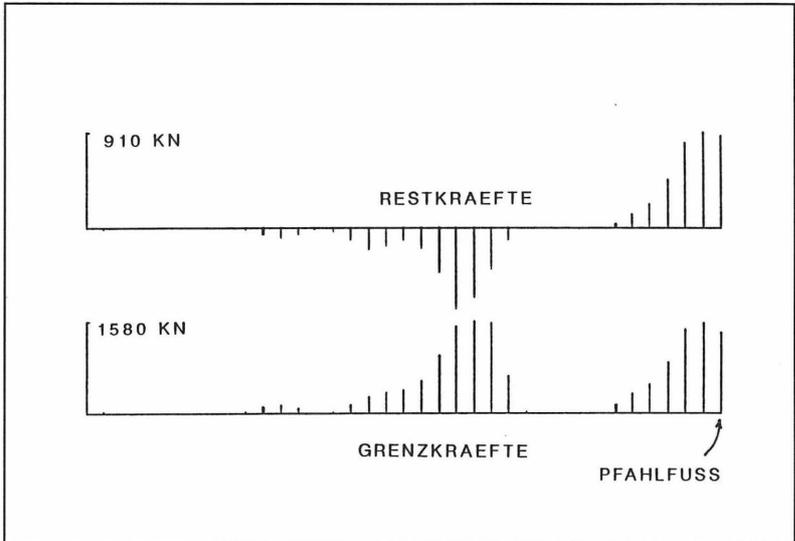


Bild 11: Restwiderstandskräfte im Boden (oben) und zugehörige Grenzwerte (unten), nach RSA

## 6. LITERATUR

Balthaus, H., "Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden", Dissertation, Universität zu Braunschweig, 1986.

Goble Rausche Likins and Associates, Inc., GRLWEAP Manual, May 1990.

Hery, P., "Residual Stress Analysis in WEAP," Master's Thesis Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado 1983.

Klingmüller, O., "Dynamische Pfahlprüfungen als nichtlineare Systemidentifikation, Vorträge der Tagung: Dynamische Probleme", Modellierung und Wirklichkeit, Mitteilungen des Kurt-Risch-Institutes, TU Hannover, 1984.

Seitz, J.M., Klingmüller, O., "Dynamische Tragfähigkeitsprüfungen bei Bohrpfählen, Vorträge der Baugrundtagung 1984", Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V., Essen, 1985.

Rausche, F., "Soil Response from Dynamic Analysis and Measurements on Piles," Ph.D. Thesis, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, 1970.

Rausche, F., "Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen, Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/M. Höchst, Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau, Essen.

Smith, E.A.L., "Pile Driving Analysis by the Wave Equation", Journal Soil Mechanics Foundation Division SM4 (1960), 35-61.

Frank Rausche, GRL & Assoc., 4535 Emery Industrial Parkway, Cleveland, Ohio 44128, USA

## ENTWICKLUNGEN DER WELLENGLEICHUNGSRECHNUNG

Dipl.-Ing. Dr. Frank Rausche

Goble Rausche Likins and Associates, Inc.

### 1. EINLEITUNG

Die Wellengleichungsrechnung, von E. A. L. Smith 1951 zum ersten Mal veröffentlicht, ersetzt die sehr vereinfachten Ansätze der Rammformeln mit wesentlich verbesserten Rechenmodellen. Der grundlegende Vorgang wurde in vielen Veröffentlichungen erklärt (z. B. RAUSCHE 1974). Ebenso häufig wurde während der letzten 30 Jahre die Genauigkeit der Pfahltragfähigkeits- und Spannungsvoraussagen dieses Verfahrens überprüft (SAMSON, HIRSCH, LOWERY 1963, BLENDY 1979). Eine grössere Anzahl von Programmen wurde geschrieben und praktisch verwendet (z. B. die Programme von Bowles and Raymond Pile Driving). Besonders bekannt sind und oft verwendet werden das TTI Programm, das ursprünglich vom Texas Transportation Institute entwickelt wurde (HIRSCH, CARR, LOWERY, 1976) und WEAP, das von Goble Rausche Likins and Associates, Inc (GOBLE, RAUSCHE, 1976) geschrieben wurde. WEAP wurde seit 1976 weiterentwickelt und seit 1988 als GRLWEAP an Ingenieure, Unternehmer und Bauherren in alle Welt verschickt. Dieses Programm und seine Besonderheiten werden nach einer Einführung in die Wellengleichungsrechnung im Folgenden kurz beschrieben.

### 2. GRUNDLAGEN

Grundsätzlich werden drei verschiedene Bestandteile des Rammsystems durch Massenpunkte, Federn und Dämpfer dargestellt: der Bär einschliesslich Futter und Rammhaube, der Pfahl und der Boden. Je nach Arbeitsweise kann der Bär eine sehr einfache oder komplizierte Form im Wellengleichungsmodell annehmen. Der Pfahl lässt sich leicht durch Massenpunkten und Federn ersetzen. Eine elasto-plastische Feder und ein Dämpfer das simuliert das Bodenverhalten (Bild 1).

Der Rechenvorgang unterscheidet sich je nach Zweck:

- Zur Bestimmung der **Pfahltragfähigkeit**, d. h. zur Auswertung des Rammprotokolls, **schätzt** man zunächst die zu erwartende statische Grenztragkraft und ihre Verteilung an Mantel und Spitze auf Grund von Bodenproben ab. Eine Wellengleichungsberechnung führt dann zu maximalen Spannungen und zu einer Eindringung pro Schlag für diese geschätzte Grenzlast.

Die Berechnung wird dann auch mit grösseren und kleineren Lastwerten wiederholt, was zu einer Beziehung zwischen Eindringung (in Millimetern) oder Schlagzahl (in Schlägen pro Meter) und der Grenztraglast oder den Maximalspannungen führt. Bild 2 zeigt das Beispiel eines solchen Traglastdiagramms.

- Zur Bestimmung der **Rammpbarkeit** und der entsprechenden **Geräteauswahl** berechnet man die während des Rammens auftretenden Grenztragfähigkeiten an Mantel und Spitze so genau wie möglich. Berechnet man Mantelreibung und Spitzenwiderstand als Funktion der Pfahleinbindung im Boden, dann ermöglicht das GRLWEAP Programm die Berechnung von Schlagzahl und Pfahlspannungen über die Eindringungstiefe. Die Rammzeit kann dann natürlich auch sehr leicht abgeschätzt werden.

### 3. WELLENGLEICHUNGSRECHNUNG MIT GRLWEAP

Das Programm wurde ursprünglich für einen Grossrechner geschrieben. Das bedeutet, dass die Eingabedaten meist auf Karten gelocht in den Rechner gegeben wurden, und dass das Programm

dann die Resultate ausdrückte. Im Grund wurde GRLWEAP in dieser Arbeitsweise belassen. Da es aber für den Personal Computer (PC) umgeschrieben wurde, haben sich einige Vereinfachungen ergeben. Z. B. gibt es jetzt das Eingabeprogramm GRLINP, das in seinen Hilfsdateien alle notwendigen Kennwerte auf Abruf bereit hat. GRLINP schreibt die Eingabewerte in eine Datei, die von GRLWEAP gelesen wird. In einfachen Fällen benötigt dadurch die Vorbereitung der Eingabedaten nicht mehr als 5 Minuten. Nach der Datenvorbereitung werden bis zu zehn verschiedene Aufgaben auf einmal gelöst, wobei zahlenmässige und graphische Ergebnisse am Bildschirm oder Drucker ausgegeben werden. Das Ausgabeprogramm, GRLGRF, zeichnet bzw. druckt zusätzlich das Traglastdiagramm, Kräfte, Geschwindigkeiten und andere Grössen als Funktion der Zeit. Vergleiche von GRLWEAP gerechneten mit gemessenen Kurven sind dadurch recht einfach geworden.

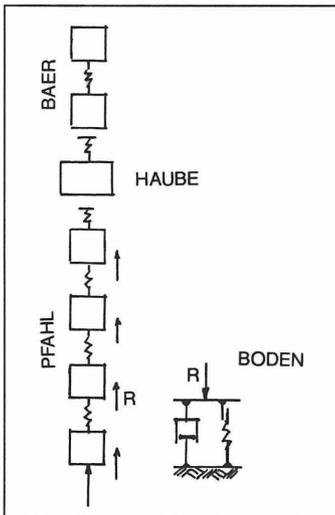


Bild 1: Wellengleichungsmodell nach Smith

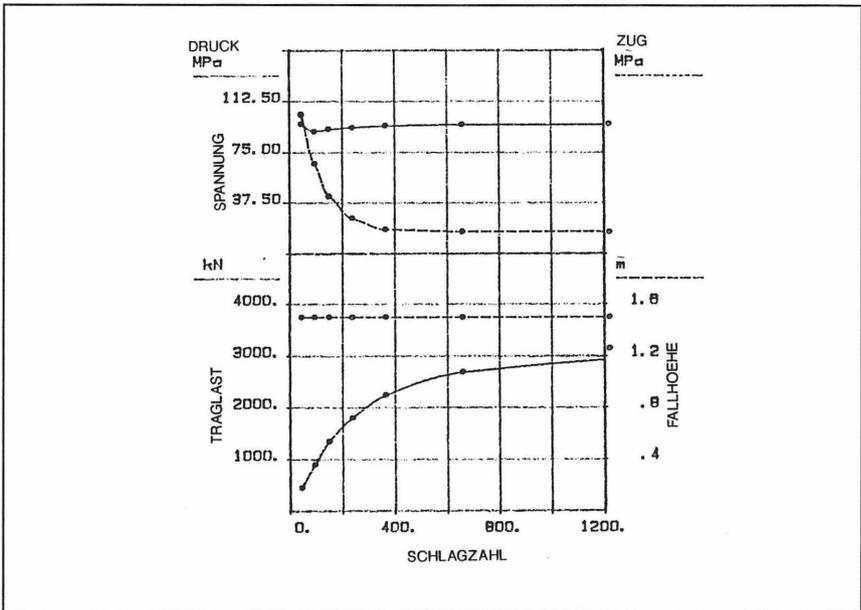


Bild 2: Traglastdiagramm von GRLWEAP

#### 4. GRLWEAP HAMMER MODELL

##### 4.1 Hammerdatei

Ein wesentlicher Vorteil von GRLWEAP über andere ähnliche Programme ist die Datenbank für Bäre. Nahezu 300 Modelle sind in der Datei enthalten. Der Programmbenutzer braucht sich also kaum Gedanken zu machen, wie der Bär arbeitet und welcher Wirkungsgrad anzusetzen ist. Die Wirkungsgrade, die in der Hammerdatei enthalten sind, und die auch normalerweise verwendet werden, wurden auf Grund vieler Vergleichsrechnungen und -messungen in der Hammerdatei wie folgt festgelegt:

- Dieselbäre 0.72
- Einfache Dampf/Luftbäre 0.67
- Doppelt beaufschlagte Dampf/Luftbäre 0.50
- Bäre mit absolutem Freifall oder selbst gemessener Energie 0.95

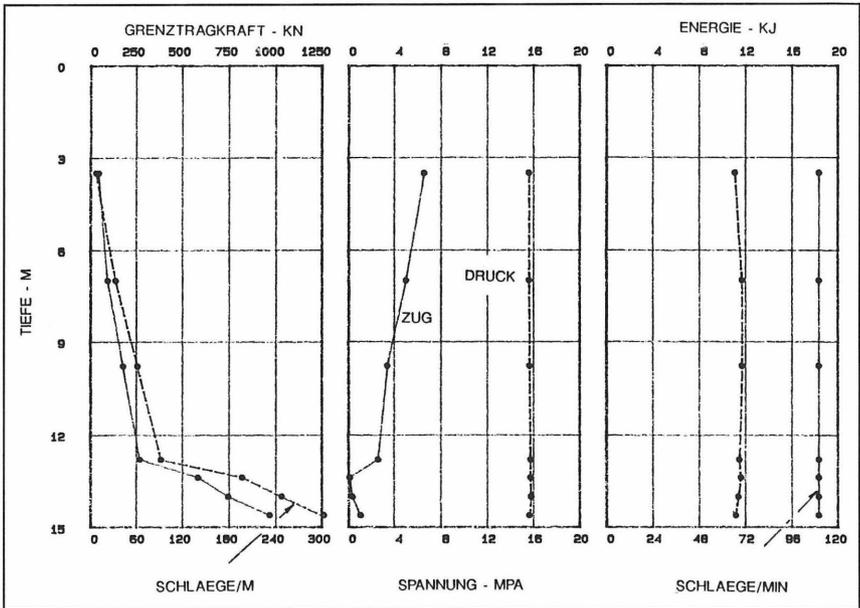


Bild 3: Rammarkeitsdiagramm von GRLWEAP

Mit diesen Wirkungsgraden kann man erwarten, dass die Spannungsspitzen im Pfahl mit 10 prozentiger Genauigkeit berechnet werden. In den Pfahl eingeleitete Energien zeigen etwas grössere Abweichungen (ungefähr 20%).

#### 4.2 Dieselbäre

Ursprünglich wurde WEAP von der Federal Highway Administration in Auftrag gegeben, um ein Programm zu schaffen, das Dieselbäre so wirklichkeitsgetreu wie möglich simulieren würde. Auch heute ist GRLWEAP auf diesem Gebiet anderen Programmen überlegen, weil es ständig auf den neuesten Stand der Technik gebracht wurde.

Der Programm benutzer kann heute unter drei verschiedenen Rechenverfahren für Dieselbäre wählen:

- Im Normalfall berechnet man die **Fallhöhe** des Bären, die auf Grund der Pfahlmasse, der Futtersteifigkeit und des Bodenwiderstandes variiert. Dies geschieht iterativ: Am Anfang wird eine Fallhöhe angenommen. Durch die

Wellengleichung errechnet man dann eine Bährückschlagshöhe, mit der, falls sie nicht mit der vorherigen Annahme übereinstimmt, die Rechnung wiederholt wird.

- Im zweiten Fall lässt man die Fallhöhe in der Berechnung unverändert, aber man verändert den **Verbrennungsdruck** im Dieselbären so lange, bis die Rücksprungshöhe des Bären gleich der Fallhöhe ist.
- Im dritten Fall wird nur eine einzige **Traglast** untersucht. Sie entspricht meistens der mit einem Sicherheitsbeiwert beaufschlagten zulässigen Pfahl-last. Für zehn verschiedene Fallhöhen wird dann der entsprechende Verbrennungsdruck und die dazugehörige Eindringung berechnet. Auf der Baustelle wird die für die gegebene Grenztraglast berechnete erforderliche Schlagzahl in Abhängigkeit von der tatsächlichen Fallhöhe des Bären ermittelt und als Rammziel eingehalten.

## 5. GRLWEAP Pfahlmodell

Das Grundmodell des GRLWEAP Wellengleichungsprogramms ist immer noch das etwas altmodisch anmutende Massen-Federn System von Smith. Der Grund nicht das genauere, kontinuierliche Rechenmodell von CAPWAPC zu verwenden liegt in der Grosszügigkeit mit der Bärkomponente, Pfahlverbindungen und andere sich nicht linear verhaltende Bauteile repräsentiert werden können. Drei wichtige Erweiterungen des Smithmodells werden im folgenden beschrieben.

### 5.1 Pfahlverbindungen

Werden zwei Betonpfahlteile mit Stahlkupplungen verbunden, dann ergeben sich an diesem Punkt meistens kleine Verformungen, die Reflektionen der Spannungswelle hervorrufen, und daher deutlich in Pfahlkopfmessungen zu erkennen sind. Diese Reflektionen werden wirklichkeitsgetreu im GRLWEAP Programm durch eine nichtlineare Feder wiedergegeben. Innerhalb eines sogenannten Slack-Weges nimmt dabei die Federsteifigkeit von Null auf den vollen Wert linear zu. Das gleiche nicht-lineare Kraft-Verformungsverhalten wird bei all den Federn angewendet, die sich vom Nachbarmassenpunkt lösen können.

## 5.2 Verzweigungen von Spannungswellen

Für Pfähle, die mit der "Jungfer" gerammt werden, ergibt sich oft ein Verzweigungsproblem (Bild 4).

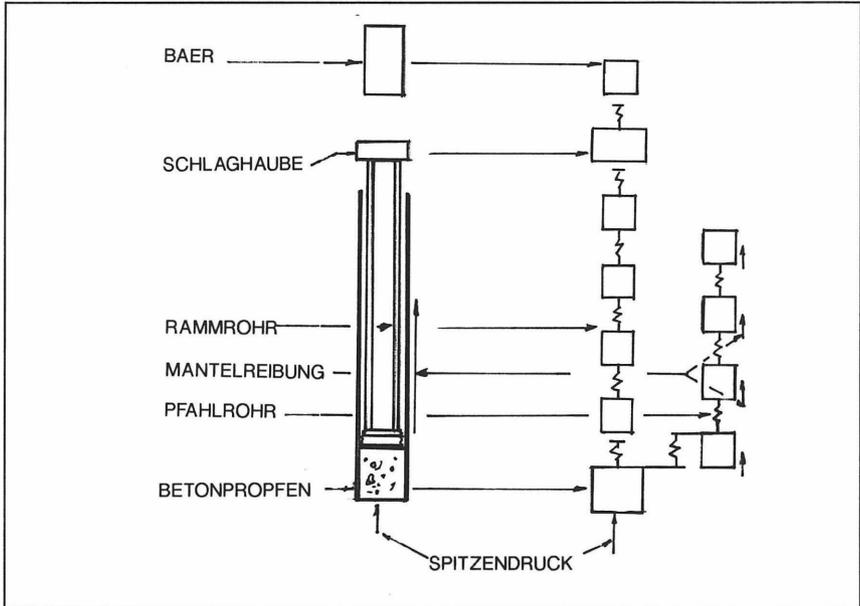


Bild 4: Zweifahlsystem

GRLWEAP's Pfahlmodell bietet die Möglichkeit an, zwei Pfähle zu rechnen, die an einem beliebigen Punkt verbunden sind. Der Vorteil dieser Pfähle, die in der ganzen Welt Verwendung finden, ist ihr relativ geringer Stahlquerschnitt bei grossen Tragfähigkeiten. Die Schlagenergie wird durch das dickwandige Rammrohr erst auf einen Betonpropfen übertragen. Von da an bilden sich zwei Spannungswellen, eine Reflektionswelle im Rammrohr und eine zweite nach oben wandernde im dünnwandigen Pfahlrohr. Das Pfahlrohr wird dabei nur auf Zug beansprucht. Die im Bild 5 gezeigten Kraft-Zeit-diagramme werden während der Rechnung für Rammrohr und Pfahlrohr am Bildschirm gezeigt.

## 5.3 Restspannungsrechnung

Restspannungen im Pfahl können die Einrammarbeit wesentlich erleichtern. Diese Feststellung wurde

bereits von HOLLOWAY 1978 getroffen. Sie sind besonders wichtig bei flexiblen Reibungspfählen. Reine Spitzendruckpfähle können keine Restspannungen speichern, da sich der Pfahl völlig unbehindert entspannen kann. Die im Pfahl gespeicherte Energie ruft natürlich auch wesentlich grössere Pfahlspannungen in grösseren Tiefen hervor, als von der normalen Wellengleichungsrechnung erwartet wird.

Die Restspannungsrechnung unterscheidet sich von Smith's Verfahren dadurch, dass am Ende der normalen dynamischen eine statische Berechnung erfolgt, mit der der endgültige statische Gleichgewichtszustand ermittelt wird. Dieser Zustand wird durch Pfahleindringungen und Bodenwiderstände gekennzeichnet. Die dynamische Berechnung wird dann wiederholt, wobei als Anfangswerte die bleibenden Eindringungen und Bodenwiderstände der vorhergehenden statischen Berechnung herangezogen werden. Der Vorgang wird wiederholt, bis die bleibenden Pfahleindringungen konvergieren. Dies ist natürlich ein zeitraubender Vorgang, der nur dadurch etwas erleichtert wird, da bei der Wellengleichung immer mehrere Berechnungen hintereinander folgen. So muss beim Dieselbären die Rechnung ohnehin solange wiederholt werden, bis die Fallhöhe des Bären konvergiert. Die Rechnung wird auch immer für mehrere Grenztragfähigkeiten durchgeführt wobei sich jedesmal brauchbare Anfangswerte ergeben.

Bisher beschränkt man sich darauf, nur besonders elastische Rohrpfähle mit der Restspannungsrechnung zu untersuchen. Für andere Pfahltypen liegt noch nicht genügend Vergleichsmaterial vor.

## 6. BODENMODELL

Das Bodenmodell in GRLWEAP weicht nur unwesentlich vom ursprünglichen Smith-Vorschlag ab. Das kommt daher, dass noch kein bodenmechanisches Verfahren entwickelt wurde, das die notwendigen dynamischen Kennwerte auf Grund von Bodenproben erfasst. Man arbeitet also immer noch mit der elasto-plastischen Feder, die durch Grenztragkraft und Bodensteifigkeit (oder "Quake", dem elastischen Grenzwert der Bodenverformung) definiert wird und mit einer Dämpfungskonstanten,  $J_d$ . Eine Modellerweiterung in GRLWEAP betrifft die Dämpfungskonstante, die jetzt völlig linear eingesetzt werden kann. Dabei können die Konstanten wahlweise nach dem Case Ansatz oder nach Smith eingegeben werden. Nach Case wird die Dateneingabe mit dem Case Dämpfungswert,  $J_d$ , vorgenommen, eine linear viskose Konstante, die durch Teilung mit der Pfahlimpedanz  $Z$  ( $Z = EA/c$ , mit  $E$  dem E-Modul,  $A$  der Pfahlquerschnittsfläche und  $c$  der Wellengeschwindigkeit) dimensionslos wird. Der Dämpfungswiderstand,  $R_d$ , kann also mit Hilfe einer der drei folgenden Gleichungen berechnet werden.

$$R_d = J_s v(t) R_s(t) \quad (1)$$

$$R_d = J_s v(t) R_u \quad (2)$$

$$R_d = J_c v(t) Z \quad (3)$$

Gleichung 1 ist der Ansatz nach Smith, Gleichung 2 ist linearisiert nach Smith, und Gleichung 3 ist der Ansatz nach Case. Weiter ist  $v(t)$  die Pfahlgeschwindigkeit eines Massenpunktes, und  $R_s(t)$  und  $R_u$  sind die temporäre statische Widerstandskraft und ihr konstanter Grenzwert. Da die nach 2 oder 3 berechnete Dämpfung auch dann noch relativ grosse Werte hat, wenn der Pfahl zurückfedert, eignen sich diese Ansätze besonders gut in der Restspannungsberechnung, wo ungedämpfte Schwingungen leicht die Konvergenz stören können.

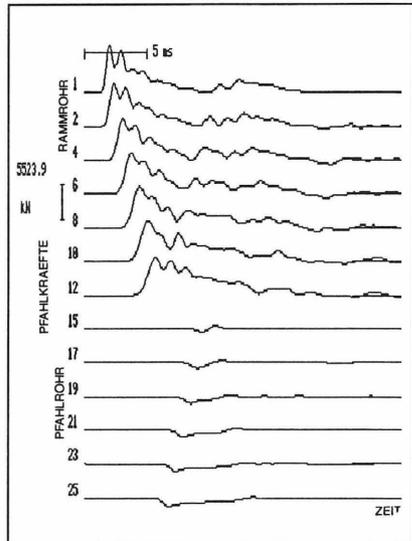


Bild 5: Kraefte als Funktion der Zeit im Zweipfahlsystem

## 7. ANWENDUNG DER WELLENGLEICHUNG

Die überraschenste Entwicklung während der letzten 10 Jahre war die starke Zunahme und der weitverbreitete Einsatz der Wellengleichung in den USA. Besonders im Brückenbau wurde von den öffentlichen Bauherren die Wellengleichung konsequent in die Praxis übernommen. Dafür waren hauptsächlich die Seminare und die Empfehlungen der Federal Highway Administration verantwortlich. Die Verbreitung des GRLWEAP Programmes wird weltweit auf mindestens 250 Büros, Betriebe oder Verwaltungen geschätzt.

Das Wellengleichungsverfahren hat nur deshalb solch weitverbreiteten Anklang gefunden, weil zur selben Zeit die Messungen am Pfahl mit dem Pile Driving Analyzer immer einfacher und zuverlässiger wurden. So wird in vielen Fällen vor Baubeginn eine Wellengleichungsrechnung durchgeführt, und das vom Unternehmer vorgeschlagene Gerät überprüft, damit gewisse Grenzen der Spannungen (etwa 85% der Streckgrenze oder Festigkeit) und der Schlagzahlen (z. B. 400 Schläge pro Meter) nicht überschritten werden. Während der Rammung der ersten Pfähle werden dann die Kräfte und Geschwindigkeiten am Pfahlkopf gemessen. Die Spannungen, in den Pfahl übertragenen Energien,

und die Pfahltragkraft werden dann überprüft. Auf Grund dieser Messungen muss das Rammziel dann manchmal neu formuliert werden; in extremen Fällen muss der Bär ausgetauscht werden.

## 8. ZUSAMMENFASSUNG

Die Wellengleichungsmethode hat weiten Anklang gefunden und wird in vielen Ländern zur Berechnung von Spannungen und erforderlichen Schlagzahlen eingesetzt. Mit Hilfe seiner Zusatzprogramme kann GRLWEAP in kurzer Zeit komplizierte Fälle berechnen, ausdrucken und zeichnen. Die Methode wird ständig weiterentwickelt. Verbesserungen wurden hauptsächlich auf dem Gebiet der Bär- und Pfahlsimulierung erzielt. An der Verbesserung des Bodenmodells muss noch weitergearbeitet werden.

## 9. LITERATUR

Blendy, M.M., "Rational Approach to Pile Foundation", Symposium on Deep Foundations, ASCE National Convention, October 1979.

Goble, G.G. and Rausche, F., "Wave Equation Analysis of Pile Driving-WEAP Program", Volumes 1 through 4, FHWA #IP-76-14.1 through #IP-76-14.4, July 1976.

Hirsch, T.J. Jr., Carr, L. and Lowery, L.L. Jr., "Pile Driving Analysis Wave Equation User's Manuals - TTI Program", Volumes 1 through 4, FHWA #IP-76-13.1 through #IP-76-13.4, April 1976.

Holloway, D.M., Clough, G.W. and Vesic, A.S., "The Effect of Residual Driving Stresses on Pile Performance Under Axial Loads", OTC 3306, May 1978.

Rausche, F., "Dynamische Methoden zur Bestimmung Tragfähigkeit von Rammpfählen, Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/M-Höchst, Deutsche Gesellschaft für Erd-Grundbau, Essen.

Samson, C.H., Hirsch, T.J. Jr., and Lowery, L.L., "Computer Study for Dynamic Behavior of Piling", Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 86, August 1960.

Frank Rausche, GRL & Assoc., 4535 Emery Industrial Parkway, Cleveland, Ohio 44128, USA



## SPEKTRALANALYSE VON DYNAMISCHEN PFAHLTESTS ERSTE ERGEBNISSE

Longzhu Chen  
Klauspeter Meier

### 1. ZUSAMMENFASSUNG

Einige Mechanismen der Geschwindigkeitsaufnahme am Pfahlkopf im Zusammenhang mit dynamischen Bodenreaktionen sind in diesem Beitrag untersucht. Meßergebnisse der High-Strain-Methode, die im Zeitbereich zur Tragfähigkeitsvermittlung ausgewertet wurden, sind mit Hilfe der FFT-Analyse im Frequenz-Bereich hinsichtlich der Wellengeschwindigkeit untersucht worden. Darüberhinaus werden die chinesischen Anforderungen an die Meßausrüstung (Stand Dez. 1989) vorgestellt.

Stichworte: Dynamische Pfahltests nach der High-Strain-Methode, Spektralanalyse, Geschwindigkeitsaufnahme

### 2. EINFÜHRUNG

Pfahlgründungen stellen einen wichtigen Teil der Tiefgründungen dar. Die Pfahlqualität und die Tragfähigkeit von Pfählen ist vor den weiteren Baumaßnahmen zu überprüfen, um so die Sicherheit der gesamten Konstruktion zu gewährleisten. Herkömmliche statische Probelastungen kosten sowohl Geld als auch Zeit. Als eine effektive Ergänzung zu den Probelastungen haben die dynamischen Pfahltests in den letzten Jahren eine rasche Entwicklung genommen. Dynamische Untersuchungen nach der Low-Strain-Methode (kontinuierlich oder impulsartig angeregt) sind gut einsetzbar für Integritätsuntersuchungen von Pfählen. Für die Tragfähigkeitsuntersuchungen haben sich die CASE-Methode und ähnliche Verfahren durchgesetzt. Kombinationen beider Verfahren erhöhen die Wirtschaftlichkeit, aber vor allem die Sicherheit von Pfahlgründungen.

Im praktischen Rechenmodell für die dynamischen Pfahltests nach der CASE-Methode wird der Schaft als eindimensionales Pfahlmodell, der Boden durch Federn und Dämpfer idealisiert (Bild 1).

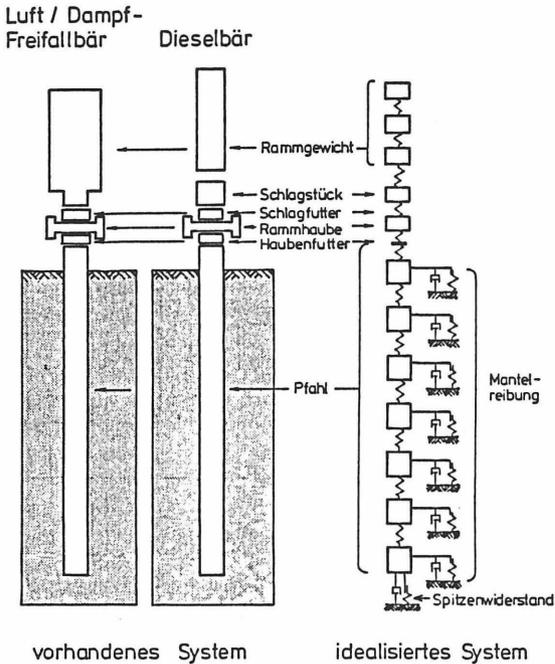


Bild 1: Diskretes Pfahlmodell nach SMITH

Aus dem Kraft- und Geschwindigkeits · Impedanzverlauf über die Zeit,  $F(t)$  und  $V(t) \cdot EA/C$ , kann die Tragfähigkeit mit Hilfe einfacher Berechnungen ermittelt werden. Die Geschwindigkeit  $V(t)$  erhält man aus der Integration der gemessenen Beschleunigung. Die Kraft wird aus der gemessenen Verformung,  $\epsilon(t)$  nach der Gleichung

$$F(t) = \epsilon(t) \cdot EA \quad (1)$$

mit  $E$  = Elastizitätsmodul  
 $A$  = Querschnittsfläche in der Meßebene

berechnet. Weitere Pfahlparameter wie der Elastizitätsmodul  $E$ , die Materialdichte  $\rho$  oder die Wellengeschwindigkeit  $C$  ( $C = \sqrt{E/\rho}$ ) werden aus Tabellen entnommen bzw. berechnen sich daraus. Sie werden für den gesamten Pfahl als konstant angenommen. Die Wahl der Parameter beeinflusst im starken Maße die CASE-Auswertung und Berechnungen nach den Wellengleichungsverfahren.

In diesem Beitrag wird über erste Versuche berichtet, mit Hilfe der Frequenzanalyse bei Versuchen nach der High-Strain-Methode die Wellengeschwindigkeit im Pfahl zu ermitteln und somit wiederum Rückschlüsse auf Elastizitätsmodul und Materialdichte machen zu können. Durch geeignete Wahl der Eingangsparameter soll die Qualität des Pfahltests erhöht werden.

### 3. THEORIE ZUR PFAHLGESCHWINDIGKEITSBERECHNUNG

Bei den Gleichungen, die hier hergeleitet wurden um die Geschwindigkeitseinleitungskurven die Mobilität am Pfahlkopf zu berechnen, werden die Bodeneinflüsse mit bodendynamischen Verfahren abgeschätzt. Es wird ein Rechenansatz für die Wellengeschwindigkeit für dynamische Pfahltests nach der High-Strain-Methode vorgestellt.

Wie in Bild 2 dargestellt, repräsentieren  $K_0$  und  $K_s$  die dynamische Steifigkeit des umgebenden Bodens.

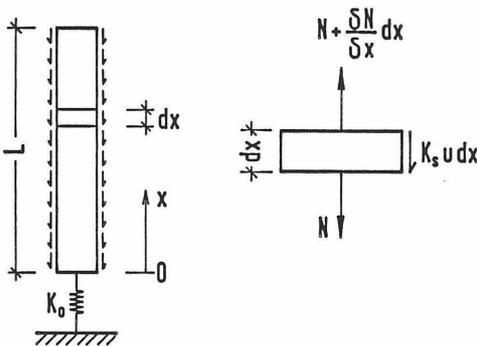


Bild 2: Kontinuierliches Pfahlmodell

Die Differentialgleichung für die Pfahlschaftbewegung ergibt sich zu

$$\frac{\delta N}{\delta x} = \rho \cdot A \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} + K_S u, \quad N = EA \frac{\delta u}{\delta x} \quad (2)$$

wobei N die axiale Kraft und u die Verschiebung darstellen. Unter Ansatz der Fourier Transformation ergibt sich

$$\begin{aligned} \frac{d F(N)}{dx} &= (K_S - \rho A \omega^2) \cdot F(u), \\ F(N) &= E \cdot A \frac{d F(u)}{dx} \end{aligned} \quad (3)$$

Mit  $\alpha = 1/EA$  und  $\beta = \rho \cdot A \cdot \omega^2 - K_S$  ergibt sich Gleichung (3) zu:

$$d^2 F(u)/dx^2 + \alpha \cdot \beta \cdot F(u) = 0 \quad (4)$$

Der Lösungsansatz für Gleichung (4) lautet:

$$F(u) = P \cdot \sin(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x) + Q \cos(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x). \quad (5)$$

Durch Einsetzen von (5) in (4) erhält man:

$$F(N) = \sqrt{\alpha/\beta} [P \cdot \cos(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x) - Q \cdot \sin(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x)] \quad (6)$$

Die Impedanzfunktion für mechanische Verschiebung ist definiert:

$$Z_d = F(N)/F(u) = \sqrt{\beta/\alpha} \frac{P \cdot \cos(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x) - Q \cdot \sin(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x)}{P \cdot \sin(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x) + Q \cdot \cos(\sqrt{\alpha \cdot \beta} x)} \quad (7)$$

Durch Einführung der Randbedingung  $Z_d(x=0) = K_0$  ergibt sich für die Impedanzfunktion am Pfahlkopf:

$$Z_d^L = \sqrt{\beta/\alpha} \frac{K_0 - \sqrt{\beta/\alpha} \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha \cdot \beta} L)}{\sqrt{\beta/\alpha} + K_0 \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha \cdot \beta} L)} \quad (8)$$

In Abhängigkeit der Pfahl- und Bodenparameter, wird der Pfahlschaft in eine Anzahl von Segmenten entsprechend Bild 2 unterteilt. Die Verschiebungsimpedanz am Pfahlkopf  $Z_d$  wird in der Iterationsgleichung

$$Z_d^i = \sqrt{\beta_i / \alpha_i} \left( Z_d^{i-1} - \sqrt{\beta_i / \alpha_i} \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha_i \beta_i} L_i) \right) / \left( \sqrt{\beta_i / \alpha_i} + Z_d^{i-1} \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha_i \beta_i} L_i) \right), \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (9)$$

mit  $Z_d^0 = K_0$ ,  $L_i$  = Länge des Elementes  $i$  nummeriert von unten nach oben, errechnet.

Die Steifigkeit zwischen den einzelnen Elementen wird durch die Variable  $k_i$  beschrieben (Bild 3).

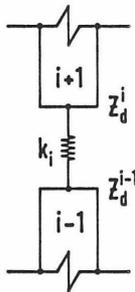


Bild 3: Steifigkeitsübertragung zwischen den Einzelelementen

Die Impedanzfunktion (10) ergibt sich zu

$$Z_d^i = k_i Z_d^{i-1} / (k_i + Z_d^{i-1}) \quad (10)$$

Damit ist die Aufnahme der Kehrwert der Impedanz. Gemäß der Definition, kann die Geschwindigkeitsaufnahme am Pfahlkopf als

$$M_V^n = j \omega / Z_d^n, \quad j = \sqrt{-1} \quad (11)$$

beschrieben werden.

Entsprechend der Kurven im Zeitmaßstab wird eine dimensionslose Geschwindigkeitseinleitung  $M_V^n$  für dynamische Pfahltests eingeführt.

$$M_V^n = M_V^n * (EA/C)$$

Nach dem Ansatz von Mitwally und Novak (1988), kann  $K_0$  und  $K_S^i$  wie folgt angenähert werden:

1.  $K_0 = 4 G_0 r_0 (Re - jIm) / [(1 - \nu_0) (Re^2 + Im^2)]$ , der Ansatz für ein kreisförmiges Fundament im homogenen Halbraum. Für  $r_0$  wird der Radius des Pfahlfußes angenommen,  $\nu_0$  ist die Poissonzahl und  $G_0$  der Schermodul unterhalb des Pfahlfußes.  $G_0 = \rho_0 V_{S0}^2$ , mit  $\rho_0$  = Dichte und  $V_{S0}$  = Scherwellengeschwindigkeit. Die Funktion für Re und (-Im) sind Bild 4 zu entnehmen.

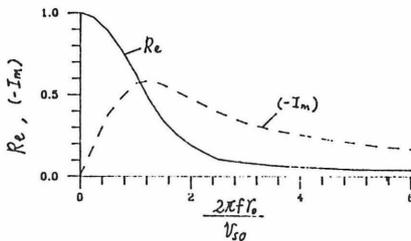


Bild 4: Funktion der komplexen Steifigkeit am Pfahlfuß

2.  $K_S^i = \rho_i V_{Si}^2 (C_{11} + jC_{12})$  ist der Ansatz für dünne steife Schalen ohne radiale und tangential Verschiebungen in dem umgebenden Boden.

$C_{11} = 4 \pi^2 fr_i (J_0 J_1 + Y_0 Y_1) / [V_{Si} (J_0^2 + Y_0^2)]$ ,  $C_{12} = 4 / (J_0^2 + Y_0^2)$ , mit  $J_0$  und  $J_1$  nullte und erste Abschätzung der Besselfunktion,  $Y_0$  und  $Y_1$  die der modifizierten Besselfunktion darstellen. Sie enthalten dieselbe unabhängige Variable,  $2\pi fr_i / V_{Si}$ .

Obwohl die dynamische Boden-Pfahl-Interaktion komplizierter ist, ist durch Messungen mit gleichförmiger Anregung nachgewiesen, daß die rechnerischen Kurven hinreichend genau mit den gemessenen übereinstimmen.

In Tabelle 1 sind einige charakteristische Werte der dimensionslosen Geschwindigkeitseinleitung zusammengestellt, die in Bild 5 dargestellt sind:

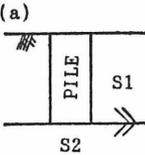
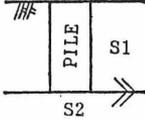
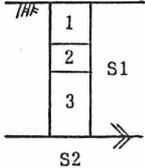
	SOIL	S1	#1	$V_s=50 \text{ m/s}, \rho=1650 \text{ kg/m}^3$
			#2	$V_s=100 \text{ m/s}, \rho=1700 \text{ kg/m}^3$
			#3	$V_s=180 \text{ m/s}, \rho=1800 \text{ kg/m}^3$
		S2	$V_s=250 \text{ m/s}, \rho=1900 \text{ kg/m}^3, \gamma=0.5$	
PILE		$L=15 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$		
	SOIL	S1	$V_s=140 \text{ m/s}, \rho=1800 \text{ kg/m}^3$	
		S2	$V_s=250 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3, \gamma=0.5$	
	PILE	#4	$L=10 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$	
		#5	$L=25 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$	
	SOIL	S1	$V_s=100 \text{ m/s}, \rho=1700 \text{ kg/m}^3$	
		S2	$V_s=250 \text{ m/s}, \rho=1900 \text{ kg/m}^3, \gamma=0.5$	
	#6	1	$L=6 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$	
		2	$L=1 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=2500 \text{ m/s}, \rho=2100 \text{ kg/m}^3$	
		3	$L=8 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$	
	#7	1	$L=6 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$	
2		$L=1 \text{ m}, r_o=0.35 \text{ m}, C=4200 \text{ m/s}, \rho=2550 \text{ kg/m}^3$		
3		$L=8 \text{ m}, r_o=0.30 \text{ m}, C=4000 \text{ m/s}, \rho=2500 \text{ kg/m}^3$		

Tabelle 1: Untersuchte Boden- und Pfahlparameter

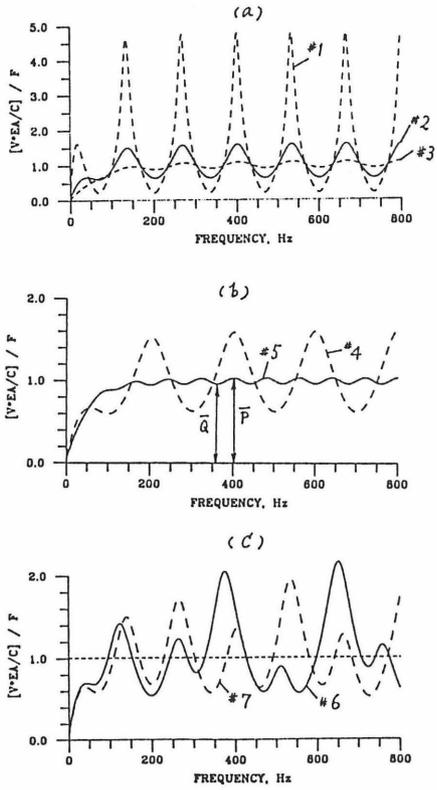


Bild 5: Berechnete Mobilitätskurven

1. Nach dem ersten Maximum ist der Frequenzabstand  $\Delta f$  zwischen zwei nachfolgenden Maximal- oder Minimalwerten von der Pfahllänge  $L$  und der Wellengeschwindigkeit  $C$  abhängig.

$$\Delta f = C / (2L) \tag{12}$$

2. Steigende Schermoduli des Bodens reduzieren die Amplituden der Kurven und die Neigung der Kurve im Anfangsbereich.

3. Bei hohen Frequenzen haben Maxima und Minima, P und Q ein konstantes geometrisches Mittel,  $\sqrt{PQ} = 1,0$ . Es ist unabhängig von den Bodenparametern.
4. Eine Steigerung des Verhältnisses Pfahllänge zu Pfahldurchmesser ( $L/2r$ ) reduziert das Oszillieren der Kurve. Nach Überschreiten des kritischen Wertes, reduziert sich bei hohen Frequenzen die Kurve annähernd auf eine Linie um die Einheitsachse. Der kritische Wert verringert sich mit steigendem Schermodul des Bodens.
5. Die Interpretation von Pfählen mit Impedanzwechseln (Querschnittsveränderungen, Betonqualität) ist schwierig.

In der Praxis verhält sich der Boden nicht so linear, wie im Rechenmodell angenommen, aber die oben angegebenen Punkte 1, 3 und 4 sind weitgehend von Bodenparametern unabhängig. So ist die Bestimmung der Wellengeschwindigkeit möglich.

#### 4. SIGNALVERARBEITUNG BEI DYNAMISCHEN PFAHLTESTS NACH DER HIGH-STRAIN-METHODE

Die Meß- und Auswerteanlage des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik ist in Bild 6 schematisch dargestellt. Zusätzlich zu der normalen Auswertung im Zeitbereich werden die Kraft  $F(t)$  und Geschwindigkeit  $\cdot$  Impedanz  $V(t) \cdot EA/C$  im Frequenzbereich ausgewertet. Die Amplitude der dimensionslosen Geschwindigkeit kann wie folgt angegeben werden:

$$M_V^n = [V(f) \cdot EA/C] / F(f) = \frac{V(f)}{C \cdot \epsilon(f)} \quad (13)$$

wobei  $V(f)$  und  $\epsilon(f)$  die Amplitudenspektren der gemessenen Geschwindigkeit und Stauchung am Pfahlkopf darstellen. Die Wellengeschwindigkeit  $C$  hat also einen Einfluß auf die Werte der Gleichung 13. Wählt man für die Wellengeschwindigkeit  $C$  einen kleineren Wert, so wächst die Amplitudenhöhe. Durch Vergleich der Ergebnisse der oben angegebenen Gleichung mit dem Einheitswert läßt sich eine vernünftige Wellengeschwindigkeit bestimmen. Bei der Anwendung der dimensionslosen Wellengeschwindigkeitsermittlung ergeben sich

zwei Vorteile: Die Effekte der Krafteinleitung werden eliminiert und so können mehr Informationen über das Boden-Pfahl-System gewonnen werden, und zweitens wird der Wert nur von einem Parameter, der Wellengeschwindigkeit  $C$ , beeinflusst. Bei Darstellungen im Zeitbereich müssen drei Parameter, der Elastizitätsmodul  $E$ , die Querschnittsfläche  $A$  und die Materialdichte vorgegeben werden.

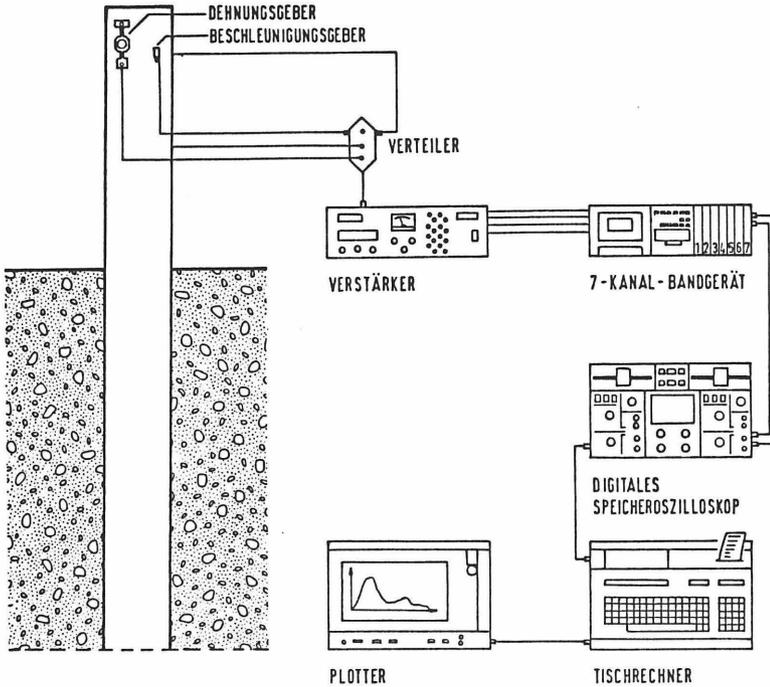


Bild 6: Schematische Darstellung eines Meß- und Auswertungssystems für dynamische Pfahltest

Die Frequenzbereiche von Kraft- und Geschwindigkeitssignalen am Pfahlkopf können im Spektralamplitudenplott dargestellt werden und hilfreich sein bei der Wahl des Frequenzbereiches des Meßsystems. Die Kohärenz kann zur Qualitätsbeurteilung der Signale herangezogen werden. Ein Wert nahe dem Einheitswert spricht für eine gute Korrelation zwischen Kraft und Geschwindigkeit.

Um die Frequenzauflösung zu verbessern, muß im Zeitbereich ein charakteristischer Kurventeil angegeben werden. Die Auflösung für die folgenden Beispiele liegen zwischen 2,4 und 6,1 Hz.

## 5. FALLBEISPIELE

### 5.1 Vorgefertigte Stahlbetonpfähle

In der Republik Senegal wurde 1986 die Noirot Brücke über dem Saloum in der Nähe von Kaolack erneuert. Da tragfähiger Baugrund erst in größerer Tiefe anstand, wurden die Brückenwiderlager und Pfeiler auf Pfählen tief gegründet. Eingesetzt wurden auf der Baustelle vorgefertigte Stahlbetonfertigungspfähle mit einem Durchmesser von 44 cm und einer Pfahllänge von 18,3 m. Um die Tragfähigkeit der Pfähle zu überprüfen, wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig mit der Durchführung von dynamischen Pfahltests beauftragt.

Als Eingangsdaten wurden die statischen Betonkennwerte, die im baustellen-eigenen Labor laufend ermittelt wurden, angesetzt. Der Elastizitätsmodul  $E_0 = 3,45 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  und die Materialdichte  $\rho_0 = 2640 \text{ kg/m}^3$  ergaben eine Wellengeschwindigkeit von  $C_0 = 3610 \text{ m/s}$ . In Bild 7a ist der Kraft-Zeit- und Geschwindigkeit-Zeit-Verlauf gemessen an Pfahlnummer 3 dargestellt. Die zugehörigen Spektralverläufe sind in den Bildern 8 und 9 angegeben. Der Frequenzbereich für die Kraft liegt zwischen 0 und 400 Hz, für niedrige Frequenzen ist die Kohärenz, den Resonanzfall ausgenommen, gut. Die dimensionslose Geschwindigkeitseinleitungskurve läßt drei Maxima mit einem durchschnittlichen Peakabstand von  $\Delta f = 113 \text{ Hz}$  erkennen. Setzt man diesen Wert in die Gleichung 12 ein, so errechnet sich eine Wellengeschwindigkeit von  $C = 3930 \text{ m/s}$ , die um 9 % größer ist, als die ursprünglich angesetzte. Der Punkt B in Bild 7a stellt somit die Reflektion des Pfahlfußes dar.

Mit Hilfe der Spektralanalyse wurden für die Wellengeschwindigkeit  $C = 3930 \text{ m/s}$ , die Dichte  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$  und für  $E = \rho \cdot C^2 = 3,86 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Die Auswertung mit diesen neuen Werten nach der CASE-Methode ist in Bild 7b angegeben. Es ist festzustellen, daß sich die Übereinstimmung der Kraft- und Geschwindigkeits-Impedanz-Kurve im Erstanstieg verbessert.

INSTITUT FUER GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
DYNAMISCHER PFAHLTTEST  
BAUSTELLE: NOIROT BRIDGE  
PFAHL NR.: \*\*\* 3 \*\*\*  
EINDRINGTIEFE: 13.5 [m]

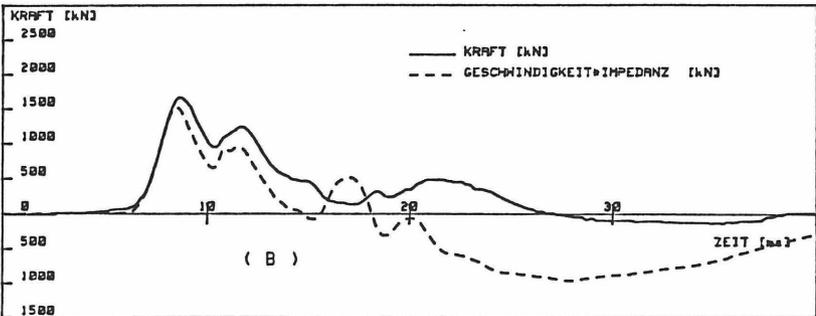
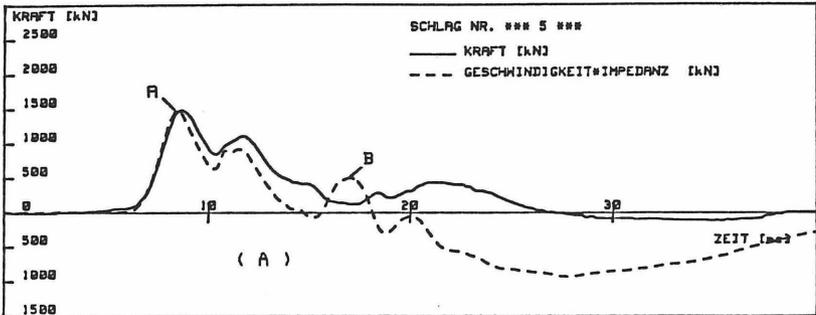


Bild 7: Kraft-Zeit-Verläufe für Stahlbetonfertiggpähl, Noirot Bridge

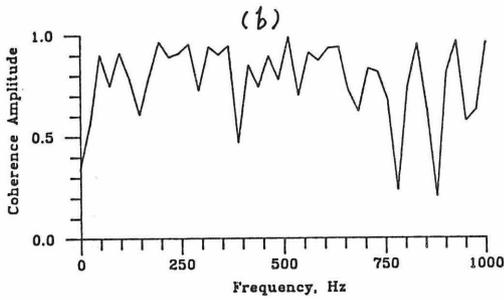
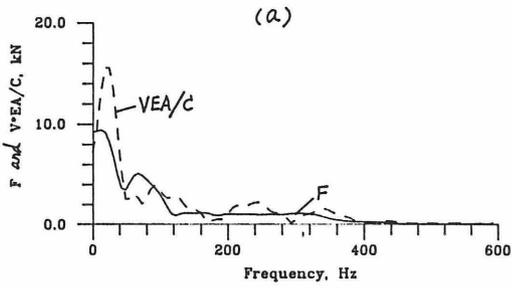


Bild 8: Amplituden- und Kohärenzspektren des Pfahles Nr. 3, Noirot Bridge

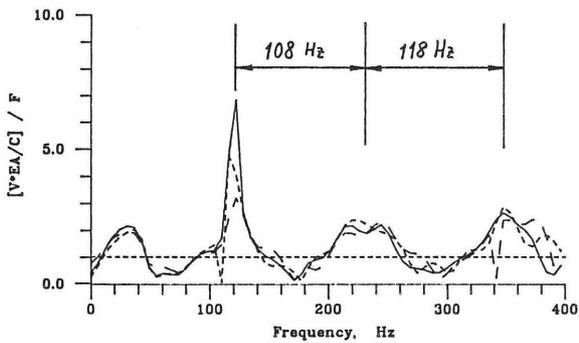


Bild 9: Mobilitätsverlauf

## 5.2 Bohrpfähle

Als Beispiel haben wir einen dynamischen Pfahltest in Flensburg ausgewählt. Aufgrund der Baugrundverhältnisse wurde eine Gebäudeerweiterung auf Verdrängungspfähle, Durchmesser 52 cm und einer Pfahllänge von 6 bis 17 m, tief gegründet. Nach 4 Wochen wurden Integritätstests zur Überprüfung der Pfahllänge durchgeführt. Ein typischer Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf ist in Bild 10 angegeben, der Pfahlfuß wird nach einer Laufzeit von  $2L/C = 4,96$  m/s angenommen. Nach 3 weiteren Wochen wurden dynamische Pfahlprüfungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit ausgeführt. Zur Auswertung wurden die Dichte  $\rho_0 = 2450 \text{ kg/m}^3$  und der Elastizitätsmodul  $E_0 = 3,4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  angenommen, woraus sich die Wellengeschwindigkeit  $C_0$  zu 3730 m/s ergibt. Der resultierende Kraft- und Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf für den Pfahl Nr. 15 ist in Bild 11a angegeben. Bei den zugehörigen Spektralkurven in den Bildern 12 und 13 ergibt sich ein Frequenzbereich von  $= 0 - 500 \text{ Hz}$  und eine schlechte Korrelation der Kurven im Resonanzbereich. Das nichtlineare Verhalten des Systems liegt in dem rauen Pfahlschaft und der damit guten Verzahnung mit dem Boden begründet. Aus Gleichung 12 und dem Mittelwert des Abstandes der Frequenzamplitudenmaxima in Bild 13,  $\Delta f = 214 \text{ Hz}$  ergibt sich eine Laufzeit von  $2L/C = 4,67 \text{ m/s}$  bis zum Eintreffen des Fußreflexes, was eine Vergrößerung von 6 % verglichen mit dem 4-Wochen Resultat entspricht. Der Punkt B kann so als Fußreflex im Bild 11 angesprochen werden. Bei Konstanzhaltung der Dichte, errechnet sich der Elastizitätsmodul zu  $E = \rho_0 \cdot C^2 = 3,84 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ . Unter Ansatz der modifizierten Parameter ergibt sich der in Bild 11b dargestellte Kraft- und Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf. Auch hier zeigt sich beim Erstanstieg der Kurven eine bessere Übereinstimmung.

Ein Vergleich von Bild 13 mit der Abbildung Nr. 1 in Bild 5 zeigt, daß der umgebende Boden tatsächlich sehr weich ist. Obwohl bei den Resonanzfrequenzen Dispersion auftritt, sind die Kurven insgesamt sehr gleichmäßig in der Verteilung von Minima und Maxima. Diese Ergebnisse lassen auf einen heilen Pfahl schließen, wie ja auch schon die Messungen nach der Low-Strain-Methode vermuten ließen.

INSTITUT FUER GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITAET BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITAETSPRUEFUNG

BAUSTELLE : IHK-FLENSBURG  
PFAHLSYSTEM : VERDRÄNGUNGSBOHRPFAHL  
PFAHLNUMMER : \*\*\* 15 \*\*\*  
DATUM : \*\*\* 17.11.87 \*\*\*

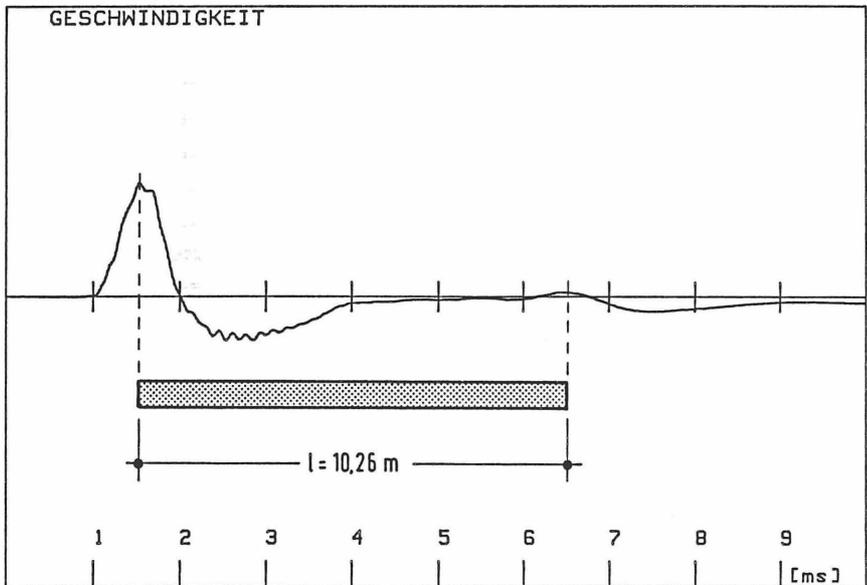


Bild 10: Ergebnis der Integritätsprüfung nach der Low-Strain-Methode

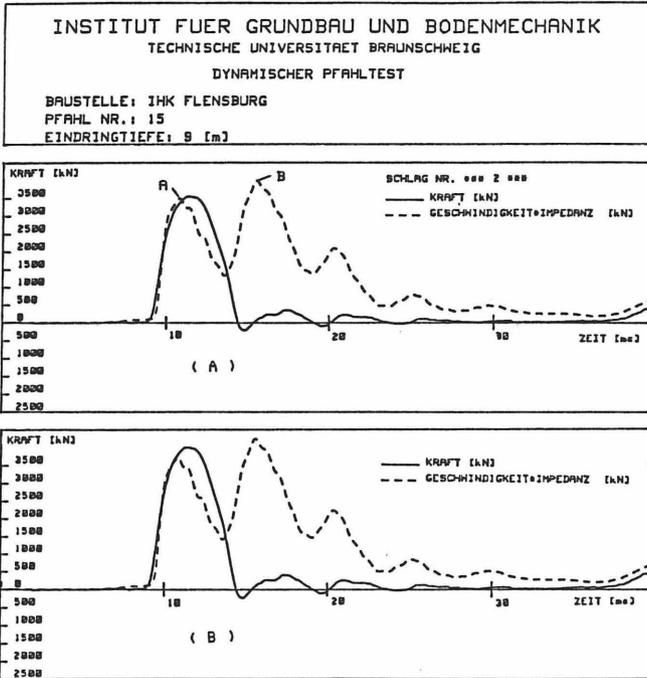


Bild 11: Kraft-Zeit-Verläufe des Pfahls Nr. 15 in Flensburg

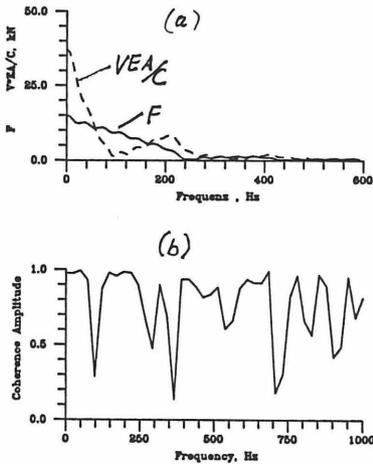


Bild 12: Amplituden- und Kohärenz-Spektren des Pfahls Nr. 15 in Flensburg

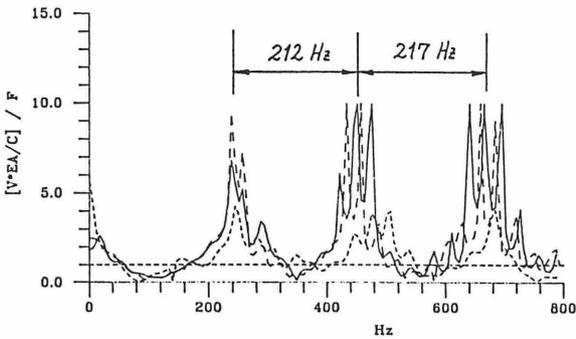


Bild 13: Mobilitätsdarstellung für Pfahl Nr. 15 in Flensburg

### 5.3 Stahlpfähle

Bei dem untersuchten Stahlpfahl handelt es sich um ein Rohrprofil mit einem Außendurchmesser von 2133 mm und einer Wandstärke von 52 mm, der zu Versuchszwecken gerammt wurde. Mit dem Elastizitätsmodul  $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$  und der Dichte  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$  errechnet sich die Wellengeschwindigkeit zu  $C = 5170 \text{ m/s}$ . Der Kraft- und Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf für den 72 m langen Pfahl ist in Bild 14a dargestellt. Der Fußreflex ist nur schwer erkennbar. Wie in Bild 14 angegeben, reicht der Frequenzbereich von 0 - 400 Hz mit einer guten Korrelation für die niedrigen Frequenzen. Ein Resonanzfall ergibt sich bei 25 Hz. Die gute Anpassung an den Einheitswert für die hohen Frequenzen beweist die Richtigkeit der angenommenen Werte. Nach weiterer Auswertung der Zeitanalyse für einen 37 m langen Pfahl würde sich eine nur um 4,5 % höhere Wellengeschwindigkeit ergeben, nämlich 5400 m/s. In diesem Fall wurde ein relativ langer Zeitbereich ausgewertet, der mehr Information über das Schwingungsverhalten des Boden-Bauwerk-Systems enthält. Dies führt offensichtlich zu dem ausgeprägten Resonanzbereich bei 25 Hz in Bild 15.

INSTITUT FUER GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITAET BRAUNSCHWEIG  
DYNAMISCHER PFAHLTEST  
BAUSTELLE: BRODTEN - OST  
PFAHL NR.: \*\*\*\* PROBE PFAHL \*\*\*\*  
EINDRINGTIEFE: 61 [m]

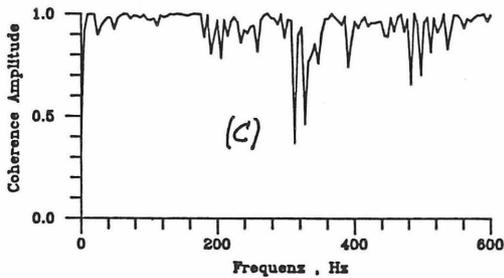
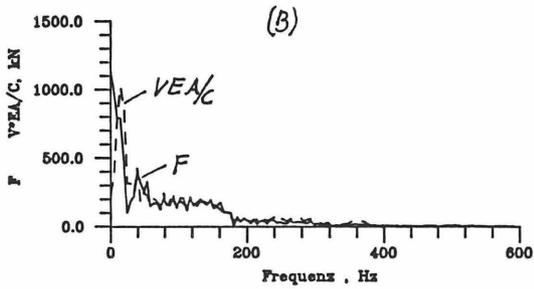
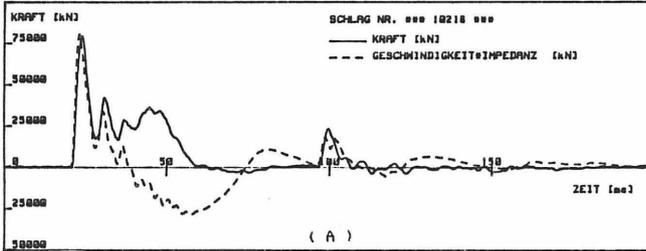


Bild 14: Kraft- und Geschwindigkeits-Zeitverlauf und die zugehörigen Spektralanalysen eines Stahlpfahls

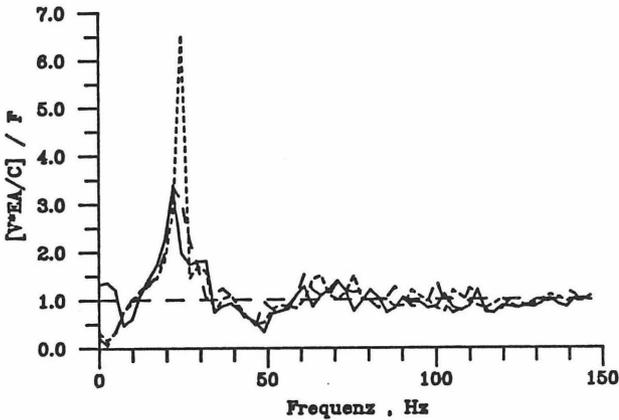


Bild 15: Mobilitätsdarstellung des Stahlpfahles

In diesem Beitrag konnte nachgewiesen werden, daß die Anwendung der Spektralanalyse bei dynamischen Pfahlprüfungen nach der High-Strain-Methode weitere Verbesserungen für die Auswertung nach der CASE-Methode ermöglicht. Weitere Untersuchungen auf diesem Gebiet sind jedoch erforderlich.

## 6. ABSCHLIEßENDE BEMERKUNGEN

### 6.1 Anforderungen an die Meßausrüstung

In den derzeit gültigen chinesischen Vorschriften zur Durchführung von dynamischen Pfahltests nach der High-Strain-Methode ist der Einsatz eines Tonbandes mit einem linearen Meßbereich bis zu einer Frequenz von 1000 Hz vorgesehen. Für die Beschleunigungsaufnehmer ist ein Arbeitsbereich von 1000 g und 7500 Hz festgeschrieben. Nach diesen ersten Spektralanalysen zeigt sich, daß die relevanten Frequenzen unterhalb von 600 Hz liegt. Scheint zunächst die Grenze für das Tonbandgerät mit 1000 Hz recht hoch, so ist zu berücksichtigen das mit einer langsameren Bandgeschwindigkeit auch die Grenzfrequenz absinkt. Um gute Meßergebnisse zu erzielen sollte die Resonanzfrequenz der piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmer 5 bis 10

mal höher sein, als die zu messenden Frequenzen am Pfahlkopf. Nach eigenen Erfahrungen reichen die in den chinesischen Vorschriften vorgesehenen 1000 g als Obergrenze des Meßwertes in Einzelfällen nicht aus. Entsprechend sind geeignete Meßverstärker für die Dehnungsmessungen auszuwählen.

### 6.2 Interpretation der Ergebnisse

Wegen der Stützung des umgebenden Bodens, ist der axiale Verformungsmodul für gebettete Pfähle größer als der Elastizitätsmodul. Der Unterschied zwischen diesen Moduli ist begründet in der Querdehnzahl und der Festigkeit des umgebenden Bodens. Dies kann ein Grund sein, warum die gemessene Wellengeschwindigkeit größer ist, als die aus in statischen Versuchen ermittelten Parametern errechnete. Das viskoelastische Verhalten des Pfahlschafts unter großer dynamischer Beanspruchung kann ein weiterer Grund sein.

Sowohl in eigenen Versuchen und auch in der Literatur konnte festgestellt werden, daß die Wellengeschwindigkeit in einem freien Pfahl größer ist, als in einem im Boden gebetteten Pfahl, aber kleiner als an einem im Wasser stehenden Pfahl. Diese Vorgänge können mit dem in Bild 1 vorgestellten eindimensionalen Wellenmodell nicht mehr erklärt werden. Es ist notwendig, neue Modelle zu entwickeln, die Pfahl-Boden-Wechselwirkung in Spannungs- und Verformungsverhalten gerecht werden.

## 7. LITERATUR

- [1] Meier, K. (1989), Dynamische Pfahlprüfmethoden in der Anwendung an Spundbohlen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 30, S.175-197.
- [2] Changju Chen, et.al. (1985), Analysis of longitudinal pile vibration by mechanical admittance method, Journal of Hunan University, No. 2, p.85 (in Chinese).
- [3] Mitwally, H., & Novak, M. (1989), Pile driving analysis using shaft models and FEM, Proc. 3rd International Conf. on App. of Stree-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p.455-466.
- [4] The National Temporary Test Provisions for Dynamic Pile Testing at High Strain, (1989), Beijing, China (in Chinese).

## PFAHLINTEGRITÄT MIT DEM LOW STRAIN VERFAHREN IM ZEIT UND FREQUENZBEREICH

Dipl.-Ing. Dr. Frank Rausche  
Goble Rausche Likins and Associates, Inc.

### 1. EINLEITUNG

Pfahlintegrität kann mit den pfahldynamischen High Strain und Low Strain Methoden schnell und einfach nachgewiesen werden (RAUSCHE, LIKINS, HUSSEIN, 1988). Das High Strain Verfahren bietet sich rambbegleitend an, das Low Strain Verfahren hat besondere Vorteile bei der Überprüfung von Bohrpfählen. Wegen ihrer einfachen und schnellen Anwendung, hat sich die Low Strain Methode während der letzten 20 Jahre besonders da einer immer grösseren Beliebtheit erfreut, wo eine sehr grosse Anzahl von Bohrpfählen auf einer Baustelle geprüft werden müssen. Grundsätzlich kann man die Low Strain Methoden auf 2 Arten durchführen. In jedem Fall wird der Pfahl aber mit einem leichtem Hammer angeschlagen und mindestens die Pfahlkopfbewegung gemessen. Diese Bewegung wird dann entweder im Zeit-

(Sonic Pulse Echo, SPE) oder im Frequenzbereich (Transient Response Method, TRM) aufgetragen. Die Nachteile oder Beschränkungen beider Auswertungsvorgänge können vermieden werden, wenn sie gleichzeitig angewendet werden. Durch dieses Kombinieren der Ergebnisdarstellung kann die Aussagekraft der Low Strain Messungen deutlich erhöht werden. Die Verfahren werden im folgenden beschrieben und verglichen, wobei davon ausgegangen wird, dass die wesentlichen

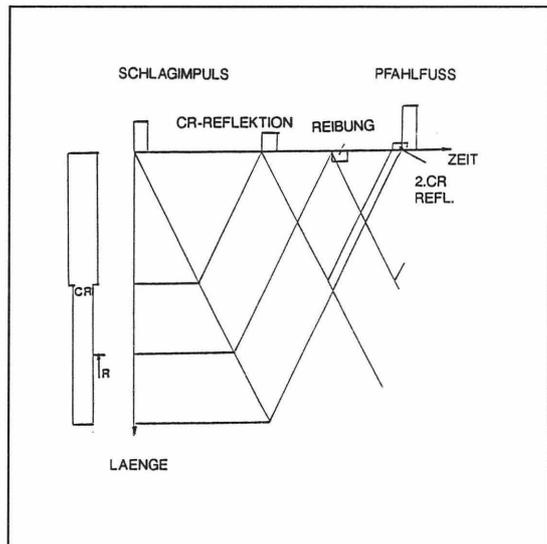


Bild 1: Spannungswellen in einem Pfahl

Grundlagen über Wellenfortpflanzung und -reflektion im Pfahl bekannt sind. Bild 1 zeigt in einem Weg-Zeit Diagramm, wie in einem Pfahl eine durch Hammerschlag verursachte Stosswelle nach unten wandert, an einer Querschnittsveränderung oder einer Bodenwiderstandskraft teilweise und am Pfahlfuss völlig reflektiert wird, und in welcher Weise die Reflektionswellen die Pfahlkopfgeschwindigkeit beeinflussen.

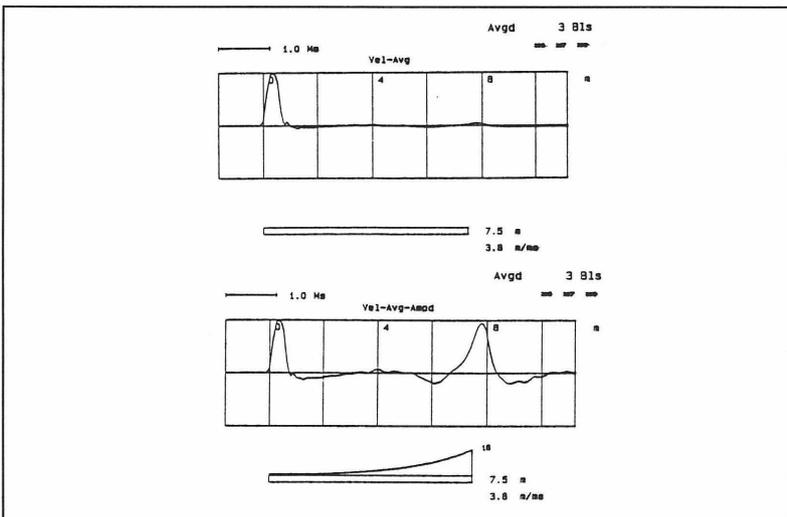
## 2. DARSTELLUNG IM ZEITBEREICH (SONIC PULSE ECHO)

### 2.1 Geräte

Zur Ausführung der Pfahltests wird ein Beschleunigungsgeber, Verstärker, Analog-Digital-Wandler und PC eingesetzt. Der PC speichert die gemessene Beschleunigungen, oder nach Integrierung die Geschwindigkeiten, auf Platte. Ergebnisse werden meistens auf einem Plotter, manchmal auch auf einem Drucker ausgeschrieben.

### 2.2 Datenaufbereitung und Darstellung

Im allgemeinen muss man damit rechnen, dass ein grosser Teil der durch den Hammer in



**Bild 2: Pfahlkopfgeschwindigkeit vor und nach zeitabhängiger V Verstärkung**

Pfahl gebrachten Energie durch Pfahl- und Bodendämpfung verlorengeht. Pfahlspitzenreflexionen und Echos von Pfahlquerschnittsänderungen haben daher sehr kleine Amplituden im Vergleich mit dem Hammerschlagssignal. Um diese wichtigen Signale deutlich darzustellen wird oft mit einer zeitveränderlichen Verstärkung gearbeitet. Bild 2 zeigt einen Geschwindigkeits-Zeit Verlauf vor und nach der Verstärkung. Die Zeitachse kann auch als Pfahllängachse betrachtet werden, wenn das Zeitintervall seit des Hammerschlages mit der Wellengeschwindigkeit im Pfahl multipliziert wird. Bild 2 zeigt sowohl den Zeit- als auch den Längenmasstab und die Pfahllänge (7.5 m). Im rechten Diagramm kann man die maximale Verstärkung (16) zur Zeit der Pfahlfussreflektion ablesen.

Mechanisch oder elektronisch verursachte Störsignale können bei hohen Verstärkungen den Messungsinhalt wesentlich verfälschen. Dieses Problem kann durch das Messen mehrerer Schläge, die Auswahl von Kurven mit übereinstimmendem Verlauf und deren Mittelbildung verringert werden. Die Kurven in Bild 2 wurden durch Überlagerung von 3 Messungen erzeugt.

### 3. DARSTELLUNG IM FREQUENZBEREICH

#### 3.1 Geräte

Das Frequenzspektrum eines Hammerschlages ist in den unteren Bereichen im wesentlichen konstant und enthält auch im höheren Bereich Anteile bis 2000 oder 3000 Hz (dies wird in einem späteren Beispiel noch gezeigt). Ein Hammer kann daher die Grundfrequenzen eines

Pfahles erregen und damit wenigstens zum Teil den recht aufwendigen variablen Pfahlkopfvibrator des Vibrationsverfahrens (LILLEY, KILKENNY, 1988) ersetzen. Entsprechend der im dynamischen Materialprüfungswesen üblichen Vorgehensweise stellt man die Geschwindigkeit geteilt durch die Kraft im Frequenzbereich dar. Die Kraft kann sehr einfach am Hammer selbst gemessen werden. Alle anderen Bauteile können vom SPE übernommen werden. Es wird

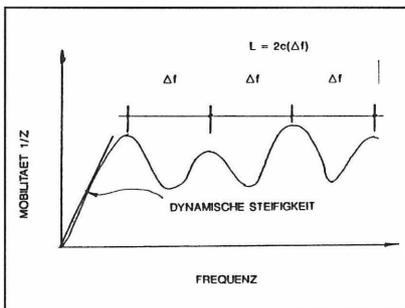


Bild 3: Pfahlmobilität

manchmal allerdings auch mit speziellen Spektralanalysatoren gearbeitet.

### 3.2 Datenaufbereitung und Darstellung

Geschwindigkeits- und Kraftverlauf mehrerer Schläge können gemittelt werden. Eine zeitvariable Verstärkung ist aber nicht möglich. Nach einer schnellen Fouriertransformation (FFT) werden die Fourierkonstanten der Geschwindigkeit durch die der Kraft geteilt. Das Ergebnis ist die Mobilität deren Spitzenwerte an charakteristischen Frequenzen auftreten. Da für jede Frequenz ein Kraftmaximalwert durch den dazugehörigen Wegmaximalwert geteilt eine Pfahlsteifigkeit darstellt, kann man eine charakteristische Federkonstante für einen Pfahl aus Frequenz geteilt durch Mobilität ausrechnen. Bild 3 zeigt, wie im Idealfall das Mobilitätsspektrum ausgewertet werden kann (ELLWAY, 1987) und wie die Federkonstante im Niederfrequenzbereich ermittelt wird. Im allgemeinen dient diese Pfahlsteifigkeit zur quantitativen Qualitätsbeurteilung eines Pfahles. Sie kann auf keinen Fall zur Berechnung der Pfahltragfähigkeit herangezogen werden.

## 4. PFAHLINTEGRITÄT TESTER - P.I.T.-FV

### 4.1 Geräte

Für dieses kombinierte Verfahren können die unter 3 beschriebenen Geräte eingesetzt werden. Das speziell hergestellte P.I.T.-SC (Self Contained) ist tragbar, batteriebetrieben und mit einem Drucker ausgestattet, so dass ein einzelner Techniker den Versuch in wenigen Minuten allein durchführen kann (Bild 4).

### 4.2 Messung und Datenauswahl

Unter jedem Hammerschlag wird Pfahlkopfbeschleunigung und Hammeraufschlagkraft gemessen. Die Beschleunigung wird sofort zur Geschwindigkeit,  $v$ , digital integriert und zusammen mit der Kraft,  $F$ , auf dem Bildschirm dargestellt. Gewöhnlich werden die Kurven von 5 Schlägen gemessen (Bild 5). Als nächstes wird die Kurvenauswahl getroffen, und dann werden die gemittelten Kurven und deren Differenz dargestellt. In Bild 6 wurde die Differenzkurve auch mit einer exponential zunehmenden Verstärkungskurve multipliziert.

Die Differenz  $\hat{v} = v - F/Z$  ( $Z$  ist die Pfahlimpedanz) enthält im wesentlichen nur Wellenanteile,

die sich im Pfahl nach oben bewegen. Sie zeigt daher mit negativen Werten eine Zunahme der Pfahlimpedanz und mit positiven eine Abnahme. Die Pfahlimpedanz ist proportional zur Querschnittsfläche,  $A$ , und der Quadratwurzel von  $E$ -Modul und Massendichte im Pfahl. Eine Impedanzveränderung kann deshalb sowohl durch Querschnitts-, als auch durch Betonqualitätsveränderungen entstehen.

Die  $\hat{v}$ -Kurve kann wie die Geschwindigkeitskurve als Messergebnis nach Impedanzveränderungen untersucht werden oder als Bestätigung eines einwandfrei hergestellten Pfahles dienen. Das Zeitintervall zwischen

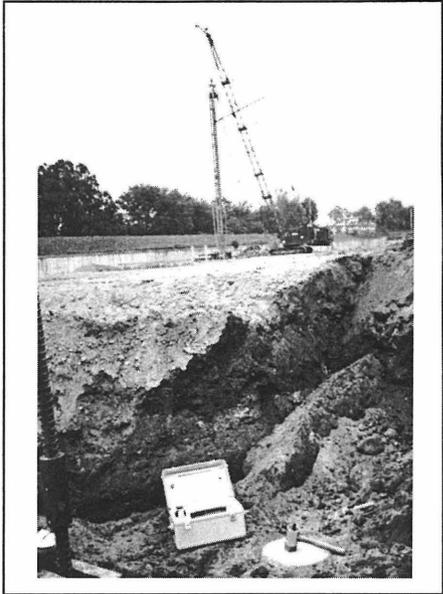


Bild 4: Das P.I.T.-SC Gerät

Aufschlag und Reflektion gibt den Ort des Reflektionsursprunges an. Die Grösse der Reflektion hängt von der Grösse der Impedanzveränderung und, bei kurzen Veränderungen, vom Verhältnis der Länge der Impedanzveränderung zur Länge des Aufschlagimpulses ab. Die  $\hat{v}$ -Kurve ist also ein der Geschwindigkeit ebenbürtiges Ergebnis. Im Bereich des Aufschlagpulses, wo nach unten und nach oben wandernde Wellen zur selben Zeit vorkommen können, ist die  $\hat{v}$ -Kurve aber der reinen Geschwindigkeit überlegen, da sie eine Impedanzvergrößerung (-verkleinerung) auch in diesem Bereich durch negative (positive) Differenzwerte darstellt. Für Pfähle mit einheitlichem Pfahlkopfmateriale und -querschnitt und geringer Reibung im oberen Pfahlbereich sind  $\hat{v}$  und  $F/Z$  während des Aufschlagpulses deckungsgleich, wodurch  $\hat{v}$  in diesem Bereich Null wird.

Obwohl die Zeitdarstellung von  $\hat{v} = v - F/Z$  in vielen Fällen genügt, kann die P.I.T.-FV Methode noch weitere Ergebnisse liefern. Zunächst werden die Spektren von Geschwindigkeit und Kraft errechnet und danach die Mobilität. Diese drei Kurven wurden im Bild 7 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Mobilität dem Geschwindigkeitsspektrum im Niederfrequenzbereich ähnlich im höheren Frequenzbereich aber grösser ist. Das ist darauf zurückzuführen, dass das Kraftspektrum, wie im Abschnitt 3 erwähnt, im Niederfrequenz-

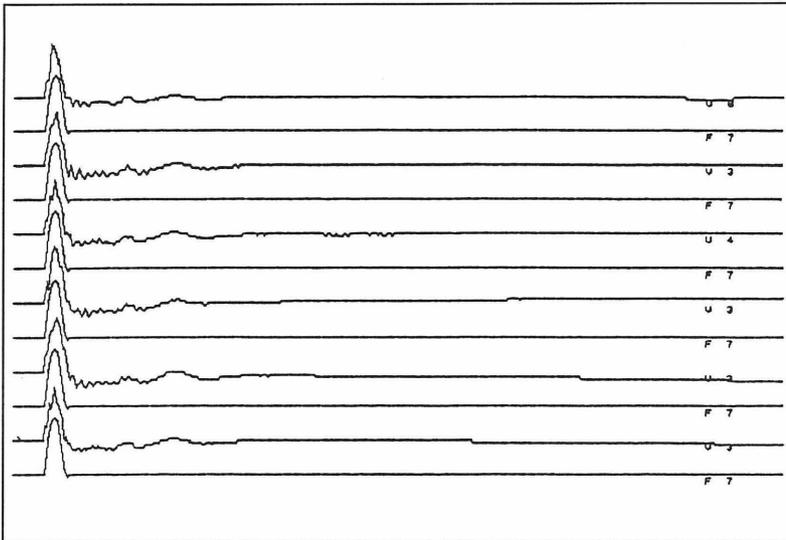


Bild 5: Kraft- und Geschwindigkeitskurven von 5 Schlägen

bereich praktisch konstant ist, während es in den höheren Bereichen auf geringe Werte abfällt.

Wenn das Geschwindigkeitsspektrum klare Maxima in konstanten Frequenzintervallen enthält, dann kann eine weitere FFT dieser Frequenzkurve deutlich die entsprechende Periode oder Pfahlänge errechnen. Für das Beispiel der Kurven in Bild 6 ergibt sich eine eindeutige Spitze zu einer Zeit, die der Pfahlänge entspricht (Bild 8). Diese Darstellung ist sehr anschaulich, sie erfordert aber auch eine recht klare Pfahlfuss- oder Impedanzänderungsreflektion, die dann ohne weiteres im Zeitbereich erkannt werden kann.

## 5. VERGLEICHSRECHNUNGEN

Offensichtlich ist es nicht immer einfach, die Frequenz- oder Zeitkurven richtig zu deuten. Daher wurde ein Katalog von Kurven, im Zeit und Frequenzbereich, aufgestellt, in dem verschiedene Impedanzvariationen eines Pfahles untersucht werden. Um den Einfluss der Boden- oder Pfahldämpfung abschätzen zu können, wurde auch mit geringem und hohem dynamischen Bodenwiderstand gerechnet. Einige dieser Ergebnisse wurden im Anhang zusammengestellt und wie folgt bewertet.

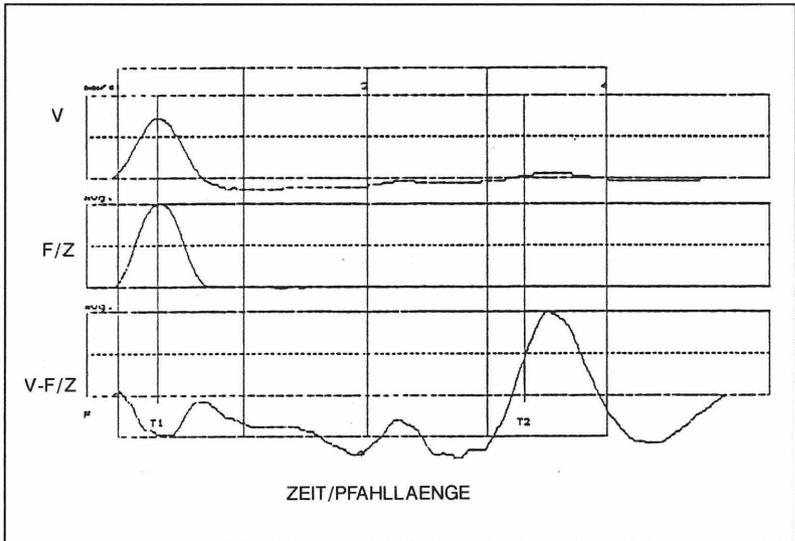


Bild 6: Gemittelte Geschwindigkeit, Kraft und Zeitverstärkte Differenzkurve

- Da man im Frequenzbereich nicht mit einer zeitveränderlichen Verstärkung arbeiten kann, ist dieses Verfahren dann nachteilig, wenn die Bodenwiderstände sehr gross werden.
- Wird nur die Pfahlkopfbewegung (Geschwindigkeit) und nicht die Aufschlagskraft mitgemessen, dann können im oberen Pfahlbereich sehr leicht Fehlabschätzungen vorkommen.
- Die Unterscheidung zwischen Pfahlverjüngung oder -verbreiterung unterhalb des Pfahlkopfbereiches, der der Aufschlagspulslänge entspricht, ist im Zeitbereich wesentlich einfacher als im Frequenzbereich.
- Allmähliche Impedanzveränderungen sind mit beiden Verfahren nur sehr schwer zu erfassen.

## 6. GRENZEN DER LOW STRAIN VERFAHREN

Ein deutliches Pfahlfussignal und geringe Abweichungen von der Nulllinie zwischen Aufschlag und Fussreflektion erlauben den Schluss, dass der untersuchte Pfahl im wesentlichen fehlerfrei hergestellt wurde. Im Frequenzbereich kann die gleiche Schlussfolgerung gezogen werden, wenn die dominierende Frequenz der des normalen Pfahles entspricht.

Obwohl durch das Messen der Hammeraufschlagkraft Fehldeutungen im Pfahlkopfbereich vermieden werden können, wird die hauptsächliche Grenze der Low-Strain Verfahren, nämlich lange Pfähle (länger als 30 Durchmesser

in widerstandsfähigem Boden) eindeutig beurteilen zu können, dadurch nicht beeinflusst. Die zeitabhängige Verstärkung kann hier im Zeitbereich noch weiterhelfen, wird aber dann unwirksam, wenn Störsignale grösser als Reflektionssignale werden.

Die Anwendungsmöglichkeit dieser Verfahren ist auch begrenzt, wo komplizierte Impedanzveränderungen vorkommen. Z. B. wird ein allmählich zunehmender und dann plötzlich abnehmender Pfahlschaft Reflektionssignale hervorrufen, die den Pfahl defekt erscheinen lassen. Die Reflektionen von mehrfachen Impedanzveränderungen können sich überlagern und dadurch praktisch undeutbar werden.

Die Interpretation von komplizierten Signalen kann durch Simulationen erleichtert werden. Zusätzliche Informationen, z.B. die Signale von Referenz- oder Normalpfählen haben oft besonders grossen Wert, wo unterschiedliche Bodenschichten reibungs- oder querschnittsbedingte Signale verursachen. In kritischen Fällen muss dann natürlich auch auf andere Untersuchungsverfahren wie Kernbohrungen oder dynamische Probelastungen zurückgegriffen werden.

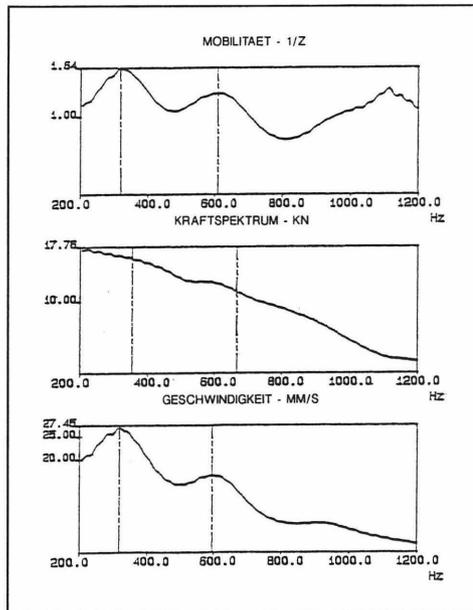


Bild 7: Geschwindigkeit, Kraft und Mobilität im Frequenzbereich

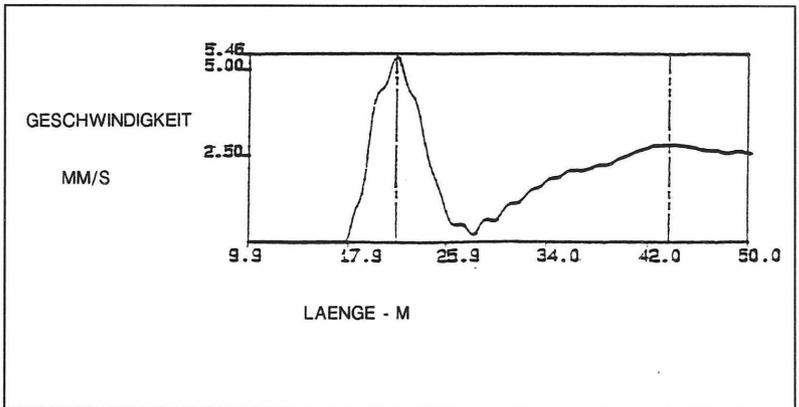


Bild 8: Durch 2-malige Fourier Transformation verdeutlichter Pfahlfussreflektor

## 7. ZUSAMMENFASSUNG

Es wurde ein Verfahren vorgestellt, das in sich die Vorteile der Low Strain Tests nach TRM und SPE vereinigt. Die Darstellung der Ergebnisse kann entweder im Zeit- oder im Frequenzbereich erfolgen. Wenn im Frequenzbereich die Pfahlfussreflektion nicht mehr deutlich zu erkennen ist, dann kann im Zeitbereich noch mit zeitveränderlicher Verstärkung gearbeitet werden. Analytische Simulationen helfen bei der Deutung der gemessenen Signale.

## 8. LITERATUR

Ellway, K., "Practical Guidance on the Use of Integrity Tests for the Quality Control of Cast-In-Situ Piles", Foundation and Tunnel 87 Conference, March 1987, Reprinted in Ground Engineering, October 1987.

Lilley, D.M., Kilkenny, W.M., and Akroyd, R.F., "Steady State Vibration Testing of Piles With Known Defects", Proceedings of the Third International Conference, Ottawa, Canada, May 25-27, 1988.

Rausche, F., Likins, G.E., and Hussein, M., "Pile Integrity by Low and High Strain Impacts", Proceedings of the Third International Conference, Ottawa, Canada, May 25-27, 1988.

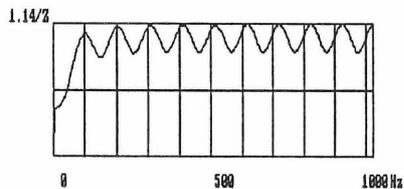
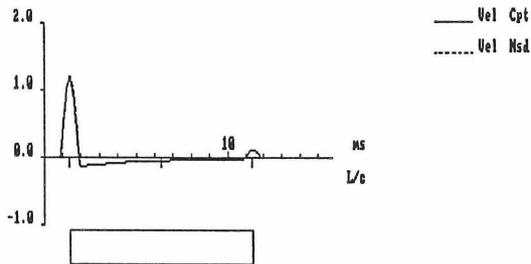
ANHANG

Ausgewählte Beispiele berechneter Kräfte und Geschwindigkeiten  
am Pfahlkopf und entsprechender Mobilität für Pfähle  
mit verschiedenen Querschnittsänderungen.

P.I.T.WAP - GNL and Associates, Inc.

UNIFORM PILE, HIGH RESISTANCE

90 06 08

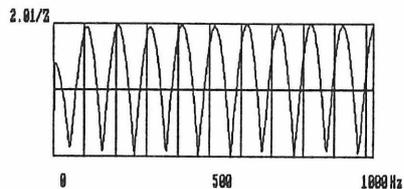
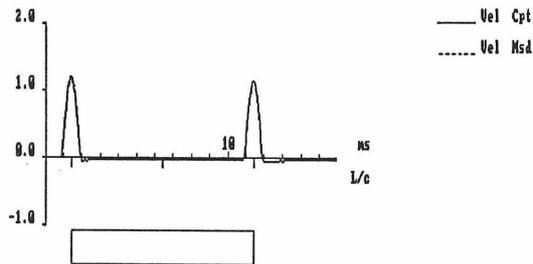


Ed	f
57221	3
114177	MOBILITY
170025	11
223757	15
274146	19

P.I.T.WAP - GNL and Associates, Inc.

UNIFORM PILE, LOW RESISTANCE

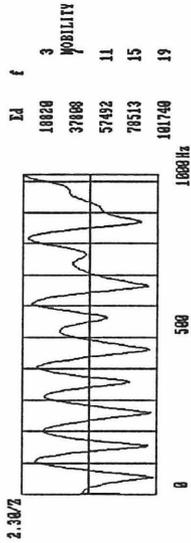
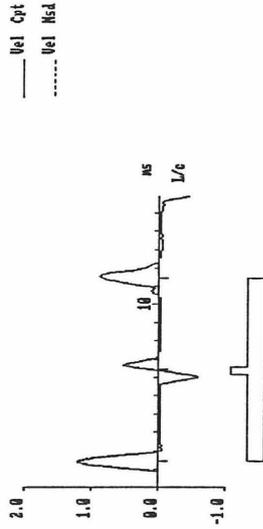
90 06 07



Ed	f
17004	3
34415	MOBILITY
52765	11
73036	15
96405	19

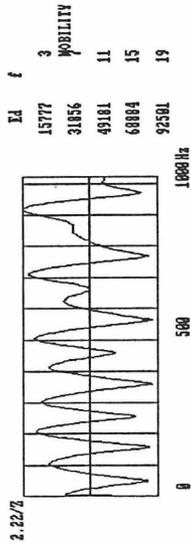
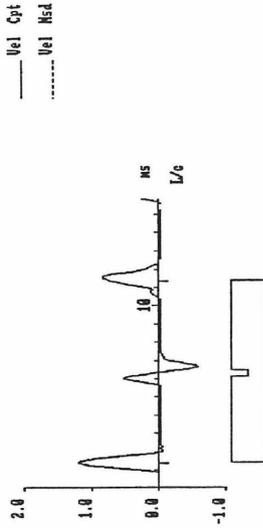
P.I.T.H.P. - GHI and Associates, Inc.  
DEFECT IN CTR. INCREASE & LOW RESISTANCE

98 06 07

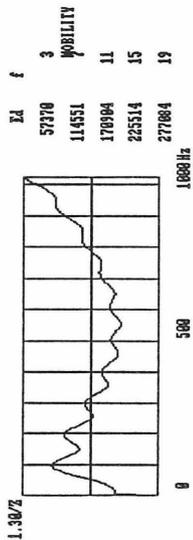
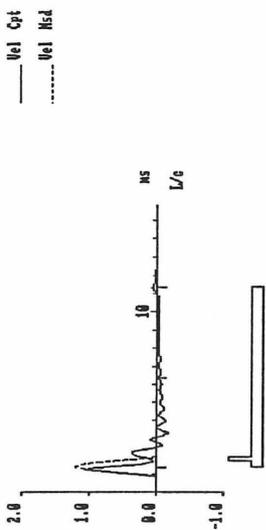


P.I.T.H.P. - GHI and Associates, Inc.  
DEFECT IN CTR. DECREASE & LOW RESISTANCE

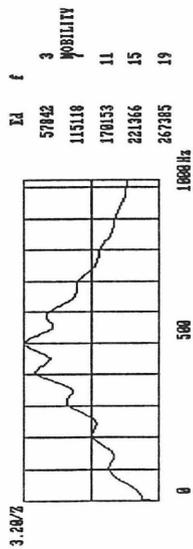
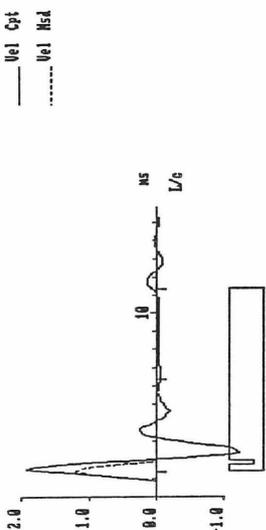
98 06 07



P.I.T.H.R.P - GBL and Associates, Inc.  
 DEFECT IN TOP, INCREASE Z, HIGH RESIST.  
 98 06 07

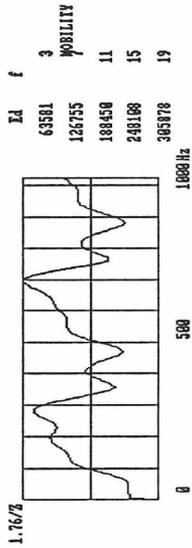
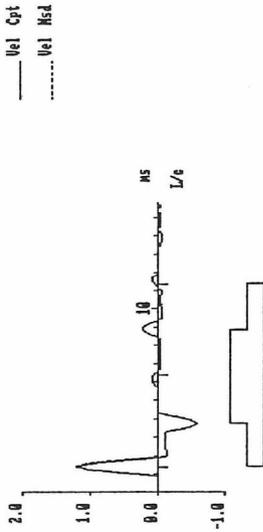


P.I.T.H.R.P - GBL and Associates, Inc.  
 DEFECT IN TOP, DECREASE Z, HIGH RESIST.  
 98 06 07



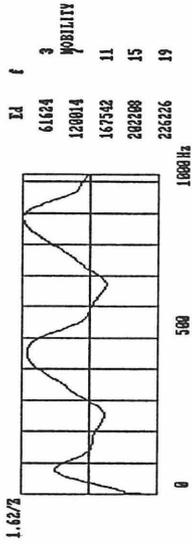
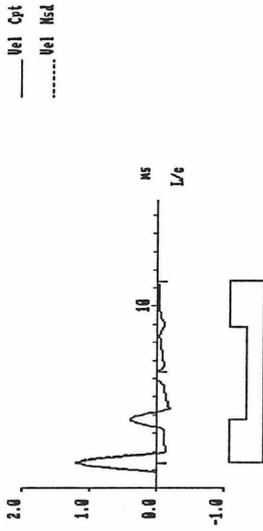
P.I.T.H.P - GIL and Associates, Inc.  
 DEFECT 1/4 L-3/4 L, 2.0 Z, HIGH RESIST.

98 06 00



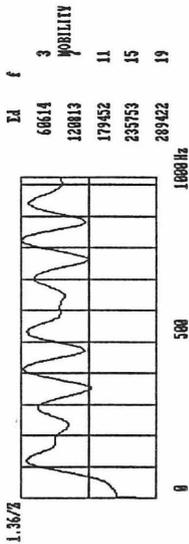
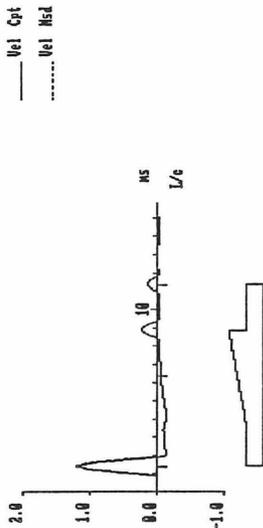
P.I.T.H.P - GIL and Associates, Inc.  
 DEFECT 1/4 L-3/4 L, 50Z Z, HIGH RESIST

98 06 00



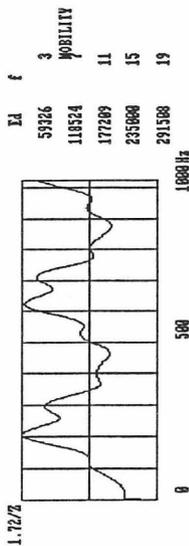
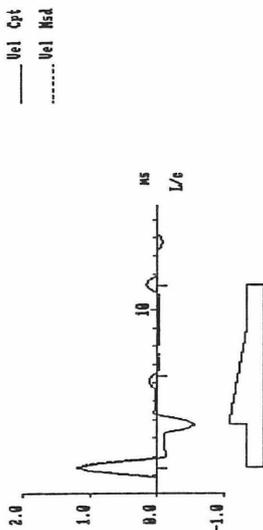
P.I.T.H.P - GIL and Associates, Inc.  
 DEF. 1/4 L - 3/4 L, 0 - 2.0 Z, HIGH RES.

98 06 08



P.I.T.H.P - GIL and Associates, Inc.  
 DEF. 1/4 L - 3/4 L, 2.0 - 0 Z, HIGH RES.

98 06 08





## VERGLEICH VON DYNAMISCHEN PFAHLPRÜFVERFAHREN ANHAND VON DYNAMISCHEN UND STATISCHEN PFAHLTESTS

Dipl.-Ing. J. Grabe, Dipl.-Ing. U. Schuler  
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe  
und

Dr.-Ing. habil. Th. Triantafyllidis  
Bilfinger & Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim

### 1. EINFÜHRUNG

Um die Anzahl der teuren statischen Pfahlprobelastungen auf ein notwendiges Minimum zu begrenzen, sind zur Abschätzung der Pfahltragfähigkeit dynamische Prüfverfahren entwickelt worden. Ziel dieser Arbeit ist es, die Verfahren die auf mathematisch-mechanischen Modellen basieren, anhand von Pfahltests zu überprüfen. Zu den bekanntesten Verfahren gehören das CASE - und das CAPWAP - Verfahren. Obwohl diese Verfahren seit einiger Zeit vorgestellt worden sind (RAUSCHE u.a., 1985, GARBRECHT, 1980, SKOV, 1983, SIMONS u.a., 1983), blieb der Anwenderkreis relativ klein. Das CAPWAP - Verfahren verwendet ein numerisches Optimierungsprogramm und hat den Nachteil, daß es sehr rechenzeitaufwendig ist. Im Gegensatz dazu beruht das CASE - Verfahren auf einer einfachen Formel. Jedoch hängt das Ergebnis für die statische Grenzlast stark von einem schwer erfaßbaren empirischen Wert, dem sogenannten CASE - Dämpfungsfaktor, ab.

Das Problem der Bestimmung der Pfahltragfähigkeit ist ein 'Diagnose - Problem' oder im mechanisch - mathematischen Sinne ein *inverses Problem*. Die bei der Modellbildung erforderlichen Idealisierungen können dazu führen, daß aus dem Ausgangssignal des Systems nicht eindeutig auf die gesuchten Eingangsparameter zurückgeschlossen werden kann. Da bei den vorhandenen Modellen Vereinfachungen über das Systemverhalten zugrundegelegt wurden, sind Ergebnisse einer dynamischen Pfahlprüfung lediglich eine Abschätzung.

Vor kurzem wurde von KOLYMBAS (1989 und 1990) eine einfache Formel für die Ermittlung der Pfahltragfähigkeit entwickelt. Es ist von Interesse, die Anwendbarkeit einer solchen Formel anhand von durchgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen zu überprüfen und die Aussage über die Pfahltragfähigkeit sowohl mit denjenigen aus dem CASE - und CAPWAP - Verfahren als auch den Ergebnissen von parallel dazu durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen gegenüberzustellen.

## 2. GRUNDLAGEN DER DYNAMISCHEN PFAHLTESTS

Das Prinzip der dynamischen Pfahlprüfung basiert auf einer dynamischen Erregung des Pfahlkopfes (i. A. eine impulsartige Belastung durch eine auf den Pfahlkopf aufprallende Fallmasse) und dem Messen des zeitlichen Ablaufs der dynamischen, vertikalen Verformung und der Beschleunigung in der Nähe des Pfahlkopfes. Die hierzu notwendige Meßapparatur und die Geometrie des Systems sind in Bild 1 dargestellt.

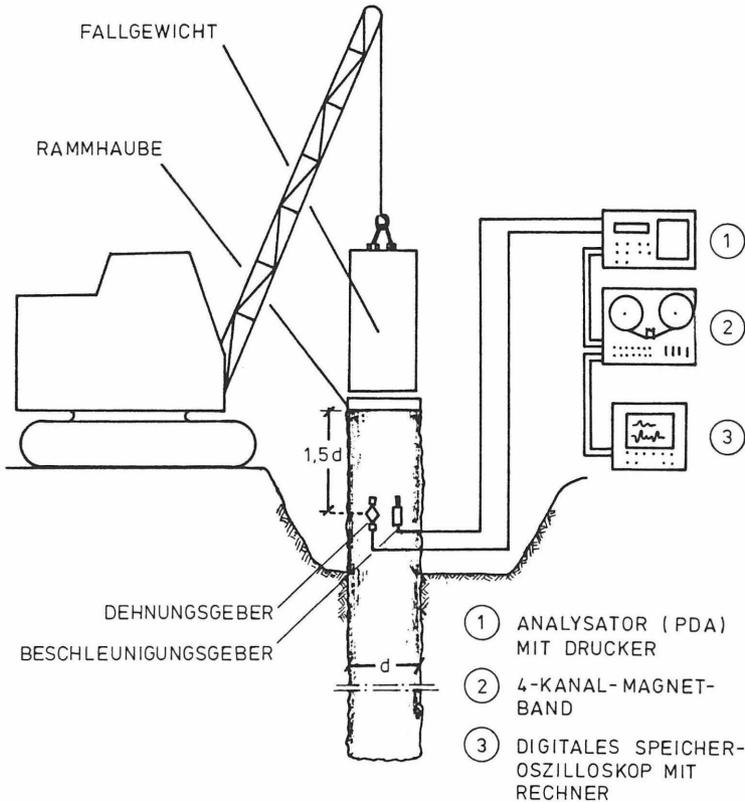


Bild 1: Prinzip einer dynamischen Pfahlprobelastung

Zur Interpretation der Ergebnisse einer dynamischen Pfahlprüfung werden Modelle benutzt, die den Pfahl als einen elastischen Stab idealisieren, bei dem die aufprallende Masse einen einachsigen Verformungszustand erzeugt. Es werden also nur Wellen betrachtet, die

sich in Achsrichtung des Pfahles ausbreiten. Effekte aus der Querdehnung des Pfahlschaftes werden nicht berücksichtigt. Nach dem linear - elastischen Stoffgesetz ergibt sich folgende Differentialgleichung für die Partikelbewegung  $u$  eines materiellen Punktes am Pfahl:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad , \quad (1)$$

wobei  $c = \sqrt{E/\rho}$  die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle,  $E$  der Elastizitätsmodul und  $\rho$  die Dichte des Pfahlmaterials sind.

Die allgemeine Lösung der Gl. 1 hat die Form:

$$u(x, t) = f(x - c \cdot t) + g(x + c \cdot t) \quad , \quad (2)$$

wobei  $x$  den Beobachtungsort und  $t$  den Zeitpunkt wiedergibt. Die Funktion  $f$  repräsentiert Wellenanteile die zur Pfahlspitze und die Funktion  $g$  Wellenanteile, die z.B. durch eine Reflexion zum Pfahlkopf laufen. Die Funktionen  $f, g$  sind durch die Rand - und Anfangsbedingungen des Problems bestimmt.

Da bei dynamischen Pfahlprobelastungen Geschwindigkeit und Dehnung in der Nähe des Pfahlkopfes gemessen werden, ist es sinnvoll, die Lösung des Problems in Geschwindigkeit  $v$  und Dehnung  $\varepsilon$  (oder Kraft  $F$ ) anzugeben. Dies geschieht mit Hilfe der Kinematik und der Stoffbeziehung:

$$\varepsilon = \frac{v}{c}, \quad F = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon \quad (3)$$

$A$  ist die Querschnittsfläche des Pfahles. Aus den Gln. 2 und 3 folgt:

$$v = \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} = \frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial g}{\partial t} = -c \frac{\partial f}{\partial x} + c \frac{\partial g}{\partial x} = v_i + v_r \quad (4)$$

und

$$F = -EA \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} = -EA \frac{\partial f}{\partial x} - EA \frac{\partial g}{\partial x} = F_i + F_r \quad (5)$$

In den Gln. 4 und 5 deutet der Index  $i$  auf eine 'inzidente' (einfallende) und der Index  $r$  auf eine 'reflektierte' Geschwindigkeits- oder Spannungswelle. Außerdem erkennt man aus den Gln. 4 und 5 einen linearen Zusammenhang zwischen der Kraft  $F$  und der Geschwindigkeit  $v$ :

$$F_i = \frac{EA}{c} \cdot v_i = Z \cdot v_i \quad \text{und} \quad F_r = -\frac{EA}{c} \cdot v_r = -Z \cdot v_r \quad (6)$$

Der Proportionalitätsfaktor  $Z$  wird als Impedanz des Pfahles bezeichnet und setzt sich aus dem Produkt der Querschnittsfläche  $A$  mit dem sog. *Wellenwiderstand*  $\sqrt{E\rho}$  des Materials zusammen:

$$Z = \frac{EA}{c} = A \cdot \sqrt{E\rho} \quad (7)$$

Die reflektierten und die einfallenden Kraftwellen werden zusammen mit den an den Rändern des Pfahles wirkenden äußeren Kräften und den Wechselwirkungskräften mit dem anstehenden Boden (Spitzendruck, Mantelreibung) ins Gleichgewicht gebracht, um die Tragfähigkeit des Pfahles unter Berücksichtigung der Rand- und Anfangsbedingungen zu ermitteln. Die drei angesprochenen Verfahren unterscheiden sich hauptsächlich beim Ansatz der Bodenreaktion am Pfahlsystem wie auch beim Ansatz der Anfangs- und Randbedingungen.

### 2.1 Pfahltragfähigkeit nach dem CAPWAP - Verfahren

Dieses Verfahren wurde Anfang der 70er Jahre entwickelt (s. GOBLE et al., 1975) und benutzt, ebenso wie das CASE - Verfahren, die gemessenen Zeitverläufe der Kraft und der Geschwindigkeit am Pfahlkopf, um die Tragfähigkeit des Pfahles zu ermitteln. Der Pfahl wird dabei in diskrete Feder - Masse - Elemente zerlegt, die miteinander gekoppelt sind (s. Bild 2).

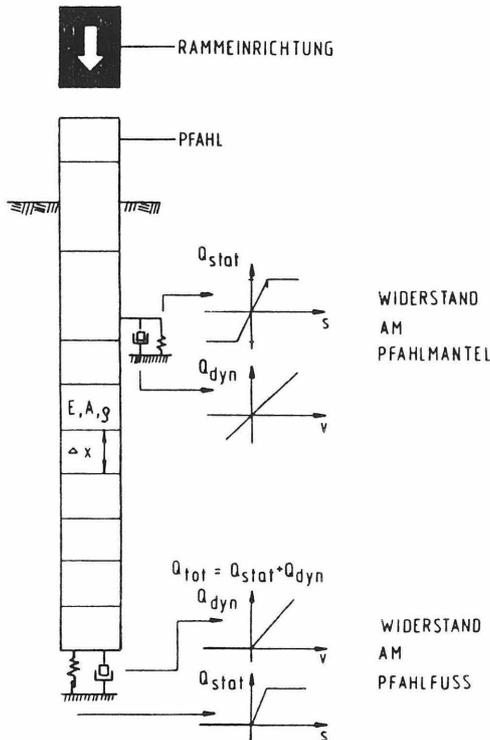


Bild 2: Diskretes Modell des Pfahl - Boden Systems nach CAPWAP

Dem CAPWAP - Verfahren liegt die eindimensionale Wellentheorie zugrunde. Mit Hilfe von geschätzten Kennwerten für den Bodenwiderstand wird das dynamische Verhalten des Pfahles unter einer Stoßbelastung ermittelt. Bei diesem diskreten numerischen Modell wird der statische Bodenwiderstand mit einem bilinearen (elasto - plastischen) Stoffgesetz und der dynamische mit einem linear - viskosen Ansatz abgeschätzt. Diese Kennwerte werden aus Meß- oder Erfahrungswerten ermittelt.

Der gemessene Geschwindigkeitsverlauf am Pfahlkopf wird im diskreten Modell eingegeben und aus dem Modell wird der theoretisch zu erwartende Kraftverlauf errechnet. Die Parameter der Pfahl - Boden - Interaktion werden solange variiert bis der gemessene und der gerechnete Kraftverlauf genügend genau übereinstimmen. Die Suche nach den optimalen Parametern kann je nach Erfahrung über mehrere Stunden dauern.

## 2.2 Pfahltragfähigkeit nach dem CASE - Verfahren

Das CASE - Verfahren beruht auf der Trennung, der an einem Querschnitt ermittelten Kraft in Anteile der reflektierten und einfallenden Spannungswelle (Gl. 6).

$$F_i = \frac{F + Z \cdot v}{2} \quad \text{und} \quad F_r = \frac{F - Z \cdot v}{2} \quad (8)$$

Nach dem Stoß am Pfahlkopf durchläuft eine Welle den ganzen Pfahl bis zur Spitze und wird dort reflektiert. An jedem Krafteinleitungsbereich, wie z.B. am Pfahlmantel, werden Reflexionen hervorgerufen. An diesen Reflexionsbereichen wird die von der einfallenden Welle induzierte Kraft um die Hälfte des Mantelwiderstandes ( $R/2$ ) reduziert und die andere Hälfte ( $R/2$ ) des Mantelwiderstandes wird zum Pfahlkopf reflektiert (Bild 3).

Für den Bodenwiderstand  $R_T$  an der Pfahlspitze gilt (s. Bild 3):

$$R_T(t) = F_{T_i}(t) + F_{T_r}(t) \quad (9)$$

Die einfallende Kraft  $F_{T_i}$  am Pfahlfuß zum Zeitpunkt  $t$  ergibt sich aus der zum Zeitpunkt  $t - L/c$  am Pfahlkopf gemessenen einfallenden Kraft  $F_i$  und dem mobilisierten Mantelwiderstand  $R$  ( $L$ : Pfahllänge) zu:

$$F_{T_i}(t) = F_i(t - L/c) - \frac{R}{2} \quad (10)$$

Die am Pfahlfuß erzeugte Reflexion trifft am Pfahlkopf nach einer Laufzeit von  $\Delta t = L/c$  ein. Die reflektierte Kraft ist um die Hälfte des Mantelwiderstandes  $R$  vergrößert worden. Es gilt daher:

$$F_{T_r}(t) = F_r(t + L/c) - \frac{R}{2} \quad (11)$$

Setzt man das Ergebnis aus Gl. 10 und Gl. 11 in Gl. 9 ein, so erhält man:

$$R_T(t) + R = F_i(t - L/c) + F_r(t + L/c) \quad (12)$$

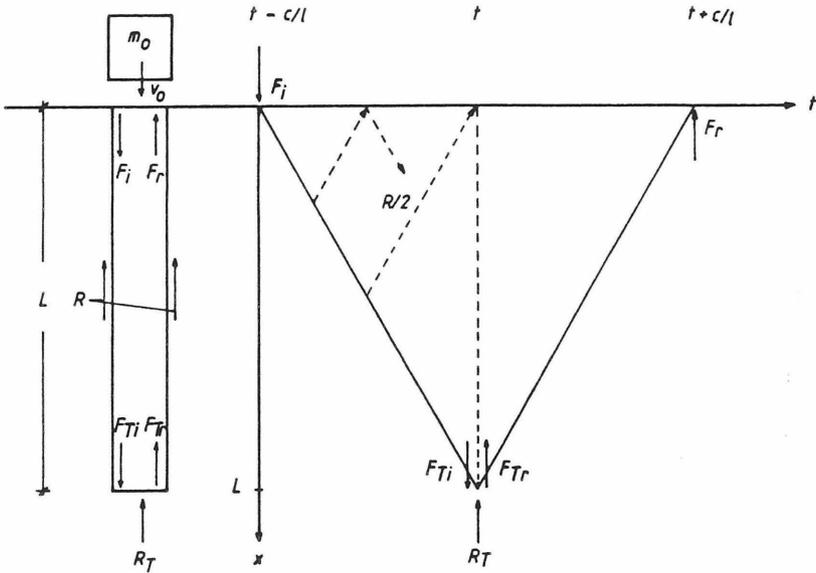


Bild 3: Schematische Darstellung des Prinzips vom CASE - Verfahren

Setzt man in Gl. 12 die Gl. 8 ein, so erhält man die bekannte Formel für die Gesamttragfähigkeit des Pfahles  $R_p$  nach dem CASE - Verfahren:

$$R_p(t) = R_T(t) + R \quad (13)$$

$$= \frac{1}{2}[F(t - L/c) + F(t + L/c) + Z \cdot v(t - L/c) - Z \cdot v(t + L/c)] \quad (14)$$

Beim CASE - Verfahren geht man von einem ideal - plastischen Mantel- und Spitzenwiderstand aus. Man nimmt an, daß die äußere Kraft  $P$  lange genug wirkt (bis alle Reflexionen den Pfahlkopf erreicht haben) und ausreichend groß ist, um alle Bodenwiderstände mobilisieren zu können.

Zur Berücksichtigung der Abstrahlungsdämpfung wird beim CASE - Verfahren der Gesamtbodenwiderstand als Summe eines statischen  $R_s(t)$  und eines dynamischen Anteils  $R_d(t)$  aufgefaßt:

$$R_p(t) = R_s(t) + R_d(t) \quad (15)$$

Für den nur an der Pfahlspitze wirkenden linear - viskosen dynamischen Anteil wird folgendes angesetzt (RAUSCHE et al., 1985):

$$R_d = j_c \cdot Z \cdot v_T \quad (16)$$

Der Faktor  $j_c$  ist der sogenannte CASE - Dämpfungsfaktor. Unter Berücksichtigung des Mantelwiderstands läßt sich die Geschwindigkeit am Pfahlfuß aus den gemessenen Kraft- und Geschwindigkeitsverläufen wie folgt errechnen (RAUSCHE et al., 1985):

$$v_T(t + L/c) = v(t) + \frac{1}{Z}[F(t) - R(t)] \quad (17)$$

Die statische Pfahltragfähigkeit ergibt sich somit aus den Gln. 15, 16 und 17 zu:

$$R_s(t) = R_p(t) - j_c \cdot Z[v(t) + \frac{1}{Z}\{F(t) - R_p(t)\}] \quad (18)$$

Der statische Widerstand ist, wie aus Gl. 18 zu entnehmen ist, eine Funktion des Zeitpunktes  $t$ . Als maßgebend wird derjenige statische Widerstand genommen, der den Maximalwert  $R_s(t)$  innerhalb des Meßzeitraumes liefert.

Der CASE- Dämpfungsfaktor  $j_c$  kann mit Hilfe einer Kalibrierung des CASE - Verfahrens an statischen Probelastungen ermittelt werden. Empirisch ermittelte und empfohlene CASE - Dämpfungsfaktoren sind in der Tabelle 1 (s. RAUSCHE et al., 1985) angegeben. Die angegebenen Streubreiten sind teilweise erheblich.

Bodenart	empfohlener Bereich für $j_c$
Sand	0,05 - 0,20
Sand und Schluff	0,15 - 0,30
Schluff	0,20 - 0,45
Schluff und Ton	0,40 - 0,70
Ton	0,60 - 1,10

Tabelle 1: Empfohlene CASE - Dämpfungsfaktoren  $j_c$  für verschiedene Bodenarten (Rausche et al. 1985)

### 2.3 Pfahltragfähigkeit nach dem Verfahren von KOLYMBAS

Bei diesem relativ neu entwickelten Verfahren wird der Bodenwiderstand als ideal - plastisch und der Pfahl als ein elastischer eindimensionaler Stab angenommen. Unter der Annahme einer über die Tiefe konstant am Pfahlmantel wirkenden Schubspannung  $\tau$ , lassen sich Spannung  $\sigma$  und Geschwindigkeit  $v$  an jeder beliebigen Stelle  $x$  des Stabes durch ein System von Differentialgleichungen beschreiben. Dieses System lautet:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho \frac{\partial v}{\partial t} + \kappa q \quad (19)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = E \frac{\partial v}{\partial x} \quad , \quad (20)$$

wobei  $q = \tau U/A$  sich aus der Mantelschubspannung  $\tau$ , der Querschnittsfläche  $A$  und dem Umfang  $U$  des Pfahles errechnet. Die Zahl  $\kappa$  beschreibt Richtung und Anteil der aktivierten Schubspannung. Der Wertebereich von  $\kappa$  ist  $[-1, 1]$ .

Die mit der Geschwindigkeit  $v_0$  auf den Pfahlkopf aufrallende Fallmasse  $m_0$  wird beim Stoß abgebremst. Die Bewegungsgleichung des Systems ist:

$$m_0 \cdot \left( \frac{\partial v}{\partial t} + g \right) = A \cdot \sigma \quad , \quad (21)$$

Zwischen der Fallmasse und dem Pfahlkopf wirkt die Interaktionsspannung  $\sigma$ . Die Erdbeschleunigung ist mit  $g$  bezeichnet. Die Aufprallgeschwindigkeit  $v_0$  errechnet sich aus der Fallhöhe  $h$  zu  $v_0 = \sqrt{2gh}$ . Zum Zeitpunkt  $t = 0$  ist die Geschwindigkeit eines materiellen Punktes am Pfahlkopf  $v(x = 0, t = 0)$  gleich der Aufprallgeschwindigkeit  $v_0$ .

Mit Hilfe des Ansatzes nach Gl. 2 für die homogene Lösung des Systems (Gln. 19 und 20) und der partikulären Lösung für die Größe  $q$  wird unter Berücksichtigung der Rand- und Anfangsbedingungen die Tragfähigkeit des Pfahles ermittelt. Die Herleitung ist relativ kompliziert und bereits veröffentlicht (KOLYMBAS, 1989 und 1990). Bei der Herleitung der Tragfähigkeit wurde angenommen, daß die Masse  $m_0$  sich vom Pfahl hebt, bevor die vom Pfahlfuß erzeugte Reflexion den Pfahlkopf erreicht. Die am Pfahlkopf ankommende Welle trifft somit auf ein freies Ende.

Die auf analytischem Wege ermittelte Formel von KOLYMBAS für die Gesamttraglast  $R_p$  des dynamisch getesteten Pfahles lautet:

$$R_p = Z \left( v_0 - \frac{1}{2} v_1 \right) \quad , \quad (22)$$

wobei  $v_0$  der Maximalwert des am Pfahlkopf gemessenen Geschwindigkeitsverlaufes ist, und  $v_1$  der Wert des Geschwindigkeitsverlaufes zu einem um  $t = 2L/c$  späteren Zeitpunkt. Für die Berechnung der Pfahltragfähigkeit nach der Gl. 22 wird nur der Geschwindigkeitsverlauf am Pfahlkopf benötigt. Das Modell berücksichtigt keine Abstrahlungseffekte. Der Ansatz einer über die Tiefe konstant wirkenden Grenz - Mantelreibung  $\tau$  trifft eher für kohäsive Böden zu. Da die Belastung und demzufolge die Bodenverformungen im dynamischen Fall sehr schnell erfolgen, ist bei kohäsiven Böden ein Unterschied zwischen statischer und dynamischer Tragfähigkeit. Deshalb führt KOLYMBAS (1989) in Anlehnung an GUDEHUS (1981) folgende Viskositätskorrektur ein:

$$R_s = \left( 1 - I_v \ln \frac{v_{dyn}}{v_{stat}} \right) R_p \quad , \quad (23)$$

wobei  $I_v$  der sogenannte Zähigkeitsindex ist und der Tabelle 2 entnommen werden kann.

Im Gegensatz zu den anderen Verfahren kann somit das Verfahren von KOLYMBAS die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Bodenreaktion berücksichtigen. Die exakte Bestimmung der Geschwindigkeiten  $v_{dyn}$  und  $v_{stat}$  ist nach KOLYMBAS nicht notwendig. Es genügt für  $v_{dyn}$  etwa das erste Maximum der gemessenen Geschwindigkeitskurve ( $v_{dyn} \approx 1\text{m/s}$ ) und für  $v_{stat}$  eine für die statische Probelastung typische Pfahlkopfgeschwindigkeit ( $v_{stat} \approx 0,25\text{mm/h}$ ) einzusetzen.

Erdstoff	$I_v$
toniger Schluff	0,01
schluffiger Ton	0,02
Rohton	0,03
Bentonit	0,06
Klei	0,06
Torf	0,07

Tabelle 2: Zähigkeitsindex für bindige Böden (aus GUDEHUS, 1981)

### 3. VERGLEICH DER TRAGFÄHIGKEITSFORMELN MIT MESSERGEBNISSEN

Durch den direkten Vergleich von statischen Probelastungen mit den Ergebnissen dynamischer Pfahlprüfungen kann die Treffsicherheit der vorgestellten Pfahltragfähigkeitsformeln beurteilt werden. Aus diesem Grunde wurden Versuchsdaten bereits durchgeführter Pfahltests zusammengetragen (s. GRABE und SCHULER, 1990). Die Quellen der einzelnen Versuchsdaten sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Für eine vergleichende Auswertung der Versuche mußte das Ergebnis einer statischen Probelastung, z.B. in Form einer Lastsetzungskurve oder die Tragfähigkeit mit Angabe des Grenzlastkriteriums, vorliegen. Die statische Grenzlast wurde bei den in Tabelle 3 aufgeführten Versuchsdaten nach DIN 1054 ermittelt.

Die Meßschriebe der am Pfahlkopf gemessenen Geschwindigkeits- und Kraftverläufe wurden nach dem CASE - Verfahren und nach dem Verfahren von KOLYMBAS ausgewertet. Die Ergebnisse der CAPWAP - Analysen wurden ohne Überprüfung den Quellen entnommen. Für die Auswertung waren Informationen über die Pfahlart und den Bodenaufbau insbesondere im Pfahlfußbereich erforderlich. Denn die Bodenart im Pfahlfußbereich ist maßgebend für die Wahl des beim CASE - Verfahren verwendeten Dämpfungsfaktors und für eine eventuelle Abminderung der Tragfähigkeit beim Verfahren von KOLYMBAS.

Das Ergebnis der Untersuchung ist in den Bildern 4, 5 und 6 in Form von Diagrammen dargestellt. In diesen Diagrammen sind als Ordinate die nach den einzelnen Verfahren *berechneten* Tragfähigkeiten, und als Abzisse diejenigen aus der *statischen Probelastung gewonnenen* Tragfähigkeiten aufgetragen. Wertepaare, die in den Diagrammen oberhalb bzw. unterhalb der Winkelhalbierenden liegen, kennzeichnen Versuche bei denen die Tragfähigkeit vom jeweiligen Verfahren über- bzw. unterschätzt wurde. Insgesamt konnten die Verfahren an den Meßergebnissen von 21 Pfählen überprüft werden. Die untersuchten Pfahltypen umfassen Stahl- und Fertigbetonrammpfähle, Großbohrpfähle und Ort betonverdrängungspfähle.

Bei der vorliegenden Untersuchung konnte kein wesentlicher Einfluß der Pfahlart auf die Genauigkeit der dynamischen Prüfverfahren festgestellt werden. Bei Großbohrpfählen

Nr.	Pfahltyp, Quelle	Boden	Statische Grenzlast [kN]	DPT -Verfahren			Bemerkungen
				CAPWAP [kN]	CASE [kN]	KOLY [kN]	
1	Stahlrammpfahl [12]	Sand	6350	5770	6965	6350	Grenzlast nicht erreicht
2	Stahlrammpfahl [12]	Sand	5400	4520	5570	4970	
3	Stahlrammpfahl [12]	Schluff	5600	4210	5740	5050	
4	Stahlrammpfahl [12]	toniger Schluff	3260	3210	4720	3450	
5	Stahlrammpfahl [12]	Ton	3700	6020	5540	4030	
6	Stahlrammpfahl [12]	Ton	2060	3000	2600	2140	
7	Stahlrammpfahl [5]	Sand	2000	2000	2000	2350	
8	Betonrammpfahl [4]	Sand	1250	-	1500	1530	
9	Betonrammpfahl [4]	Sand	920	-	920	1120	
10	Betonrammpfahl [5]	Sand	2400	2067	2000	1900	
11	Betonrammpfahl [5]	Feinsand	2200	2117	2200	2300	
12	Betonrammpfahl [5]	Sand	3140	2940	2930	2910	
13	Betonrammpfahl [17]	-	2200	-	2200	2100	
14	Großbohrpfahl [1]	Seeton	2500	-	2510	2065	
15	Großbohrpfahl [3]	Sandstein	>20000	10000	8800	10665	
16	Großbohrpfahl [3]	verwitterter Fels	>20000	8000	14300	19000	Der volle Widerstand wurde nicht geweckt. Grenztragfähigkeit wurde nicht erreicht.
17	Fundex [5]	Feinsand	2200	1720	2200	2900	Grenztragfähigkeit wurde nicht erreicht.
18	Fundex [5]	Sand	>3200	3600	3250	3300	
19	Betonrammpfahl [14]	Tonstein	1100	1050	1400	900	
20	Spundbohle [13]	Ton	1300	1400	1344	1147	
21	Spundbohle [13]	Sand	1530	1250	1260	2040	

Tabelle 3: Zusammenstellung der verwendeten Pfahldaten und der nach den verschiedenen Verfahren ermittelten Grenzlasten

konnte die Grenztragfähigkeit der Pfähle durch den aufgebrachtten Impuls nicht mobilisiert werden. Die Tragfähigkeit dieser Pfähle lag weit außerhalb des in den Diagrammen dargestellten Wertebereiches und blieb daher unberücksichtigt.

Bis auf wenige Ausnahmen ist die Abweichung zwischen der berechneten und der gemessenen Tragfähigkeit bei allen Verfahren kleiner als 20%. Ein wesentlicher Unterschied zwischen den Prüfverfahren hinsichtlich der Genauigkeit kann nicht festgestellt werden. Bemerkenswert ist allerdings, daß bei Pfählen, die mit der Pfahls Spitze in kohäsive Böden einbinden (z. B. Versuch Nr. 5) das Verfahren von KOLYMBAS vergleichsweise bessere Ergebnisse liefert. Bei Feinsanden und Schluffen jedoch wird die Pfahltragfähigkeit eher überschätzt.

Der Hauptvorteil des Verfahrens von KOLYMBAS liegt darin, daß zur Auswertung keine empirisch zu bestimmenden Parameter benötigt werden. Damit wird die Auswertung objektiv. Der Meßaufwand ist zudem reduziert.

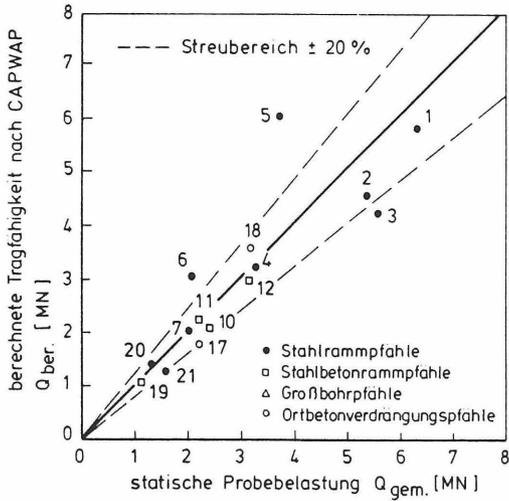


Bild 4: Vergleich der Meßergebnisse von statischen Probelastungen und der Auswertung der dynamischen Versuche nach dem CAPWAP - Verfahren.

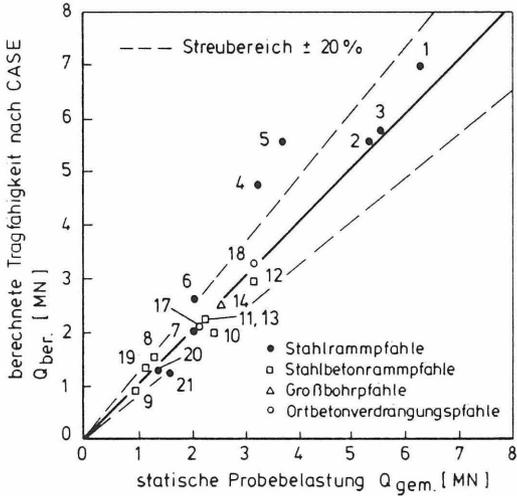


Bild 5: Vergleich der Meßergebnisse von statischen Probelastungen und der Auswertung der dynamischen Versuche nach dem CASE - Verfahren.

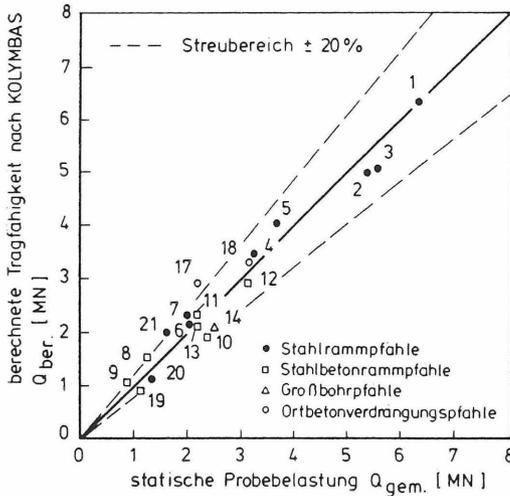


Bild 6: Vergleich der Meßergebnisse von statischen Probelastungen und der Auswertung der dynamischen Versuche nach dem Verfahren von KOLYMBAS.

#### 4. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im vorliegenden Beitrag wurde ein Vergleich zwischen den Ergebnissen aus dynamischen und statischen Pfahlprüfungen angestellt. Die grundlegenden Annahmen und theoretischen Grundlagen der dynamischen Tragfähigkeitsformeln wurden angesprochen. Neben den bereits bekannten Verfahren CASE und CAPWAP wurde ein relativ neues Verfahren nach KOLYMBAS auf seine Zuverlässigkeit bezüglich der Abschätzung der Pfahltragfähigkeit überprüft. Beim Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Pfahltragfähigkeiten zeigte sich kein wesentlicher Unterschied zwischen den drei Verfahren. Der Meßaufwand beim Verfahren von KOLYMBAS ist reduziert, da zur Auswertung nur der gemessene Geschwindigkeitsverlauf benötigt wird. Es hat sich bisher gezeigt, daß diese Formel für bindige Böden mit den Ergebnissen aus statischen Probelastungen gut übereinstimmt. Bei feinkörnigen Böden sind noch weitere Untersuchungen erforderlich. Wird die Formel von KOLYMBAS durch weitere Vergleichsuntersuchungen bestätigt, so steht dem Praktiker ein Verfahren zur Auswertung dynamischer Pfahlprüfungen zur Verfügung, welches eine objektive und kostengünstige Abschätzung der statischen Pfahltragfähigkeit gestattet.

#### LITERATUR

[1] FA. BAUER, Schrobenuhausen: Bericht über die dynamische Pfahltragfähigkeits-

prüfung, Draubrücken. Interner Bericht.

- [2] BALTHAUS, H.G. (1986): Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethode, Dissertation TU Braunschweig.
- [3] FA. BILFINGER & BERGER AG, Mannheim: Dynamische Pfahlprüfungen an Versuchspfählen auf der Baustelle Schwarzbach – Talbrücke, interner Bericht.
- [4] FA. BILFINGER & BERGER AG, Mannheim: Pfahlprüfungen von Fertigbetonrammpfählen in Nettelburg, interner Bericht.
- [5] DMT - Gründungstechnik GmbH: Probelastungen mit Hilfe der dynamischen Meßmethode, Firmenprospekt.
- [6] GARBRECHT, D. (1980): Stoßprüfung von Pfählen, Baugrundtagung Mainz, S. 591 - 612
- [7] GOBLE, G., LIKINS, G. und RAUSCHE, F. (1975): Bearing capacity of piles from dynamic measurements, Final report, Case Western University.
- [8] GRABE, J. und SCHULER, U. (1990): Auswertung dynamischer Pfahlprüfungen nach den Verfahren CASE, CAPWAP und nach KOLYMBAS (zur Veröffentlichung eingereicht bei der Geotechnik).
- [9] GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik, Enke Verlag.
- [10] KOLYMBAS, D. (1990): Longitudinal impacts on piles (zur Veröffentlichung angenommen in der Zeitschrift: Soil Dynamics and Earthquake Engineering).
- [11] KOLYMBAS, D. (1989): Vereinfachte Abschätzung der Pfahltragfähigkeit aufgrund dynamischer Belastung, Geotechnik, Heft 2
- [12] Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Braunschweig (1982): Abschlußberichte über dynamische Pfahltests auf der Baustelle Containerkaje Bremerhaven.
- [13] MEIER, K. (1989): Dynamische Pfahltests an Spundbohlen, Mittl. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Braunschweig, S. 175 – 179
- [14] MURE, MICE, KIGHTLEY, GRÄVARE, HERMANSSON (1983): CAPWAP – an economic and comprehensive alternative to traditional methods of load testing of piles, piling and ground treatment for foundation, Thomas Telford, London, S. 167 - 174
- [15] RAUSCHE, F., GOBLE, G. und LIKINS, G. (1985): Dynamic determination of Pile Capacity, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 3, S. 367 - 383
- [16] SIMONS, H., FRÜCHTENICHT, H. und MESECK, H. (1983): Dynamische Pfahltests, Bauingenieur 58, S.189 – 196
- [17] SKOV, R. (1983): Dynamische Pfahlprüfungen, Geotechnik 2



## DYNAMISCHE PFAHLPRÜFUNG ALS OPTIMIERUNGSPROBLEM

---

Dr.-Ing. O. Klingmüller  
Bilfinger + Berger, Mannheim

### Beitrag zu "Dynamische Pfahltests"

Seminar des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig  
Januar 1991

1. Einleitung
2. Mechanisch-mathematische Modellbildung
3. Formulierung des Optimierungsproblems
4. Beispiel zur Konvexität
5. Resumee

### Zusammenfassung

Die dynamische Pfahlprüfung wird als ein Problem der mathematischen Optimierung dargestellt.

Nach einer speziellen Einführung in das CAPWAP-Verfahren werden Formulierungsmöglichkeiten für das Optimierungsproblem aufgezeigt und die Lösbarkeit und die Eindeutigkeit von Lösungen diskutiert. An einem Beispiel wird numerisch gezeigt, daß das zugehörige Optimierungsprogramm lokal konvex ist und somit bekannte Verfahren zum Einsatz kommen können.

## 1. Einleitung

Während das gesuchte Lastsetzungsverhalten beim statischen Versuch durch Messung der Setzungen und des Drucks in den Pressen verhältnismäßig einfach direkt erfaßt werden kann, ist die Bestimmung des Lastsetzungsverhaltens beim dynamischen Versuch nur mittelbar durch Interpretation des Geschwindigkeits- und des Stoßkraftzeitverlaufs möglich. Diese Interpretation erfordert eine mechanisch-mathematische Modellbildung des Systems Pfahl-Boden.

Freie Parameter in diesem mechanisch-mathematischen Modell müssen so angepaßt werden, daß das berechnete Verhalten des Modells mit dem gemessenen Verhalten des Pfahls im Boden unter Stoßbelastung übereinstimmt. Diese Anpassung erfolgt in einem iterativen Prozeß, bei dem sich jeweils aus den Differenzen zwischen gerechneten und gemessenen Zeitverläufen diejenigen Änderungen in den Parametern ergeben, die zu einer Annäherung der berechneten an die gemessenen Kurven führen.

Durch dieses Zusammenwirken von Messung und Rechnung ist das Verfahren der dynamischen Pfahlprüfung mit Bezug auf das mechanische Problem der Systemidentifikation zuzuordnen (siehe [1], [12], [13]). Wegen der plastischen Verformungen des Baugrundes müssen die Lösungsverfahren nichtlineares Materialverhalten berücksichtigen können (nichtlineare Systemidentifikation, siehe [9]).

Mit Bezug auf das mathematische Problem ist festzuhalten, daß eine Zielfunktion, nämlich die Abweichung von gerechnetem und gemessenem Zeitverlauf als Funktion der freien Parameter der Modellbildung zu minimieren ist. Diese freien Parameter dürfen jedoch nicht so gewählt werden, daß sie die dynamischen

Gleichgewichtsbedingungen oder die kinematischen Bedingungen verletzen. Zusätzlich ist darauf zu achten, daß die Parameter nur physikalisch sinnvolle Werte annehmen (z. B. Dämpfung, E-Moduli und aufnehmbare Spannungen müssen größer als Null sein, und müssen in einem Wertebereich liegen, der dem Material - Boden, Pfahlbeton - entspricht).

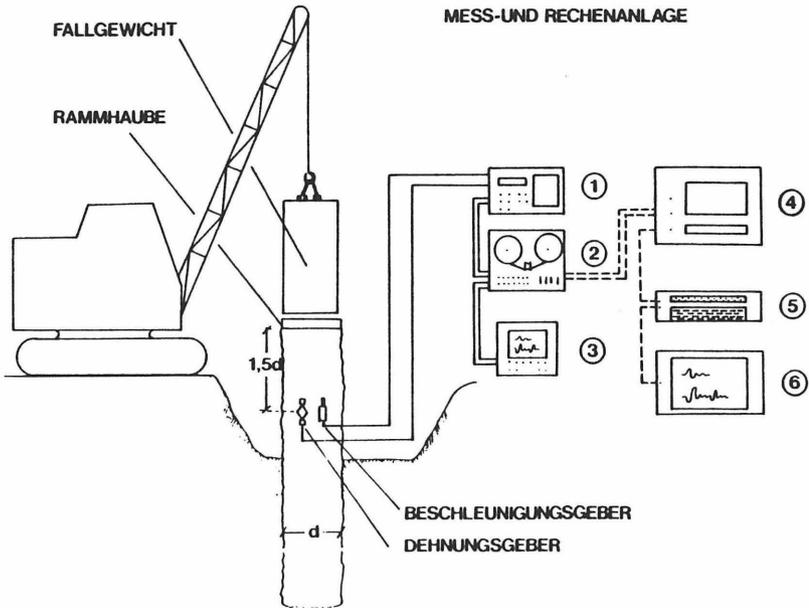
Mit der Definition eines Zieles, daß unter bestimmten Bedingungen erreicht werden soll, erweist sich das Problem im mathematischen Sinn als Optimierungsproblem.

Im folgenden wird nach einer kurzen Einführung in die dynamische Pfahlprüfung mit einer problembezogenen Darstellung des Capwap-Verfahrens die Formulierung möglicher Optimierungsprobleme diskutiert. Hierbei wird insbesondere auf die Frage der Lösbarkeit des Problems und der Eindeutigkeit einer Lösung eingegangen.

## 2. Mechanisch-mathematische Modellbildung

Der Aufbau der für die dynamische Pfahlprüfung erforderlichen Geräte ist aus Bild 1 zu ersehen. Der Stoß wird entweder durch ein Fallgewicht oder ein geeignetes Rammgerät aufgebracht.

Während des Versuchs erfolgt die Messung der Dehnungen und Beschleunigungen über entsprechende Aufnehmer. Diese sind an ein Gerät angeschlossen, in dem verschiedene Funktionen wie Verstärkung, Filterung, Integration und Umrechnung auf mechanische Größen sowie Ausgabe von Einzelwerten kombiniert sind. Die Zeitverläufe können auf einem Oszilloskop sichtbar gemacht werden und auf einem Magnetband gespeichert werden. Drei typische Zeitverläufe sind in Bild 2 angegeben.



- 1 File Driving Analyser  
(Spannungsversorgung der Beschleunigungsaufnehmer,  
Abgleich der Dehnungsbrücken, Verstärkung)
- 2 Magnetbandspeicher (optional)
- 3 Bildschirm (Oszilloskop)
- 4,5,6 PC mit geeigneter Software zur Auswertung und  
Peripherie für Ergebnisdarstellung

Bild 1 : Schema der dynamischen Pfahlprüfung

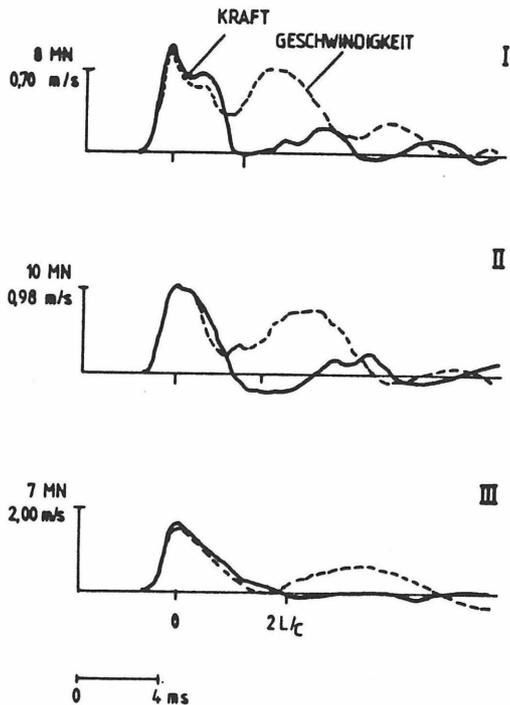


Bild 2: Zeitverläufe der Kraft und Geschwindigkeit

Aus den Zeitverläufen in Bild 2 ist zu erkennen, daß die Kraft und Geschwindigkeit zu Beginn und während des Stoßvorgangs proportional zueinander verlaufen. Danach weicht die Geschwindigkeit in einer für das spezielle Pfahl-Boden-System charakteristische Weise vom Kraftverlauf ab.

Die Basis für die Interpretation der Messungen bildet die Theorie der eindimensionalen Ausbreitung von Stoßwellen in einem elastischen Medium. Für einen Stab mit konstantem Querschnitt wird die Ausbreitung von Stoßwellen durch die bekannte Differentialgleichung erfaßt [3]:

$$\ddot{u} - c^2 u'' = 0 \quad (1)$$

mit  $u = u(x, t)$ : Verschiebungsfunktion

$\ddot{u}$  : Beschleunigung, zweite zeitliche Ableitung  
der Verschiebungsfunktion

$u''$  : Dehnungsänderung, zweite räumliche Ableitung  
der Verschiebungsfunktion

$c$  : Wellengeschwindigkeit (Materialkonstante)

Bei der d'Alembertschen Lösung dieser Differentialgleichung wird das Verhalten des Stabes durch die Überlagerung hin- und herlaufender Einzelwellen beschrieben :

$$u(x, t) = u_1(x - ct) + u_2(x + ct) \quad (2)$$

Solange die Stoßwelle nicht reflektiert wird, läuft nur eine Welle in eine Richtung und (2) ergibt, daß Geschwindigkeit und Dehnung zueinander proportional sind. Wird die Dehnung über den Querschnitt zur Kraft integriert, bleibt die Proportionalität erhalten. Der zugehörige Proportionalitätsfaktor  $A$  und Wellengeschwindigkeit  $c$  wird als Impedanz bezeichnet.

Für die dynamische Pfahlprüfung werden diese Zusammenhänge bei einer direkten Interpretation der Meßsignale (CASE-Verfahren, siehe [2]) in der Weise ausgenutzt, daß alle Abweichungen von der Proportionalität, die nicht auf eine Reflektion vom Pfahlende zurückzuführen sind, als Wirkung des Bodenwiderstandes angesehen werden. Einflüsse aus verschiedenen Schichten sowie die

Dämpfung des Bodens und des Pfahlmaterials werden global über Erfahrungswerte erfaßt.

Die entsprechenden formelmäßigen Zusammenhänge können sofort nach der Meßwerterfassung im Analysator (siehe Bild 1) ausgewertet und ausgegeben werden. Die einzige unbekannte Größe in dem zugrundeliegenden mechanischen Modell, der Gesamtwiderstand kann explizit ausgerechnet werden. Für gegebene Dämpfungswerte kann der dynamische Anteil bestimmt werden und ein statisch nutzbarer Widerstand angegeben werden.

Das CASE-Verfahren findet vor allem bei Rammpfählen Anwendung und ist in einigen Ländern auch in Normen eingeführt.

Bei Pfählen mit abgestuften Querschnitten, bei geschichtetem Boden mit unterschiedlicher Lastabtragung in einzelnen Schichten, bei sehr langen Pfählen und auch unbekanntem Dämpfungseinflüssen wird die globale Abschätzung des Bodenverhaltens nach dem CASE-Verfahren zu ungenau. Eine komplexere Modellbildung geht von einer um die Dämpfungseinflüsse und die Mantelreibung erweiterten Differentialgleichung aus:

$$m \ddot{u} - EA u'' - D \dot{u}' + k_B u + D_B \dot{u} = 0 \quad (3)$$

Hierin ist der Einfluß der Dämpfungskräfte des Pfahlmaterials  $D \dot{u}'$  und der Dämpfungskräfte des Bodens  $D_B \dot{u}$ , sowie die Mantelreibung  $k_B u$  enthalten.

Die Mantelreibung folgt einem nichtlinearen Werkstoffgesetz, welches durch elastisch-idealplastisches Verhalten näherungsweise beschrieben wird (siehe Bild 3). Die im Bild 3 angegebenen Werte  $R_0$  und  $u_0$  definieren die Grenze des elastischen Bereichs.

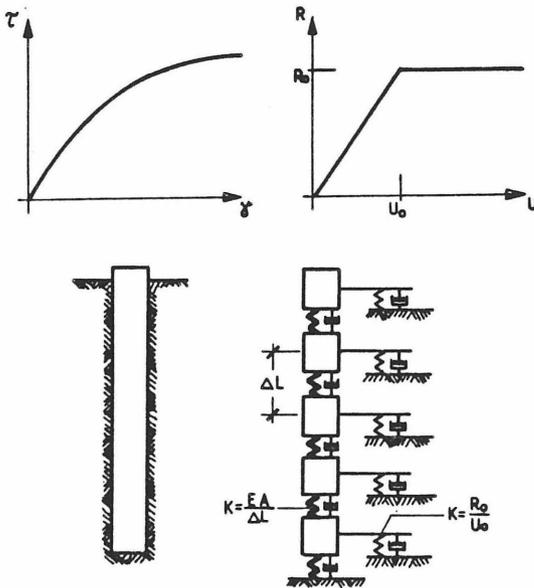


Bild 3: Nichtlineares Bodenverhalten und Pfahlmodell

Da analytische Lösungen für diese Differentialgleichung nur für Sonderfälle angegeben werden können, muß von einer Diskretisierung ausgegangen werden ([4], [5]), symbolisch dargestellt durch ein Feder-Masse-Dämpfer-Modell (siehe Bild 3).

Die Diskretisierung erfolgt entweder in der klassischen Form der Baudynamik durch Trennung der Federungs-, Dämpfungs- und Masseneigenschaften des Stabes, auch in Analogie zur Methode der Finiten Elemente [6]. Bei diesem Vorgehen wird von der vollständigen Formulierung (3) der Differentialgleichung ausgegangen. Aufgrund der einfachen Struktur der Matrizen, bietet sich die Formulierung mit konzentrierten Massen und Anwendung der expliziten numerischen Integration im Zeitbereich an.

Die andere Möglichkeit besteht in der Angabe parametrisierter Lösungen der Differentialgleichung des unbehinderten Stabes ((1) und (2)) für passend gewählte Teilstücke des Stabes und Kopplung der Lösungen durch Übergangsbedingungen. In diese Übergangsbedingungen können dann die Einflüsse der seitlich wirkenden Mantelreibungskräfte einbezogen werden. Ein besonderes Merkmal dieser Lösung ist die Kopplung der Zeitdiskretisierung an die Größe der gewählten Stabelemente (siehe [8]).

Wegen der kompakten Schreibweise wird im folgenden auf die erste Möglichkeit der Diskretisierung Bezug genommen.

An die Stelle der partiellen Differentialgleichung (3) tritt nach der Diskretisierung ein gekoppeltes System von gewöhnlichen Differentialgleichungen, die üblicherweise in Matrixschreibweise zusammengefaßt werden [6].

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + (\underline{C} + \underline{C}_B) \dot{\underline{u}} + (\underline{K} + \underline{K}_B) \underline{u} = \underline{R}(t) \quad (4)$$

mit	$\underline{u}, \dot{\underline{u}}, \ddot{\underline{u}}$	Vektor der Knotenverschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen
	$\underline{M}, \underline{C}, \underline{K}$	Massenmatrix, Dämpfungsmatrix und Steifigkeitsmatrix für den Pfahl
	$\underline{C}_B, \underline{K}_B$	Dämpfungsmatrix und Steifigkeitsmatrix für den Bodenwiderstand
	$\underline{R}(t)$	Knotenlastvektor, hier: eingebrachte Stoßkraft am Pfahlkopf

Wenn der statische Bodenwiderstand eine vorgegebene Grenze  $R_0$  (bzw. die vorgegebene Grenzverformung  $q_0$ , quake, siehe Bild 3) erreicht, wird der entsprechende Anteil in  $\underline{K}_{Bu}$  durch den konstanten Wert  $R_0$  ersetzt.

Für eine gegebene Funktion  $\underline{R}(t)$  hat (4) eine eindeutige Lösung  $\underline{u}(t)$ . Ebenso gehört zu einem gegebenen Verlauf  $\underline{u}_i(t)$  des Knotenpunktes 'i' als Anfangs- bzw. Randbedingung eine eindeutige Funktion  $\underline{R}(t)$ .

Wird ein gemessener Zeitverlauf der Geschwindigkeit  $u^*_{oben}(t)$  und (4) eingesetzt, stimmt der resultierende berechnete Zeitverlauf der Kraft  $R_{oben}(t)$  nur dann mit der unabhängig gemessenen Funktion  $R^*_{oben}(t)$  überein, wenn das mechanisch-mathematische Modell das tatsächliche Verhalten des Systems Pfahl-Boden erfaßt (CAPWAP-Verfahren). Umgekehrt kann auch die gemessene Pfahlkopfkraft  $R^*_{oben}(t)$  als äußere Belastung aufgebracht werden und die errechnete Geschwindigkeit  $u_{oben}(t)$  mit der gemessenen Geschwindigkeit  $u^*_{oben}(t)$  verglichen werden (WAPCAP-Verfahren).

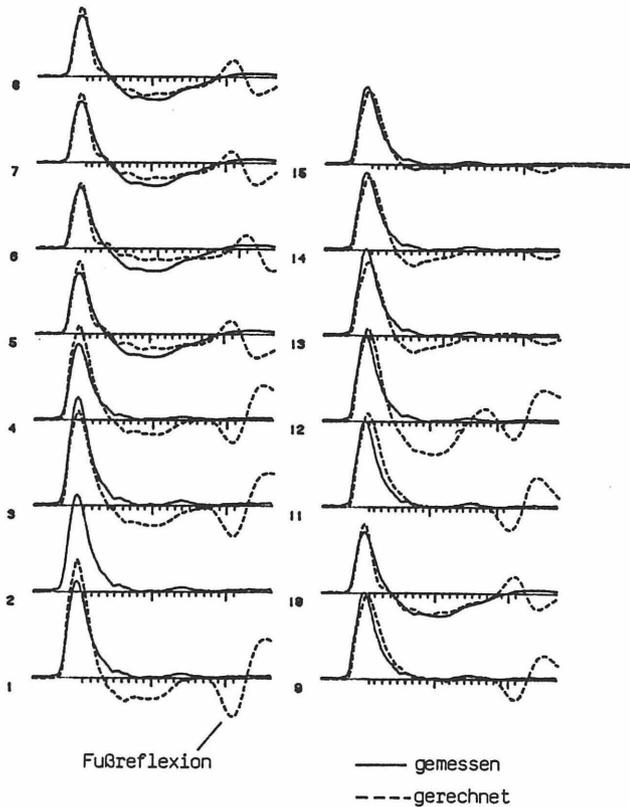


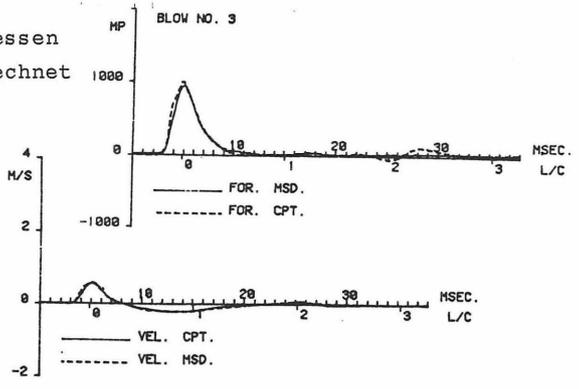
Bild 4: CAPWAP-Iteration

Diese Art der Auswertung kann nur mit Hilfe des Computers durchgeführt werden (siehe auch Bild 1). Die gemessenen Zeitverläufe der Geschwindigkeit  $u^*_{oben}(t)$  und der Pfahlkopfkraft  $R^*_{oben}(t)$  werden hierzu digitalisiert.

CAPWAP

Input : Geschwindigkeit

Output: Kraft ——— gemessen  
----- gerechnet



WAPCAP

Input : Kraft

Output: Geschwindigkeit ——— gerechnet  
----- gemessen

Bild 5: Gerechnete und gemessene Kurven

In Bild 4 sind einige Schritte aus einer typischen CAPWAP-Iteration gezeigt. Es ist dort deutlich zu sehen, daß der Fußwiderstand lediglich am Ende des betrachteten Zeitbereichs einen Einfluß auf die gerechnete Kurve hat. Der Zusammenhang zwischen der Abweichung der gerechneten und der gemessenen Kurven in verschiedenen Zeitbereichen kann zur Bestimmung einer Strategie für die Wahl der Änderungen in den Parametern ausgewertet werden [10]. Allgemein gilt die Regel, daß Modelländerungen im Iterationsprozeß immer von oben nach unten erfolgen sollen.

Wegen der Komplexität des Modells muß bislang die iterative Anpassung der Kurve in einem interaktiven Prozeß am Bildschirm erfolgen.

Zum Schluß der Berechnung wird die Güte der Anpassung durch Gegenüberstellung der gemessenen und der gerechneten Kurve angegeben, wobei die Berechnung mit dem CAPWAP-Verfahren eine Überprüfung der Iteration nach dem WAPCAP-Verfahren darstellt und umgekehrt (Bild 5).

Bei der praktischen Durchführung des Verfahrens werden die freien Modellparameter ( $R_0$ ,  $q_0$  und  $c_B$  für jedes Element) nach anfänglicher Schätzung solange verändert, bis die gerechnete mit der gemessenen Kurve übereinstimmt (siehe Bild 4).

Als Ergebnis wird mit den nunmehr bekannten Federkennwerten ( $R_0$  und  $u_0$ ) eine 'theoretische', statische Lastsetzungskurve errechnet (Bild 6).

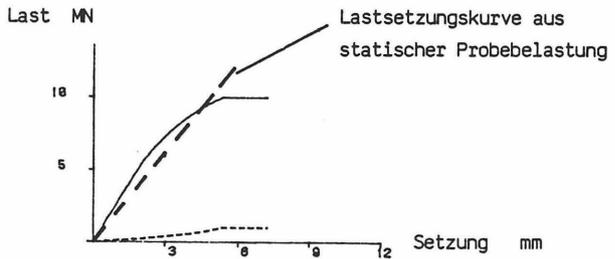


Bild 6: Theoretische, statische Lastsetzungskurve

### 3. Lösbarkeit und Eindeutigkeit des CAPWAP-Verfahrens

Obwohl das CAPWAP-Verfahren seine Leistungsfähigkeit durch viele praktische Anwendungen unter Beweis gestellt hat, ist die theo-

retische Untersuchung der Fragen nach Lösbarkeit und Eindeutigkeit einer Lösung erst im Zusammenhang mit der Suche nach einer systematischen Lösungsstrategie und der Erweiterung des Anwendungsbereiches begonnen worden [12].

Vorbedingung für die Beantwortung beider Fragen ist die Formulierung des mathematischen Problems .

Verbale Formulierung des Problems:

Vorgegeben sind zwei Funktionen, die ein dynamisches System jeweils für sich in eindeutiger Weise anregen.

a) **CAPWAP** INPUT  $v^*$  — System — OUTPUT  $R$  (= INPUT  $R^*$ ?)  
 $R = M(v^*)$  M: Operator

b) **WAPCAP** INPUT  $R^*$  — System — OUTPUT  $v$  (= INPUT  $v^*$ ?)  
 $v = N(R^*)$  N: Operator

$v$ ,  $R$  sind die berechneten Größen, Geschwindigkeit und Kraft  
 $v^*$ ,  $R^*$  sind die gemessenen Größen (zur Vereinfachung ist die Geschwindigkeit hier mit  $v$  anstatt mit  $u$  bezeichnet).

Problem (\*) :

Gesucht ist ein dynamisches System (durch eine Modellbeschreibung) derart, daß der Output einer Berechnung mit dem Input der anderen Berechnung jeweils übereinstimmt.

Zur Konkurrenz sollten nur Systeme zugelassen sein, die den Pfahl im Baugrund in seinen mechanischen Eigenschaften näherungsweise darstellen können.

'Übereinstimmen' kann mathematisch wie folgt formuliert werden:

$$\begin{aligned} v - v^* &= 0 \\ R - R^* &= 0 \end{aligned} \quad t \geq 0 \quad (5)$$

Gemessene und gerechnete Kurven sollen jeweils im gesamten Zeitbereich identisch übereinstimmen.

Da die gemessenen Größen nur zu bestimmten Zeitpunkten gegeben sind, und zudem nur in einem beschränkten Intervall, reduziert sich das Problem (\*) auf die Forderung

$$\begin{aligned} v(t_i) - v_i^* &= 0 \\ R(t_i) - R_i^* &= 0 \end{aligned} \quad \forall i \in K \quad (6)$$

K: Anzahl der Meßpunkte

Ein mathematisches Problem ist eindeutig lösbar, wenn der zugehörige Operator konvex und stetig ist [6].

Oftmals kann eine Aufgabe dadurch gelöst werden, daß man die bekannten Werte einsetzt und nach den unbekanntenen Größen auflöst. Im vorliegenden Problem würde dies bedeuten, die Operatoren M und N bezüglich der Modellparameter ( $R_0$ ,  $u_0$ , und D für jedes Element, zusammengefasst in dem Vektor  $\underline{z}$ , siehe Abschnitt 2) zu invertieren. Dies ist für Probleme der Pfahlprüfung (Modell Pfahl - Baugrund) nicht möglich.

Die Operatoren M und N erfüllen aus mehreren Gründen nicht die an die Invertierbarkeit geknüpften Voraussetzungen:

1. **Modellbildung**

Das System Pfahl - Baugrund wird auf ein mechanisches Modell mit einer endlichen Anzahl von Freiheitsgraden der Bewegung dargestellt. Da nur eine ganzzahlige Anzahl von Freiheitsgraden zugelassen ist, ist von einem Modell zum nächsten kein kontinuierlicher Übergang vorhanden, der Operator enthält also Sprünge.

2. **Modellparameter**

Zur Beschreibung des Baugrundverhaltens müssen Werkstoffbeziehungen eingeführt werden, die im allgemeinen unstetig sind (Entlastung, keine Aufnahme von Zugspannungen o. ä.).

3. **Diskretisierung im Zeitbereich**

Da die vorgegebenen Werte nur an diskreten Punkten festliegen, ist eine geschlossene (d.h. analytische) Abbildung bzw. Formulierung des Operators nicht möglich.

Wegen der Bedingungen 2 und 3 ist für die Ausführung des Operators ein Verfahren der numerischen Integration unumgänglich. Die vorstehend genannten Eigenschaften der Operatoren weisen darauf hin, daß das Problem nur iterativ zu lösen ist.

Im mehr heuristischen CAPWAP-Verfahren (siehe Abschnitt 2) wird folgendermaßen vorgegangen:

0. Festlegung des Zeitschritts bei der Aufzeichnung der Signale
1. Modellbildung: Wahl eines Feder-Masse-Systems mit endlich vielen Freiheitsgraden
2. Festlegung der Modellparameter
3. Ausführung des Operators

4. Vergleich der gemessenen und der gerechneten Kurven
5. Eventuell Änderung des Modells und/oder der Modellparameter und Wiederholung von 3. und 4.

Der Vergleich der gemessenen und der berechneten Größen (Kriterium: 'Übereinstimmen') wird durch Augenschein anhand der grafisch dargestellten Kurvenverläufe vorgenommen. Es wird dabei nicht verlangt, daß die Funktionen  $v(t)$ ,  $R(t)$  an den Punkten  $t_i$  mit den entsprechenden Werten  $v_i^*$ ,  $R_i^*$  identisch sind.

Diese gegenüber (6) 'weichere' Forderung läßt sich auf verschiedene Art formulieren.

#### 1. Minimierung des relativen Fehlers in jedem Punkt

$$\text{Fehler: } \quad \varepsilon_i = \frac{|v(t_i) - v_i^*|}{|v_i^*|}$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i(\underline{Z}) = \text{Min} \quad \forall i \in K$$

Vorgabe einer festen Fehlerschranke

gesucht  $\underline{Z}$  für  $\varepsilon_i \leq \varepsilon_{01} \quad \forall i \in K$

#### 2. Globale Fehlerminimierung

$$\text{gesucht } \underline{Z} \quad \text{für} \quad \sum_{i=1}^K \left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| < \varepsilon_{02}$$

$$\text{minimiere } \mathcal{E}(\underline{Z}) = \sum_{i=1}^K \left( \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right)^2$$

### 3. Fehlerausgleich und Einzelpunktkriterium

gesucht  $\underline{z}$  für

$$\left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| \leq \epsilon_{03}$$

und gleichzeitig

$$\sum_{i=1}^K \left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| < \epsilon_{04}$$

Die Fehlerschranken  $\epsilon_{01}$ ,  $\epsilon_{02}$ ,  $\epsilon_{03}$  und  $\epsilon_{04}$  müssen jeweils der Problemformulierung entsprechend gewählt werden.

Während 1 und 2 der Forderung nach Übereinstimmung entsprechen und je nach Wahl von  $\epsilon_0$  zu gleichen Lösungen führen können, nutzt das Kriterium 3 die Eigenschaft, daß die Tragfähigkeit unempfindlich ist gegenüber gewissen hochfrequenten Oszillationen und somit Abweichungen nach oben und unten sich gegenseitig ausgleichen können.

Mit dem 2. Kriterium läßt sich nunmehr ein mathematisches Optimierungsproblem formulieren :

$$\text{minimiere } (\underline{Z}) = \sum_{i=1}^K \left( \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right)^2$$

unter den Nebenbedingungen

$$\underline{M} \underline{\dot{u}} + (\underline{C} + \underline{C}_B(\underline{Z})) \underline{\dot{u}} + (\underline{K} + \underline{K}_B(\underline{Z})) \underline{u} = \underline{R}(t)$$

und

$$\underline{z}_{\text{unten}} < \underline{z} < \underline{z}_{\text{oben}}$$

Ausgehend von dieser Formulierung des Optimierungsproblems können in Abhängigkeit von der Zielfunktion nun auch Aussagen zur Lösbarkeit und Eindeutigkeit gemacht werden.

Lösbarkeit: Werden die Kriterien (7), (8) und (9) als Minimalbedingung formuliert, so ist das Problem lösbar. Es gibt immer Modelle mit entsprechenden Parametern, die eine schlechtere Anpassung liefern.

Wird eine feste Fehlerschranke vorgegeben, so kann das Problem nur gelöst werden, wenn das Modell die Wirklichkeit zu repräsentieren im Stande ist. Das ist üblicherweise eine Frage der Anzahl der Freiheitsgrade. Es ist dabei zu beachten, daß die räumliche Diskretisierung mit der zeitlichen Diskretisierung verknüpft ist, und somit durch die Meßtechnik bzw. Aufzeichnung der Signale eine Unlösbarkeit der Aufgabe induziert werden kann.

Wird von der Minimalforderung ausgegangen, so ist weiterhin bezüglich der Lösung des Problems zu bemerken, daß es sinnvoll ist, wenn die Minimalforderung auch für das jeweils reziproke Problem erfüllt ist. Wenn ein Modell mit den entsprechenden Modellparametern gefunden ist, das den Fehler bei der CAPWAP-Berechnung minimiert, sollte es auch bezüglich WAPCAP minimal sein. Hierbei kann es jedoch sein, daß beide Forderungen nicht gleichzeitig erfüllt sind. Somit ist für die Handhabbarkeit des Verfahrens notwendig, eine Fehlerschranke für beide Verfahren (WAPCAP und CAPWAP) vorzugeben und ein System als Lösung zu akzeptieren, bei dem für wenigstens ein Verfahren die Minimalbedingung erfüllt ist.

Für eine Lösung des Problems kann somit folgende Definition formuliert werden:

Eine Lösung des vorgelegten Problems (\*) ist das Modell, bei dem beide Wege, WAPCAP bzw. CAPWAP, das Anpassungskriterium innerhalb einer Fehlerschranke erfüllen und wenigstens ein Weg eine Minimalitätsbedingung für die Anpassung erfüllt.

Eindeutigkeit: Da das physikalische Problem - Tragfähigkeit von Pfählen - eine eindeutige Lösung hat, wie anhand der Lastsetzungskurven festgestellt werden kann, muß auch das mechanisch-mathematische Problem bei richtiger Formulierung eine eindeutige Lösung haben.

Mehrdeutigkeit ist somit auf folgende Faktoren zurückzuführen:

- a) unzureichende Modellbildung,
- b) verfälschte Messungen,
- c) zu große Fehlerschranken.

Der Punkt b) sollte durch angepaßte Meßtechnik eliminiert werden können. Sind die Fehlerschranken (Punkt c)) zu groß gewählt, ist

es möglich, durch entsprechende Wahl der Parameter Lösungen zu ermitteln, die zwar der vorstehenden Definition entsprechen, jedoch keine Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit zulassen, z. B. Verwendung unrealistisch hoher Dämpfung bei WAPCAP.

Mehrdeutige Lösungen aufgrund von unzureichender Modellbildung (Punkt a)) können ebenfalls zu einer falschen Einschätzung der Tragfähigkeit führen. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn Parameter eingeführt werden, die durch die vorliegenden Versuchsergebnisse gar nicht bestimmt werden können. Hierzu gehört der Fall, daß im Versuch keine bleibenden Setzungen erreicht wurden. Die Auswertung kann dann natürlich auch keine Grenzwerte der Tragfähigkeit oder der Verformung liefern, sondern höchstens elastische Konstanten oder eine Verteilung der Einbindungsintensität.

Andererseits kann auch der Fall eintreten, daß Effekte, die in der Realität auftreten und gemessen wurden, durch das notwendigerweise reduzierte Modell nicht erfaßt werden können. Dann kann es sein, daß ein vorhandener Parameter mit Werten belegt wird, die physikalisch nicht sinnvoll sind, aber zu einer besseren Anpassung führen (vgl. [9]). Dieses Problem muß durch die Einbeziehung physikalisch sinnvoller Schranken in die Optimierungsaufgabe erfaßt werden.

Unproblematisch ist die Mehrdeutigkeit der Lösung, wenn bei mehreren Modellen mit verschiedener Anzahl von Freiheitsgraden dieselbe Tragfähigkeit ermittelt wird.

Für das theoretische Problem der Systemidentifikation (\*) ist die Lösung zwar mehrdeutig, für das bautechnische Problem - Bestimmung der Tragfähigkeit - jedoch eindeutig und damit brauchbar.

Wird von einem reduzierten Problem ausgegangen, so lassen sich Aussagen zu Lösbarkeit und Eindeutigkeit machen, die bei der praktischen Durchführung genutzt werden können.

Als reduziertes Problem wird folgendes angesehen:

Gegeben sind die Meßsignale  $v^*$  und  $R^*$  in den Punkten  $t_i$ ,  $i = 1 \dots K$ . Gesucht sind für ein Feder-Masse-Modell mit  $n$  Freiheitsgraden, linear viskoser Dämpfung und elastisch-idealplastischen Federkennlinien die Dämpfungskonstanten, die Parameter der Federkennlinien sowie die Größe der Einzelmassen.

Auch für dieses reduzierte Modell können die Bedingungen der Konvexität und Stetigkeit nicht analytisch nachgewiesen werden, da die Federkennlinien einerseits unstetig sind und von der jeweiligen Belastungsgeschichte abhängig, andererseits der Operator die numerische Integration impliziert, wie oben erläutert. Da allerdings bei passend gewähltem Modell sich eine eindeutige Lösung ergeben muß und zudem 'die Natur keine Sprung macht', kann davon ausgegangen werden, daß der Operator zumindest lokal konvex ist.

Mit Bezug auf einzelne spezielle Parameter kann diese lokale Konvexität bei der Iteration ausgenutzt werden, indem ein Optimierungsverfahren eingesetzt wird.

Obwohl die Lösbarkeit und Eindeutigkeit der Lösung für die Optimierungsprobleme in befriedigender Weise abgeleitet werden kann, hat sich gezeigt, daß die Komplexität des Problems eine leistungsfähige programmtechnische Auswertung der dynamischen Pfahlprüfung mit Hilfe eines Optimierungsverfahrens bislang verhinderte.

Aufgrund der Unstetigkeit der Operatoren wurde in [12] der Einsatz des Verfahrens der Evolutionsstrategie vorgeschlagen. In [15] wurde diese Lösung realisiert, jedoch wurde im Anwendungsbeispiel das Problem der Modellierung nicht bis zu einer eindeutigen Lösung verfolgt. In [16] ist die Anwendung eines Optimierungsverfahrens mit numerischen Gradienten und Lösung von quadratischen Teilproblemen [17] gezeigt. Dieses Vorgehen hat sich als sehr leistungsfähig erwiesen. Im Anwendungsbeispiel zeigte sich, daß die genaue Formulierung der physikalischen Schranken für die Parameter eine wesentliche Rolle spielt.

Für den praktischen Gebrauch wird bei allen bekannten Anwendern auf die Software von GRL [8] zurückgegriffen, in der ein halb-automatisches Verfahren realisiert ist. Teilschritte können mit einem Optimierungsalgorithmus gelöst werden, bei Bedarf wird interaktiv eingegriffen.

#### **Schlußfolgerungen für die praktische Durchführung des Verfahren**

Es wird ein Fehlerkriterium in jedem CAPWAP-Lauf ausgewiesen. Es werden mindestens zwei verschiedene Werte für einen Parameter gewählt, so daß eine partielle Ableitung des Fehlerkriteriums bezüglich dieses Parameters bekannt ist. Die Änderung des Parameters sollte also nicht zu groß sein. Der Parameter wird dann solange variiert bis ein Minimum gefunden ist. Diese Variation kann eventuell automatisiert werden (search on a line, Newton, regula falsi, Parabelapproximation). Ausgehend von diesem 'lokalen Minimum' wird ein nächster Parameter variiert.

Für die Beschränkung der Rechenzeit sollte von einem kleinen Zeitbereich (z. B.  $3L/c$  oder  $4L/c$ ,  $L/c$  ist die Laufzeit der Stoß-

welle von Pfahlkopf bis Pfahlfuß) ausgegangen werden. Eine Lösung kann akzeptiert werden, wenn Konvergenz beim Übergang auf einen längeren Zeitbereich festgestellt wird.

Durch Auswertung des Fehlerkriteriums und Bezug auf die Änderung der Variablen des Modells kann überprüft werden, ob die Minimalbedingung erfüllt ist, d. h. die partiellen Ableitungen (Differenzquotienten) verschwinden, und damit die Lösung für dieses Modell gefunden ist.

#### 4. Beispiel zur Konvexität

Im Bild 7 ist der Vergleich der gemessenen und gerechneten Kurven für eine Anzahl von WAPCAP-Iterationen dargestellt. In jedem Iterationsschritt wurde hier die Gesamttragfähigkeit variiert. In vorherigen, nicht dargestellten Schritten wurde die Verteilung der Tragfähigkeit auf Mantelreibung und Spitzendruck so bestimmt, daß die Anpassung einen minimalen Fehlerwert erreichte.

Zu jedem Iterationsschritt ist der Wert eines Fehlerintegrals nach (7) angegeben (siehe hierzu [7]). Der Fehler über den gesamten Zeitbereich ist den jeweiligen Fehlern für die erste bzw. die zweite Hälfte gegenübergestellt. Wie aus dem Verlauf der Fehlerwerte (Bild 8) zu ersehen ist, liegt das Minimum zwischen den Tragfähigkeitswerten 11 und 13 MN. Das Minimum gehört offensichtlich zu einer eindeutigen Lösung.

Gegenüber dem Fehlerwert für den Gesamtbereich, liegen die Minima der Fehlerwerte für die erste Hälfte bzw. für die zweite Hälfte bei anderen Werten der Gesamttragfähigkeit. Dies hängt damit zusammen, daß eine Änderung in unterschiedlichen Pfahlebenen immer andere Zeitbereiche anspricht.

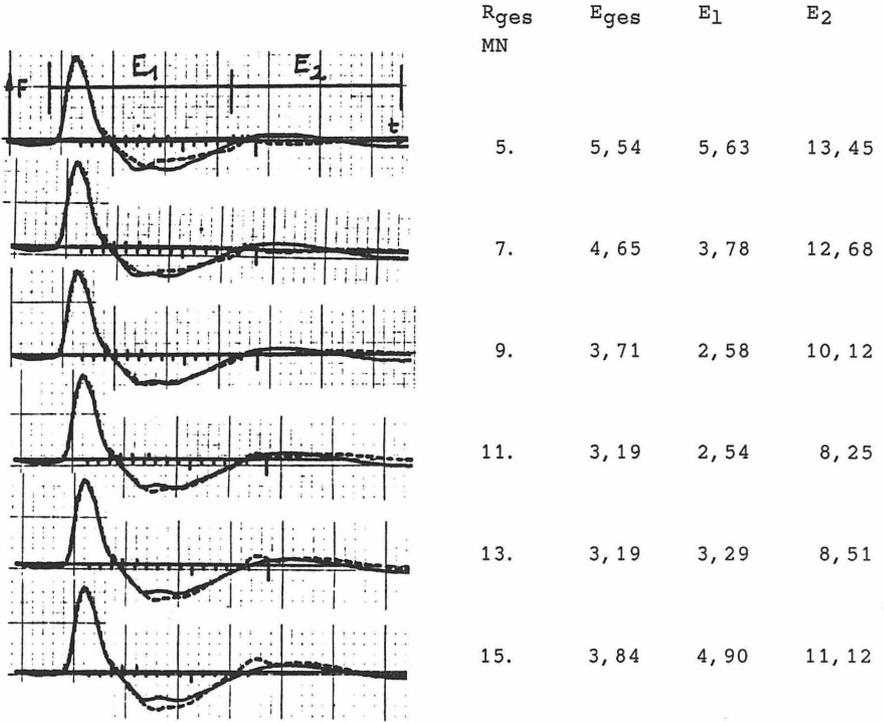


Bild 7: Parameterstudie der Anpassung

Bei einer Vergrößerung der Gesamttragfähigkeit wird schon im oberen Pfahlbereich ein größerer Teil der Stoßwelle reflektiert. Die verringerte Stoßwelle kann dann im unteren Bereich nur noch einen geringeren Bodenwiderstand aktivieren. Dadurch verschiebt sich aber auch die Güte der Anpassung von dem einen in den anderen Bereich.

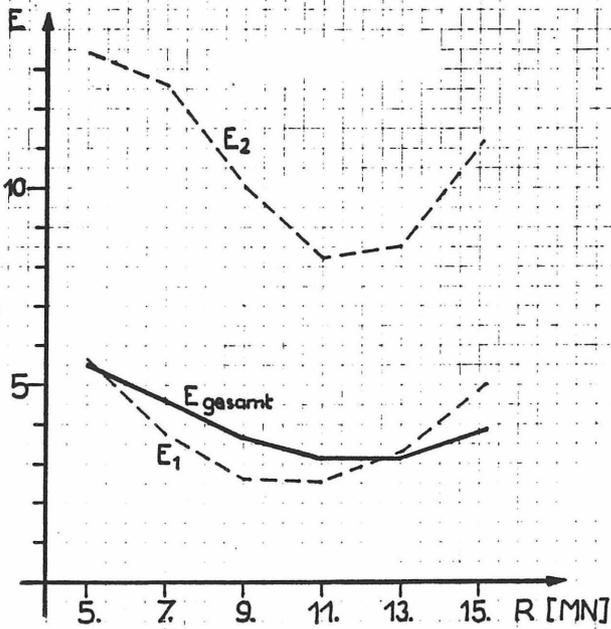


Bild 8: Verlauf des Fehlerwertes

## 5. Resumee

Es wurde gezeigt, daß das CAPWAP-Verfahren auf einer soliden mechanisch-mathematischen Grundlage steht und im Rahmen der Problemklasse "Systemidentifikation" als Optimierungsproblem formuliert werden kann. Diese systematische Formulierung ist nicht nur der Schlüssel zu Lösbarkeit und Eindeutigkeit einer Lösung, sondern aus ihr resultieren auch Vorschläge für automatische Auswertungsverfahren.

## L i t e r a t u r

- [1] Natke, H.G.: Die systematische Anpassung von Rechenmodellen an Versuchswerte als Verfahren zum Nachweis dynamischen Systemverhaltens. Der Bauingenieur 57 (1982), S. 287-292, Springer Verlag, Berlin.
- [2] Goble, G.G.; Rausche, F.; Likins, G: Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements, Final Report, Report No. OHIO-DOT-75, Department of Solid Mechanics, Case Western Reserve University, März 1975.
- [3] Clough, J.R.; Penzien, P.H.: Dynamics of structures, McGraw Hill-Kokogusha, New York/Tokyo, 1976.
- [4] Rausche, F.: Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Ramppfählen, Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/M. -Höchst, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen
- [5] Smith, E.A.L.: Pile driving analysis by the wave equation. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE SM4 (1960), S. 35-61.
- [6] Klingmüller, O.; Lawo, M.; Tierauf, G.: Matrizenmethoden der Stabtragwerke, Teil II - Dynamik, Vieweg Verlag, Braunschweig 1983,
- [7] Collatz, J.; Wetterling, W.: Optimierungsaufgaben, Springer Verlag, Berlin-Heidelberg 1971.
- [8] CAP-C Manual, Pile Dynamics Inc., Cleveland 1984.
- [9] Stanton, J.F.; McNiven, H.D.: Towards an optimum model for the response of reinforced concrete beams to cyclic loads, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.II, S. 299-312, 1983
- [10] Goble, G.G.; Rausche, F.; Moses, F.: Dynamic Studies on the Bearing Capacity of Piles, Phase III, Vol.II, Report No. 48, Department of Solid Mechanics, Case Western Reserve University, Cleveland, August 1970,

- [11] Seitz, J.M.; Klingmüller, O.: "Dynamische Pfahlprüfungen - Leistungsfähigkeit und Anwendungsgrenzen", Pfahlsymposium, Darmstadt 1986
- [12] Klingmüller, O.: "Computational tools for dynamic pile testing", II. Int. Conf. on the Appl. of Stress Wave Theory on Piles, Stockholm May 1984
- [13] Klingmüller, O.: "Dynamische Pfahlprüfung als nichtlineare Systemidentifikation". Tagung 'Dynamische Probleme - Modellierung und Wirklichkeit', Curt-Risch-Institut, Hannover Oktober 1984
- [14] Klingmüller, O.; Lawo, M.: "Methods of optimal control applied to a problem of nonlinear systems identification", 2. Int. Symp. on Structural Control, Uni. of Waterloo, Ontario 1985
- [15] Balthaus, H.: Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethode, Dissertation Universität Braunschweig, 1986
- [16] Lawo, M.: Optimierung im konstruktiven Ingenieurbau, Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1987
- [17] Schittkowski, E. : On the convergence of a sequential quadratic programming method with an augmented Lagrangian line search function, Math. Operationsforschung und Statistik, Ser. Optimization, Vol. 14, No. 2, 1983

UNTERSUCHUNGEN ZUM WIRKUNGSGRAD  
VON RAMMSYSTEMEN

Dr.-Ing. H. Meseck

1. EINLEITUNG

Ausgangspunkt für die Entwicklung der heute für dynamische Pfahlprüfungen genutzten Meßtechnik war die Überprüfung des Wirkungsgrades von Rammsystemen. Im Rahmen einer Studie der Michigan State Highway Commission aus dem Jahre 1965 wurden erstmals zeitabhängige Messungen der am Pfahlkopf auftretenden Kräfte und Geschwindigkeiten durchgeführt und daraus die in den Pfahl eingeleitete Rammenergie bestimmt. Die dabei entwickélte Meßtechnik wird heute routinemäßig zur Überprüfung des Wirkungsgrades von Rammhären bzw. für die Entwicklung neuer Ramm-systeme eingesetzt. Während der Erprobung von neuen Rammsystemen können dabei zur Optimierung einzelne Elemente ausgetauscht und deren Einfluß auf den Wirkungsgrad des Rammsystems überprüft werden.

Die statische Tragfähigkeit von Rammpfählen kann aus ihrem dynamischen Eindringverhalten abgeschätzt werden. Die hierfür i.a. verwendeten Rammformeln gehen zurück bis auf EYTELWAIN im Jahre 1820 [1]. Bis heute wurden mehr als 100 Rammformeln entwickelt, die das komplexe System von Rammhäre, Pfahl und Boden mit mehr oder weniger pauschalen Ansätzen erfassen. Wegen der großen Vereinfachungen schwanken die zu berücksichtigenden Sicherheitsfaktoren zwischen  $\eta = 1$  und  $\eta = 6$  [2].

Die über dynamische Pfahltests bestimmte effektive Rammenergie kann auch in Rammformeln eingeführt werden und so zu einer Verbesserung ihrer Aussagefähigkeit führen. Die Kenntnisse über den Wirkungsgrad und das Arbeitsverhalten von Rammhämmern ist aber auch für eine schonende Rammung und den Erfolg der Rammung notwendig.

Was kann man von den bereits beschriebenen dynamischen Messungen an Rammpfählen aller Arten, wie Spundbohlen, Fertigbeton- und Stahlpfählen, zusammengesetzten und vorgespannten Pfählen erwarten [3]:

- charakteristisches Stoßzeitdiagramm Hammer-Pfahl-Boden
- Hammerleistung
- effektive Rammenergie (Einzelstoß und gesamter Rammvorgang)
- Feststellung von Mängeln, z.B. Frühzündung bei Dieselhämmern
- Verhalten der Stoßhaube (Abnutzung)
- Spannungen im Pfahlmaterial
- statische und dynamische Pfahltragfähigkeit.

Auf die z.Z. weltweit am häufigsten eingesetzten Meß- und Auswerteverfahren ist in verschiedenen Beiträgen dieses Seminars bereits eingegangen worden. Bekannte Verfahren sind CASE, CAPWAP und WEAP.

## 2. RAMMSTUDIEN MIT WELLENGLEICHUNGSPROGRAMMEN

Im Offshorebereich, wo Rammhämmer mit Gewichten von mehr als 100 t verwendet werden, und bei großen Rammvorhaben sind Voruntersuchungen über Hammer, Haube, Pfahl und Boden erforderlich, um ein optimal abgestimmtes System zu erhalten.

Die Einzeldaten für Hammer, Haube, Pfahl und Boden sind aus der Planung und den technischen Daten bekannt. Die Frage lautet: Wie wird die Rammung auf der Baustelle mit dem geplanten Gerät verlaufen?

Der Stoßkraftverlauf eines Rammschlages hängt u.a. ab von:

- Rammgewicht
- Fallhöhe
- Rammfutter
- Gewicht der Stoßhaube
- Querschnittsfläche des Pfahles
- Elastizitätsmodul
- Pfahllänge
- Eindringwiderstand (Baugrund).

Für die Simulation des Stoßvorganges und den Einfluß der einzelnen o.g. Parameter wurde das Programm WEAP entwickelt. Bereits 1950 stellte Smith ein numerisches Rechenverfahren vor, mit dessen Hilfe die Differenzialgleichung der sich in einem Stab fortpflanzenden Druckwelle auch bei komplizierten Randbedingungen gelöst werden konnte. Dieses Modell erfaßt die komplexen Eigenschaften von Rammbar, Stoßhaube, Pfahl und Boden. Für die Durchführung von Berechnungen mit dem Programm WEAP (Wave Equation Analysis Programme) müssen folgende Daten vorliegen:

- Rammausrüstung: Rammbar, Futter, Haube
- Pfahl: Länge, Querschnitt, Steifigkeit
- Boden: Dämpfung, quake, Mantelreibung, Spitzendruck.

In Bild 1 ist das Berechnungsmodell vereinfacht dargestellt.

Die iterative Berechnung mit dem Modell liefert die bleibenden Eindringungen bzw. die erforderliche Schlagzahl in Abhängigkeit von der Pfahltragfähigkeit. Mit vorgegebenen unterschiedlichen Tragfähigkeiten läßt sich dann eine Eindring-Tragfähigkeitskurve darstellen, die der Festlegung von Rammkriterien dient (Bild 2).

Bei der Anwendung hat sich gezeigt, daß die rechnerischen Ergebnisse gute Übereinstimmungen mit den Messungen ergeben haben [4].

Diese Untersuchungen sollten deshalb vermehrt durchgeführt werden, da sie bei geringen Kosten wirtschaftliche Arbeitsweisen bei Rammbaustellen ermöglichen.

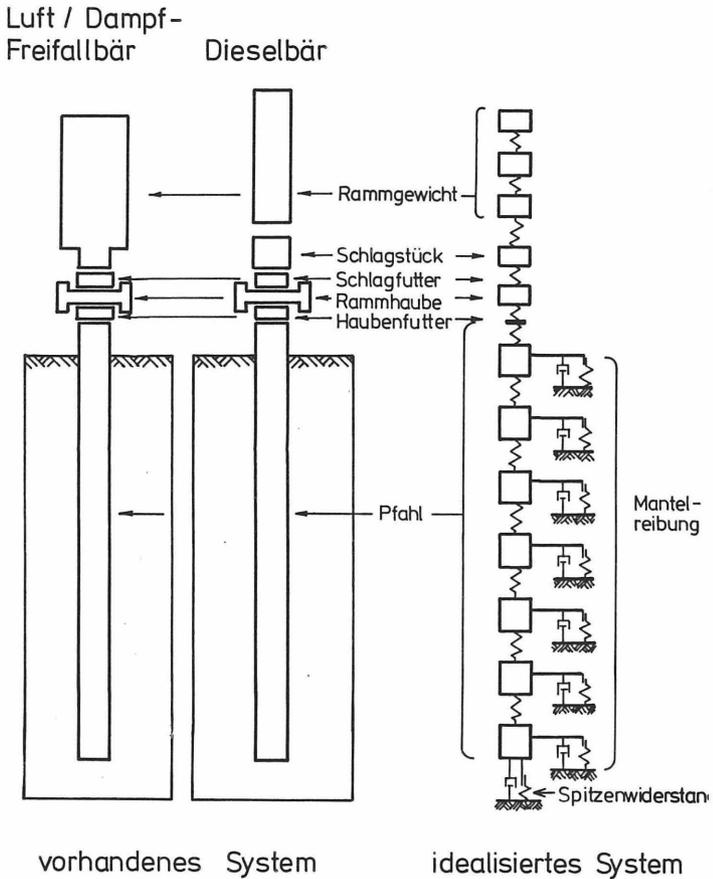


Bild 1: Diskretes Pfahlmodell von SMITH

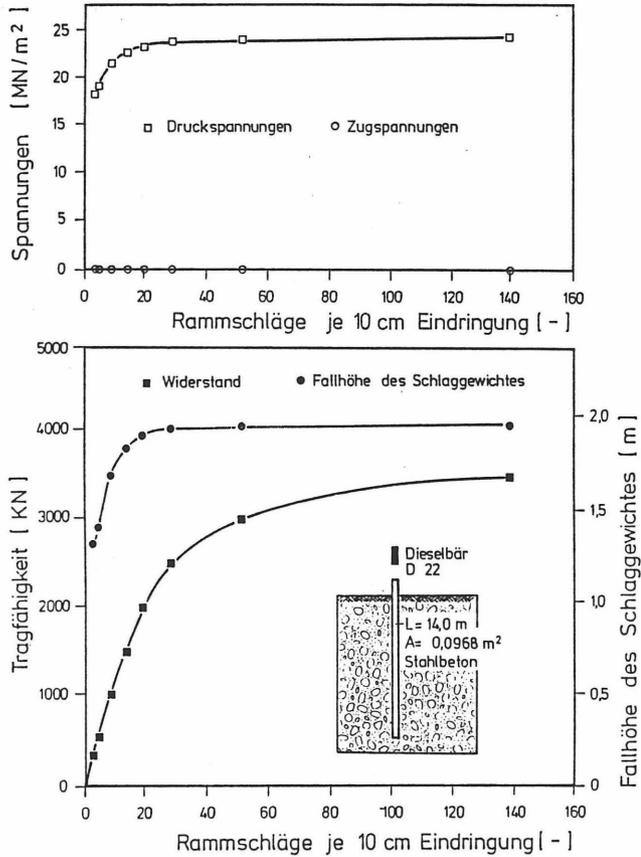


Bild 2: Beispiel für Ergebnisse nach dem WEAP-Programm

In einer umfangreichen Parameterstudie wurde auch der Einfluß der Steifigkeit des Rammfutters auf den eigentlichen Rammvorgang untersucht.

Erwartungsgemäß zeigte sich, daß durch harte Rammfutter steil ansteigende Kraftverläufe im Pfahl entstehen und hohe Materialspannungen auftreten. Das Bild 3 zeigt den Einfluß der Futtersteifigkeit auf den zeitlichen Verlauf der Pfahlkopfkraft.

Der Einfluß der Futtersteifigkeit auf die Tragfähigkeitskurven bzw. das Eindringverhalten ist im Bild 4 dargestellt.

Bei der Wahl des Rammfutters muß in jedem Einzelfall zwischen einer möglichst schnellen Rammung und einer möglichst schonenden Rammung des Pfahles abgewogen werden. Hier können WEAP-Berechnungen eine wertvolle Entscheidungshilfe sein, um ein möglichst optimales Rammssystem für eine Baustelle auszuwählen.

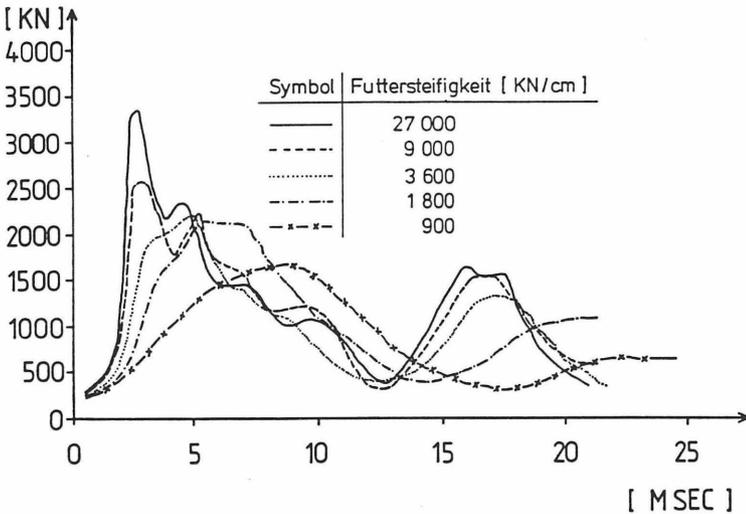


Bild 3: Zeitlicher Verlauf der Kraft am Pfahlkopf für verschiedene Futtersteifigkeiten

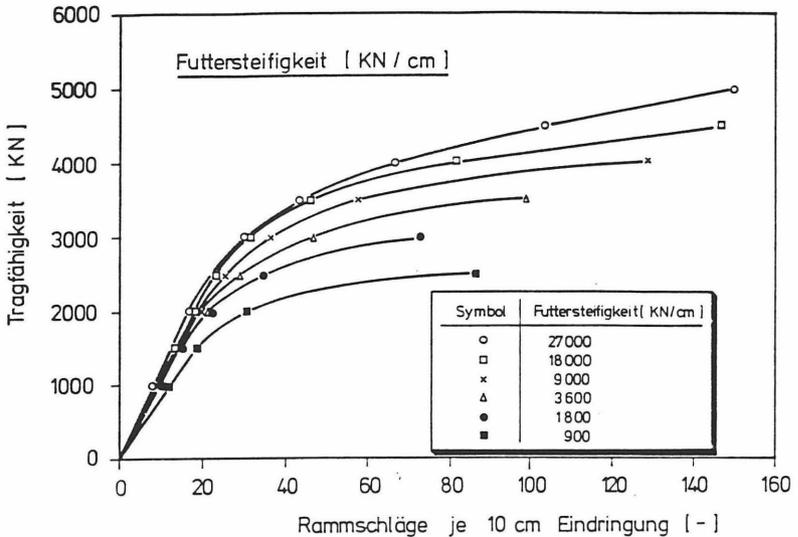
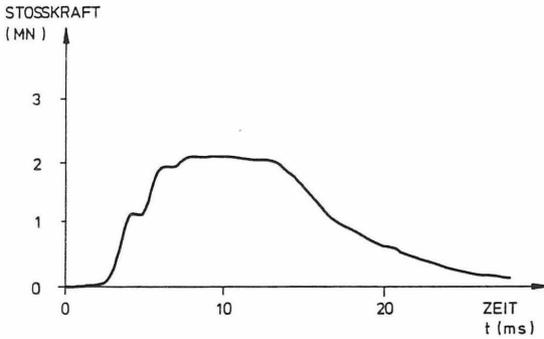
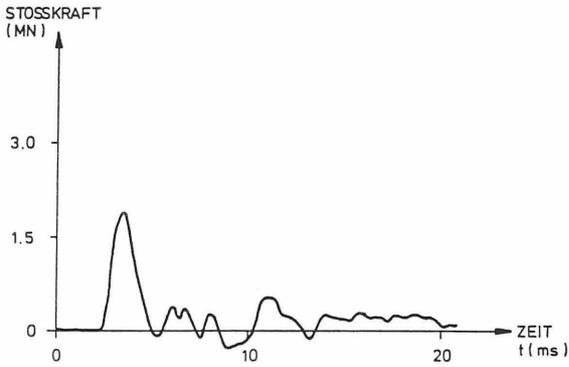
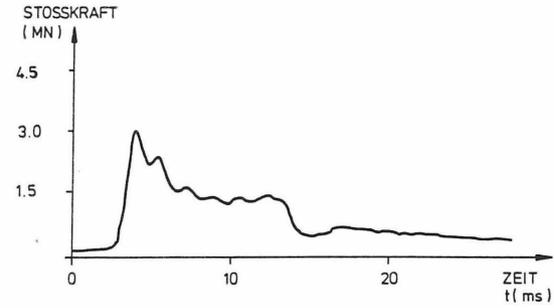


Bild 4: Tragfähigkeitskurven bei unterschiedlichen Futtersteifigkeiten

### 3. STOSSKRAFTVERLAUF

Bei der Rammung von Fertigbetonpfählen wird das Verfahren der dynamischen Pfahltests seit mehr als zehn Jahren zur Prüfung der Pfahlintegrität und der Tragfähigkeit verwendet. Bild 5 zeigt Beispiele des Stoßkraftzeitverlaufes für unterschiedliche Rammssysteme: Dieselsbär, Schnellschlaghammer und Freifallbär. Die Form des Stoßes wird auch durch das Verhältnis der Impedanz des Rammbaren zum Pfahl bestimmt [5]. Aus den Meßkurven in Bild 5 sind die grundlegenden Unterschiede ersichtlich:

- Dieselsbär: komplexer Kraft-Zeitverlauf mit dreieckförmigem Verlauf
- Schnellschlagbär: kurze Stoßdauer mit hohen Stoßkräften (Stahl auf Stahl)
- Freifallbär: lange Stoßdauer mit rechteckförmigem Verlauf.



**Bild 5:** Beispiele des Stoßkraftzeitverlaufs für unterschiedliche Rammsysteme  
Oben : Dieselbär D 22 (Fertigbetonpfahl)  
Mitte: Schnellschlagbär Menck SB 180 (Spundwand)  
Unten: Freifallbär 4 t (Fertigbetonpfahl)

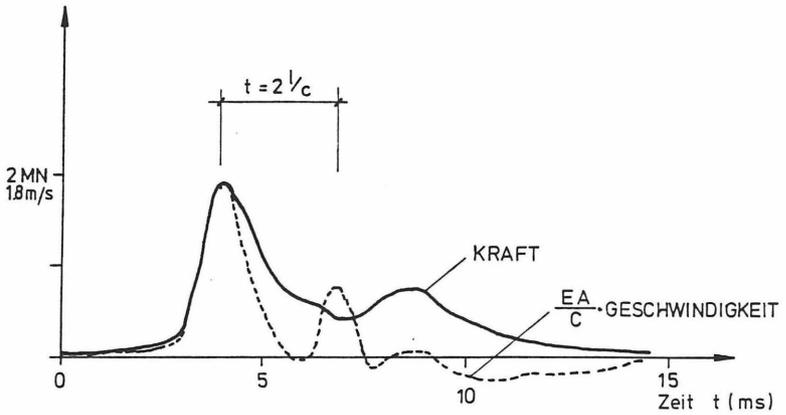


Bild 6: Baustellenmessung

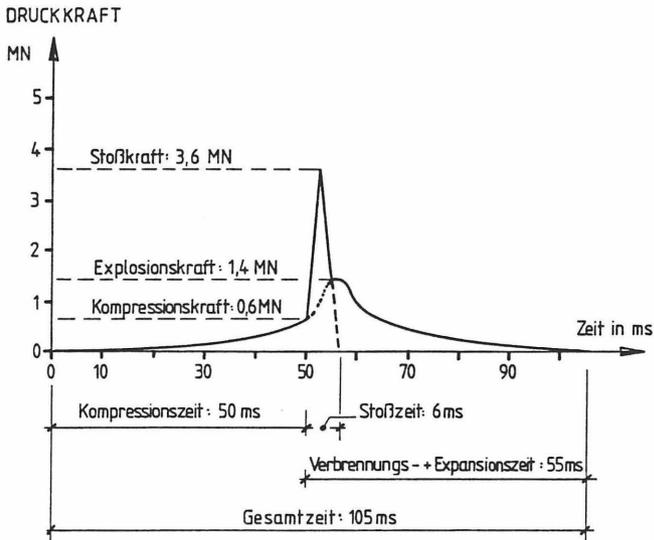


Bild 7: Theoretischer Stoßkraftverlauf

Einen großen Raum nehmen die Untersuchungen über den Stoßkraftverlauf bei Dieselbären unterschiedlicher Pfahl-Boden-Systeme ein. Die beiden Meßkurven  $F$  und  $v$  in Bild 6 stellen das "Charakteristikum" für einen Anwendungsfall einer Baustelle dar. Mit den Berechnungsverfahren ist es bereits während der Rammung möglich, die im Pfahl auftretenden Druck- und Zugspannungen zu ermitteln. Aus Bild 6 wird ersichtlich, wie komplex der Stoßvorgang ist. Der in Bild 7 dargestellte theoretische Verlauf kann nur mit vergleichenden Untersuchungen nachvollzogen werden.

Bei einer Rammung mit einem D 22 wurden begleitende Messungen an einem 14 m langen Stahlbetonpfahl durchgeführt. Bei Rammbeginn zeigte sich, daß kein ausgeprägtes Stoßkraftzeitverhalten vorhanden war. Erst gegen Ende der Rammung näherte sich der Stoßkraftverlauf dem in Bild 7 angegebenen. Die ermittelte Hammerleistung lag am Anfang bei 7%, und nahm dann bis 32 % gegenüber der theoretisch möglichen zu. Zwei Stoßvorgänge sind dazu in Bild 8 dargestellt, der 6. und der 452. Schlag.

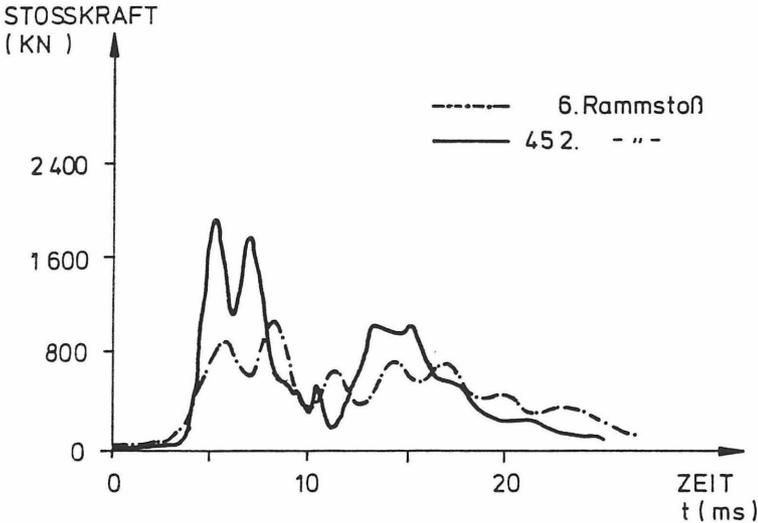


Bild 8: Messergebnis: 6. und 452. Rammstoß

Die dargestellten Stoßkraftverläufe belegen auch den Umstand, daß sich die Dieselsbäre den Bodenwiderständen anpassen. Die Stoßenergie wächst mit dem Eindringwiderstand des Pfahles.

#### 4. RAMMENERGIE

Die bei den Versuchen ermittelten Energien geben Aufschlüsse über die eingeleitete Energie ( $W_{\max}$ ), die im Pfahl verbleibende Energie ( $W_{\text{grenz}}$ ) und die in das Stoßsystem zurückgegebene Energie ( $W_{\max} - W_{\text{grenz}}$ ) (Bild 9).

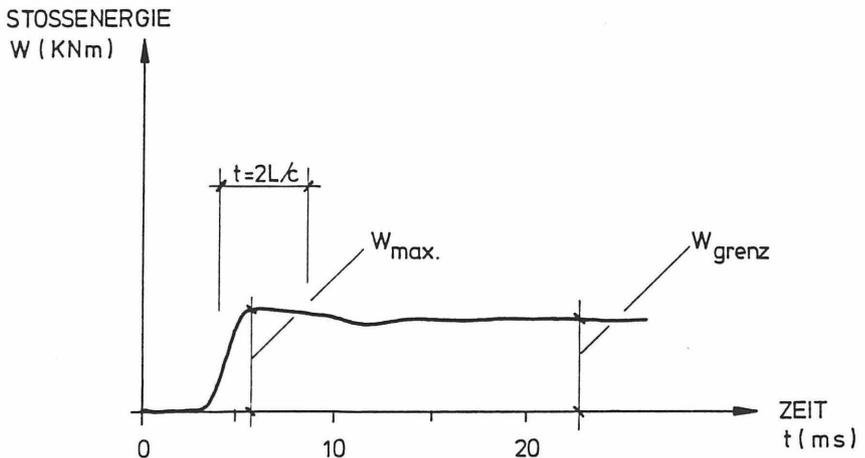


Bild 9: Beispiel des zeitabhängigen Energieverlaufs

Die Energieverluste sind entscheidend für die Leistungsfähigkeit eines Rammsystems. Ungeeignete Geräte führen zu Rissen und Schäden an Pfahl und Gerät und auch u.U. zu einer falschen Beurteilung des Tragverhaltens.

Bei einem Einsatz von Rammhämern interessieren vorrangig die Stoßenergie, Spannungen im Pfahl und der Stoßkraftverlauf. Aus  $F$  und  $v$  im Meßquerschnitt kann die effektive Stoßenergie

$$W_{\text{eff}} = \int F(t) v(t) dt$$

errechnet werden.

Die tatsächliche Stoßenergie/Einzelschlag erlaubt in Verbindung mit Rammformeln eine Abschätzung der zu erwartenden Tragfähigkeit. In [6] sind dazu umfangreiche Untersuchungen an verschiedenen Stahlprofilen in Sandböden zusammengestellt.

Umfangreiche Untersuchungen zum Wirkungsgrad von Dieselbären sind in [7] veröffentlicht. Die Autoren haben auf einer Baustelle sechs verschiedene Dieselbären eingesetzt und während der Rammarbeiten dynamische Messungen durchgeführt. Die dabei ermittelten Wirkungsgrade sind im Bild 10 zusammengestellt.

Rambär	$\frac{\text{Gemessene Energie}}{\text{Theoretische Energie}} = \text{Wirkungsgrad} \%$
Kobe K 45 - I	28 bis 39
Kobe K 45 - II	22 bis 35
Kobe KC 45 - I	18 bis 28
Kobe KC 45 - II	17 bis 20
Kobe KC 45 - III	22 bis 33
Delmag D 46 - 13	30 bis 57

Bild 10: Wirkungsgrade verschiedener Dieselbäre

Auf einer Baustelle wurden vergleichende Untersuchungen zwischen einem D 22 und einem 4 t Freifallbär vorgenommen.

Die Vergleichsuntersuchungen ergaben, daß der Wirkungsgrad des Freifallbären mehr als doppelt so groß ist wie beim D 22 (Bild 11, oben). Betrachtet man die Eindringungen/Stoß so sind sie beim D 22 nahezu konstant und bei dem Freifallbär mit zunehmender Fallhöhe größer (Bild 11, unten). Entscheidend für die Auswahl des Gerätes ist hier u. a. die erforderliche Rammzeit. Hierbei wurde der D 22 ausgewählt. Für andere Anwendungen kann anhand der Messung jeweils beurteilt werden, welches der vorgesehenen Geräte am wirtschaftlichsten arbeitet.

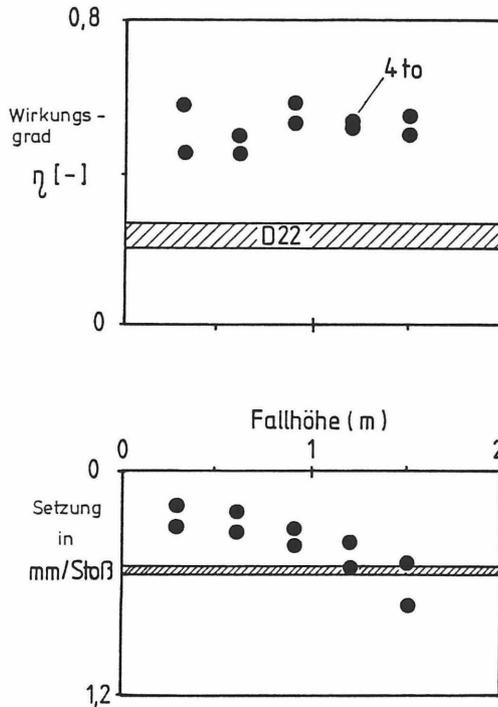


Bild 11: oben: Wirkungsgrad bei einem 4 t Freifallbär und einem D 22  
unten: Fallhöhe zur Pfahleindringung in mm/Stoß

Für einige Baustellen, auf denen während meiner Zeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig dynamische Pfahltests durchgeführt wurden, sind in [8] die Rammenergien ermittelt worden.

Bild 12 gibt einen Überblick über die ermittelten Rammenergien und die daraus abgeleiteten Wirkungsgrade der verschiedenen Rammhäre. Deutlich erkennbar ist der relativ kleine Wirkungsgrad der Dieselhäre im Vergleich zu den Freifall-, Dampf- und Hydraulikhäre.

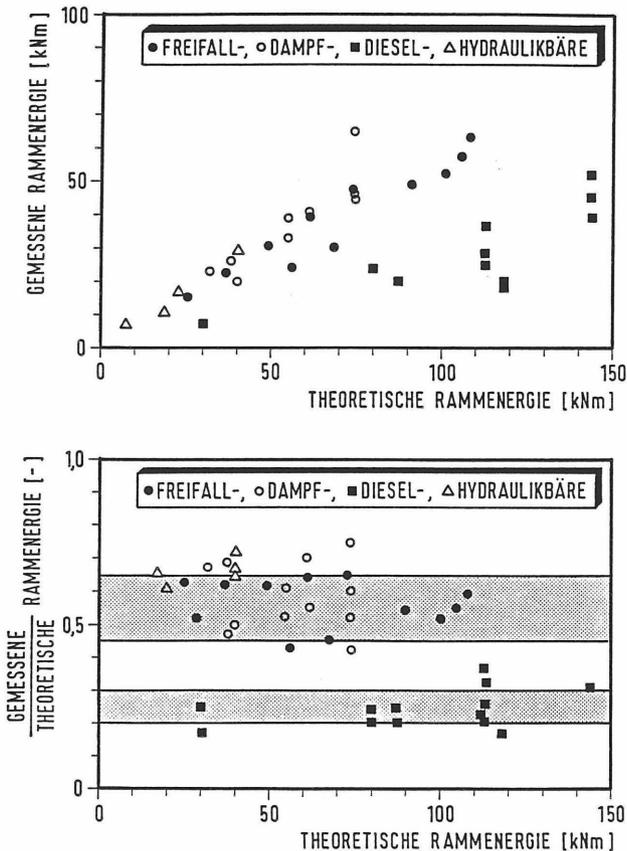


Bild 12: Wirkungsgrade der verschiedenen Rammhäre

## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Der Einsatzbereich der dynamischen Verfahren ist sehr vielseitig und kann bei unterschiedlichen Hämmern und Pfahltypen wichtige Daten über die Funktionsweise, Systemeigenschaften und den Baugrund liefern. Diese Daten tragen dann zur Auswahl eines optimalen Gesamtsystems Hammer-Stoßhaube bei.

In Verbindung mit dem Wellengleichungsprogramm WEAP ist es möglich, vor einer Baumaßnahme eine Optimierung vorzunehmen und gleichzeitig eine Rammvorschrift auszuarbeiten.

Als dynamisches Rammprotokoll gibt die Messung einen zusätzlichen Aufschluß über den Baugrund, dient zur Rammhammerüberwachung und Integritätskontrolle des Pfahles. Das Verhalten der Stoßhaube und die Rammspannungen werden überwacht. Rammbegleitende Schäden an Pfahl oder Rammgerät sind dadurch ausgeschlossen.

Für die Zukunft sind mit diesem Verfahren neben der Weiterentwicklung zu einer besseren Ausnutzung auch Neuentwicklungen möglich [9], die hier vor allem in der Pfahl-Hammeroptimierung, Weiterentwicklung von Stoßhauben, Erhöhung der Rammeffizienz, "schonenden" Rammung, den begleitenden dynamischen Baugrundsondierungen und der Absicherung von Tragfähigkeiten zu sehen sind.

6. SCHRIFTTUM

- [1] Krapf : Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle, Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften 1906, 2. Gruppe, Heft 12
- [2] Kümmel, F. : Gründen mit schlagenden Rammern und Vibrationsbären, Vortragsveranstaltung im Haus der Technik am 17. Februar 1981, Eigenverlag Haus der Technik e.V., 1981
- [3] Meseck, H. : Was leisten Ramm-bären wirklich  
Seitz, J. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 19, 1985
- [4] Meseck, H. : Anwendung eines Wellengleichungsprogramms zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Ramm-pfählen, Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Boden-mechanik der TU Braunschweig, Heft 13, 1984
- [5] Simonsen, J. : Bearing Capacity of Steel Pipe Piles and Hammer Performance, Dynamic Measurement of Piles and Piers, ASCE Philadelphia 1983

- [6] de Beer, de Jonghe, Carpentier, Hever, Scholtes:  
H. Steel Piles in Dense Sand, Proc. of the  
10. ICSMFE, Stockholm, 1981, Balkema,  
Rotterdam 1981
- [7] Wu, M., Gurtowski, T., Yamane, G.:  
Field Evaluation of Diesel Hammer  
Performance, 11. Int. Conf. on Soil Mech.  
and Foundation
- [8] Ballhausen, S. : Untersuchungen zum Wirkungsgrad von Ramm-  
systemen, Studienarbeit am Institut für  
Grundbau und Bodenmechanik der TU Braun-  
schweig, 1988
- [9] Olsson, Stensgard, Grävare:  
Hammer, Performance, 2. Proc. Application  
of Stress Wave Theory on Piles, Stockholm  
1984



**INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN AN PFÄHLEN  
IN NORMUNG, LITERATUR UND ANWENDUNGSBEISPIELEN**

Dipl.-Ing. Jörn M. Seitz

**1. EINLEITUNG**

Der vorliegende Beitrag erläutert den Entwicklungsstand der mit einem Handhammer ausgeführten Integritätsprüfungen an Pfählen.

Der Wunsch neben aufwendigen Verfahren, z. B. Kernbohrungen im Pfahlbeton oder Pfahlfreilegungen, über andere wirtschaftliche Verfahren zur Qualitätskontrolle zu verfügen, hat zu der Entwicklung der zerstörungsfreien dynamischen Prüfverfahren geführt. Mit den Integritätsprüfungen kann eine zusätzliche Information über den Pfahl gewonnen werden. Dabei interessiert allein das Pfahlmaterial und die Pfahlform, nicht der Baugrund und dessen stützende Wirkung. Grundgedanke ist die Anwendung der Gesetzmäßigkeiten der eindimensionalen Stoßwellenausbreitung auf die zu prüfenden Pfähle.

**2. ANDERE VERFAHREN**

Die Erläuterung der Integritätsprüfung mit dem Handhammer soll nicht ohne einen kurzen Ausblick auf andere Verfahren der Pfahlprüfung erfolgen, da diese Methoden oft eine sinnvolle Ergänzung darstellen.

Diese sind im wesentlichen:

- o Pfahlfreilegung (meistens im Kopfbereich)
- o Kernbohrungen
- o Vibrationsverfahren [15]
- o Ultraschallprüfungen [12]
- o seismischer Parallelttest
- o Integritätsprüfung mit Aufnehmern im Beton [11]
- o hydro-elektrische Spannungsmethode [21]
- o statische Probelastungen
- o dynamische Pfahltests

Teilweise sind diese Verfahren in Bild 1a und 1b dargestellt.

Bei den Integritätsprüfungen an Bohrpfählen liegen weltweit umfangreiche Erfahrungen vor, so daß die bisherigen Grenzen der Anwendung erkennbar geworden sind. Es gibt Fragestellungen, die durch die Integritätsprüfung beantwortet werden können, z.B. Ermittlung der Pfahlänge. Andererseits gibt es unbeantwortete Fragen, z.B. die Bestimmung der Betonüberdeckung. Dazwischen liegt ein Bereich, in dem der Einsatz des Verfahrens von der Fragestellung her möglich ist, das Ergebnis jedoch aufgrund der geringen Erfahrung oder mangelnder Nachprüfbarkeit nicht zu einer ausreichenden Antwort ausreicht.

Die in Bild 1a und 1b dargestellten Verfahren sind in ihren Aussagen sehr unterschiedlich - in den Prüfungskosten auch.

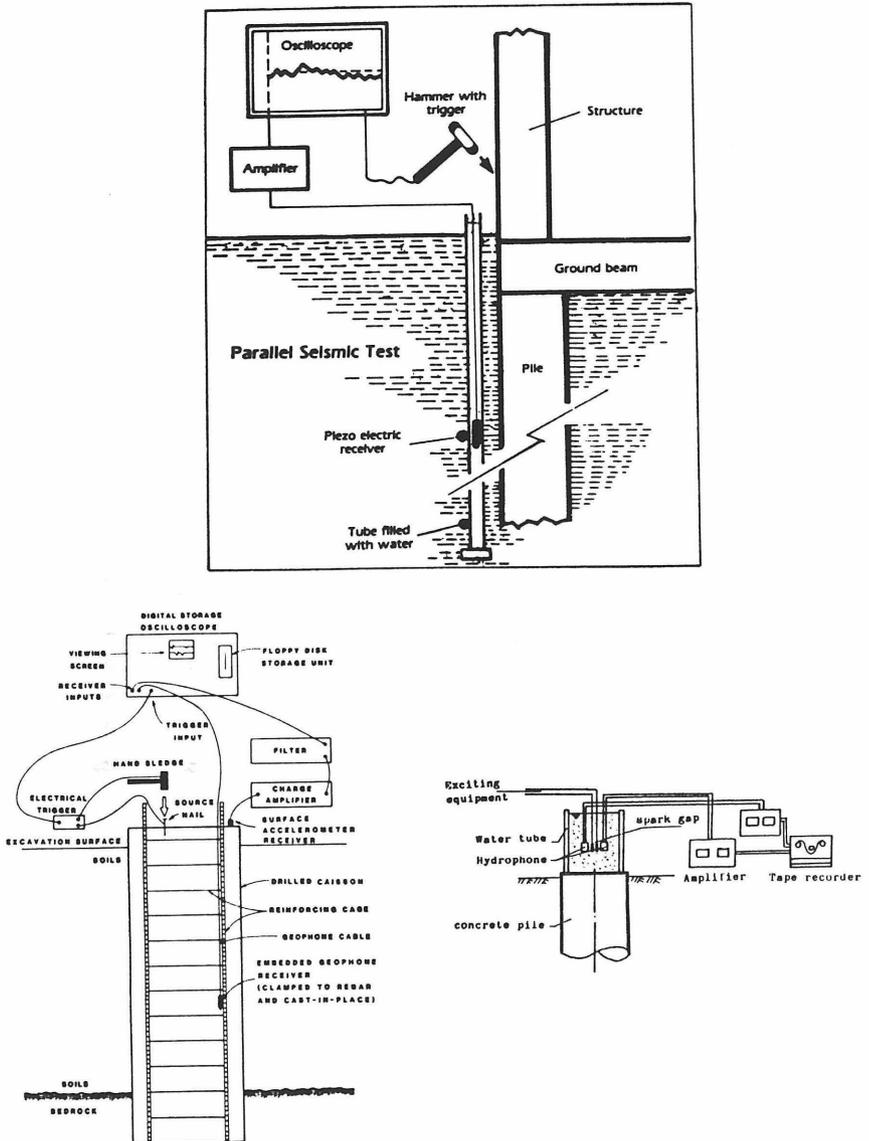


Bild 1a. Messverfahren zur Integritätsprüfung: seismischer Parallelttest (oben), Aufnehmer im Beton (links unten) und hydro-elektrische Spannungsmethode

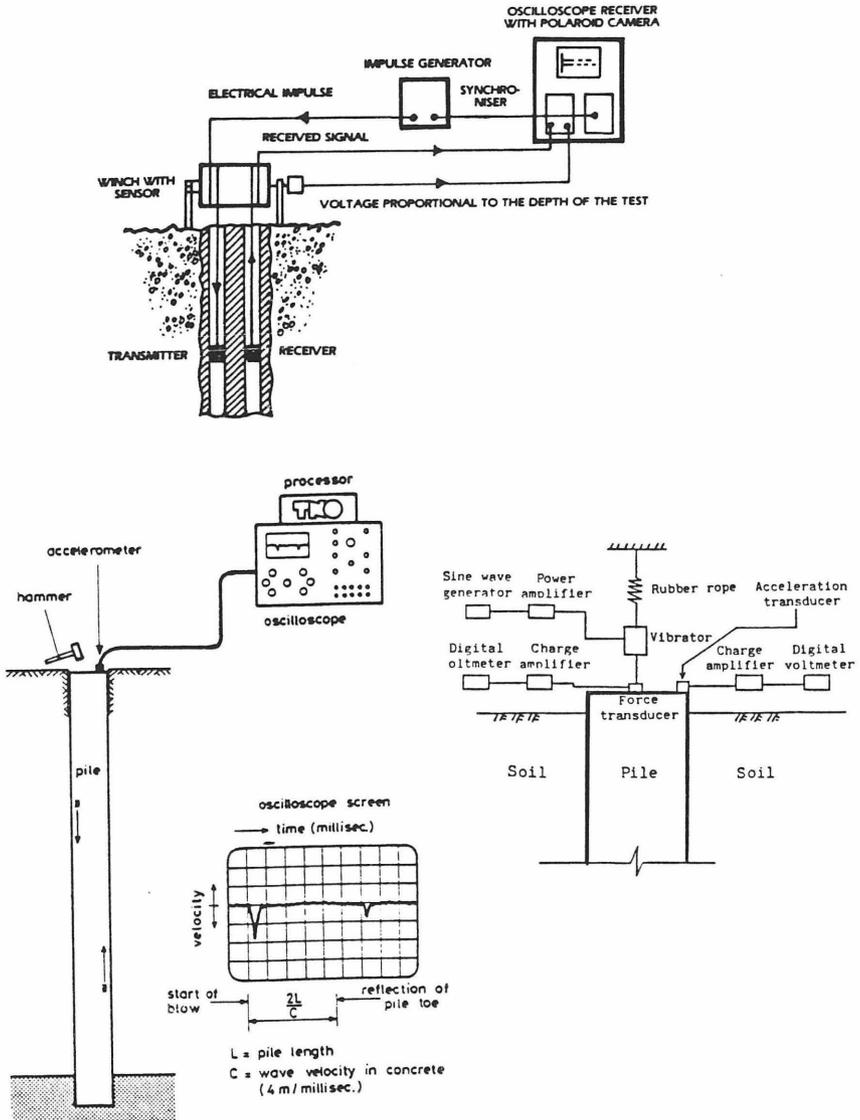


Bild 1b. Messverfahren zur Integritätsprüfung: Ultraschallprüfung (oben), Handhammermethode (links unten) und Vibrationsverfahren (rechts unten)

## 2. THEORIE UND AUSWERTUNG

Die Integritätsprüfung oder auch Low-Strain-Prüfung nutzt die Phänomene, die beim Durchgang einer Welle durch einen festen Körper beobachtet werden können, insbesondere die Brechung (Refraktion) an Querschnittsänderungen (Dichteänderungen) oder die Spiegelung (Reflektion) an einem Rand. Eine solche Welle wird durch einen Stoß auf einen Pfahl induziert. Da das Verhältnis der Länge zum Durchmesser der Pfähle immer sehr groß ist, genügt es, die Wellenausbreitung entlang der Pfahlachse zu betrachten. Weitere Einzelheiten sind in [2, 5] zu finden.

Im ersten Abschnitt der Messkurve der Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe lassen sich die charakteristischen Ausschläge für Querschnittsverringering und -erweiterung erkennen. Weiterhin kann auch festgestellt werden, daß die Dämpfung zu einer erheblichen Abminderung der Fußreflektion führt. Wird aus dem Verhältnis der Geschwindigkeitsausschläge auf die Größe einer Querschnittsänderung geschlossen, so muß der Einfluß der Dämpfung berücksichtigt werden.

Der Vergleich von Feldmessungen mit theoretischen Berechnungen zeigt, das es möglich ist, aus den Messungen am Pfahlkopf auf die Abstufungen zu schließen und die Integrität nachzuweisen.

Aufgrund der Dämpfung des Signals kann auch bei einer Low-Strain-Integritätsprüfung auf die Intensität der Einbindung in den Boden geschlossen werden, für eine Abschätzung der möglichen Mantelreibung ist die Information allerdings zu unscharf.

### 3. MESSTECHNIK

Die Standardgeräte wurden vor ca. 25 Jahren bei der TNO in Delft, Niederlande, grundlegend entwickelt.

Bei den neuen Entwicklungen der Messgeräte (TNO und GRL) handelt es sich um benutzerfreundliche und kleine tragbare Baustellengeräte (PC's), mit denen neben Messungen auch Vergleichsberechnungen, wie z.B. die Bildung von Mittelwertkurven als Standardsignal, möglich sind [5]. In Bild 2 ist der schematische Aufbau der Messkette dargestellt. REIDING et al. in [5] und RAUSCHE [16,17] haben ausführlich zu der digitalen Datenverarbeitung Stellung bezogen.

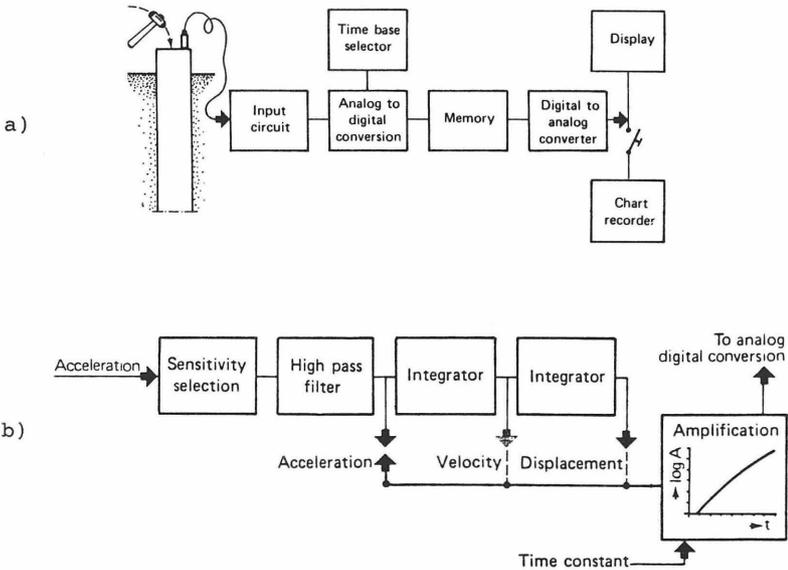


Bild 2. Blockdiagramm für die Messkette (a) und die Messwerteingabe (b) nach TNO

#### 4. BESTEHENDE EMPFEHLUNGEN UND RICHTLINIEN

Nationale Empfehlungen bzw. Richtlinien für die Anwendung liegen nur vereinzelt vor.

Eine große Bedeutung wird dieses Verfahren im gemeinsamen Markt ab 1992 erreichen, da Nachbarländer diese Prüfung als Bestandteil der Pfahlherstellung ansehen.

##### 4.1 Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau

In [8] wurde ein erster Entwurf 1986 vorgelegt. Diese Empfehlung umfaßt u. a. die Tragfähigkeits- und Integritätsprüfung und die Untersuchung von Rammhämmern. Die Integritätsprüfung ist dabei als Prüfung der Unversehrtheit eines bereits installierten Pfahles zu verstehen. Dabei werden 4 Ergebnisklassen unterschieden:

- a) der Pfahl ist in Ordnung
- b) das Ergebnis läßt vermuten, daß Fehlstellen vorhanden sind
- c) der Pfahl ist nicht in Ordnung und
- d) das Ergebnis ist nicht deutbar.

In der Praxis erfolgt die Beurteilung aufgrund einer qualitativen Bewertung der Meßschriebe, dabei ist das Meßsignal des Normalfalles zu suchen, zu definieren und abweichende Fälle aufzufinden.

##### 4.2 EUROCODE 7, GRÜNDUNGEN

In dem für den Grundbau massgebenden Eurocode 7 findet sich im Kapitel 7.11.3 Güte-Kontrolle der Hinweis: "Bei Ortbetonpfählen ist die Kontrolle der Pfahlgüte während der Herstellung in einer zuverlässigen Art und Weise schwierig. Tests der Pfahlintegrität können hier helfen."

#### **4.3 Österreichische NORM B 4440 TEIL 1**

"Zur Kontrolle der Pfahlänge und der Querschnittsabmessungen stehen zur Zeit verschiedene zerstörungsfreie Verfahren zur Verfügung. In der Regel sind alle Pfähle einer solchen Prüfung zu unterziehen, aber unbedingt dann, wenn das Versagen des einzelnen Pfahles, gleichgültig ob alleinstehend oder in der Pfahlgruppe zu Schäden am Bauwerk führen kann."

#### **4.4 INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, SPECIFICATION FOR PILING (GB)**

In den Specifications des Institutes of Civil Engineers sind verschiedene indirekte Verfahren zur Integritätsprüfung veröffentlicht: Verfahren der CEBTP und TNO (Hammerprüfung), Vibrationsmethode (CEBTP) und die Ultraschallprüfungen des Betons über eingebaute Rohre im Pfahl. Der Anspruch an die Integritätsprüfung liegt darin, Fehler und Anomalien beim Pfahl herauszufinden. Weitere Untersuchungen sind von Fall zu Fall anzuschließen. Die Integritätsuntersuchungen sagen nichts aus über das Verhalten des Pfahles unter Last. Sie gelten als zusätzliche Information zur Beurteilung eines Pfahles.

#### **5. MESSERGEBNISSE AUS DER LITERATUR**

Im Inland wurde nach den Veröffentlichungen von GARBRECHT [9] ausführlich auf dem Symposium Messtechnik in München [18, 20] über diese zerstörungsfreien Verfahren berichtet.

Die bisherige Art der Darstellung der Mess- und Interpretationsergebnisse ist nicht einheitlich. In Bild 3 sind Messergebnisse vergangener Jahre aus der zitierten Literatur dargestellt.

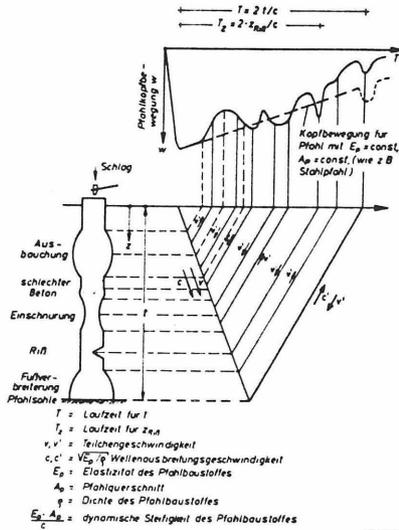
Grundsätzlich wird die aus der Beschleunigungs-Zeit-Kurve integrierte Geschwindigkeits-Zeit-Kurve dargestellt.

Neben Nachzeichnungen der Messkurve zählte vor allem auch die vom Bildschirm abfotografierte Messung zu einer oft nicht verständlichen Darstellung.

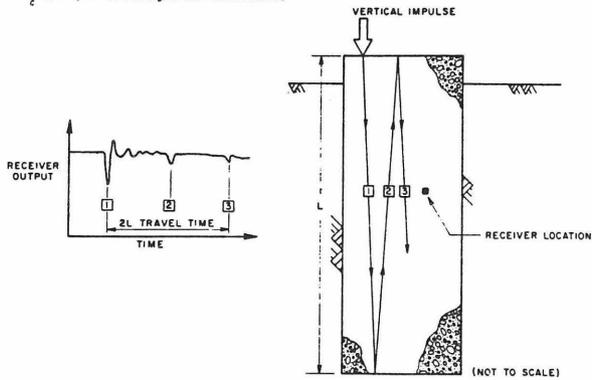
Die Ordinatenwerte der Geschwindigkeit-Zeit-Verläufe sind bei der qualitativen Beurteilung von untergeordneter Bedeutung und wurden nicht dargestellt.

Die Abbildungen in der Literatur zeigen in vielen Fällen nur ungefähr das Gesamtsystem Pfahl-Boden. Aus diesem Grund sollen Mindestanforderungen an die Darstellung erfüllt sein [8].

Garbrecht 1979



Hearne 1981



de Beer 1983

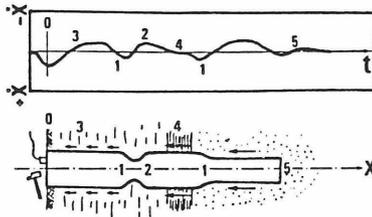
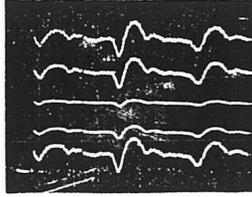


Fig. 39. — Theoretical example of different echoes.  
 1. Decrease, 2. Increase of cross-section  
 3. Soft layer, moderate friction (-a)  
 4. Hard layer, high friction (-b)  
 5. Pile toe

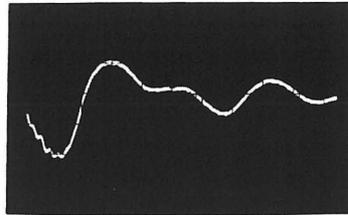
Bild 3a. Messergebnisse aus der Literatur

Ulrich/Stocker 1983

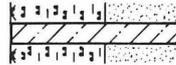
Im. Baum 20.7.82 PA 2



Seitz 1983



10ms



~0.5m



Balthaus/Meseck 1985

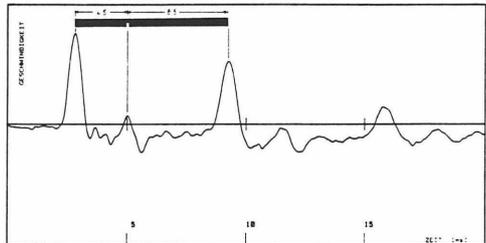


Bild 3b. Messergebnisse aus der Literatur

Wesentliche Ergebnisse von Messungen und Versuchen aus der internationalen Literatur sind nachfolgend zusammengestellt. Hierbei wird hier kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben.

5.1. **HEARNE (1981)** hat in einem umfangreichen Forschungsvorhaben im Jahr 1981 in den USA zahlreiche Versuche durchgeführt [11]. Neben der Integritätsprüfung mit einem genormten Fallgerät wurden in den Pfählen auch Messwertaufnehmer eingebaut, die Aussagen zu der Integrität erlauben. Wesentliche Ergebnisse waren, daß die Messungen über die in den Pfahlbeton eingebauten Messwertaufnehmern genauere Aussagen zur Pfahlbeschaffenheit zuließen als die Messung über den Pfahlkopf.

5.2 **FLEMING (1983)** beschreibt in [6] die Anwendung verschiedener Qualitätsprüfungen bei der Herstellung von Schneckenbohrpfählen. Dabei erhält er grundsätzliche Ergebnisse über die Kontinuität und den Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit des jeweiligen Bodens. Hohe Dämpfung der eingeleiteten Welle tritt in felsartigen Böden auf. Eine Messung ist möglich bis zu einer Pfahllänge von ca. 30 Pfahldurchmessern. Die Meßtiefe ist dabei als zweitrangig anzusehen, da die meisten Herstellungsfehler in den oberen Pfahlmetern auftreten.

Die Kenntnis der Herstellungsart und die Materialeigenschaften vom Beton und Boden sind für das Verständnis der Meßergebnisse unbedingt erforderlich.

5.3 **SEITZ (1983)** berichtet in [18] über vergleichende Untersuchungen bei Ortbetonramm- und unverrohrt hergestellten Bohrpfählen. Die Wellengeschwindigkeiten liegen je nach Herstellungsverfahren zwischen 3700 - 4700 m/s. Die Einflüsse auf die Wellengeschwindigkeit  $c$  im Beton sind vielseitig, so daß eine Aussage der Pfahllänge nicht immer

absolut sein kann.

Die Festlegung der Pfahllänge aus einer Integritätsmessung liegt je nach Bohrverfahren im Rahmen einer 10%igen Abweichung.

**5.4 SLIWINSKI und FLEMING (1983)** fassen ihre umfangreichen Erfahrungen an Schneckenbohrpfählen qualitativ wie folgt zusammen [19]:

- größere Defekte werden klar erkannt; kleinere, wie auch die Betonüberdeckung werden nicht gemessen
- Über die Beschaffenheit der Pfahlsole kann keine Aussage erfolgen
- Längenbestimmung ist möglich, wenn der Pfahl nicht sehr lang ist
- bei unregelmäßigem Baugrund ist eine Beurteilung sehr schwer.

**5.5 ULRICH und STOCKER (1983)** haben in [20] zu Feldversuchen an Bohrpfählen mit eingebauten Störstellen Stellung bezogen. Dabei konnten die Pfahllängen ohne Kenntnis der Istlängen mit guter Genauigkeit ermittelt werden.

Mehrere Diskontinuitäten in Folge führten zu Unsicherheiten in der Interpretation. Die Grenze der Längenbestimmung liegt bei 15-20 Pfahldurchmessern, wobei der kleinere Wert für Pfähle mit größerer Mantelreibung gilt.

In einer anderen Arbeit berichteten **BALTHAUS und MESECK** neben theoretischen Untersuchungen auch über die Versuche an den gleichen Pfählen. Sie kommen zu ähnlichen Ergebnissen [1].

**5.6 ELLWAY (1987)** erläutert die 3 gebräuchlichen Integritätsverfahren in Großbritannien. Dabei kommt er zu folgenden Schlüssen und Anwendungsgrenzen [4]:

- Pfahldurchmesser, -länge, Bodensteifigkeit und Bodenart beeinflussen die Meßtiefe
- Reflektionen werden im wesentlichen durch größere Veränderungen im Pfahldurchmesser, in der Bodenart, durch Risse und Einschlüsse ausgelöst
- nur relative Veränderungen innerhalb des Pfahlmaterials sind meßbar
- Unterscheidungen, ob es sich um eine Querschnittsveränderung oder Materialveränderung handelt sind nicht möglich.

ELLWAY gibt in seiner Arbeit Daten zu den Messungen, wie z.B. Wellengeschwindigkeiten, Meßtiefe in Abhängigkeit vom Boden und Größenverhältnisse der eingeleiteten und reflektierten Wellen.

Die o.a. Veröffentlichungen zeigen, daß die Arbeit der Autoren in einigen Punkten zu vergleichbaren Ergebnissen führte.

## **6. EIGENE ERFAHRUNGEN UND ERGEBNISSE**

Im Rahmen der Prüfungen geht es im wesentlichen um folgende Fragen:

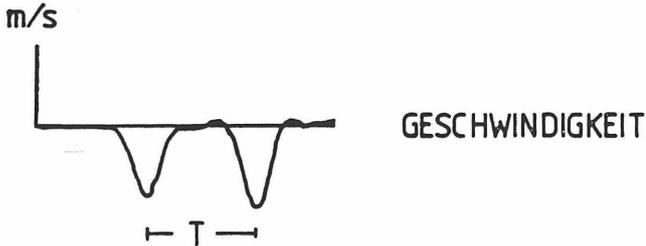
- Gibt es ein einheitliches "Normsignal"?
- Wie lang ist der Pfahl?
- Sind Querschnittsveränderungen vorhanden?
- Wie "integer" ist der Pfahl?

Nachfolgend soll an einigen Messungen von Bohrpfählen zu den Fragen Stellung bezogen werden. Oft liegen für die Messungen keine Kenntnisse über den Boden vor, vor allem, wenn es sich um die Überprüfung alter Pfähle handelt.

**Beispiel 1:**

Der Bohrpfahl wurde mit Verrohrung in einem mitteldicht gelagerten Sand-Kies-Boden hergestellt. Das Meßergebnis der Geschwindigkeit-Zeit-Kurve ist ohne eine zeitabhängige Verstärkung dargestellt. Die Reflexion  $r_F$  vom Pfahlfuß als Zugwelle entspricht einer Fußauflagerung mit einer steifen Feder. Die Wellengeschwindigkeit  $c$  beträgt 4230 m/s.

Die im Bild dargestellte Meßkurve stellt das "Idealbild" einer Integritätsprüfung dar. Die Welle ruft eine eindeutige Fußreflexion hervor. Störungen im Pfahlschaft sind nicht vorhanden. Weitere Einzelheiten zu dieser Messung sind in [18] zu finden.

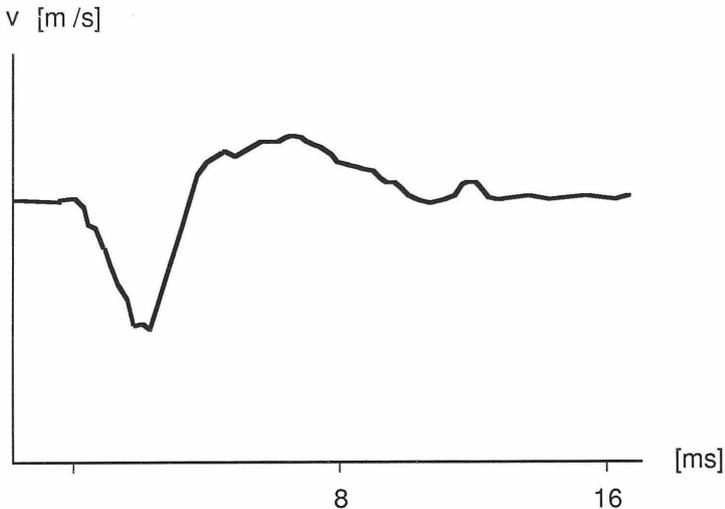


$$c = \frac{2 \cdot L}{T} = \frac{2 \cdot 5.5}{0.0026} = 4230 \text{ m/s}$$

**Beispiel 2:**

Für einen Neubau war u. a. eine Gründung auf Bohrpfählen mit  $d = 90$  cm durchzuführen. Gemäß dem LV mußte stichprobenartig die Integrität der Pfähle nachgewiesen werden. Da die ausgewählten Pfähle in verschiedenen Bereichen der Baugrube lagen, konnte davon ausgegangen werden, daß durch den Stichprobennachweis der Gesamtzustand genügend genau erfaßt war.

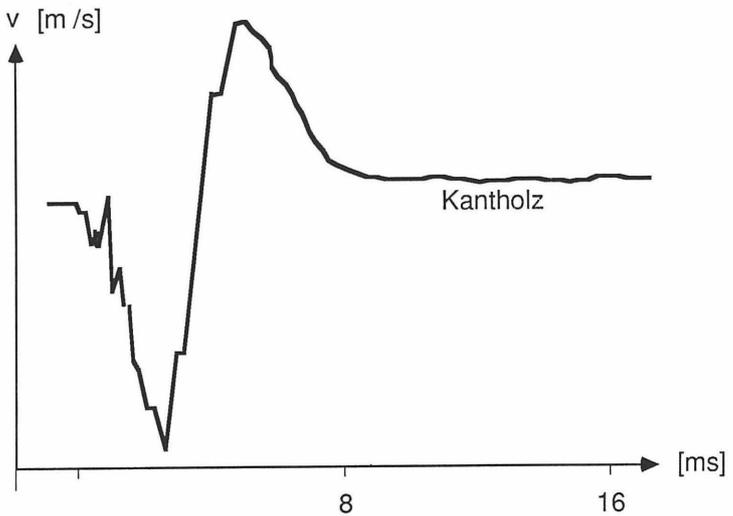
Der Vorzeichenwechsel und das lange Ausschwingen weisen auf eine Querschnittserhöhung in tieferen Bereichen und auf eine starke Einbindung hin. Diese wird im mittleren Bereich des Pfahles stärker, das Fußsignal entspricht dem bei einem Pfahl, der auf anstehenden Fels aufsitzt.



**Beispiel 3:**

Beim einem Neubau sollten alte Pfähle ( $\varnothing$  40 cm) in die Gründung mit einbezogen werden. Die Ergebnisse zeigten, daß die alten Pfähle keine Abweichungen von der planmäßigen Querschnittsform aufwiesen.

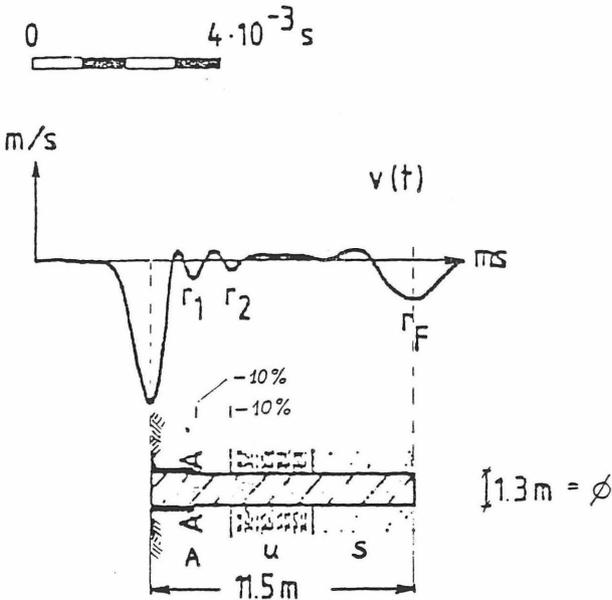
Durch die starke Einbindung und die systemgebundene Fußverbreiterung wurde die eingeleitete Stoßwelle fast vollständig aufgezehrt, sodaß eine eindeutige Fußreflexion nicht zu erkennen ist. Zusätzliche Informationen sind nicht abzulesen. Für die Lasteinleitung wurde ein Kantholz anstelle eines Handhammers verwendet.



**Beispiel 4:**

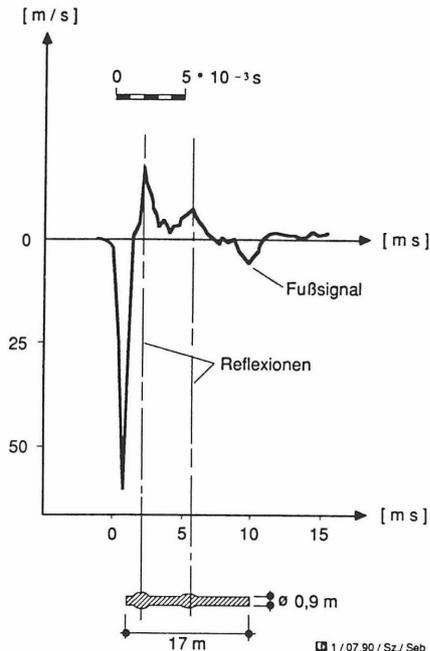
Bei diesem Pfahl wurde ein Vorbohrrohr während der Herstellung verwendet. Der Baugrund besteht aus Auffüllung, Schluff und mitteldichten Sanden.

Die erste Reflektion  $r_1$  kommt bei  $c = 4180$  m/s aus einer Tiefe von ca. 2,0 m. Hierbei handelt es sich um die 10 %ige Querschnittsreduzierung vom Vorbohrrohr zum tiefergeführten Bohrrohr. Die Reflektion  $r_2$  entsteht durch eine Querschnittsverringering in dem Übergangsbereich Auffüllung/Schluff und liegt - wie bei einer Ausgrabung festgestellt wurde - ebenfalls in einer Größe von 10 % der Pfahlfläche.



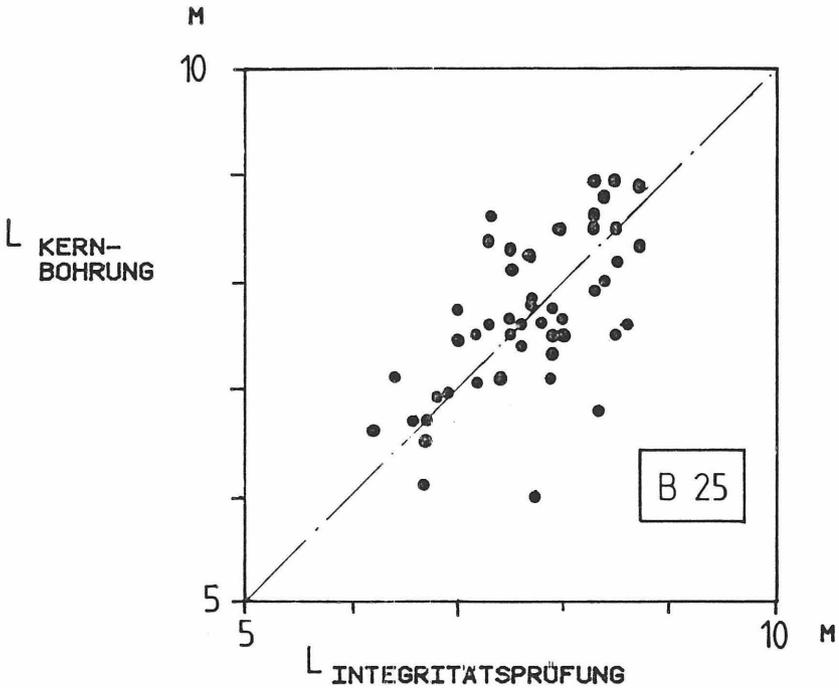
**Beispiel 5:**

Ein 17,0 m langer Pfahl ( $d=90$  cm) mußte überprüft werden. Aufgrund des gemessenen Geschwindigkeitsverlaufes erkennt man, daß zwei ausgeprägte Reflexionen am Pfahlkopf auftreten bevor das Fußsignal kommt. Nimmt man als Interpretationshilfe die eindimensionale Wellenausbreitung so erkennt man zwei Verbreiterungen des Pfahlquerschnittes; die erste liegt etwa in Höhe des Pfahlkopfes und die zweite in der Pfahlmitte. Die Zeitdauer zwischen Erregung und Fußsignal beträgt 9,1 ms, die mittlere Wellengeschwindigkeit  $c = 3740$  m/s. Der Pfahl ist einwandfrei.



**Beispiel 6:**

Über 50 Pfähle wurden durch eine Muddeschicht im Sand abgestellt. Begleitet wurden diese Messungen von Kernbohrungen bis zu den Pfahlfüßen, um zusätzliche Aufschlüsse über die Wellengeschwindigkeit im Beton zu gewinnen. Das u. a. Bild zeigt den Vergleich der gemessenen und erbohrten Pfahllängen. Ein Wert für die Wellengeschwindigkeit zwischen  $c = 3800$  bis  $4000$  m/s stellte in diesem Fall stellt eine gute Näherung dar.



## 7. ANWENDUNGEN WELTWEIT

Die Anwendung richtet sich nach den landesüblichen Erfahrungen und den gebräuchlichen Pfahltypen.

Im Inland wird die Prüfung in Sonderfällen eingesetzt, da bei der Pfahlherstellung gem. DIN 4014 ausreichend Kontrollen zur Sicherstellung der Qualität durchzuführen sind. Bei Pfahlfirmen mit jahrelangen Erfahrungen sind diese zusätzlichen Integritätsprüfungen deshalb nicht erforderlich.

In Großbritannien werden die Messungen vorzugsweise bei der Herstellung von Schneckenbohrpfählen zum Qualitätsnachweis verwendet, auch in den Niederlanden gehören diese Verfahren als Bestandteil zur Herstellung eines Pfahles.

### **Niederlande:**

Die Integritätsprüfung wird hier seit über 20 Jahren eingesetzt. Die Hauptanwendung liegt bei der Messung von Bohrpfählen mit kleinen Durchmessern ( $d < 0.7$  m). Diese Pfahldurchmesser sind dominierend. Der Entwicklungsstand der Meßgeräte und die jahrelangen praktischen Erfahrungen haben einen sehr hohen Stand erreicht [5].

### **Österreich:**

In der "ÖNorm B 4440 Pfähle" sind die Anwendungen der Prüfung geregelt. Die Durchführung erfolgt auf großen Baustellen exemplarisch an einigen Pfählen und bei kleineren Bauvorhaben an allen Pfählen. Auch Bohrpfahlwände werden untersucht. In Wien werden mehr als die Hälfte aller Einzelpfähle überprüft.

### **Großbritannien:**

Das Messverfahren ist hier neben den anderen Verfahren der

Integritätsprüfung sehr häufig im Einsatz. Alle Pfahlarten werden dabei untersucht. Die Ergebnisse werden auch in der Literatur sehr offen diskutiert [19]. Zur Zeit laufen zwei Forschungsvorhaben zur Bestimmung der Anwendungsgrenzen.

**Belgien:**

Im Juli 1987 wurden an Pfählen im Masstab 1:1 Grundsatzversuche vorgenommen [10]. Mit der Veröffentlichung dieser Ergebnisse wurden die Grundlagen für die Anwendungen geschaffen. Der Einsatz der Messung hat seit dieser Zeit zugenommen.

**Frankreich:**

Die Anwendung der Handhammermethode ist begrenzt. Vor allem werden Vibrationsverfahren und Ultraschallmessungen im Beton bei größeren Bohrpfählen vorgenommen. Pfähle kleinen und mittleren Durchmessers werden selten überprüft.

**Schweiz:**

Wie auch in Frankreich sind die Verfahren mit eingebauten Rohren für Ultraschallmessungen zur Bestimmung der Betonqualität als Standardverfahren zu bezeichnen [12]. Die Integritätsprüfung mit dem Handhammer wird nur vereinzelt eingesetzt.

**USA:**

Der zunehmenden Anwendung von Bohrpfählen im Land der klassischen Rammpfähle folgten in den zurückliegenden Jahren mehrere Forschungsvorhaben, die die Untersuchung der Zuverlässigkeit von Integritätsprüfungen zum Ziel hatte. In [16] sind Berechnungen zusammengestellt, wo beispielhaft Ergebnisse für die unterschiedlichen Pfahlschäden dargestellt sind. Eine grundlegende Arbeit hat Hearne [11] veröffentlicht. Dabei stellt er die wichtigsten Einflußfaktoren wie Betonqualität, umgebender Boden, Art

der Betoneinbringung etc. zusammen. Mit der Neuentwicklung von Standardmessgeräten [17] zeichnet sich eine verstärkte Anwendung ab.

#### **Canada:**

Im Jahre 1987 wurden in Canada erstmals an 8 Modellpfählen, die mit Fehlstellen versehen waren, Integritätsprüfungen vorgenommen. Zusammenfassend konnte dabei festgestellt werden, daß die Genauigkeit einer Vorhersage für Querschnittsänderungen 15 % erreicht [Starke in 5]. Diese Untersuchungen hatten zunehmend Messungen zur Folge.

In vielen anderen Ländern (Schweden, Ägypten, Israel, Indien, Hong Kong etc.) werden die Integritätsprüfungen gelegentlich eingesetzt. Sie bleiben die seltene Ausnahme, da entweder Bohrpfähle nicht zu der überwiegenden Pfahlart gehören oder die Messungen nur von wenigen Ingenieuren bzw. Instituten angeboten werden.

#### **8. ANWENDUNGSGRENZEN**

Folgende Schlüsse können aus den bisher gemachten Erfahrungen von Modell- und Großversuchen und der praktischen Anwendung gezogen werden:

- der Bodenwiderstand bzw. der am Pfahl anhaftende Boden beeinflusst bei den "sehr kleinen Pfahlbewegungen" das Meßergebnis wenig. Risse können daher deutlich Reflektionen hervorrufen.
- die innere Dämpfung des Pfahlmaterials und Abstrahlungsdämpfung reduziert bei in-situ hergestellten Pfählen die Welle.

- genaue Aussagen über Wellengeschwindigkeiten sind durch vergleichende Längenuntersuchungen zu belegen, um die Tiefenlage von Störungen und die Pfahllänge zu bestimmen.
- Risse im Pfahlkopfbereich reduzieren die Energie des Schlages, und damit werden tieferliegende Störungen nicht erkannt, z.B. bei einer Low-Strain-Prüfung von Rammpfählen. Mehrere Störungen im Pfahl besonders im Pfahlkopfbereich führen zu Überlagerungen und wiederholten Wellenreflektionen, die auch analytisch nicht mehr getrennt werden können.
- unterschiedliche Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des Bodens, Grundwasser, Pfahlherstellungsart, Betonqualität, Zuschlagstoffe, Bewehrungsanteil haben einen Einfluß auf die Dämpfung und die Wellengeschwindigkeit, die erst durch vergleichende Untersuchungen ermittelt werden müssen. Die Aussage über die Wellenausbreitung wird dadurch erschwert und z.T. auch mehrdeutig.
- kontinuierliche Querschnittsveränderungen über die Tiefe führen zu unausgeprägten Meßsignalen.
- die Bestimmung von Impedanzänderungen im Pfahlschaft ist in einer Größenordnung von ca. 10-20 % möglich.
- kleine Unregelmäßigkeiten, wie z.B. die Betonüberdeckung im Zentimeterbereich, können nicht genau bestimmt werden.
- quantitative Aussagen über Fehler im Pfahl lassen sich nur als Anhaltswerte verwenden.

- die Stoßdauer mit dem Handhammer begrenzt die interpretierbaren Abmessungen und die Lage von Fehlstellen; bei einem zu langen Stoß können sich Reflektion und eingeleiteter Stoß überlagern.
- durch die Intensität der eingesetzten Stöße ist die Tiefe, bis zu der Aussagen möglich sind, wegen der Dämpfungsverluste begrenzt. Die Erzielung größerer Genauigkeiten ist nur möglich, wenn es gelingt, kürzere Stöße höherer Intensität aufzubringen.

Wegen der o. a. Randbedingungen bleibt diese Methode für die Lokalisierung wesentlicher, die Tragfähigkeit des Pfahles dominierender Fehlstellen des Schaftbetons, vorerst begrenzt.

Eine Verbesserung der Messdateninterpretation bringt die genaue Kenntnis des Bodens, der Pfahlherstellungsart und des Pfahlbetons.

## 9. EMPFEHLUNGEN

Als Vergleichsuntersuchungen von Pfählen, zur Bestimmung von Pfahllängen, zur Auswahl von Probelastungspfählen und als Qualitätskontrolle und -sicherung kann dieses Verfahren zu anderen Methoden, die auch begrenzt in ihrer Aussagefähigkeit sind, wirtschaftlich eingesetzt werden.

Die Prüfmethode ergibt ein qualitatives Abbild eines in-situ hergestellten Bohrpfahles. Abweichungen von einer "Normkurve" sind herauszufinden und zu bewerten. Die Messergebnisse sind in Verbindung mit den Bodenaufschlüssen und der Art der Pfahlherstellung und des Betoneinbaues zu bewerten.

Eine Zusammenfassung der weltweiten Erfahrungswerte schafft eine wichtige Grundlage für weitere Forschungen, die dann zielgerichtet verbesserte Aussagen aus diesen Prüfungen erwarten lassen.

## 10. LITERATUR

- [1] Balthaus, H.-G. und Meseck, H.: Integritätsprüfungen an Ortbetonpfählen, Tief-, Ingenieur- und Straßenbau, 9/1984, S. 470 - 479
  
- [2] Bredenberg, H., Holm, G. and Grävare, C.-J.: Application of Stress-Wave Theory on Piles, Second Int. Conference, 1985, Swedish Pile Commission, Stockholm, A. Balkema, Rotterdam
  
- [3] CEBTP: Zerörungsfreie Prüfverfahren für Pfähle, Eigenverlag, Paris, 1984
  
- [4] Ellway, K.: Practical Guidance on the Use of Integrity Tests for the Quality of Cast-in-situ Piles, Ground Engineering, October 1987
  
- [5] Fellenius, B.H.: Third International Conference, Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, 25-27 May 1988, preprint volume
  
- (6) Fleming, W.G.K.: Construction Problems in Piling and the Identification of Faults, Proc. of the Int. Conference on Non-Destructive Testing of Materials, London 1986
  
- [7] Franke, E.: Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 2, Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1982

- [8] Franke, E. und Seitz, J.M.: Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Heft 4/1986 Geotechnik, Essen
  
- [9] Garbrecht, D. in Franke, E.: Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 2, Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1982
  
- [10] Groupement Belge de la Societe International de Mecanique des Sols et des Travaux de Fondations (Section de ABEM), Essais Dynamique de Pieux integrite et capacite portante, Bruxelles, 1987
  
- [11] Hearne, T., Stokoe, K. and Reese, L.: Drilled Shaft Integrity by Wave Propagation Method, Journal of the Geotechnical Engineering Division (107) GT 10, 16582 (1981)
  
- [12] Hürzeler, H.; Wullimann, R.: Pfahlgründung mit Ultraschall, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 19, Mai 1990.
  
- [13] Hsieh, P.E.; Holmquist, P.W. and Trapani, R.: Stress Wave Propagation Testing of Large Diameter Caissons, Glenwood Canyon, Colorado, 3rd Int. Conference, Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, May 1988, preprint volume.
  
- [14] van Impe, W.; van Koten, H.; de Vos, J.; van den Broeck, M.: Kwaliteitsonderzoek door echometingen van Funderingsspalen, Tijdschrift der openbare Werken van Belgie, Nr.1/1985
  
- [15] Lilley, D.; Kilkenny, M. and Akroyd, R.: Steady-state Vibration Testing of Piles With Known Defects, 3rd

Int. Conference, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Ottawa, Canada, May 1988, preprint volume.

- [16] Rausche, F.: Catalogue of Computed Pile Top Velocities from Travelling Wave Reflections Nonuniform Piles, Goble Rausche Likins and Ass. 1987
- [17] Rausche, F. and Likins, G.: Interpretation of Low Strain Pile Test Records, Eigenverlag, 1987
- [18] Seitz, J.M.: Dynamische Messungen zur Prüfung der Integrität und Tragfähigkeit von Bohrpfehlen, Vortragsband zum Symposium "Messtechnik im Erd- und Grundbau", 23. + 24. 11. 1983 in München, DGEG
- [19] Sliwinski, Z.J. and Fleming, W.G.K.: The Integrity and Performance of Bored Piles, Paper 15, Piling and ground treatment for Foundations, Thomas Telford, London 1983, p. 153 - 165
- [20] Ulrich, G. und Stocker, M.: Integritätsuntersuchungen an präparierten Betonpfehlen, Vortragsband zum Symposium "Messtechnik im Erd- und Grundbau", 23. + 24. 11. 1983 in München, DGE
- [21] Zue-Meng, Z. and Da-xian, L.: Non-destructive Testing of Piles by Hydro-electric Effect Method, 3rd Int. Conference, Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, May 1988, preprint volume.

INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN AN  
MANTEL- UND FUßVERPRESSTEN  
BOHRPFÄHLEN

DR.-ING. H. MESECK

1. ALLGEMEINES

Für die Gründung eines L-förmigen Einkaufszentrums mit einer Kantenlänge von ca. 200 m in Jeddah wurden mantel- und fußverpreßte Großbohrpfähle hergestellt. Die viergeschossige Überbauung wird überragt von drei Hochhaustürmen, die zehn bzw. dreizehn Geschosse haben.

Die Bohrpfahlgründung wurde vor der eigentlichen Auftragsvergabe an den Rohbauunternehmer hergestellt. Da der Vertrag die Übernahme des Gründungsrisikos vorsah, wurde von der Rohbaufirma eine gutachterliche Untersuchung der bestehenden Gründung veranlaßt. Diese Untersuchungen wurden in den Jahren 1982 bis 1984 durchgeführt.

Einen Überblick über die Gebäudeabmessungen und die einzelnen Gründungssektoren gibt das Bild 1.

Für die Beurteilung der vorhandenen Gründung wurden von der Simons & Partner GmbH Braunschweig zunächst die vorhandenen Herstellungsunterlagen für die Bohrpfähle ausgewertet. Bis zu diesem Zeitpunkt waren 1.637 Pfähle mit einem Pfahldurchmesser von 75 cm bzw. 80 cm hergestellt worden. Von der ausführenden Spezialtiefbaufirma wurden vier verschiedene Pfahltypen ausgeführt, die eine der Tragfähigkeit angepaßten Bewehrung erhielten und sich im wesentlichen durch veränderte Verpreßbereiche unterschieden. Die einzelnen Angaben sind im Bild 2 zusammengestellt.

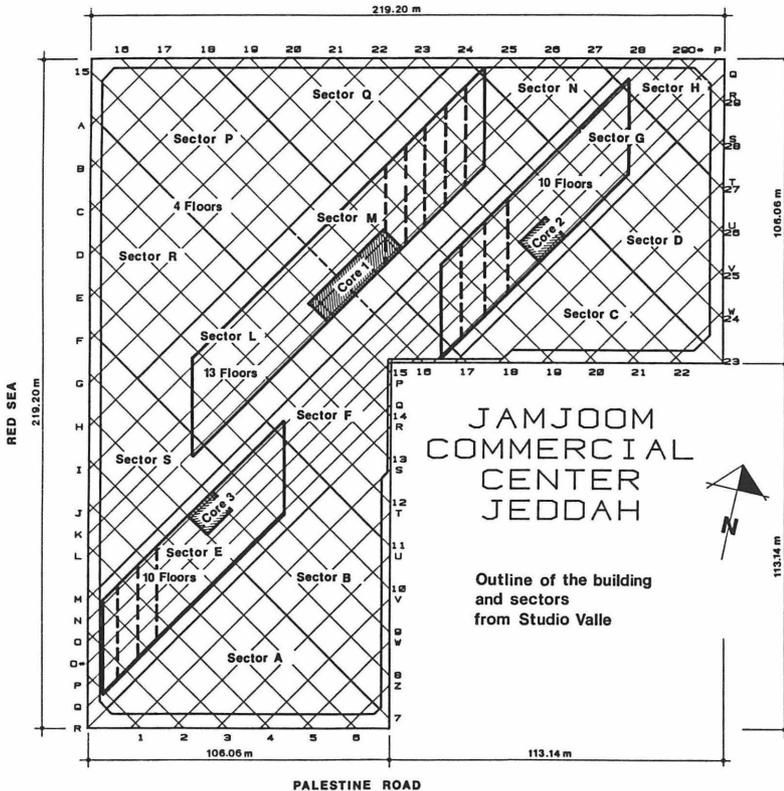


Bild 1: Übersichtsplan

Pfahltyp	Gebrauchslast (kN)	Verpressung
Typ A	1.300	nur Fuß
Typ B	2.120	Fuß und die untersten 4,0 m Mantel
Typ C	2.600	Fuß und die untersten 5,0 m Mantel
Typ D	3.300	Fuß und die untersten 6,5 m Mantel

Bild 2: Übersicht Pfahltypen

Wegen der großen Zahl der Pfähle und der umfangreichen Datenmenge pro Pfahl wurden alle Herstellungsdaten über eine EDV-Anlage ausgewertet. Im einzelnen wurden folgende Daten verarbeitet:

- a) Die Pfahlnummer (Lage im Gitternetz)
- b) Herstellungsdatum
- c) Tiefe des dichter gelagerten Untergrundes
- d) Tiefe des Pfahlfußes
- e) Spülverluste mit Tiefenangabe
- f) Betoniervorgang mit Anzahl und Inhalt der Betonwagen
- g) Mantelverpressung 1. Schritt, Lanzen 1 bis 4 mit Druck und Menge
- h) Mantelverpressung 2. Schritt, Lanzen 1 bis 4 mit Druck und Menge
- i) Fußverpressung 1. Schritt, Druck und Menge
- k) Fußverpressung 2. Schritt, Druck und Menge

Parallel dazu wurden die Ergebnisse von neun statischen Probebelastungen ausgewertet. Dabei wurden drei an Probepfählen des Typ A, C und D und sechs an Bauwerkspfählen ausgeführt. Die ursprünglich geplanten zulässigen Gebrauchslasten von 3.300 kN wurden für alle Pfähle nachgewiesen. Wegen der zu beachtenden Gruppenwirkung und der nachträglich durch den Statiker erhöhten Gebrauchslasten der Pfähle ergaben sich nachträglich zusätzliche Pfähle. Dabei wurden Überlastungen bis zu 12% hingenommen.

Als Schlußfolgerung aus der Begutachtung der vorhandenen Pfahlgründung wurden zusätzliche Baugrundaufschlüsse und Integritätsprüfungen an 184 Pfählen gefordert. Die zu prüfenden Pfähle wurden nach folgenden Kriterien festgelegt:

1. Keine Herstellungsdaten vorhanden
2. Spülungsverluste
3. Betonvolumen  $> 13,5 \text{ m}^3$
4. Volumen Mantelverpressung  $< 250 \text{ l}$
5. Volumen Fußverpressung  $< 100 \text{ l}$

6. Volumen Fußverpressung > 500 l und  
Verpressdruck < 25 bar
7. Überlastete Pfähle

Die Integritätsprüfungen wurden im Jahre 1983 und 1984 ausgeführt.

## 2. VORVERSUCHE

Die Integritätsprüfungen auf der Baustelle wurden von der Simons & Partner GmbH in Verbindung mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig ausgeführt. Vor den eigentlichen Baustellenversuchen wurden mit Unterstützung der Firma Bauer Vorversuche auf deren Bauhof ausgeführt. Dabei sollte vor allem das Schlaggewicht optimiert werden. Die Geometrie der dabei getesteten Pfähle und die Versuchsergebnisse sind in Bild 3 dargestellt. Die Meßergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Pfahlgeometrien.

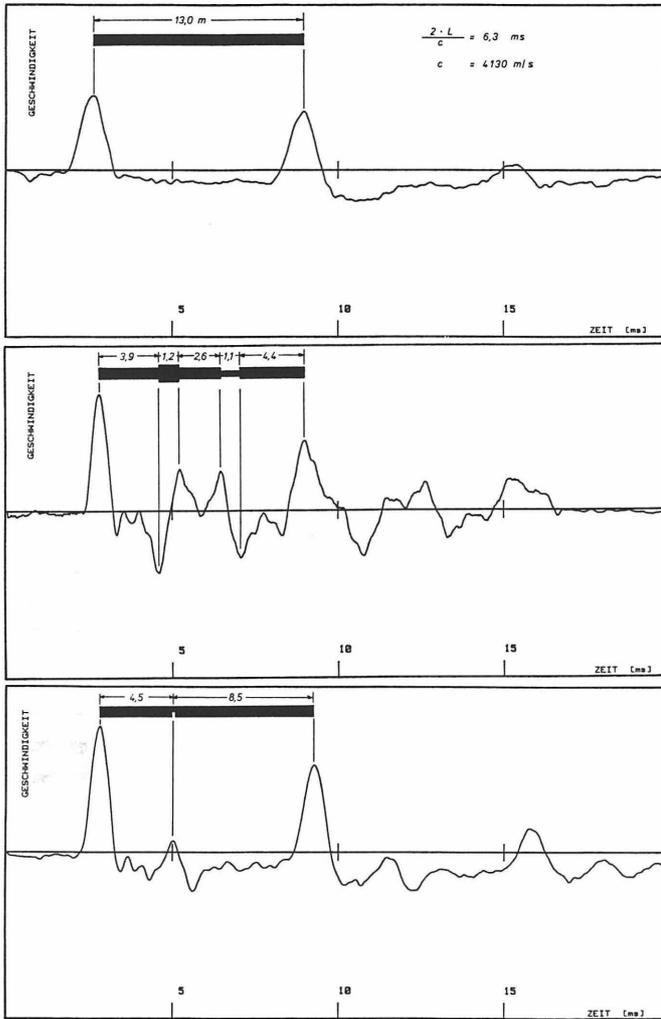
Parallel zu den Versuchen bei der Firma Bauer wurden Modellversuche im Institut für Grundbau und Bodenmechanik durchgeführt. Über die umfangreichen Versuchsergebnisse ist in [1] berichtet worden.

## 3. MESSAUSRÜSTUNG

Die für die Baustellenversuche verwendete Versuchseinrichtung ist in Bild 4 schematisch und in Bild 6 während eines Baustelleneinsatzes dargestellt.

## 4. BAUSTELLENVERSUCHE

Die Pfahlköpfe wurden auf der Baustelle zunächst von schlechtem Beton befreit und anschließend mit dünnen Stahlplatten zur Aufnahme des Beschleunigungsaufnehmers bestückt (Bild 5).



**Bild 3:** Ergebnisse von Integritätsprüfungen an drei Probpfehlen

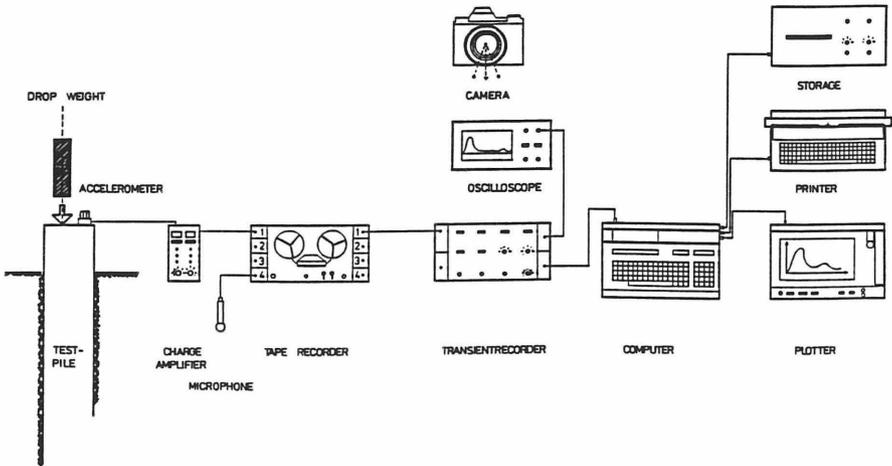


Bild 4: Schematische Darstellung der Meß- und Auswertungs-Anlage

Anschließend wurden an jedem Pfahl ca. zehn Stoßbelastungen durchgeführt, aufgezeichnet und drei bis vier der Stoßbelastungen ausgewertet. Eine typische Baustellensituation ist im Bild 6 dargestellt.

Die Meßergebnisse wurden mit den Herstellungsdaten der einzelnen Pfähle verglichen. Zu kurze Pfähle wurden im gesamten Prüfbereich nicht festgestellt. Dabei muß allerdings darauf hingewiesen werden, daß aufgrund der gut ausgeführten Spitzendruckverpressungen das Pfahlende häufig nicht deutlich aus den Meßaufzeichnungen zu erkennen war. Unterschiede in der Mantelverpressung bei den einzelnen Pfählen waren teilweise zu erkennen.

Ausbauchungen die überwiegend am Ende der Verrohrung auftraten waren deutlich zu erkennen. Ein Teil dieser Pfähle wurde vor allem im Bereich der Kerne später freigelegt und bestätigten die Meßergebnisse (Bild 7).



Bild 5: Meßaufnehmer am Pfahlkopf



Bild 6: Baustelleneinsatz

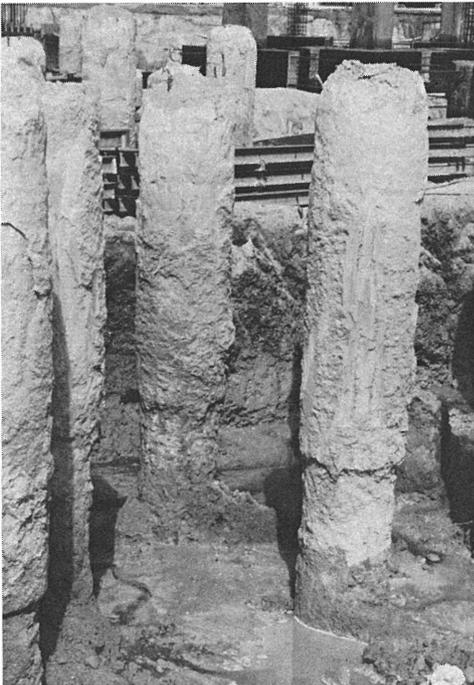
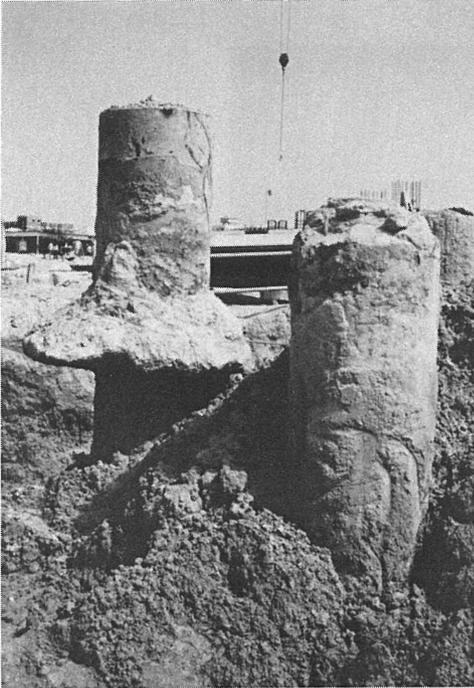


Bild 7:  
Ausgegrabene  
Pfähle mit  
Querschnitts-  
veränderungen

Die umfangreichen Meßergebnisse werden im Rahmen des Vortrages vorgestellt. Insgesamt hat die Überprüfung der Mantel- und Fußverpreßten Pfähle keine Anzeichen auf eine Einschränkung der Tragfähigkeit der ausgeführten Pfahlgründung ergeben.

#### 5. SCHRIFTTUM

- [1] Balthaus, H.-G.: Integritätsprüfungen  
Meseck, H. : an Ortbetonpfählen, Tiefbau - Ingenieurbau  
- Straßenbau, Heft 9, 1984



## INTEGRITÄTSTEST AN MODELL- UND BAUWERKSPFÄHLEN

Michael Hartung

### 1. Einleitung

Dynamische Pfahltests bieten neben der wirtschaftlichen Tragfähigkeitsbestimmung auch die Möglichkeit, eine preiswerte und zerstörungsfreie Qualitätskontrolle von Betonpfählen durchzuführen. So lassen sich die Gestalt, die Länge, die Betonqualität und evtl. Diskontinuitäten von Pfählen im Baugrund schnell ermitteln.

Prinzip der Integritätsprüfungen: Durch einen Schlag auf den Pfahlkopf wird eine Stoßwelle erzeugt, die im Schaft zum Pfahlfuß herabläuft, dort reflektiert wird und zum Pfahlkopf zurückkehrt. Am Pfahlkopf wird die durch den Aufschlag und die zurückkehrende Stoßwelle hervorgerufene Beschleunigung der Betonteilchen über die Zeit gemessen. Aus dem Verlauf der aus den Beschleunigungen ermittelten Geschwindigkeiten lassen sich Aussagen über Pfahlbeschaffenheit und Länge treffen.

Im Auftrag des Bauherrn oder zur firmeneigenen Kontrolle des Herstellvorganges kann so überprüft werden, ob Rammpfähle Risse oder Betonabplatzungen durch das Rammen erfahren haben und ob Ortbetonpfähle Querschnittsveränderungen aufweisen und die geplante Länge eingehalten wurde.

Da zur Durchführung der Integritätsprüfungen im Prinzip nur ein Schlag mit z.B. einem Hammer pro Pfahl genügt, lassen sich schnell und preisgünstig, je nach Baustellenbedingungen, bis zu 80 Pfähle am Tag testen. An Großbohrpfählen bis zu einem Durchmesser von 2,0 m und Pfahllängen bis zu 20 m lassen sich, je nach Bodenart, Integritätsprüfungen ohne größere Probleme durchführen.

Zur Zeit wird an einem von der DFG geförderten Forschungsvorhaben über Integritätsprüfungen von Ortbetonpfählen gearbeitet. Ziel der Untersuchungen

ist es, die Aussagekraft und die Grenzen der Integritätsprüfungen u.a. anhand von Modellversuchen festzustellen und diese mit Ergebnissen von Messungen an Bauwerkspfählen zu vergleichen.

Dazu wurden 26 Modellpfähle mit unterschiedlichsten Fehlstellen hergestellt. Sie wurden alle freistehend, im Sand und zum Teil auch im bindigen Boden eingebaut und geprüft. An einigen ausgewählten Pfählen konnte der Verlauf der Meßkurven mit einem Simulationsprogramm nachvollzogen werden. Die simulierte Kurve wurde durch Veränderungen der Pfahlgeometrie und der Bodenparameter im Programm der Meßkurve angepaßt. Mit diesem Ergebnis vergrößert sich die Sicherheit der Aussagen über die Pfahlbeschaffenheit.

## 2. Wellendynamische Grundlagen

Die durch den Schlag auf den Pfahlkopf hervorgerufene Druckwelle breitet sich in kugelförmigen Wellenfronten im Pfahl aus. Mit genügendem Abstand vom Pfahlkopf können die Wellenfronten als eben angenommen und der Ausbreitungsvorgang mit der eindimensionalen Wellentheorie beschrieben werden. Die Druckwelle wird am Pfahlfuß, je nach Pfahlfußbettung, als Zug- bzw. Druckwelle reflektiert und wandert zum Pfahlkopf zurück. Die Wellenfronten des Eingangs- und Fußsignals werden am Pfahlkopf mit einem Beschleunigungsaufnehmer registriert und durch die über die Zeit integrierte Geschwindigkeit dargestellt (Bild 1).

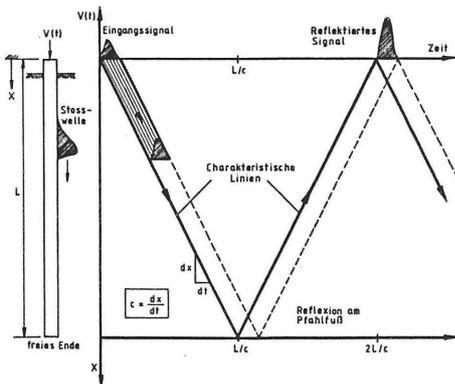


Bild 1: Vorgang der Wellenausbreitung im Pfahl anhand des Weg-Zeit-Diagramms [1]

Trifft die zum Pfahlfuß wandernde Druckwellenfront auf eine Impedanzänderung, werden bestimmte Anteile der Druckwelle reflektiert.

Die Impedanz  $I$  eines Pfahles errechnet sich aus:

$$I = \frac{E \cdot A}{c} \left[ \frac{\text{MN} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right]$$

$E$  = dynamischer Elastizitätsmodul  $[\text{MN}/\text{m}^2]$

$A$  = Querschnittsfläche  $[\text{m}^2]$

$c$  = Wellengeschwindigkeit  $[\text{m}/\text{s}]$

Impedanzänderungen treten auf bei Einschnürungen, Verdickungen, Bruchfugen, Kiesnestern etc.

Aus der gemessenen Zeitdifferenz zwischen der Stoßeinleitung und den reflektierten Wellen, sowohl der Störungen als auch des Pfahlfußes, kann die Lage der Fehlstellen und die Länge des Pfahles ermittelt werden. Die gemessene Zeit  $t$  ergibt sich aus der Länge  $L$  und der Wellengeschwindigkeit  $c$  (siehe auch Bild 1).

$$t = \frac{2 \cdot L}{c} \text{ [s]}$$

$t$  = Laufzeit der Welle [s]

$L$  = Pfahllänge [m]

Unter der Annahme einer im Pfahl konstanten Wellengeschwindigkeit  $c$  errechnet sich die Pfahllänge  $L$  aus:

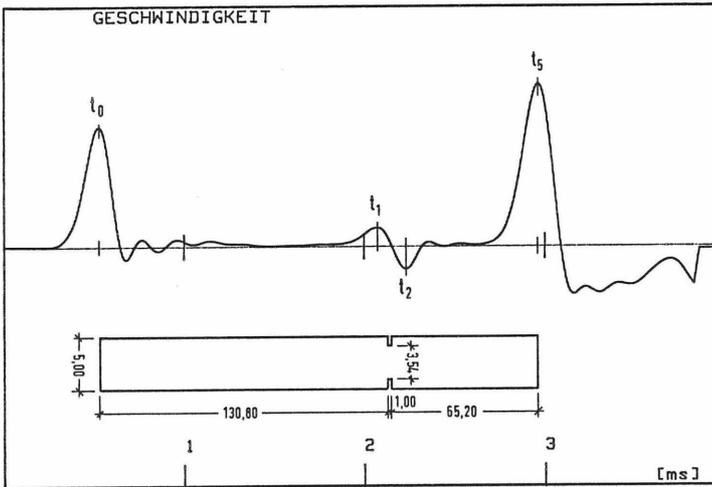
$$L = \frac{c \cdot t}{2} \text{ [m]}$$

Die Wellengeschwindigkeit  $c$  ist eine materialtypische Konstante und setzt sich zusammen aus:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \text{ [m/s]}$$

$\rho$  = Dichte des Pfahlmaterials  $[\text{t}/\text{m}^3]$

Das Ergebnis einer Integritätsprüfung an einem Pfahl mit einer Fehlstelle ist in Bild 2 aufgezeichnet.



**Bild 2:** Ergebnis der Integritätsprüfung eines Modellpfahls mit Reflexionen der Einschnürung und des Pfahlfußes

Ist die Länge des Pfahles bekannt, kann durch die Bestimmung der Wellengeschwindigkeit  $c$  eine Aussage über die Güte des Betons getroffen werden.

Bild 3 gibt ein Beurteilungskriterium.

Betonqualität	Wellengeschwindigkeit $c$ [m/s]
sehr schlecht	< 1920
schlecht	1920 - 2750
durchschnittlich	2750 - 3300
gut	3300 - 4120
sehr gut	> 4120

**Bild 3:** Qualitative Beurteilung des Betons mit Hilfe der Wellengeschwindigkeit  $c$  [4]

Nicht nur Fehlstellen im Pfahl bewirken Reflexionen der nach unten wandernden Druckwellenfront, sondern auch die Mantelreibung zwischen Pfahloberfläche und umgebenden Boden. Zusätzlich dämpft das Pfahlmaterial die Größe der ab- und aufwärts wandernden Wellen. Ist diese Dämpfung durch den anstehenden Boden und durch das eigentliche Pfahlmaterial bekannt, so lassen sich anhand der Geschwindigkeitsamplituden am Pfahlkopf qualitative Rückschlüsse auf die vorhandenen Querschnittsveränderungen ziehen.

### 3. Meßtechnische Grundlagen

Zur Durchführung der Integritätsprüfungen kommt am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig die im Bild 4 schematisch dargestellte Meßeinrichtung zum Einsatz.

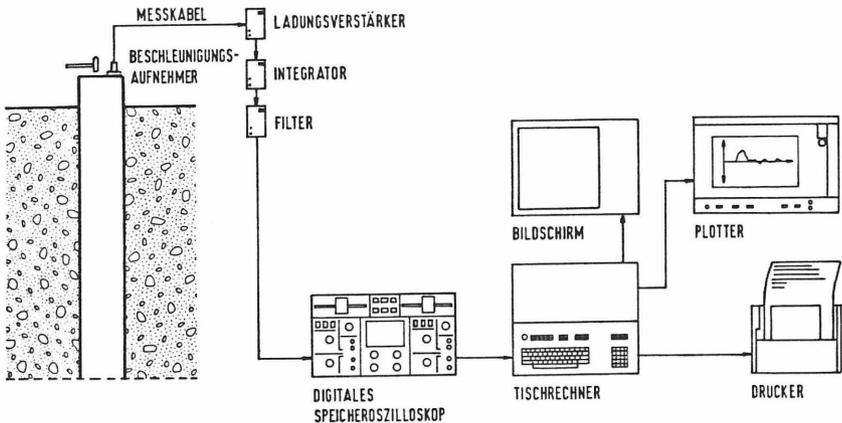


Bild 4: Meßeinrichtung für Integritätsprüfungen

### Beschleunigungsaufnehmer

Sie decken den für die Integritätsprüfungen wichtigen Meßbereich genauer und besser ab als elektrodynamische Aufnehmer. Deshalb wird die für die Auswertung benötigte Geschwindigkeit am Pfahlkopf nicht direkt gemessen, sondern durch die Integration der Beschleunigungswerte ermittelt. Darüber hinaus lassen die Beschleunigungssignale eine eigene Interpretation zu. Zum Einsatz kommen piezoelektrische low-g-Aufnehmer. Sie erzeugen elektrische Spannungen, wenn der Piezo-Kristall eine mechanische Verformung durch Schlag oder Vibration erfährt.

### Ladungsverstärker mit Integrator

Verstärkung der Meßsignale und Integration der gemessenen Beschleunigungswerte zur Geschwindigkeit.

### Digitales Speicheroszilloskop mit Diskettenlaufwerk

Es dient zur sofortigen visuellen Darstellung der gemessenen Geschwindigkeiten über die Zeit und zur Archivierung der Daten auf Diskette.

Bild 5 zeigt die komplette Meßeinrichtung für Integritätsprüfungen.

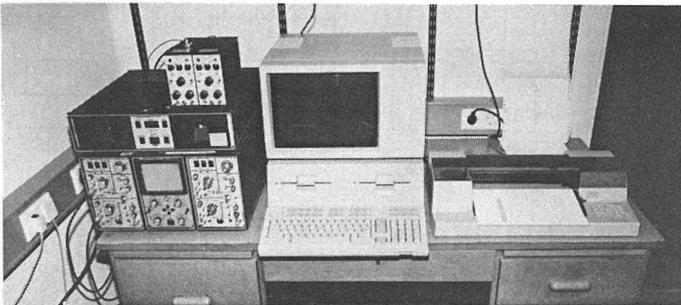


Bild 5: Komplette Meßeinrichtung für Integritätsprüfungen

#### 4. Modellversuche

##### 4.1 Allgemeines

Ziel des Forschungsvorhabens ist die genaue Beschreibung der Auswertegrenzen von Integritätsprüfungen. D.h. welche Arten und Größen von Fehlstellen sich wie genau und unter welchen Umständen bestimmen lassen.

Die Laborversuche mit Modellpfählen ergeben gute Resultate, da man die Randbedingungen genau kennt und kontrollieren kann.

Zur Durchführung der Modellversuche kamen 26 Kunststoffpfähle aus PE HML 500 mit einer Länge von 1,97 m und einem Durchmesser von 5,0 cm bzw. 4,0 cm zum Einsatz. Ihnen wurden definierte Fehlstellen, d.h. Schwächungen des Querschnittes, eingefräst und deren Einfluß auf die Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe untersucht. Bild 6 stellt die Geometrie der Versuchspfähle dar.

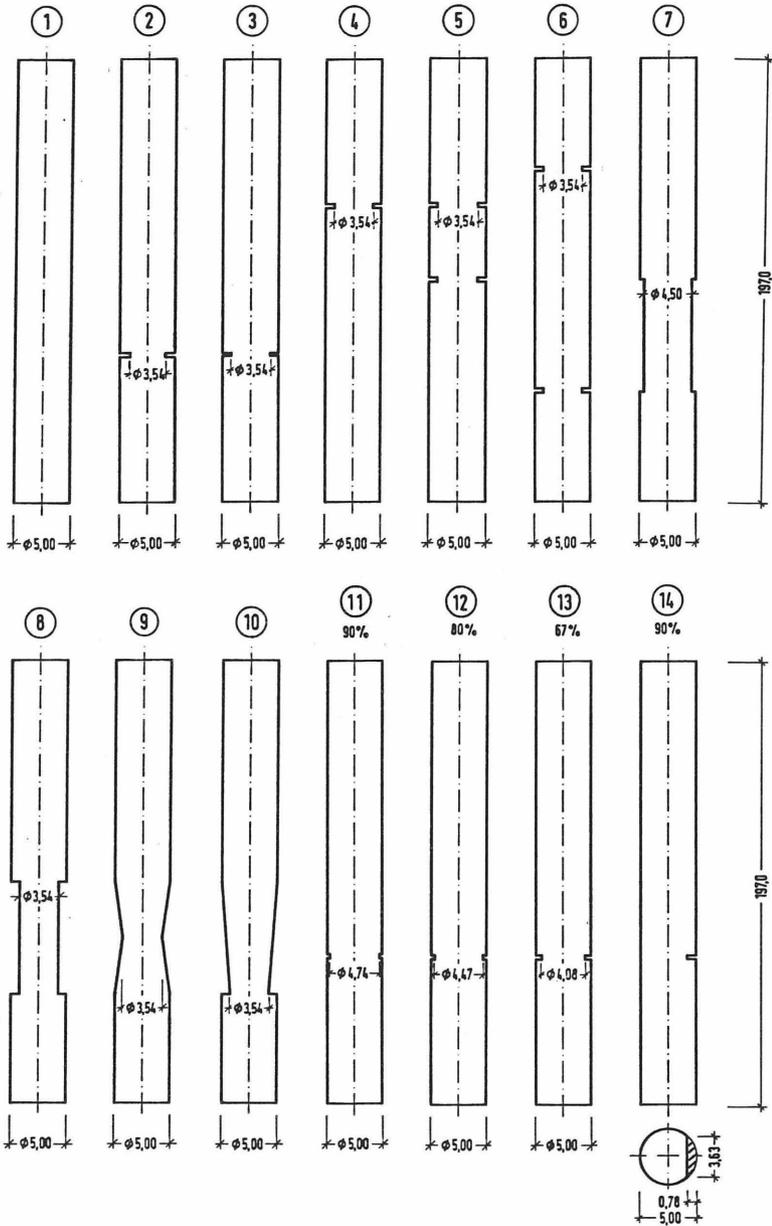


Bild 6a: Verwendete Modellpfähle

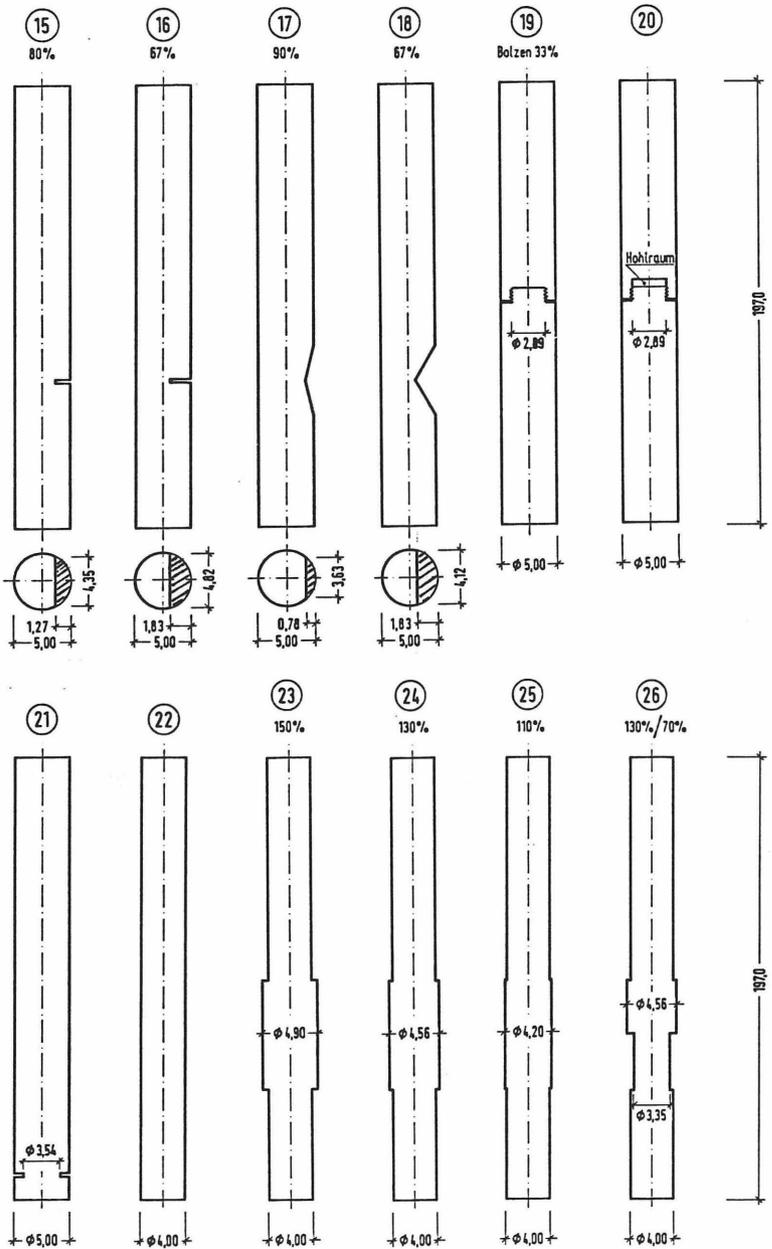


Bild 6b : Verwendete Modellpfähle

#### 4.2 Einleitung einer Stoßwelle

Zur Erzeugung einer Druckwelle am Pfahlkopf sind verschiedene Verfahren möglich. Als erstes mußte geklärt werden, wie ein möglichst vorteilhaftes und reproduzierbares Signal erzeugt werden kann. Dazu wurden folgende Fallgewichte erprobt:

Art	Gewicht	Fallhöhe
Stahlkugel $\phi$ 10 mm	4,1 g	0,25 m
Stahlkugel $\phi$ 20 mm	32,6 g	1,4 m
Holz	8,2 g	0,25 m
Holz	6,2 g	0,25 m
Stahlzylinder	143,0 g	0,25 m
Stahlzylinder	17,8 g	0,25 m

Bild 7: Verwendete Fallgewichte [2]

Die beste Aussage über die Struktur der Modellstäbe erhält man in diesem Fall beim Einsatz der Stahlkugeln mit den Durchmessern 10 mm und 20 mm.

Durch ihre Geometrie ermöglicht die Kugel eine punktuelle Einleitung der Energie in den Pfahl im Gegensatz zu den anderen Fallgewichten, die die Stoßenergie flächenhaft übertragen.

In der Praxis haben sich rückprallgedämpfte Hammer unterschiedlicher Größe durchgesetzt, da sie keine störenden Eigenschwingungen auf den Pfahl übertragen.

Um starke Störsignale durch Querwellen zu vermeiden, wurde zur Dämpfung ein kleines Stück Pappe zwischen Kugel und Pfahloberfläche gelegt. Bild 8 zeigt die Stoßwelleneinleitung und den Beschleunigungsaufnehmer auf dem Pfahlkopf.

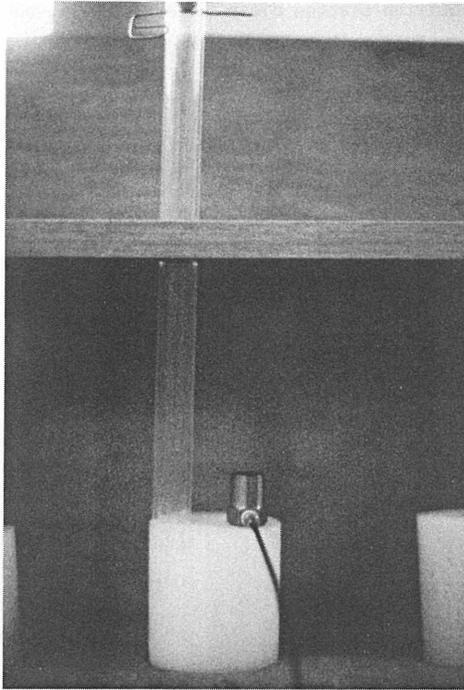


Bild 8: Fallgewicht und Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf

#### 4.3 Durchführung der Versuche

Durch Vorversuche konnte geklärt werden, daß der Beschleunigungsaufnehmer nicht unbedingt mit der Pfahloberfläche verbunden werden muß. Ein festes Andrücken reicht aus. Das hat sich auch bei unseren vielen Einsätzen auf Baustellen bestätigt.

Mit den Modellpfählen wurden folgende Versuchsserien durchgeführt:

- 1.) Freistehend
- 2.) Einbau in Sand
- 3.) Einbau in bindigen Boden

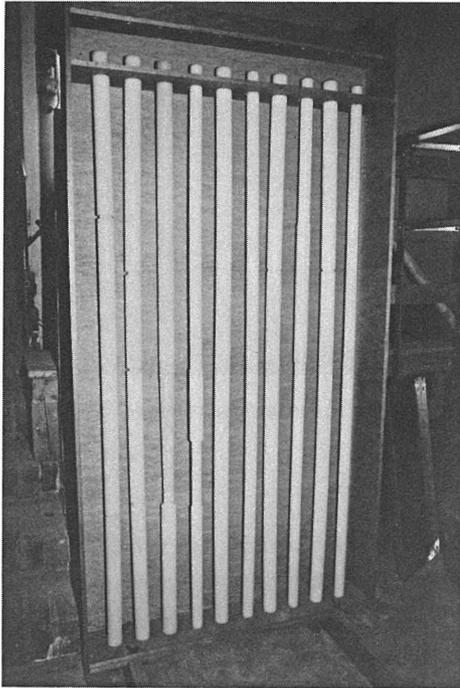
##### 4.3.1 Modellpfähle freistehend

Diese Messungen zeigten die Grenzen der Integritätsprüfungen hinsichtlich der Größe und Art der zu erkennenden Fehlstellen unabhängig von äußeren

Einflüssen auf. Zusätzlich dienten diese Messungen dazu, anhand der Amplituden die Materialdämpfung zu bestimmen und im Vergleich mit anderen Einbauarten, Dämpfungen des anstehenden Bodens zu beurteilen.

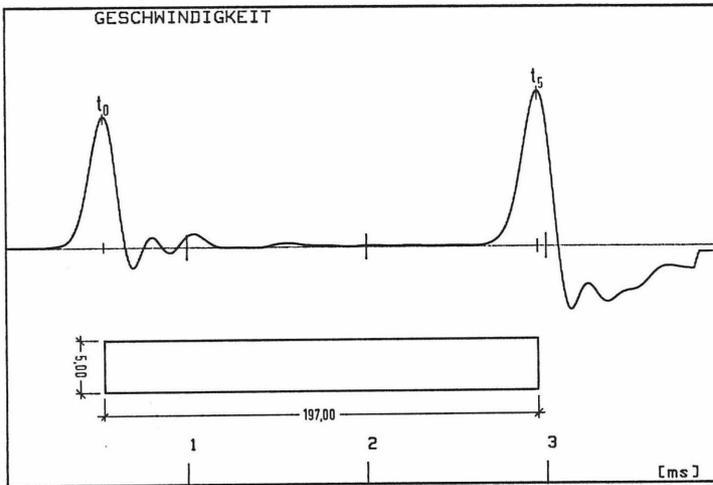
Die Stoßwelle wurde durch eine Stahlkugel von 10 mm Durchmesser, 4,1 g Gewicht und 10 cm Höhe erzeugt.

Bild 9 zeigt den Versuchsstand mit den freistehenden Pfählen



**Bild 9:** Versuchsstand für freistehende Modellpfähle

Bild 10 stellt die "ideale" Meßkurve des Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufes des Modellstabes dar. Die Stoßwelle (1. Ausschlag) erzeugt eine eindeutige Fußreflexion (2. Ausschlag). Es sind keine Störungen vorhanden.



**Bild 10:** Meßkurve einer idealen Integritätsprüfung

Aus theoretischen Überlegungen [1] heraus ist der Fußreflex doppelt so groß wie der Anfangsausschlag. Der hier ermittelte Fußreflex ist jedoch ca. 50 % - 60 % kleiner. Der restliche Teil der Stoßwellenenergie ist durch die Eigendämpfung des Materials "geschluckt" worden.

In den Bildern 11 bis 17 sind die Ergebnisse, d.h. die Geschwindigkeits-Zeit-Kurven mit den entsprechenden Pfahlgeometrien, zusammengestellt.

1.) 50 % Reduzierung des Querschnitts. Pfahl-Nr. 2, 3, 8 (Bild 11)

Bei allen Pfählen ist die Lage der Fehlstellen zu erkennen. Deutlich ist am Pfahl 8 der im Vergleich zu Pfahl 2 und 3 relativ große Ausschlag zu sehen. Da die Reduzierung auf 50 % des Querschnittes aber überall gleich ist, läßt sich keine Aussage über die Größe der Fehlstelle treffen.

2.) 2 x Reduzierung auf 50 % des Querschnitts. Pfahl-Nr. 5 + 6 (Bild 12)

Die Lagen der Fehlstellen sind gut zu erkennen. Der Abstand muß aber mindestens die Länge der Belastungswelle haben, hier ca. 33 cm = 16 % der Pfahl-länge, damit sich die Zug- und Druckwellen nicht gegenseitig beeinflussen.

3.) Reduzierung der Querschnittsfläche auf 90 %, 80 %, 67 %

Pfahl-Nr. 11, 12, 13 (Bild 13)

Beim Pfahl 11 (Fehlstelle mit 90 % des Querschnittes) ist die Lage der Fehlstelle gerade zu erkennen. Deutlicher ist sie erst beim Pfahl 13 (67 % des Querschnitts). Eine qualitative Aussage über die Größe der Fehlstelle ist hier möglich.

4.) Einseitige Fehlstelle mit Querschnittsflächen 90 %, 80 %, 67 %

Pfahl-Nr. 14, 15, 16 (Bild 14)

Ähnlich wie bei den Pfählen 11, 12, 13 läßt sich anhand der Amplituden eine qualitative Aussage über die Größe der Querschnittsverminderung treffen. Aber es ist nicht zu erkennen, ob die Fehlstelle nur an einer Seite oder rings um den Pfahl vorhanden ist.

5.) Kupplungen. Pfahl-Nr. 19, 20, 20A (Bild 15)

Deutlich ist die Lage der Kupplungen als Fehlstelle zu erkennen. Während bei dem Pfahl 19 die Kupplung durch ein passendes Gewindestück gebildet wurde, war beim Pfahl 20 ein Hohlraum und beim Pfahl 20A ein mit klein geraspeltem Kunststoffmaterial gefüllter Hohlraum vorhanden. Der Hohlraum verstärkte die Amplituden der Fehlstelle, die Füllung hatte keinen Einfluß.

6.) Allmähliche Querschnittsveränderungen. Pfahl-Nr. 9, 10, 18

(Bild 16)

Pfahl 10 zeigt, daß sehr langgezogene, allmähliche Änderungen des Querschnittes deutlich zu erkennen sind, insbesondere wenn sie durch einen abrupten Querschnittswechsel enden. Zu kurze allmähliche Änderungen sind nicht als solche zu erkennen, wie Pfahl 9 und 18 zeigen. Die Länge der allmählichen Querschnittsänderungen muß größer als die Länge des Stoßwelleneintrags sein, damit sie deutlich zu erkennen sind. Es ist nicht möglich, einseitige, allmähliche Änderungen als solche zu deuten.

7.) Mehrfacher Querschnittswechsel. Pfahl-Nr. 7, 25, 26 (Bild 17)

Alle Querschnittwechsel sind zu erkennen. Je größer die Änderungen desto deutlicher. Der Abstand der Querschnittswechsel ist größer, als die Länge der Belastungswelle, sie sind daher deutlich voneinander zu unterscheiden.

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

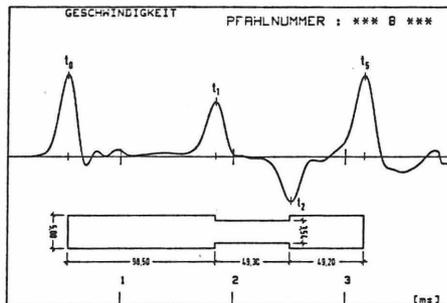
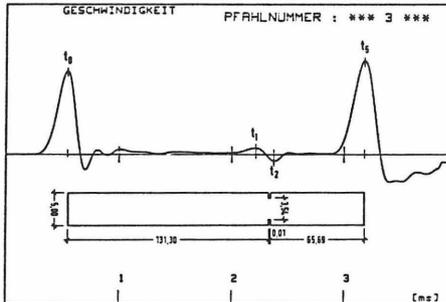
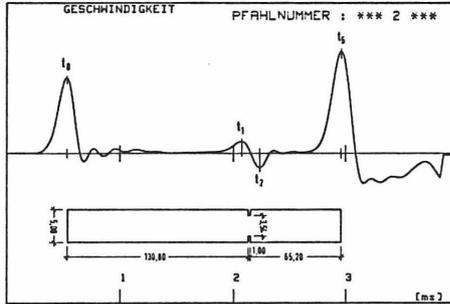


Bild 11 : Pfahl Nr. 2, 3, 8

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

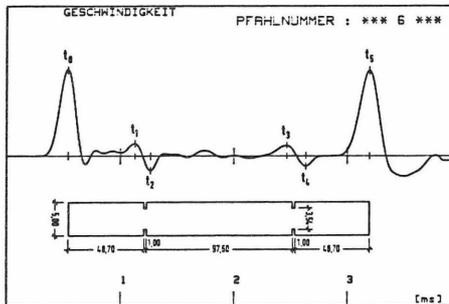
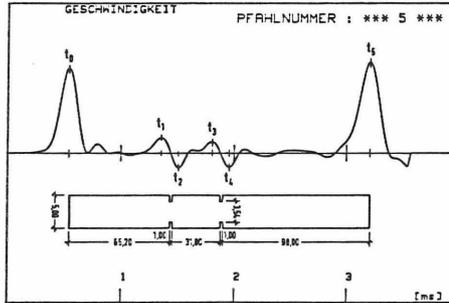


Bild 12 : Pfahl Nr. 5, 6

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

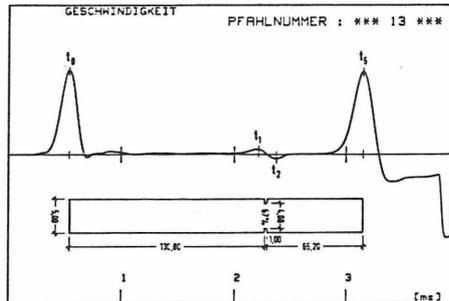
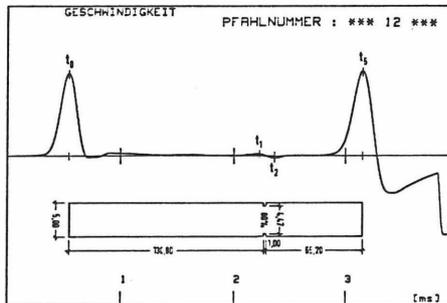
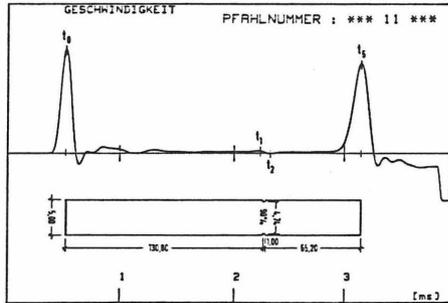


Bild 13 : Pfahl Nr. 11, 12, 13

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

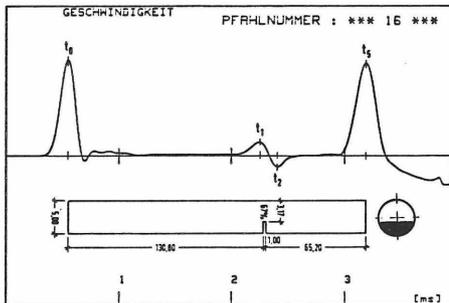
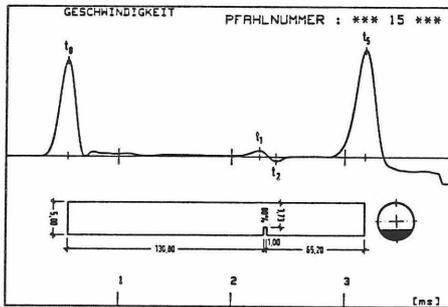
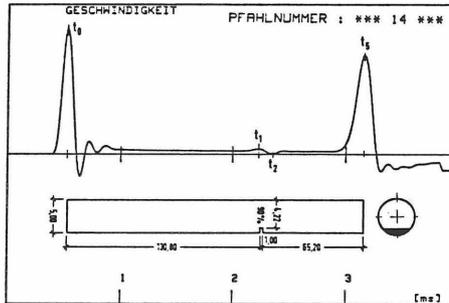


Bild 14 : Pfahl Nr. 14, 15, 16

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

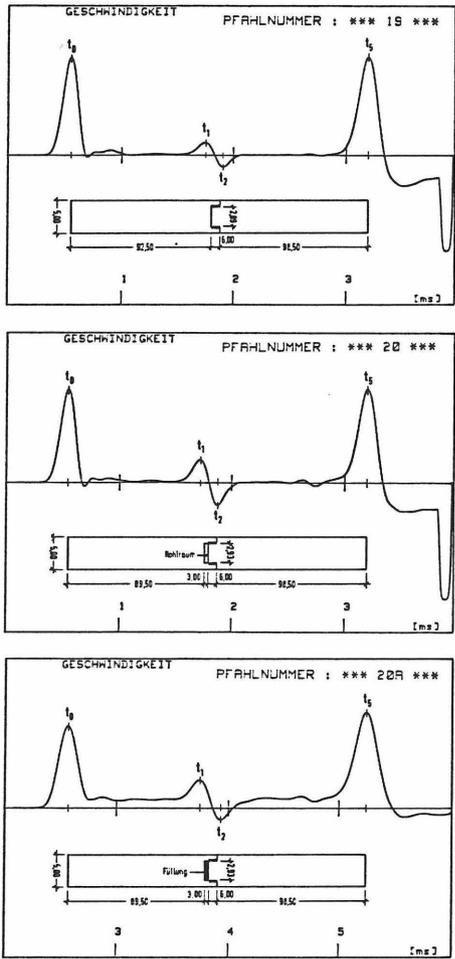


Bild 15 : Pfahl Nr. 19, 20, 20A

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

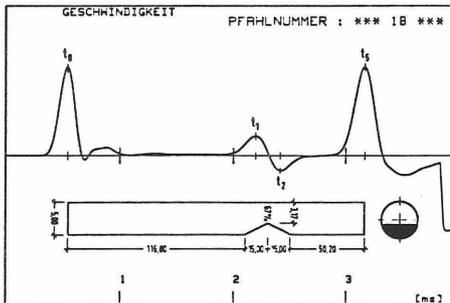
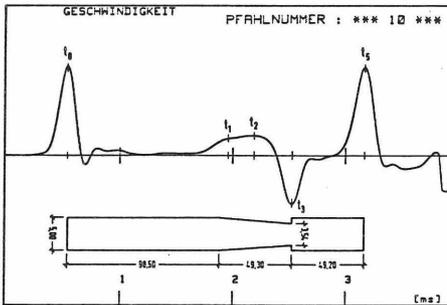
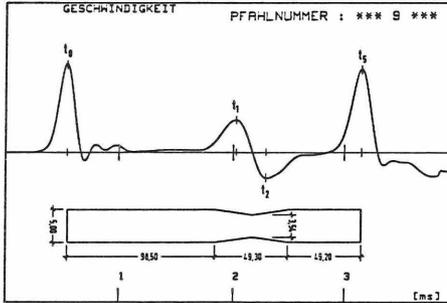


Bild 16 : Pfahl Nr. 9, 10, 18

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
INTEGRITÄTSPRÜFUNG

BAUSTELLE : LABOR  
PFAHLSYSTEM : PE HML 500 MODELLSTÄBE

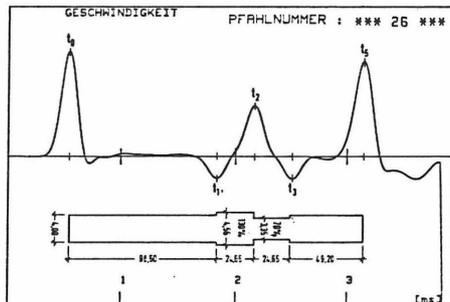
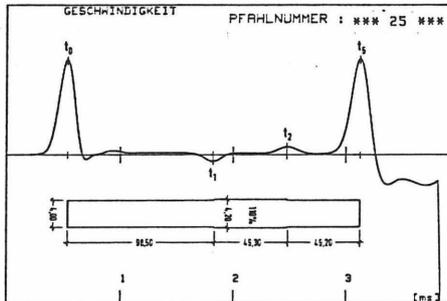
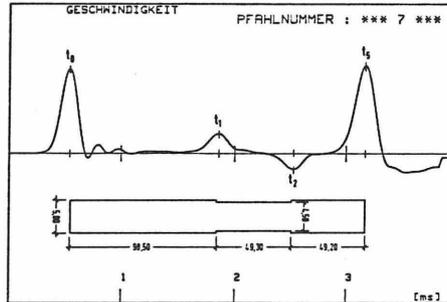


Bild 17: Pfahl Nr. 7, 25, 26

#### 4.3.2 Modellpfähle im Sand und im bindigen Boden

In einer zweiten Versuchsserie wurden alle Pfähle in einen mit enggestuftem Grobsand gefüllten Modellstand eingebaut (Bild 18).

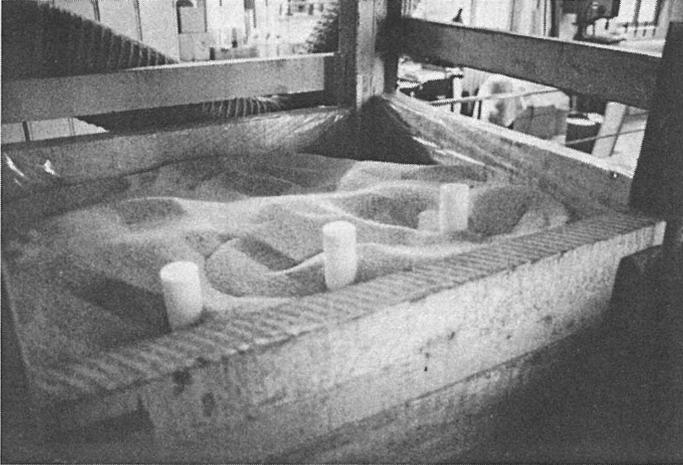
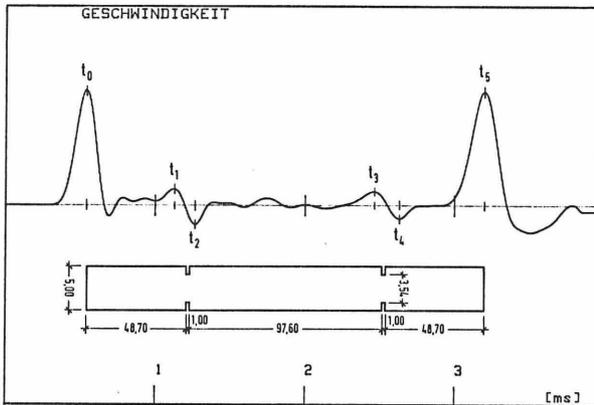


Bild 18: Pfähle im Sand eingebaut

Der Kurvenverlauf entsprach der ersten Versuchsserie, nicht aber die Amplituden. Trotz höherer Stoßwellenenergie (Stahlkugel 20 mm Durchmesser, 32,6 g Gewicht, 30 cm Fallhöhe) sind die reflektierten Wellen aufgrund der starken Dämpfung wesentlich kleiner.

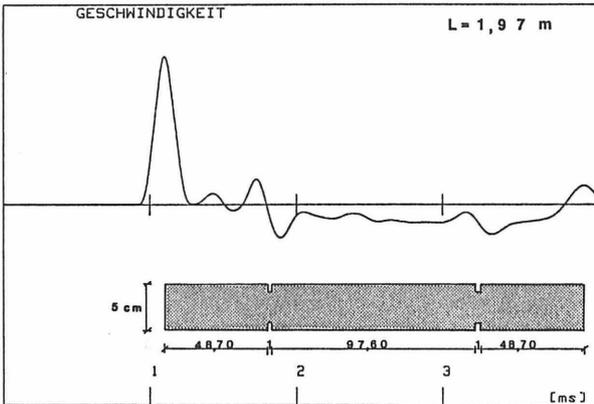
Waren in der ersten Versuchsserie aufgrund der Eigendämpfung des Materials Verluste von ca. 50 % - 60 % vorhanden, betragen diese jetzt 70 % - 80 %.

Beim Einbau im bindigen Boden wurden die Verluste zum Teil so groß, daß der Fußreflex nicht zu erkennen war. Ist die Pfahlänge nicht bekannt, so ist in diesem Fall eine Unterscheidung zwischen einer Reflexion von dem Pfahlfuß und von einer Fehlstelle sehr schwierig. Bild 19 zeigt beispielhaft den Kurvenverlauf des Pfahls Nr. 6 für die drei Einbauarten.



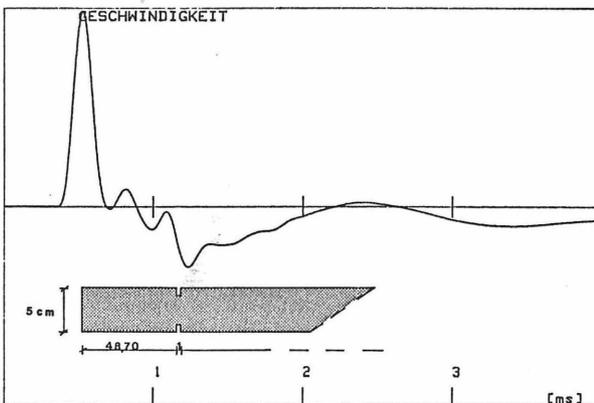
Freistehend

Stoßwellenenergie durch  
 $\phi$  10 mm, 4,1 g,  
 10 cm Fallhöhe



Im Sand

Stoßwellenenergie durch  
 $\phi$  20 mm, 32,6 g,  
 30 cm Fallhöhe



Im bindigen Boden

Stoßwellenenergie durch  
 $\phi$  20 mm, 32,6 g,  
 140 cm Fallhöhe

Bild 19: Modellpfahl Nr. 6, freistehend, im Sand, im bindigen Boden

#### 4.4 Nachrechnen der Modellpfähle mit einem Simulationsprogramm

Mit einem am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelten Computerprogramm, das die Vorgänge der eindimensionalen Wellenausbreitung nachvollzieht, lassen sich sowohl Querschnitts- und Materialveränderungen als auch der Einfluß des Bodens berücksichtigen. Die freistehenden Modellpfähle wurden mit diesem Simulationsprogramm nachgerechnet und mit den vorhandenen Meßergebnissen verglichen. Bild 20 stellt dies beispielhaft an zwei Pfählen dar.

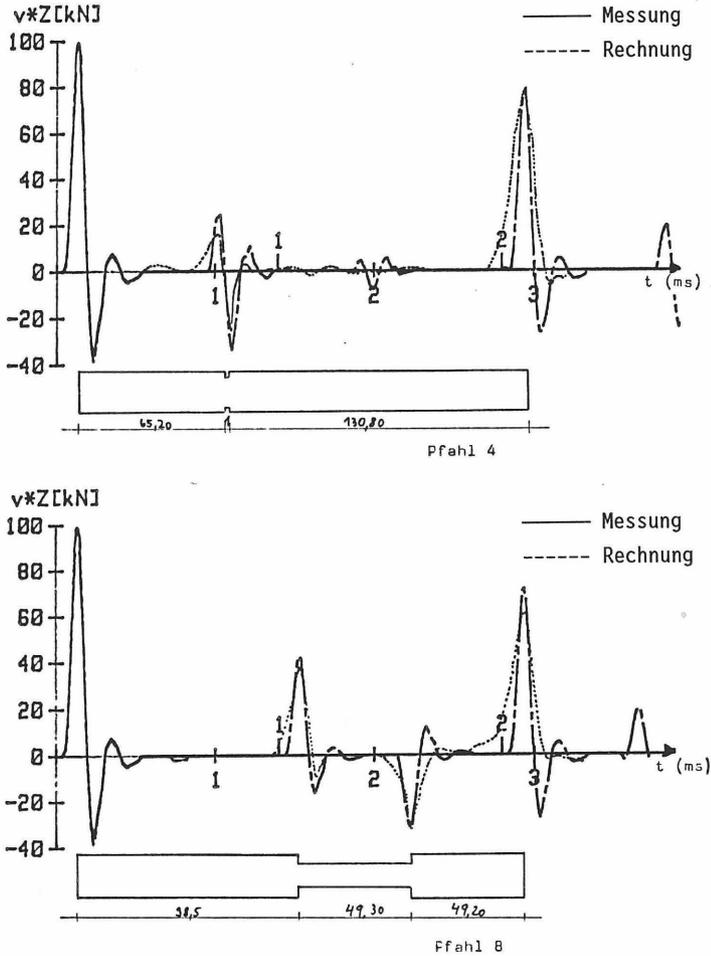


Bild 20: Vergleich der Rechnung/Messung [3]

Die Fehlstellen konnten qualitativ und quantitativ ermittelt werden.

Im nächsten Schritt wurde versucht, die im Sand und bindigem Boden eingebauten Modellpfähle nachzurechnen. Das Ziel ist die sichere Bestimmung der Pfahlgeometrie anhand der gemessenen Geschwindigkeitskurven unter Einfluß der Bodenwiderstände. Ausgehend von einem intakten Pfahl mit einer bekannten Länge konnten so durch Variation der Bodenparameter die Bodenwiderstände ermittelt werden. Durch Variation der Querschnittsabmessung wurde die gerechnete Geschwindigkeitskurve der gemessenen Geschwindigkeitskurve solange angepaßt, bis eine Übereinstimmung erreicht war und man die Fehlstellen am Pfahl ermittelt hatte.

### 5. Auswertung

Wie schon oben beschrieben, wird durch die Materialdämpfung des Pfahles die Geschwindigkeitsamplitude reduziert. Die Materialdämpfung soll aus dem Verhältnis von Fußreflexgeschwindigkeit zur Eingangsgeschwindigkeit bestimmt werden.

Es gilt folgender Zusammenhang:

$$\left(1 - \frac{D}{100}\right) (2 \times L) = \frac{V_3}{2 \times V_0}$$

$V_0$  = Eingangssignal

$V_3$  = Fußsignal

$D$  = Dämpfungsfaktor [%/m]

In Bild 21 sind die entsprechenden Werte am Pfahl Nr. 7 dargestellt.

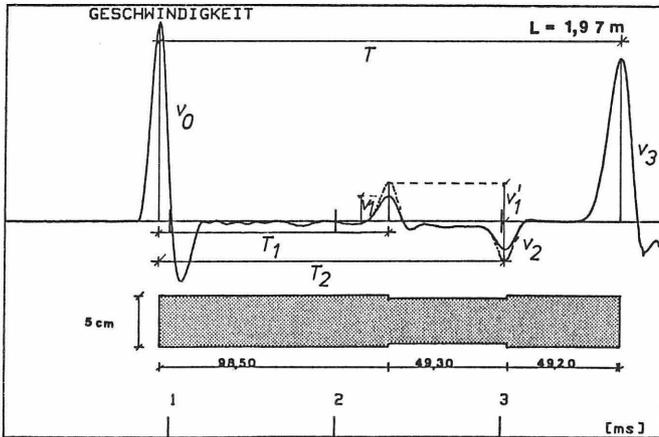


Bild 21: Darstellung der Signalbezeichnung [3]

Aus dem Verhältnis  $v_3/v_0$  und der bekannten Pfahlänge bestimmt sich der Dämpfungsfaktor  $D$  von Pfahl Nr. 7 zu:

$$\left(1 - \frac{D}{100}\right) (2 \times 1,97) = \frac{4,0 \text{ cm}}{2 \times 4,9 \text{ cm}} = 0,41$$

$$\rightarrow D = 20,3 \text{ \%/m}$$

Dieser Dämpfungsfaktor  $D$  wird zur Ermittlung des Impedanzverhältnisses am Einschnitt berechnet, indem die gemessenen Geschwindigkeitssignale  $v_1$  und  $v_2$  mit einem vorweg zu bestimmenden Faktor multipliziert werden.

Dazu muß die Lauflänge bis zum Einschnitt bekannt sein. Aus den Zeiten  $T_1$  und  $T_2$  ergeben sich die Strecken  $L_1$  und  $L_2$  als die Tieflagen, an denen Impedanzänderungen auftreten.

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 1,39 \text{ ms} \rightarrow L_1 = 0,971 \text{ m} \\ T_2 = 2,09 \text{ ms} \rightarrow L_2 = 1,467 \text{ m} \end{array} \right\} \Delta L = 49,6 \text{ cm}$$

$$\left(1 - \frac{20,3}{100}\right) (2 \times 0,971) = 0,644 \quad \text{Kehrwert: } 1,55$$

Die Geschwindigkeiten  $V_1$  und  $V_2$  werden mit dem Wert 1,55 multipliziert (gepunktete Linien,  $V_1'$ ). Dazu wird der Mittelwert aus den Geschwindigkeiten  $V_1$  und  $V_2$  gebildet und durch Multiplikation mit dem Faktor 1,55 zu  $V_1'$  erhöht. Der Mittelwert wird deshalb genommen, weil trotz unterschiedlicher Größen von  $V_1$  und  $V_2$  der gleiche Impedanzsprung vorliegt.

Mit

$$\frac{Z_2}{Z_1} = \frac{1 - r}{1 + r}$$

$Z$  = Impedanz

$r$  = Reflexionsfaktor

und

$$r = \frac{V_{\text{Reflexionssignal}}}{2 \times V_{\text{Eingangssignal}}}$$

und dem dämpfungsfreien Geschwindigkeitssignal  $V_1'$  läßt sich das Impedanzverhältnis  $Z_2/Z_1$  ermitteln:

$$r = \frac{V_1'}{2 \cdot V_0} = \frac{0,93 \text{ cm}}{2 \cdot 4,9 \text{ cm}} = 0,094$$

$$\frac{Z_2}{Z_1} = \frac{1 - r}{1 + r} = \frac{1 - 0,094}{1 + 0,094} = 0,828$$

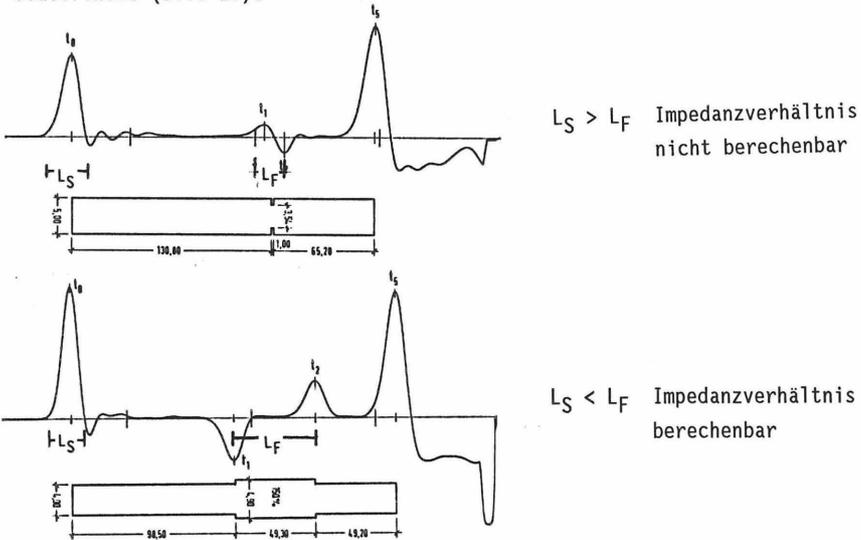
Das tatsächlich vorhandene Impedanzverhältnis beträgt 0,81. Bei den Pfählen 2, 3, 4, 7, 8, 9 sind die Impedanzverhältnisse auf diese Art und durch das Simulationsprogramm ermittelt worden. Bild 22 faßt die Ergebnisse zusammen.

Pfahl-Nr.	$Z_2/Z_1$ Messung	$Z_2/Z_1$ Rechnung	$Z_2/Z_1$ vorhanden
2	0,76	0,67	0,5
3	0,875	0,79	0,5
4	0,766	0,67	0,5
7	0,828	0,826	0,81
8	0,517	0,517	0,5
9	0,73	0,73	0,5

**Bild 22:** Impedanzverhältnisse aus: Messung, Rechnung, vorhanden [3]

Bei den Pfählen mit langen Fehlstellen (Nr. 7 + 8) stimmte Messung und Rechnung mit der Realität überein, bei den Pfählen mit sehr kurzen Fehlstellen und allmählichern Querschnittswechseln (Nr. 2, 3, 4, und 9) nicht.

Ist die Länge der Stoßwelle  $L_S$  kleiner als die Länge der Fehlstelle  $L_F$ , ist das Impedanzverhältnis berechenbar. Ist  $L_S$  größer als  $L_F$ , ist das Impedanzverhältnis nicht berechenbar, da eine Überlagerung der Zug- und Druckwellen stattfindet (Bild 23).



**Bild 23:** Länge der Stoßwelle  $L_S$ , Länge der Fehlstelle  $L_F$

Entsprechend dem oben erläuterten Ablauf wurde der gleiche Vorgang beim Einbau im Sand durchgeführt. Die Abweichungen waren hier größer. Es ist anzunehmen, daß die unterschiedliche Lagerungsdichte des Sandes einen relevanten Einfluß auf die Dämpfung der Stoßwelle hat.

#### 6. Bewertung der Laborversuche

Die Auswertungen haben gezeigt, daß die einzelnen Größen, die aus einer Integritätsprüfung ermittelt werden können, unterschiedlich genau bestimmbar sind.

- Bei Pfählen mit einzelnen Querschnittssprüngen (z.B. Pfähle Nr. 7, 8, 10), lassen sich die Orte der Querschnittssprünge mit einem Fehler  $< 1\%$  bestimmen. Die vorhandenen Impedanzverhältnisse lassen sich ebenfalls genau bestimmen.
  
- Bei Pfählen, die kurze Fehlstellen, d.h. zwei Querschnittssprünge dicht hintereinander aufweisen, wird die Längenausdehnung des Einschnittes sehr viel größer geschätzt als vorhanden. Um die Länge des Einschnittes genau beurteilen zu können, muß diese mindestens so lang, oder länger, als das Signal der Eingangsstoßwelle sein.

Das gilt auch für die Fehlstellen dicht am Kopf oder am Fuß des Pfahles. Der Abstand der einzelnen Impedanzänderungen muß größer oder gleich der Länge der Belastungsstoßwelle sein, damit die Auflösung groß genug ist und keine Überlagerung der beiden dicht aufeinanderfolgenden Geschwindigkeitssignale erfolgt (siehe Bild 23).

- Wenn ein Fußreflex vorhanden ist, lassen sich Pfahllänge und Orte von Querschnittsänderungen an Pfählen im Boden genau so gut bestimmen, wie an freien Pfählen. Das Impedanzverhältnis ist aber nicht mehr richtig zu ermitteln. Zu der Dämpfung durch das Pfahlmaterial, die zur Bestimmung des Impedanzverhältnisses bei freien Pfählen ausgerechnet wurde, kommen noch die nur schwer zu erfassenden Dämpfungerscheinungen des Bodens. Diese Dämpfungen sind nicht einfach längenbezogen, sondern von vielen Faktoren abhängig, z.B. Bodenart, Lagerungsdichte, Grundwasserstand, Pfahlgeometrie.

- Bei jeder Art von Impedanzänderungen treten Reflexionen auf.  
Zugwellenreflexionen: - Pfahlfuß
  - Querschnittsverkleinerung
  - Hohlraum
  - Riß
  - geringe Betonqualität
  
- Druckwellenreflexionen: - Pfahlfuß auf hartem Untergrund
  - Querschnittsvergrößerung
  - Pfahlfußverbreiterung
  - Mantelreibung
  
- An einer "sauberen" Meßkurve lassen sich Querschnittsveränderungen ab ca. 10 % erkennen.
  
- Viele Faktoren beeinflussen die Wellenausbreitung durch die Wellengeschwindigkeit und durch die Dämpfung des Geschwindigkeitssignals. Diese sind u.a.:
  - Art der Pfahlherstellung
  - Unterschiede in den Lagerungsdichten
  - Betonqualität
  - Zuschlagstoffe
  - Bewehrungsanteil
  - Stoßeinleitung
  
- Mehrere Störungen hintereinander führen zu Überlagerungen und zu wiederholten Wellenreflexionen.
  
- Änderungen der Betongüte oder Schichten großer Mantelreibung führen zu gleichen Reflexionen wie Querschnittsänderungen. Es gibt daher mehrere Interpretationsmöglichkeiten.
  
- Die nachgerechneten Geschwindigkeitskurven stimmen gut mit den gemessenen Kurven überein. Die eindimensionale Wellentheorie reicht daher aus, das Verhalten von Pfählen bei Integritätsprüfungen zu beschreiben.

- Bei sehr hohen Bodenwiderständen, z.B. im bindigen Boden ist die Dämpfung so stark, daß trotz großer Energie der Stoßwelle nicht immer ein Fußreflex registriert werden kann.
- An Rissen im Kopfbereich von Pfählen wird die Energie so stark reduziert, daß die unterhalb liegenden Bereiche beeinflußt werden.

Zusätzlich zu den genannten Bewertungen lassen sich Unregelmäßigkeiten an einzelnen Pfählen feststellen, indem man so viele Pfähle wie möglich auf jeder Baustelle prüft. Dadurch erhält man einen baustellentypischen Verlauf der Geschwindigkeitskurven, an dem sich während der Auswertung Abweichungen einzelner Pfähle bemerkbar machen.

### 7. Integritätsprüfungen an Bauwerkspfählen

Vor einigen Jahren hatte das Institut für Grundbau und Bodenmechanik die Möglichkeit, die von der Firma Bauer Spezialtiefbau, Schrobhausen hergestellten präparierten Betonpfähle zu prüfen.

Die Betonpfähle wurden mit Fehlstellen in den Schalungen liegend betoniert. Nach dem Erhärten des Betons wurden sie in Bohrlöcher gestellt und mit Sand der Körnung 0/4 eingeschlämmt. Die Geometrie der Versuchspfähle ist in Bild 24 und die Ergebnisse der Integritätsprüfungen sind in Bild 25 dargestellt.

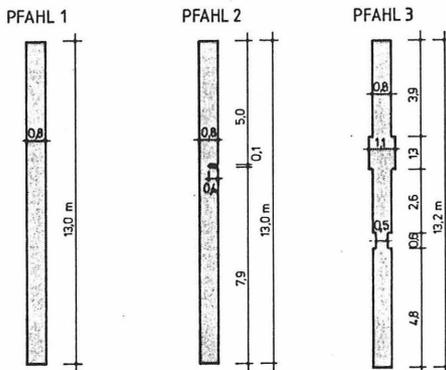
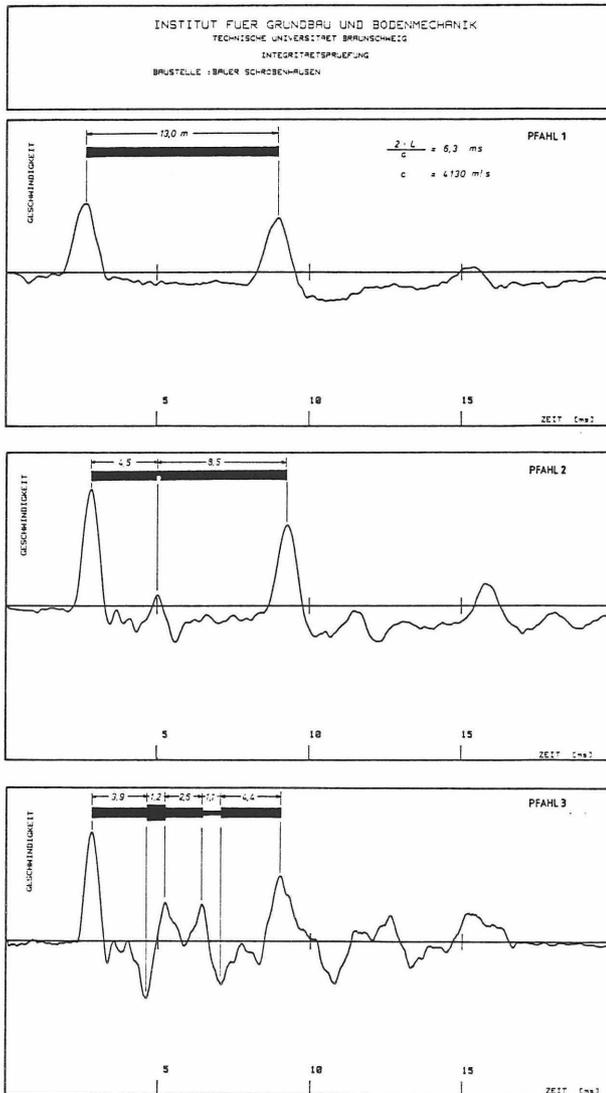


Bild 24: Geometrie der Versuchspfähle [1]



**Bild 25:** Ergebnisse der Integritätsprüfungen an präparierten Bauwerkspfählen

Oberhalb der Geschwindigkeitskurve ist jeweils die ermittelte Pfahlgeometrie skizziert.

Der Vergleich zwischen den tatsächlichen Pfahlgeometrien und den interpretierten Meßergebnissen zeigt, daß die Pfahllängen mit guter Genauigkeit ermittelt werden konnten. Die Impedanzänderungen sind qualitativ erkannt worden.

Das Nachrechnen der Impedanzänderung entsprechend Kapitel 4.3.1 hat für den Pfahl 2 ein dreimal größeres Querschnittsverhältnis und für Pfahl 3 ein 15 % größeres Querschnittsverhältnis ergeben. Das bestätigt die Ergebnisse aus den Modellversuchen, die mit vergleichbaren Gegebenheiten erzielt wurden. Auch die Nachrechnungen der Bauwerkspfähle, nach Kalibrierung der Bodenparameter anhand von Pfahl Nr. 1, zeigen gute Übereinstimmung von gerechneten und gemessenen Kurven (Bild 26).

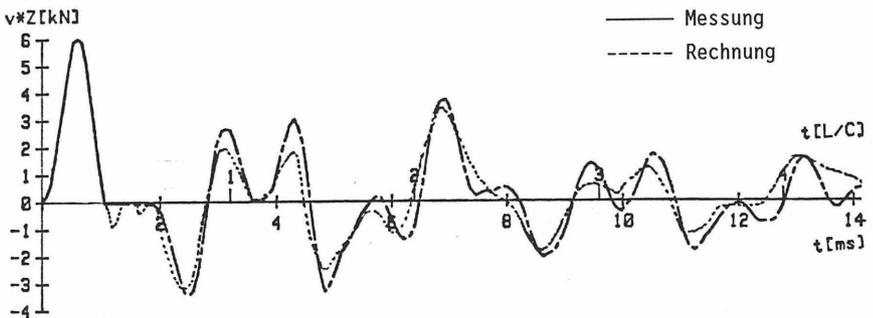


Bild 26: Vergleich Messung/Rechnung Bauwerkspfähle [3]

Die Pfahlgeometrie ist damit sowohl aus den gemessenen als auch aus den gerechneten Geschwindigkeiten festzustellen. Wie bei den Modellversuchen im Sand ließen sich auch hier die Impedanzverhältnisse nicht richtig bestimmen.

### 8. Zusammenfassung und Aussicht

Die Modellversuche mit den 26 Kunststoffpfählen haben die Möglichkeiten und die Grenzen der Integritätsprüfungen dargelegt. Die Ergebnisse aus den Versuchen mit freistehenden, im Sand und im bindigen Boden eingebauten Pfählen konnten rechnerisch mit einem Simulationsprogramm nachvollzogen werden. Präparierte Bauwerkspfähle wurden erfolgreich geprüft.

Folgende Aussagen sind durch die Integritätsprüfungen möglich:

- Ermittlung der Pfahllänge
- Auffinden von Querschnitts- oder Impedanzänderungen
- Feststellung der Pfahlgeometrie
- Bestimmung der Güte des Pfahlmaterials
- Auffinden von Rissen, Schwachstellen und Unregelmäßigkeiten.

Es ist zur Zeit noch nicht möglich, das Verhältnis der Impedanzänderungen immer genau anzugeben. Sehr viel wichtiger ist aber, daß man feststellen kann, ob ein Pfahl unversehrt oder defekt ist, damit seine Tragfähigkeit nicht durch eine korrosionsgefährdete Bewehrung oder nicht genügende Pfahllänge vermindert wird und es zu schweren Schäden an Gründungsbauwerken kommen kann.

Daher eignet sich die Integritätsprüfung besonders gut zur Qualitätskontrolle aller Betonpfähle.

Mit Hilfe der Frequenzanalyse und horizontaler Schlagbelastung (speziell für einseitige Fehlstellen) soll in Zukunft untersucht werden, ob nicht noch genauere Aussagen über die Pfahlgeometrie unter schwierigen Bedingungen möglich sind. Da der Boden hierbei das Hauptuntersuchungsgebiet darstellt, findet sich evtl. ein Zusammenhang zwischen Bodendämpfung und dem Dämpfungsbeiwert, der zur Bestimmung der Tragfähigkeit bei den dynamischen Pfahltests nötig ist.

## 9. Literatur

- [1] Balthaus, H.G.: Integritätsprüfungen an Ortbetonpfählen  
Meseck, H. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau B, 1984
  
- [2] Bräckelmann, H.: Integritätsprüfungen an Modellpfählen  
Bericht: Institut für Grundbau und Bodenmechanik,  
TU Braunschweig 1984, unveröffentlicht
  
- [3] Metz, W.: Berechnungen der Wellenausbreitung in Pfählen mit  
Querschnittsveränderungen. Bericht: Institut für  
Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig 1985,  
unveröffentlicht
  
- [4] Seitz, J.M.: Low strain integrity testing of bored piles.  
Application of stress-wave theory on piles.  
Second International Conference, Stockholm 1984
  
- [5] Wienholz, B.: Grenzen der Integritätsprüfungen an Modellpfählen.  
Stadel, D. Bericht: Institut für Grundbau und Bodenmechanik,  
TU Braunschweig 1990, unveröffentlicht



## Liste der Vortragenden und Autoren

Dr.-Ing. H. Balthaus  
Philipp Holzmann AG  
4000 Düsseldorf

Dr.-Ing. L. Chen  
Institut of Geotechnical Engineering  
Dept. of Civil Engineering  
Zhejiang Universität  
Hangzhou 310027  
VR-China

M.Sc. H. Denver  
cp - test a/s  
Gronlandsvej 96  
DK 7100 Vejle

Dipl.-Ing. J. Grabe  
Universität Karlsruhe  
Inst. f. Bodenmechanik u. Felsmechanik  
7500 Karlsruhe

Dipl.-Ing. M. Hartung  
Technische Universität Braunschweig  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
3300 Braunschweig

Dr.-Ing. S. Kielbassa  
Philipp Holzmann AG  
An der Gehespitz  
6078 Neu-Isenburg

Dr.-Ing. O. Klingmüller  
Bilfinger und Berger Bau AG  
Carl-Reiß-Platz 1 - 5  
6800 Mannheim 1

Dipl.-Ing. K. Meier  
Technische Universität Braunschweig  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
3300 Braunschweig

Dr.-Ing. H. Meseck  
Philipp Holzmann AG, ZN Essen  
Huysen-Allee 40 - 42  
4300 Essen

M.Sc. P. Middendorp  
TNO Building and Construction Research  
P.O. Box 49  
2600 AA Delft  
Netherlands

Dr.-Ing. F. Rausche  
Goble Rausche Linkins and Associates, Inc.  
4535 Emery Industrial Parkway  
USA/OH-4 Cleveland

M.Sc. F. J. Reiding  
TNO Building and Construction Research  
P.O. Box 49  
2600 AA Delft  
Netherlands

Dipl.-Ing. Ries  
Fru - Con Construction  
Corporation  
Alexandria  
P.O. Box 238

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz  
Technische Universität Braunschweig  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. U. Schuler  
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik  
Universität Karlsruhe  
Postfach 6980  
7500 Karlsruhe 1

Dipl.-Ing. J. Seitz  
Bilfinger und Berger Bau AG  
Carl-Reiß-Platz 1 - 5  
6800 Mannheim 1

M.Sc. R. Skov  
cp - test a/s  
Gronlandsvej 96  
DK 7100 Vejle

Dr.-Ing. Th. Triantafyllidis  
Bilfinger und Berger Bau AG  
Carl-Reiß-Platz 1 - 5  
6800 Mannheim 1



**Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts**  
**für Grundbau und Bodenmechanik**

- |          |                              |  |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E.                | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976                                  |
| Nr. 78-2 | Frank, H.                    | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *   |
| Nr. 79-3 | Schnell, W.                  | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979  |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R.               | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980                 |
| Nr. 81-1 | Schuppener, B.               | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *   |
| Nr. 6    | Wolff, F.                    | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981  |
| Nr. 7    | Bätcke, W.                   | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geeigneten Halbraum, 1982  |
| Nr. 8    | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | Dichtungswände und -sohlen, 1982 *   |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10   | Beckmann, U.                 | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982  |

- Nr. 11 Papakyriakopoulos Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
- Nr. 13 Meseck, H. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
- Nr. 14 Raabe, W. Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieur-geologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
- Nr. 17 N.N. Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 \*
- Nr. 19 Meseck, H. Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| Nr. 21 | Balthaus, H.  | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 1986  |
| Nr. 22 | Kayser, R.<br>Meseck, H.<br>Rösch, A.<br>Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986   |
| Nr. 23 | Meseck, H.  | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987  |
| Nr. 24 | Krause, Th.   | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987   |
| Nr. 25 | Meseck, H.  | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987  |
| Nr. 26 | Reuter, E.  | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988   |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W.  | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988   |
| Nr. 28 | Geil, M.  | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T.   | Standicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989  |
| Nr. 30 | Rodatz, W.<br>u.a.                                    | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989   |

- Nr. 31      Rodatz, W.  
              Beckefeld, P.  
              Sehrbrock, U.      Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. März 1990
- Nr. 32      Knüpfer, J.      Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33      Beckefeld, P.      Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34      He, G.      Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991
- Nr. 35      Rodatz, W.  
              Sehrbrock, U.      Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36      Kahl, M.      Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdückers, Dissertation, Dissertation, 1991
- Nr. 37      Rodatz, W.  
              Hemker, O.  
              Voigt, Th.      Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38      Rodatz, W.  
              Meier, K.      Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39      Rösch, A.      Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| Nr. 40 | Sehrbrock, U.                                       | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993   |
| Nr. 41 | Rodatz, W.<br>Hartung, M.<br>Wienholz, B.           | Pfahl Symposium 1993<br>Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993   |
| Nr. 42 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Hartung, M.         | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Horst, M.<br>Kayser, J. | Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994                                     |
| Nr. 44 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.        | Messen in der Geotechnik '94<br>Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994  |
| Nr. 45 | Hartung, M.   | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994   |
| Nr. 46 | Hemker, O.  | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994  |
| Nr. 47 | Voigt, Th.  | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994   |
| Nr. 48 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.             | Pfahl-Symposium 1995<br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995  |
| Nr. 49 | Kayser, J.  | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995  |



IGB TUBS

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| Nr. 50 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.<br>Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96<br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.<br>Februar 1996                         |
| Nr. 51 | Rodatz, W.<br>Knoll, A.   | Deponieseminar '96<br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 22.<br>März 1996                                      |
| Nr. 52 | Maybaum, G.   | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-<br>weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996                 |
| Nr. 53 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.                         | Pfahl-Symposium '97<br>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.<br>Februar 1997                                  |
| Nr. 54 | Horst, M.   | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Quali-<br>tätssicherung mineralischer Abdichtungen, Disser-<br>tation, 1997 |

\* = vergriffen