

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt, R. Floss

Heft 33

**Beitrag zum Tragverhalten von
Verpresspfählen mit
kleinem Durchmesser unter
axialer zyklischer Belastung**

Peter Schwarz

München 2002



Vorwort

Zum Tragverhalten von Pfählen, die durch axial zyklische Laständerungen mit hohen Lastwechselzahlen beansprucht werden, lagen bisher nur wenige Erkenntnisse und Großversuche vor. Für die praktische Handhabung solcher Belastungsfälle gab es kaum konkrete Hinweise aus Literatur und Pfahlnormen.

In der vorliegenden Arbeit wird diese Problematik am Beispiel des Gründungselements "Verpreßpfahl mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128" betrachtet. Hierzu wurden die Versuchsergebnisse mehrerer langjähriger Forschungsvorhaben zum Thema "Axial zyklisch belastete Pfähle", die seit 1982 am Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München überwiegend als großmaßstäbliche Versuche in einem Sandboden durchgeführt wurden, ausgewertet und beurteilt.

Zentrale Erkenntnisse aus den Versuchen zeigen, daß die Belastbarkeit von Pfählen bei zyklischer Dauerbeanspruchung wesentlich geringer ist als bei statischer Beanspruchung. Durch die Ergebnisse dieses Vorhabens konnten neue Sicherheitsbeiwerte für Wechsel- und Schwellbelastung entwickelt werden. Für "Verpreßte Mikropfähle in mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers" sind diese Sicherheitsbeiwerte bereits unmittelbar in die Neufassung der E DIN 1054:2000-12: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Anhang F und Tabelle F.2: "Anhaltswerte für charakteristische Lastspannen für verpreßte Mikropfähle aus Erfahrungswerten" übernommen worden.

Die finanzielle Förderung der Versuche erfolgte im Rahmen von Forschungsvorhaben des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), für die an dieser Stelle nochmals recht herzlich gedankt sei.

Dem langjährigen Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der Technischen Universität München, Herrn em. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. R. Floss möchte ich persönlich ganz herzlich danken, daß er diese Arbeit stets gefördert, unterstützt und hierfür das Hauptreferat übernommen hat. Auch seinem Nachfolger Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. N. Vogt danke ich für die Anerkennung und nachdrückliche Unterstützung der Arbeit. Mein Dank gilt ebenso Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch für die Übernahme des Korerferats und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Grundmann für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Bei allen meinen jetzigen und früheren Kolleginnen und Kollegen möchte ich mich für die langjährige vertrauensvolle Zusammenarbeit bedanken. An herausragender Stelle darf ich hierbei Herrn Dipl.-Ing. H.-W. Koreck nennen, der die Seele und die treibende Kraft für die Großversuche war und ohne den diese Arbeit nicht zustande gekommen wäre. Auch Herrn Dr.-Ing. H. Ostermayer sei für die wissenschaftliche Begleitung der Arbeit herzlichst gedankt.

Meiner lieben Frau danke ich für die langjährige Geduld und den - mitunter erforderlichen - nachdrücklichen Zuspruch zur Abfassung dieser wissenschaftlichen Arbeit.



BEITRAG ZUM TRAGVERHALTEN VON VERPREßPFÄHLEN MIT KLEINEM DURCHMESSER UNTER AXIALER ZYKLISCHER BELASTUNG

Inhaltsangabe

1	Einleitung	1
1.1	Die Problemstellung zyklisch belasteter Pfahlgründungen	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2	Literaturübersicht zum Verhalten von Böden unter zyklischer Belastung	4
2.1	Spannungs - Verformungs - Verhalten	5
2.1.1	Undränierter Versuchsbedingungen	5
2.1.2	Dränierter Versuchsbedingungen	7
2.2	Spannungsabhängige Angaben zur Festigkeit	11
2.3	Verformungsabhängige Angaben	13
2.4	Schlußfolgerungen aus der Literaturübersicht	14
3	Tragverhalten von Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser	15
3.1	Entwicklung dieses Gründungselements	15
3.2	Konstruktions- und Herstellungsmerkmale	15
3.3	Das allgemeine Tragverhalten	17
4	Literaturübersicht über zyklische Belastungsversuche an Pfahlmodellen und großmaßstäblichen Pfählen im Feld	19
4.1	Literaturangaben Modellversuche	19
4.2	Literaturangaben Feldversuche	21
4.3	Bewertung der Literaturen	27
5	Statische und Zyklische Großversuche an Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in Sand in der Versuchsrube der TU München	29
5.1	Zielsetzung	29
5.2	Überblick über alle Versuche	35
5.3	Versuchsboden	39
5.3.1	Bodenkenngrößen	39
5.3.2	Einbau des Versuchsbodens in der Grube	40
5.4	Pfahlherstellung, Versuchsaufbau und Durchführung	40
5.4.1	Vorbereitung der Meß- und Bewehrungsstähle	40
5.4.2	Herstellen der Verpreßpfähle	40

5.4.3 Lastaufbringung und Meßdatenerfassung	42
5.5 Durchführung der statischen Versuche	44
5.6 Durchführung der zyklischen Versuche	48
5.6.1 Allgemeine Versuchseinrichtung und Ablauf	48
5.6.2 Die Versuche der ersten Versuchsreihe	49
5.6.3 Die Versuche der zweiten Versuchsreihe	51
5.6.4 Statischer Versuch nach zyklischer Beanspruchung	52
5.6.5 Die Versuche der dritten Versuchsreihe	53
5.6.6 Ausbau der Pfähle	54
5.7 Erkenntnisse aus den statischen Versuchen mit wechselnder Lastrichtung	56
5.8 Erkenntnisse aus den zyklischen Versuchen	57
5.9 Messungen mit Dehnungsmeßstreifen (DMS)	59
5.9.1 Meßwerte des Lastdurchgangs	59
5.9.2 Die aus den DMS-Meßwerten ermittelte Mantelreibungsverteilung	63
5.9.3 Schlußfolgerungen aus der Messung des Lastdurchgangs und der Mantelreibungsverteilung	66
6 Laboruntersuchungen durch Scherversuche und Sonderversuche mit Modellcharakter	68
6.1 Ziel der Scherversuche im Labor	68
6.2 Klassifikationsversuche	69
6.3 Scherversuche	70
6.3.1 Direkte (Rahmen-) Scherversuche	70
6.3.2 Die Wiener Routine - Scherversuche	73
6.3.3 Triaxialversuche	76
6.4 Vergleich der verschiedenen Scherversuche mit Kraftübertragungsmodellen zwischen Verpreßkörper und Boden	78
6.5 Vergleich mit Versuchsergebnissen der statischen Pfahlprobelastungen	81
6.6 Die Sonderversuche mit Modellcharakter	82
6.6.1 Durchgeführtes Versuchsprogramm	85
6.6.2 Ergebnisse der statischen Versuche	87
6.6.3 Ergebnisse der zyklischen Dauerversuche mit Zugschwellast	88
6.7 Bewertung der Labor- und Modellversuche für Vergleiche mit den zyklischen Versuchen	90
7 Neue Auswertung der Versuchsergebnisse der Großversuche mit einem kriechanalogen Rechenmodell	94
7.1 Grundlagen des Rechenmodells	94
7.2 Auswertung für die Schwellastversuche auf der Grundlage des Rechenmodells	99

7.2.1 Anwendung der Auswertemethodik auf die Sonderversuche mit Modellcharakter	102
7.3 Neue Auswertung für die Wechsellastversuche	103
7.4 Einbeziehung der Lastspanne in das Prognosemodell	107
7.5 Anwendung des Prognosemodells für zyklische Versuche auf der Grundlage ausschließlich statischer Probelastungsergebnisse	110
7.6 Anwendung des Prognosemodells auf andere Beispiele von zyklischen Pfahl- und Ankerprobelastungen	117
7.6.1 Versuche an einem Großbohrpfahl im Kraftwerk Süd in München	117
7.6.2 Versuche an einem Bohrpfahl in Erding	118
7.6.3 Ankerversuche im Rahmen einer DIBt-Forschung	123
8 Zulässige Belastbarkeit zyklisch beanspruchter Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128	125
8.1 Vorschlag für zulässige Lastspannen	125
8.2 Vergleich mit bisherigen Angaben bestehender Normen	128
8.2.1 DIN 1054 (Fassung 11/76) Zulässige Belastung des Baugrunds	128
8.2.2 DIN 4128 (Fassung 4/83) Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser	129
8.2.3 DIN 4125 (Fassung 11/1990) Verpreßanker - Kurzzeitanker und Daueranker	129
8.2.4 Vorschlag für die Durchführung von zyklischen Probelastungen	131
8.3 Abstimmung des vorgeschlagenen Sicherheitskonzepts mit Literaturergebnissen, DIN 1054, DIN 4125 und DIN 4128	132
9 Zusammenfassung	136

Häufige Bezeichnungen und Abkürzungen

Literatur

Verzeichnis der Anlagen

1 Einleitung

1.1 Die Problemstellung zyklisch belasteter Pfahlgründungen

Zum Tragverhalten von Pfählen, die durch axial zyklische Laständerungen mit hohen Lastwechselzahlen beansprucht werden, liegen nur wenige Erkenntnisse und Großversuche vor. Als Beispiele für die zyklische Belastung von Pfahlgründungen seien Windkräfte auf hohe schlanke Strukturen wie Kamine, Windräder und Masten, Zeltkonstruktionen, Verkehrslasten bei aufgeständerten Fahrbahnkonstruktionen, Auftriebskräfte bei Klär-, Rückhalte- und Wasserbecken, Dockanlagen und Unterführungen, Wellenschlag und generell Wasserstandsänderungen im Offshore-Bereich genannt. Für die praktische Handhabung solcher Belastungsfälle gab es bisher kaum konkrete Hinweise.

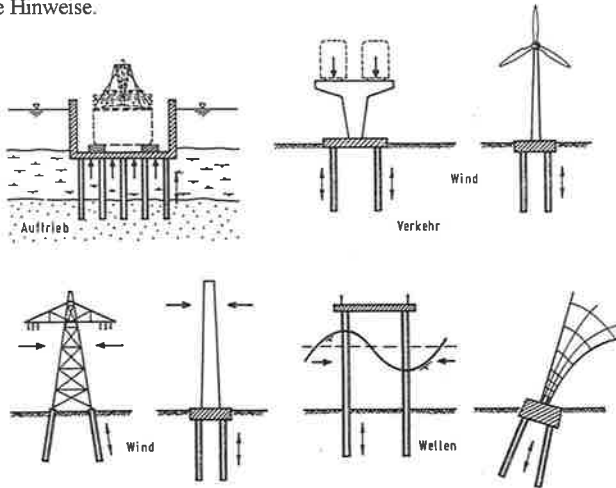


Bild 1.1 Beispiele zyklisch belasteter Pfahlgründungen

An dieser Stelle sei hervorgehoben, daß mit "zyklisch" hauptsächlich langsam ablaufende, also quasi-statische oder statisch-zyklische und keine dynamischen Belastungsvorgänge der Gründungselemente bezeichnet werden. Bei letzteren können beispielsweise Trägheitskräfte eine wesentliche Rolle spielen und Betrachtungsweisen aus der Bodendynamik in Frage kommen. Aber auch bei statisch-zyklischen Vorgängen werden innerhalb der angestrebten Lebensdauer u.U. hohe Lastwechselzahlen von mehreren Millionen erreicht, dies gilt insbesondere für die in Bild 1.1 gezeigten Beispiele für Wind-, Wellen- und Verkehrsbelastungen.

2 Literaturübersicht zum Verhalten von Böden unter zyklischer Belastung

Neben der Betrachtung des Pfahlverhaltens, also der Antwort des Bauteils, kann und muß auch das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens allein, also die Antwort des Bodens unter zyklischer Beanspruchung betrachtet werden. Letzteres kann nur sehr eingeschränkt *in situ* untersucht werden, es wird weitgehend aus Versuchen unter Laborbedingungen zu beurteilen sein. Das Verhalten von Böden unter zyklischer Belastung wird in Laborversuchen an kleinen Bodenproben weltweit erst seit Anfang der 60er Jahre in erwähnenswertem Umfang untersucht. Am Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TUM wurde mit ersten Untersuchungen 1973 begonnen, vgl. HODJERA, B. (1979) und ORE-BERICHT NR. 14 (1980). Es ist inzwischen bekannt, daß sich das Verhalten unter zyklischer Belastung vom statischen in gravierender Weise unterscheiden kann und Einbußen der Festigkeit und Zunahmen der Verformung in großem Ausmaß stattfinden können.

Vieles vom gegenwärtigen Wissensstand beruht also auf Daten und Ergebnissen, die aus Laborversuchen an kleinen, meist aufbereiteten Bodenproben gewonnen wurden. Eine direkte Anwendung oder Übertragung dieser Ergebnisse auf Feldbedingungen ist jedoch nicht ohne weiteres möglich und erfordert beträchtliches ingenieurmäßiges Beurteilungsvermögen. Dies gilt umso mehr, als bei den Laborversuchen eine Vielzahl von Versuchsgeräten und -methoden mit unterschiedlichen Randbedingungen und Einschränkungen, die demzufolge unterschiedliche Spannungszustände und -pfade aufweisen, angewendet wird. Es sind dies z.B. Direktes (Rahmen-) Schergerät, *Simple Shear* -Gerät, Triaxialgerät und Hohlzylindergerät. Über die Vor- und Nachteile und Anwendungsgrenzen der verschiedenen Geräte bezüglich der korrekten Simulierung von Spannungs-Verformungszuständen im Boden wird in Grundsatzliteraturen wie z.B. WOOD, D.M. (1982), teilweise auch in Normen wie z.B. in der DIN 18137 berichtet.

Bei den Laborversuchen an kleinen Elementen sind die Grenzen zwischen zyklisch und dynamisch häufig unklar, nicht untersucht und wahrscheinlich bezüglich des Stoffverhaltens auch fließend. Aufgrund des umfangreichen Literaturmaterials aus diesem Gebiet werden auch Literaturstellen, die als "Bodendynamik" veröffentlicht wurden, miteinbezogen.

Trotz der genannten Einschränkungen haben diese Untersuchungen wertvolle quantitative und qualitative Ergebnisse und Informationen bezüglich der grundlegenden Einflüsse, die das Verhalten des Bodens unter zyklischer Belastung bestimmen, gebracht.

Eine Recherche im ganzen Spektrum der international zugänglichen Veröffentlichungen zeigt die große Vielfalt der vorhandenen Untersuchungen, z.B. bei:

- ♦ Bodenarten d.h. bindige, nichtbindige, natürliche oder verbesserte Böden
- ♦ Versuchskörperherstellung
 z.B. normalkonsolidiert - überkonsolidiert,
 wassergesättigt - nicht wassergesättigt usw.
- ♦ Versuchsdurchführung
 z.B. dräniert - undräniert
 spannungsgesteuert - weggesteuert usw.

Weiterhin sei auf die vielfältigen und direkte Vergleiche erschwerenden Darstellungsformen in der Literatur hingewiesen. Die verwendeten Parametersets für den Spannungszustand reichen, auch im Zusammenhang mit der verwendeten Versuchsaapparatur und -methode, von der Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 - \sigma_3$) über die effektive Vertikalspannung (σ_v'), den effektiven Zellen-
druck (σ_2'), der Oktaederspannung (σ_{okt}'), der Schubspannung (τ) bis hin zu dem in angelsächsi-
schen Darstellungen üblichen p, q - Spannungsraum. Auch andere Parameter werden unter-
schiedlich dargestellt, z.B. wird statt der Porenzahl auch das Spez. Volumen und die Relative
Dichte verwendet.

Für den Versuch einer systematischen und vereinfachenden Gliederung in der Auswertung des
gefundenen Literaturmaterials zur Schaffung eines näherungsweisen Überblicks ist zunächst eine
Unterteilung in einer eher versuchstechnisch orientierten Weise möglich.

2.1 Spannungs - Verformungs - Verhalten

2.1.1 Undränierte Versuchsbedingungen

Ziel vieler Untersuchungen bei undränierten Versuchsbedingungen war es, die Einflüsse von
Spannung (häufig effektive mittlere Hauptspannung), Dehnungsamplitude, Porenzahl und Über-
konsolidierungsverhältnis als hauptsächlich bestimmende Parameter für einen zu ermittelnden
"dynamischen Modul" festzustellen. Eine große Gruppe von Untersuchungen formuliert hierfür
empirisch gefundene Beziehungen vorwiegend für den Schubmodul und seine Abhängigkeit von
den genannten Parametern, vgl. z.B. HARDIN, B.O. ; DRNEVICH, V.P. (1972).

Zyklische Belastung unter undrÄnierten Bedingungen fñhrt bei feinkörnigen Bñden ùblicherweise zu einem Anstieg des Porenwasserdrucks und einem Abfall der Scherfestigkeit (bei bindigen Bñden oft als *softening* bezeichnet) bzw. besonders bei gleichkörnigen Sanden ganz zur Verflüssigung (*liquefaction*), d.h. dem vollständigen Verlust der Scherfestigkeit. Vor dem Hintergrund zahlreicher Schadensfälle infolge von Erdbeben haben viele Untersuchungen das Phänomen der Verflüssigung insbesondere von Sand, zum Ziel. Hierzu hat sich allmählich ein eigenes Spezialfeld entwickelt, das z.T. nicht mehr das Spannungs-Verformungsverhalten, sondern in erster Linie die Widerstandsfähigkeit eines Bodens gegen Verflüssigung untersucht. Hierfür vorgeschlagene Versuche sind häufig eher als Index-Tests denn als fundamentale Untersuchungen des Materialverhaltens zu werten (WOOD, D.M. 1982).

Bei einer weiteren großen Gruppe von Untersuchungen wird das Spannungs-Verformungs-Verhalten undrÄnierter Versuche unter Zuhilfenahme von Modellen, die in die Familie der sog. effektiven Spannungsmodelle (*effective stress model*) gehören, interpretiert. Es sind dies Modelle, die in Anlehnung an die grundlegende Theorie der *critical state soil mechanics* (Universität Cambridge) arbeiten, also einer Plastizitätstheorie bzw. einer **Theorie der plastischen Verfestigung** unter Benutzung der Porenzahl als Verfestigungsparameter.

Der relative Zustand eines Bodens wird hierin durch die Porenzahl, die effektiven Spannungszustände sowie durch bestimmte grundlegende Referenzzustände (z.B. eine Grenzbedingung oder *critical state line* für das Versagen) für einen bestimmten Boden beschrieben. Als Grenzbedingung (*critical state line*) werden *steady state* - Bedingungen für statische Belastungen und davon unterschiedliche *cyclic limit states* für zyklische Belastungen angegeben. Sehr bekannte und herausragende Beispiele hierfür sind die Arbeiten der Gruppe um ISHIHARA, K. ; TATSUOKA, F. ; YASUDA, S. (1975), die ein Konzept eines *angle of phase transformation*, also einer Schwelle, genauer gesagt eines Spannungsverhältnisses im Spannungsraum entwickeln, das stabiles, elastisches Verhalten einerseits und mögliches Versagen durch Verflüssigung andererseits unterscheidet.

Dieses Konzept weist Ähnlichkeiten mit dem *concept of characteristic state* von LUONG, M.P. (1980) auf. Hierin wird ein Spannungslevel definiert, das die volumetrische Zusammendrückung (Volumenverkleinerung) von dilatativem (volumenvergrößerndem) Verhalten trennt, bei dem die Volumenänderung also gerade Null ist. Diese Grenzbedingungen, besonders die bei zyklischem Verhalten, können nur durch eine Anzahl von Versuchen direkt experimentell bestimmt werden.

2.1.2 Dränierete Versuchsbedingungen

Neben den Randbedingungen "gesättigt und undränirt" wurden auch zahlreiche Untersuchungen mit vollständig dränierter Versuchsaufbau, z.T. auch nur an teilgesättigten oder trockenen Böden durchgeführt. Meist wurden ebenfalls das Spannungs-Verformungsverhalten, insbesondere die charakteristischen Volumenänderungen und Zunahme der bleibenden Verformung sowie die Variation der verschiedenen Parameter und ihr Einfluß auf das Verhalten des Bodens in Parameterstudien dargelegt. Die am häufigsten verwendeten Versuchsgeräte sind auch hier *simple shear*- und Triaxialgerät.

Die in diesen mehr phänomenologischen/beobachtenden Untersuchungen festgestellten bleibenden Verformungen, hier insbesondere die Volumenänderung, hingen im allgemeinen von der Ausgangsdichte, dem Ausgangsspannungszustand und der Größe der zyklischen Scherspannung ab. In einigen Untersuchungen werden die Ergebnisse dränkter Versuche allerdings auch unter Zuhilfenahme von sog. effektiven Spannungsmodellen (*effective stress model*) interpretiert. Auch LUONG, M.P. (1980) wendet sein *concept of characteristic state* auf dränkter Versuche an. Hier wurde also festgestellt oder eine Erklärung gesucht, **warum** bei einem Versuch in Abhängigkeit von Spannung und/oder Verformung der Zustand "Versagen" erreicht wurde.

Jedoch sind auch die Eigenschaften des Versuchspfadens dorthin und seine mathematische Formulierung (d.h. **wie und wann** wird Versagen erreicht) von großem praktischen Interesse. Hierzu finden sich eine Reihe von Veröffentlichungen.

Bei mehreren Untersuchungen wurde z. B die verbale Formulierung einer die zunehmende bzw. abklingende Verformung beschreibenden Definition und/oder Funktion versucht. Eine der frühen Formulierungen in dieser Richtung stammt von GOLDSCHIEDER, M. ; GUDEHUS, G. (1976).

Hiernach kann die Reaktion eines Baukörpers unter zyklischer Last in drei verschiedene Typen unterschieden werden (vg. Bild 2.1):

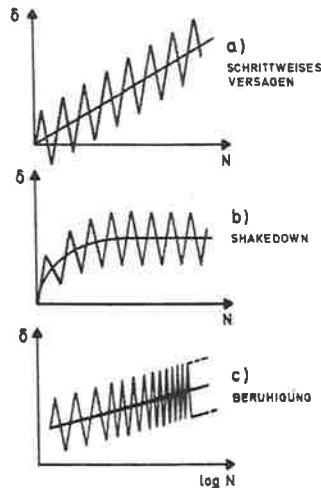


Bild 2.1 Reaktion eines Baukörpers unter zyklischer Last nach GOLDSCHIEDER, M.; GUDEHUS, G. (1976)

- ♦ **Schrittweises Versagen:** die Verschiebung eines Baukörpers erfährt bei jedem Lastwechsel einen bleibenden Zuwachs in der gleichen Größenordnung, Versagen durch proportionale Zunahme der Verschiebung mit der Anzahl der Lastwechsel
- ♦ **shakedown:** Die bleibenden Deformationen führen allmählich zu einem stabilen Zustand, in dem nur noch elastische Deformationen auftreten
- ♦ **Beruhigung:** Die Zunahme der bleibenden Deformationen mit der Lastwechselzahl wird immer schwächer derart, daß die bleibende Verschiebung nur noch mit $\log N$ anwächst

Im Beitrag "Erddruckermittlung" im Grundbautaschenbuch (Verlag Ernst und Sohn, Vierte Auflage, Teil 1) erweitert GUDEHUS, G. (1990) diese Feststellung dahin, daß Böden im Gegensatz zu Metallen niemals rein elastisches Verhalten, sondern nur eine größtmögliche Steifigkeit aufweisen können.

In davon abweichender Weise unterteilen SWANE, I.C. ; POULOS, H.G. (1980) und auch PANDE, G.N. (1980) mögliche Verhaltensweisen in:

- ♦ *Purely elastic response* - der Spannungspfad liegt noch in einem rein elastischen Bereich und es werden keine bleibenden Verformungen erzeugt
- ♦ *Shakedown* - der Spannungspfad bewirkt anfänglich auch bleibende Verformungen, nach einer gewissen Anzahl von Lastwechseln jedoch nur noch elastisches Verhalten, es entsteht keine Hysteresiskurve
- ♦ *Alternating plasticity* - der Spannungspfad bewirkt nach einer gewissen Anzahl von Lastwechseln nur noch alternierend plastisches Verhalten unter Ausbildung einer Hysteresiskurve während die kumulativen Gesamtverformungen gegen Null tendieren
- ♦ *Incremental collapse* - es tritt keine Stabilisierung, sondern eine mit jedem Zyklus weiter fortschreitende plastische Gesamtverformung ein bis zum Erreichen eines Bruchs oder einer Gebrauchsuntauglichkeitsgrenze

LUONG, M.P. (1980) gibt, wiederum etwas abweichend und bereits bezogen auf die Grundlage seines *concept of characteristic state* für dränirte Versuche mit Sand beobachtete Bereiche für Spannungsspfade für *shakedown* bis *incremental collapse* bzw. für undränirte Versuche Bereiche für *stabilisation*, *cyclic mobility* und *liquefaction* an, vgl. Bild 2.2.

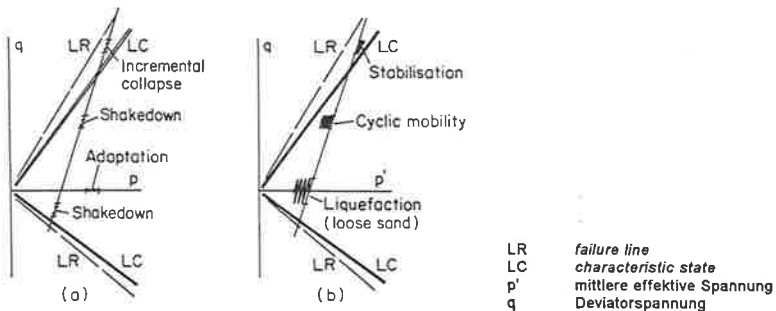


Figure 2.23 Summary of different phenomena observed in (a) drained cyclic loading and (b) undrained cyclic loading on sand (after Luong⁵⁴)

Bild 2.2. Bereiche verschiedener Verhaltensweisen nach LUONG, M.P. (1980)

Neben diesen verbalen und/oder bodenmechanisch begründeten Definitionen gibt es in der Literatur vielfach Rechenansätze, die das Verformungsverhalten zyklisch belasteter Systeme, aber

auch zyklischer Laborversuche an Bodenproben mit (meist empirisch angepaßten) Funktionen beschreiben. Sie lassen sich etwa in folgende Gruppen zusammenfassen:

Gruppe 1: halblogarithmisch - lineare Ansätze der Form:

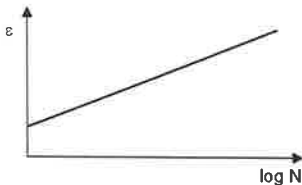
bleibende Verformung $\epsilon_{p \text{ zyklisch}} = A + B \log N$ (2.1)

wobei $\epsilon_{p \text{ zyklisch}}$ = bleibende Verformung infolge zyklischer Belastung

A = Verformung des ersten Zyklus'

B = Neigung der semilogarithmischen Verschiebungs-Geraden

N = Anzahl der Zyklen



Gruppe 1

Ein Ansatz dieser Form ist am weitesten verbreitet und z.B. bei HOLZLÖHNER, U. (1978), HETTLER, A. (1981), GÜTTLER, U. (1984), TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1987) und vielen anderen beschrieben.

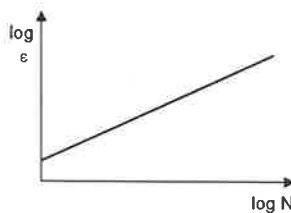
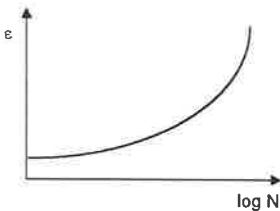
Gruppe 2: Ansätze mit einer Potenzfunktion der Form:

bleibende Verformung $\epsilon_{p \text{ zyklisch}} = A * N^b$ (5.2)

wobei A = Verformung des ersten Zyklus'

b = Neigung der doppellogarithmischen Verschiebungs-Geraden (möglicherweise eine Materialkonstante)

N = Anzahl der Zyklen



Gruppe 2

Die Potenzfunktion kann erst in einem doppellogarithmischen Maßstab $\log_e / \log N$ linearisiert werden. Einen solchen Ansatz findet man z.B. bei MARR, W.A. ; CHRISTIAN, J.T. (1981), DIYALJEE, V.A. ; RAYMOND, G.P. (1982) und HODJERA, B. (1979).

Der Term A, d.h. die Verformung des ersten Zyklus` kann auch in Abhängigkeit von einer Spannungsgröße bzw. von Spannungsverhältnissen ausgedrückt werden, wobei eine Schreibweise mit Hilfe einer e-Funktion möglich ist, z.B.:

$$\text{bleibende Verformung} \quad \varepsilon_{p \text{ zyklisch}} = B * e^{nX} N^b \quad (5.3)$$

wobei $B * e^{nX} = A$ (A = Verformung des ersten Zyklus')

X = Spannungsgröße

n = Neigung der halblogarithmischen Verschiebungs-Geraden in Abhängigkeit von X

B = theor. Verschiebung bei Spannungsgröße X = 0

Zu einem ähnlichen Ansatz gelangen auch KEMPFERT, H.-G. ; HU, Y. (1997).

2.2 Spannungsabhängige Angaben zur Festigkeit

Eine vereinfachte schlagwortartige Angabe, die jedoch einprägsam und weit verbreitet ist, nämlich das sog. *Critical Level of Repeated Loading* (CLRL), wurde erstmals seit Anfang der 60er Jahre in amerikanischen Veröffentlichungen verwendet und seitdem von einer Vielzahl von Untersuchungen aus allen beschriebenen Gruppen verwendet bzw. als Begriff genannt. Dies hängt vermutlich mit dem legalen ingenieurmäßigen Bestreben nach einer griffigen und einfach handhabbaren Berücksichtigung und Erfassung des Phänomens der Tragfähigkeitseinbuße unter zyklischer Last zusammen.

Dieses *Critical Level of Repeated Loading* (CLRL) gibt den maximalen, d.h. kritischen Wert einer zyklischen Belastung als Anteil z.B. in Prozent bezogen auf die Statische Bruchlast an. Das CLRL wird häufig sogar nur pauschal nach Bodenarten für bestimmte Bauwerk-Boden-Systeme oder eine bestimmte Art eines Laborversuchs unterschieden.

Z.B. wird von SANGREY, D.A. ; HENKEL, D.J. ; ESRIG, M.I. (1969) festgestellt, ob es in Abhängigkeit von einem *Critical Level* zum Aufbau eines Porenwasserüberdrucks kommt, der die Bodenprobe nahe an die Versagenslinie des Konzept der effektiven Spannungen bringt. Der Wert wird für Tone zahlenmäßig mit ca. 0,6 bezogen auf die statische Bruchlast angegeben.

Eine weitere interessante Angabe hierzu in Korrelation zum Verhalten im Kompressionsversuch, genauer zum Rekompansionsbeiwert ist in SANGREY, D.A. ; CASTRO, G. ; POULOS, S. J. ; FRANCE, J.W. (1978) gegeben. Die in dem Diagramm Bild 2.3 angegebenen Werte wurden aus verschiedenen Literaturen zusammengestellt und es läßt sich erkennen, daß von Sand die vergleichsweise geringsten CLRL in einer Größenordnung von 0,1 - 0,4 aufgenommen werden können. Schluffe liegen hiernach zwischen 0,4 - 0,6 und Tone von 0,5 - 0,9. Bei überkonsolidierten Tönen scheint das CLRL deutlich höher, nämlich zwischen 0,85 und 1,0 zu liegen als bei normalkonsolidierten Tönen mit 0,35 bis 0,55.

Die versuchsweise Einordnung eigener, früherer Versuchsergebnisse am Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TUM, die im Rahmen der Untersuchungen für den ORE-BERICHT NR.14 (1980) für einen Sandboden gewonnen wurden, passen recht gut dazu (als Punkt 1 in Bild 2.3 eingetragen).

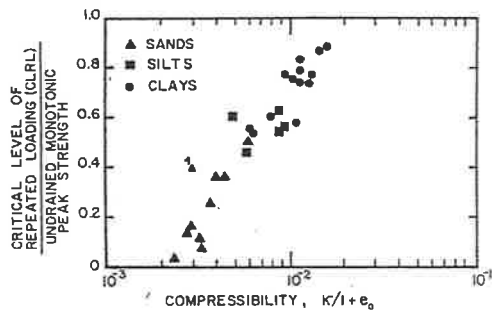


Bild 2.3 Diagramm für das CLRL nach SANGREY, D.A. ; CASTRO, G. ; POULOS, S. J. ; FRANCE, J.W. (1978) mit Punkt 1 aus früheren Versuchen am Prüfamf

DIYALYEE, V.A. ; RAYMOND, G.P. (1982) berichten bei Triaxialversuchen über ein dem CLRL völlig vergleichbares level "n" von 0,6 für Fein- bis Mittelsande und 0,8 für einen Mittel- bis Grobkies/Schotter. In ähnlicher Weise werden von TIMMERMAN, D.H. ; WU, T.H. (1969): aufgrund von Triaxialversuchen seitendruckabhängige Werte für "n" von 0,36 bis 0,67 für trockenen Sand mitgeteilt.

In dem bereits erwähnten ORE-BERICHT NR.14 (1980) "Ermüdungsverhalten von Böden" zur Frage D117 "Optimale Anpassung des klassischen Oberbaus an den künftigen Verkehr" wurden einige im oder unter dem Oberbau häufig vorkommende Bodenarten untersucht. Als Ergebnis sind folgende, dem CLRL vergleichbare, pauschalisierte "Reduktionsfaktoren" als Quotient des Grenzwerts einer zulässigen Schwingungsbeanspruchung zur statischen Bruchspannung angegeben:

für schluffigen Sand:	0,3
für gleichförmigen Feinsand:	0,3
für Schluff:	0,6
für London clay:	0,5
für Ton:	0,4 - 1,0

2.3 Verformungsabhängige Angaben

Neben dem Spanningskriterium "CLRL" werden auch Abhängigkeiten von der Verformung angegeben, z.B. nennen LEELANITKUL, S. ; TIMMERMAN, D.H. (1982) für Sand folgende Grenzen:

- ♦ für Scherdehnungen unter 0,001 % rein elastisches Verhalten
- ♦ zwischen 0,001 und 1,0 % kommt es zu Verformungen, die jedoch noch nicht zum Bruch führen
- ♦ Scherdehnungen über 1,0 % führen zum Versagen

Die Vorstellung, daß das Verhalten einer Bodenprobe über das Verformungsverhalten bzw. über ein Verformungskriterium beschrieben werden kann, wird von den Ergebnissen zahlreicher Untersuchungen gestützt. Andererseits wird jegliche Bemessung einer Gründung auf Last- und damit auf Spannungsangaben beruhen. Zudem ist die jeweilige für eine bestimmte Verformung erforderliche Spannung wiederum von zahlreichen (Versuchs-) Parametern abhängig. Trotz der Indizien für ein mögliches Verformungskriterium ist also die Betrachtung des gesamten Spannungs-Verformungs-Verhaltens erforderlich.

2.4 Schlußfolgerungen aus der Literaturübersicht

Die betrachtete Literaturübersicht zum Verhalten von Böden unter zyklischer Belastung beschränkt sich auf eine Auswahl wichtiger und typischer Veröffentlichungen, die z.T. zu klassischen Literaturstellen geworden sind.

Aus dem Studium der ausschließlich aus Laboruntersuchungen bestehenden Veröffentlichungen wird insgesamt erkennbar, daß unter zyklischer Belastung die Tragfähigkeit von Böden Einbußen unterschiedlichen Grades erfahren kann. Die bodenmechanischen Mechanismen, die zur Verschlechterung des Tragverhaltens bis hin zur vollständigen Entfestigung führen können, sind unterschiedlich und bei weitem noch nicht alle geklärt. Einige Literaturstellen versuchen eine Eingliederung in übergreifende stoffgesetzliche Konzepte, wie z.B. Theorien der plastischen Verfestigung, während eine überwiegende Mehrzahl von Untersuchungen sich auf die phänomenologische Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens beschränkt.

Allgemein bleibt die Erkenntnis, daß zyklische Belastung als Sonderproblem in der Bodenmechanik existiert und mit großer Vorsicht untersucht und beurteilt werden muß.

Auf die wenigen vorhandenen Untersuchungen an Pfählen unter zyklischer Belastung wird im folgenden weiter eingegangen.

3 Tragverhalten von Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser

3.1 Entwicklung dieses Gründungselements

Für das in den großmaßstäblichen Versuchen eingesetzte Gründungselement "Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser" sind neben der ursprünglichen, aus dem Herkunftsland Italien stammenden Bezeichnung "Wurzelpfähle, bzw. ital.: *pali radice*" auch die Bezeichnungen Kleinbohrpfähle, Minipfähle oder Mikropfähle üblich. Sie sind historisch gesehen eine relativ neue Entwicklung, die eine Anwendung in größerem Umfang erst etwa seit den siebziger Jahren erfuhr. Der Bedarf an Gründungselementen dieses Typs ergab sich in Deutschland verstärkt u.a. infolge des Baues von U-Bahnen im innerstädtischen Bereich, bei dem in hohem Maße die Notwendigkeit bestand, in begrenzten Arbeitsräumen kleinere Pfähle für Bauwerksunterfangungen oder -sanierungen etc. herzustellen. Parallel zur Entwicklung eines Pfahlsystems unter beengten Raumverhältnissen erfolgte auch diejenige für kleine und leichte Bohrgeräte zu ihrer Herstellung.

In der Hauptsache jedoch war es die vergleichsweise hohe Belastbarkeit dieses neuen Pfahltyps, die seine Verbreitung begünstigt hat. Zunehmender Erkenntnisstand über das Tragverhalten und die kontinuierliche technische Weiterentwicklung haben letztlich zum Erscheinen der Norm DIN 4128 "Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser" im April 1983 geführt. Die Schaffung der Norm und Erteilung von Zulassungen für Verbundsysteme an Spezialtiefbaufirmen hat die Anwendung der neuen Pfahltechnologie im wesentlichen abgesichert und gefördert.

Zur Zeit ist auch ein international bzw. auf europäischer CEN-Ebene gebildeter Normenausschuß für eine europäische Normvorlage "Mikropfähle bzw. *micropiles*" (CEN/TC 288 Execution of special geotechnical works) tätig, der von einem nationalen Spiegelausschuß im DIN (NABau 05.18.08) begleitet wird. Ein erster Entwurf datiert vom 27.04.2000.

3.2 Konstruktions- und Herstellungsmerkmale

Die Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser entsprechend DIN 4128 werden als Ortbeton- und Verbundpfähle hergestellt. Es handelt sich um nicht vorgespannte, i.d.R. axial beanspruchte Pfähle mit Durchmessern von ≤ 300 mm. Der Mindestquerschnitt der Ortbetonpfähle beträgt

150 mm, derjenige der Verbundpfähle 100 mm. Oft übersehen wird hierbei die Anforderung, daß die Bohrverfahren die Herstellung mit einem geometrisch definierten Querschnitt gewährleisten müssen, das bedeutet z.B. den Ausschluß von im Spülverfahren hergestellten Pfählen.

Die Kraftübertragung zwischen der durchgehenden Längsbewehrung beim Ortbetonpfahl bzw. dem Tragglied beim Verbundpfahl und dem umgebenden Boden erfolgt durch Verpressen eines Ringraums mit Beton oder Zementmörtel. Die Mindesteinbindelänge muß nach DIN 4128 in ausreichend tragfähigen Baugrund liegen und mindestens 3 m betragen (in Fels 0,5 m), wobei ein Mindestachsabstand von 0,8 m nicht unterschritten werden darf. Die Pfähle können für vorübergehende und dauernde Zwecke hergestellt werden und dürfen nicht flacher als 80° zur Vertikalen geneigt sein. Beim Verbundpfahl sind durch die einfache Möglichkeit, die mit einem warm aufgewalzten Grobgewinde versehenen Stähle durch gekonterte Schraubmuffenstöße zu verlängern, große Einbindelängen möglich. Bei verschiedenen Bauvorhaben wurden bereits Pfähle von mehr als 30 m ausgeführt, wirtschaftlich sinnvoll sind sie i.d.R. bis 20 m Länge.

Beim Verbundpfahl sind verschiedene Bezeichnungen der jeweiligen Herstellerfirmen üblich, jedoch hat sich aufgrund der Tatsache, daß das zentrale Tragglied meist ein GEWI-Stahl ist, neben den teilweise geschützten Produktbezeichnungen wie z.B. "Stabverpreßpfahl" (Fa. Bauer), "Einstabpfahl" (Fa. Bilfinger+Berger) vor allem die Bezeichnung "GEWI-Pfahl" (Fa. Dywidag) weit verbreitet.

Die verwendeten, bauaufsichtlich zugelassenen Stähle dürfen eine Nenn-Streckgrenze bis 500 N/mm² haben. Hochfeste Stähle sind nicht zugelassen. Die zulässige maximale Bewehrung ist ein GEWI-Stahl Ø 63 mm oder auch gebündelt mit 3 Stählen Ø 50 mm. Grund dieser Obergrenze bei der Stahlqualität ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$) wie im übrigen auch bei der Neigung ($< 80^\circ$) ist die Absicht der Norm, ganz bewußt kein dem Verpreßanker konkurrierendes, geometrisch aber ganz ähnliches Tragelement zu schaffen. Die Nachweise und Prüfungen zum Tragverhalten von Ankern sind nach DIN 4125 ungleich strenger und umfangreicher als bei Pfählen (wie z.B. die vorgeschriebene Abnahmeprüfung eines jeden Ankers) und sollten nicht auf diese Weise umgangen werden können.

3.3 Das allgemeine Tragverhalten

Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit ist in der Regel durch Probelastungen nach DIN 1054 zu erbringen. Hierbei dürfen auch die Ergebnisse von Zugversuchen für Druckpfähle herangezogen werden, wenn die Pfahlkräfte im wesentlichen über die gesamte Länge durch Mantelreibung übertragen werden. Probelastungen sollen (im Gegensatz zu den Ankern) mindestens an 2 Pfählen, wenigstens jedoch an 3% aller Pfähle durchgeführt werden. Die DIN 4128 gibt außerdem für Ausnahmefälle in Tabelle 3 Grenzmantelreibungswerte und in Tabelle 2 zugehörige Sicherheitsbeiwerte für statische - nicht für zyklische - Tragfähigkeiten an:

Tabelle 2. Sicherheitsbeiwerte η für Verpreßpfähle

Verpreßpfähle als	η bei Lastfall nach DIN 1054		
	1	2	3
Druckpfähle	2,0	1,75	1,5
Zugpfähle mit	0 bis 45° Abweichung zur Vertikalen	2,0	1,75
	80° Abweichung zur Vertikalen	3,0	2,5
Bei Zugpfählen sind die Werte zwischen 45 und 80° zu interpolieren			

Tabelle 3. Grenzmantelreibungswerte für Verpreßpfähle

Bodenart	Druckpfähle MN/m ²	Zugpfähle MN/m ²
Mittel- und Grobkies	0,20	0,10
Sand und Kiessand	0,15	0,08
Bindiger Boden	0,10	0,05

Die zulässigen Mantelreibungswerte ergeben sich nach Teilung der Grenzmantelreibungswerte nach Tabelle 3 durch den Sicherheitsbeiwert η nach Tabelle 2.

Bild 3.1 Tabellen der DIN 4128 zur Tragfähigkeit

Diese Angaben der Norm dürfen ohne Nachweis durch Probelastungen verwendet werden - jedoch nur für Ausnahmefälle, z.B. bei einer Nachgründung mit einzelnen Pfählen. Neben diesen auf der sicheren Seite liegenden Werten der Norm können aufgrund der Verwandtschaft zum Verpreßanker auch Erfahrungswerte von Ankern, z. B. das bekannte Diagramm für erforderliche Verankerungslängen in nichtbindigen/bindigen Böden nach JELINEK/OSTERMAYER (OSTERMAYER, H. (1996)) für Vorbemessungen herangezogen werden, sollten aber durch Probelastungen abgesichert werden.

Maßgebend bei diesen Pfählen ist immer die innere Tragfähigkeit, weil die äußere Tragfähigkeit über den Parameter "Pfahllänge" angepaßt werden kann. Die innere Tragfähigkeit von Ortbetonpfählen wird nach DIN 1045 (Beschränkung der Rißbreite Abschnitt 17.6.2) für eine zu erwar-

tende Rißbreite "sehr gering" geführt. Bei Verbundpfählen wird die innere Tragfähigkeit durch das Stahltragglied bestimmt. Für die innere Tragfähigkeit ist eine Zulassung erforderlich, bzw. ist im Einzelfall der Nachweis der "Brauchbarkeit" zu führen.

Die im Vergleich zu nicht verpreßten Pfählen hohe Tragfähigkeit beruht auf der Verpressung des Betons im Bohrloch mit mindestens 5 bar Verpreßdruck, die eine Verspannung des Verpreßkörpers im Baugrund bewirkt und unter Belastung zu wesentlich höheren Mantelreibungswerten führt. Die Herstellung der Bohrlöcher, der Einbau und die Verpreßtechnik wurden aus den Erfahrungen der Ankertechnologie übernommen, so daß auch die ähnlich hohen Mantelreibungswerte erklärbar sind. Das Tragverhalten insgesamt zeigt, wie bereits erwähnt, deutliche Verwandtschaft zum Verpreßanker.

Es werden bei Verbundpfählen mit einem zentralen GEWI-Stab Tragfähigkeiten bis 1000 kN ohne weiteres erreicht, bei gebündelten Verbundpfählen (3x50 mm Ø) sind bereits Tragfähigkeiten bis 1600 kN zu erreichen.

4 Literaturübersicht über zyklische Belastungsversuche an Pfahlmodellen und großmaßstäblichen Pfählen im Feld

Bereits in GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985) wurde der Stand der seinerzeit vorliegenden Literatur zum Thema "Zyklisch belastete Pfähle" ausführlich dargestellt. An dieser Stelle wird eine zusammenfassende Aufzählung der wichtigsten Untersuchungen bzw. zusammengehörigen Gruppen von Untersuchungen, ergänzt um zwischenzeitlich erschienene Literaturangaben an kleinmaßstäblichen Modellen einerseits und großmaßstäblichen oder Feldversuchen andererseits dargestellt.

4.1 Literaturangaben Modellversuche

In einer etwa chronologischen Darstellung sind hier zunächst Versuchsreihen und Untersuchungen aus dem Bereich der Offshore-Gründungen aufzuführen:

BEMBEN ; KALAJIAN ; KUPFERMAN (1973) und BEMBEN ; KUPFERMAN (1975) führten zyklische Belastungsversuche an Metallankern (*marine anchors*) in gesättigten Fein- bis Mittelsanden und Tonen durch. In der ersten Arbeit werden aus Feldversuchen Diagramme für ein "zyklisches Kriechmaß" in Abhängigkeit von Amplitudenhöhe, Einbettungstiefe und Bodenart angegeben. In der zweiten Arbeit wurden in Modellversuchen die mechanischen Vorgänge in der Umgebung der Anker, z. B. Unterdruckeffekte und die Bewegung von Körnern um die Ankerplatte herum durch einen viertelräumlichen Modellversuch hinter einer Plexiglasscheibe sichtbar gemacht. Schließlich werden zwei Sicherheitsfaktoren empfohlen, die zum einen den Oberwert der Schwelllastamplitude auf 40% der statischen Tragfähigkeit einschränken, zum anderen innerhalb der gewünschten Lebensdauer nur eine bestimmte Verschiebung zulassen.

HOLMQUIST, D.V. ; MATLOCK, H. (1976) untersuchten neben den Einflüssen auf das statische und zeitabhängige Tragverhalten auch Schwell- und Wechselbeanspruchungen an einem Modellpfahl in einem aufbereiteten, wassergesättigten, weichen Ton (*marine clay*). Unter Schwellbelastung wurde hier keine signifikante Herabsetzung der Tragfähigkeit festgestellt. Es wurden allerdings max. ca. 200 Zyklen gefahren. Im Gegensatz hierzu führte eine weggesteuerte Wechselbeanspruchung zu einer Verminderung der Tragfähigkeit bis zu 1/3 des statischen Wertes. Aufgrund der Versuchsergebnisse werden Empfehlungen für statische, Schwell- und Wechselbelastungen ausgesprochen.

Bei GROSCH, J.L. ; REESE, L.C. (1980) wurden in einer ähnlichen Untersuchung Modellpfähle am Fuß flacher Bohrlöcher in einen hochplastischen, wassergesättigten Ton eingedrückt. Es wurden weggesteuerte Schwell- und Wechselbelastungen durchgeführt. Bei allen Versuchen wurde eine Reduzierung der Tragfähigkeit in Bezug auf den statischen Maximalwert auf 39% bis 46% festgestellt.

Eine weitere Reihe von Laboruntersuchungen wurde an der University of Sheffield/England unter der Leitung von Prof. HANNA, T.H. ausgeführt, die u.a. in den folgenden Literaturstellen enthalten sind:

CHAN, S.-F. (1976) ;

HANNA, T.H. ; SIVAPALAN, E. ; SENTURK, A. (1978)

CHAN, S.-F. ; HANNA, T.H. (1980)

Vom Versuchsaufbau her grundsätzlich vergleichbar wurden in mehreren Untersuchungen Serien zyklischer Schwell- und Wechsellastversuche mit hohen Lastwechselzahlen bis 100 000 Zyklen an Pfahl- und Ankermodellen aus Aluminium bzw. Stahl ausgeführt. Als Versuchsboden wurde ein trockener Mittelsand in mitteldichter und dichter Lagerung verwendet. Es wurde festgestellt, daß bereits bei kleinen Lastamplituden ab >15% der statischen Grenzlast zunehmende, die Funktionsfähigkeit verschlechternde Verschiebungen eintraten. Eine wichtige Auswertung bestand in einem Diagramm, in dem unterschiedlich große Verschiebungen (z.B. 10%, 20% des Modelldurchmessers) als Funktion in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen und der Lastamplitude aufgetragen sind (*life of anchors* - Diagramm). Für Wechsellasten wurde in wenigen Versuchen ein gravierend schlechteres Tragverhalten als unter Schwellbelastung festgestellt.

Am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der TU Karlsruhe wurden im Rahmen einer umfangreichen Untersuchung über monoton und zyklisch belastete Modellfundamente auch Zug-schwellversuche an Modellpfählen in einem trockenen Mittelsand in lockerer und mitteldichter Lagerung durchgeführt, vgl. GUDEHUS, G. ; HETTLER, A. (1981) und HETTLER, A. (1981). Die Modellpfähle waren aus glattem Stahl und wiesen eine Länge von 32 cm und einen Durchmesser von 2,7 cm auf. Oft wurde ein nichttriviales schrittweises Versagen beobachtet. Bereits bei einer Schwelllastamplitude von nur 8% der statischen Bruchlast ergab sich ab ca. 120 Zyklen eine lineare Zunahme der Verschiebungen. Dies führte, infolge der Verkürzung der Haftlänge, zu einem Herausziehen des Pfahls. Erst unterhalb dieser Amplitude, bei ca. 6%, trat eine

Beruhigung ein. Von den Autoren wird betont, daß - zumindest im Fall des axial belasteten Pfahles - eine Übertragung vom Modell auf in situ Verhältnisse ohne weitere Analyse des Scherfügeinflusses nicht möglich sei.

Die Autoren BOULON, M. ; DESRUES, J. ; FORAY, P. ; FORGUE, M. (1980) am Mechanikinstitut der Universität Grenoble stellen ein numerisches (FE-) Modell für Gründungen unter zyklischer Belastung vor. Beispiele für die Anwendung auf Pfähle unter zyklischer Belastung werden beschrieben und den Ergebnissen eines Modellversuchs gegenübergestellt. In diesem wurde in einer Versuchsgrube um ein sandbeschichtetes Stahlrohr von 1,60 m Länge und 5,5 cm Durchmesser herum gleichkörniger Mittelsand mit einer Lagerungsdichte von 0,6 eingebaut und das Modell in einem Versuch statisch und anschließend zyklisch druckschwellbelastet. Bei einer Frequenz von 0,05 Hz (=Zykluszeit 20 s) wurden drei verschiedene Lastamplituden mit 30%, 50% und 80 % der zuvor ermittelten Grenzlasterlast mit jeweils mehreren tausend Lastwechseln aufgebracht und die Setzungen sowie die Spannungen im Pfahl und teilweise auch im Boden gemessen.

Als wichtigste Ergebnisse dieser Untersuchung werden genannt:

- ♦ Abbau der Mantelreibung im oberen Pfahlabschnitt bei gleichzeitiger Zunahme des Spitzendrucks
- ♦ Verfestigung des Bodens unter dem Pfahlfuß
- ♦ Auch bei einer kleinen zyklischen Druckschwelllast von 30% der statischen Grenzlasterlast wurde keine eindeutige Stabilisierung der Setzungen beobachtet.

4.2 Literaturangaben Feldversuche

TROFIMENKOV, J.G. ; MARIUPOLSKII, L.G. (1965) führten zyklische Pfahlversuche durch, bei denen die Lastamplitude stufenweise erhöht wurde. Bei diesen Versuchen wurden Schraubenpfähle mit Pfahlplattendurchmessern D zwischen 0,25 und 1,0 m bis zu einer Tiefe von 7 m in weiche bis steife Tone sowie feuchte und vollständig gesättigte Sande von geringer bis mittlerer Dichte eingebaut. Das Versuchsprogramm beinhaltete neben kontinuierlichen und schrittweisen statischen Zug- und Druckversuchen auch Schwell- und Wechselbelastungen. Bei allen Versuchen wurde eine Reduzierung der Tragfähigkeit unter zyklischer Beanspruchung festgestellt. Die entsprechenden erreichten Verschiebungen betrugen in der Regel 0,05 D . Aufgrund der Ergeb-

nisse wurde eine Tabelle vorgeschlagen, in der in Abhängigkeit von Boden- und Belastungsart Abminderungsfaktoren von 0,3 bis 0,8 für zyklische Belastungen eingeführt werden.

Das Ziel der Versuche von BROMS, B. (1970) war es, ein *critical load-level* zu bestimmen, unterhalb dessen eine zyklische Belastung nicht zum Versagen führen sollte. In Feldversuchen in einem normal konsolidiertem Ton wurden insgesamt 13 Pfähle (4 Holz-, 7 Betonfertigteile- und 2 zusammengesetzte Pfähle mit Längen von ca. 12 bis 20 m) getestet. Der obere Wert der zyklischen Last wurde in aufeinanderfolgenden Stufen von 25, 50, 70, 80, 85, 90, 95 und 100% einer vorher rechnerisch ermittelten Grenzlaster gesteigert, der untere Wert betrug jeweils die Hälfte. Es wurden nur so viele Zyklen pro Laststufe gefahren, bis die bleibende Verformung konstant schien, dabei wurden 10 bis maximal 30 Zyklen je Laststufe erreicht. Es stellte sich heraus, daß das *critical load-level*, wie man es hier zu finden versuchte, ungefähr gleich der rechnerischen statischen Grenzlaster war.

BEGEMANN, H.K. (1973) untersucht im Zuge einer Dockgründung die Auswirkung zyklischer Belastung auf ein Stahlprofil in einem Sandboden. Serien von abwechselnd aufeinander folgenden Zug- und Druckschwellversuchen wurden durchgeführt, wobei die Last in Stufen aufgebracht und am Ende jeder Stufe viermal bis auf Null zurückgenommen wurde. Als kritisches Lastlevel (*point of hesitation*) wurde die Laststufe bezeichnet, bei der mit 4 Zyklen eine Zusatzverformung von 0,2 mm erreicht wurde. Sie lag bei etwa 50% der statischen Grenzlaster. Bei einer Belastung bis über die statische Grenztragfähigkeit sank die Mantelreibung um etwa 33%.

BEA, R.G. ; AUDIBERT, J.M.E. ; DOVER, A.R. (1980) werteten u.a. Daten aus Feldversuchen an typischen Offshore-Pfählen aus Stahlrohren aus. Axial schwellbelastete Pfähle, bei denen die Summe aus statischer und zyklischer Belastung 70% bis 80% der statischen Tragfähigkeit nicht überschritt, wurden demnach in ihrer Tragfähigkeit nur geringfügig schlechter. Oberhalb dieser Grenze kam es jedoch - in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel - zu kumulativen Verformungen bis hin zum Versagen durch Setzung oder Herausziehen.

KRAFT, L.M. ; COX, W.R. ; VERNER, E.A. (1981) berichten über Feldversuche an offenen Stahlrohrprofilen von 12 bis 15 m Länge und 356 mm Durchmesser. Diese wurden in verschie-

dene Schichten steifer bis fester Tone eingerammt und einem umfangreichen Versuchsprogramm unterworfen. Nach mehreren statischen Zug- und Druckbelastungen wurden auch zyklische Druckschwellbelastungen durchgeführt. Die Lastamplitude betrug immer ca. 40% der statischen Bruchlast, während der Oberwert der Schwelllast stufenweise angehoben wurde. Die Dauer eines Zyklus betrug lediglich 15 Sekunden. Im Vergleich zum letzten vorhergehenden statischen Druckversuch stellen die Autoren fest, daß eine gleich große, z.T. sogar größere Oberlast aufgebracht werden konnte. Zunehmende kumulative Verformungen traten erst ab einem Oberlastwert von 80% der statischen Bruchlast auf und wurden ab >100% als beträchtlich zunehmend empfunden. In der Gesamtsicht der gewählten Belastungsabfolge hat nach Auffassung der Autoren der kombinierte Effekt zyklischer Schwellbelastung plus der höheren - und für Offshore-Pfähle typischen - Belastungsgeschwindigkeit diese überraschende Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber der rein statischen bewirkt.

HENKE, K.F. ; MÜLLER - WELT, H. (1979) führten an der FMFA Stuttgart in den Jahren 1975 bis 1978 umfangreiche Modell- und Feldversuche an Verpreßankern in bindigen Böden unter Schwellbelastung durch. Hierbei sollten grundlegende Erkenntnisse über das Tragverhalten, aber auch ein Tragfähigkeitskriterium, z. B. ein Abminderungsfaktor, gefunden werden. Hierzu wurde - ähnlich dem Kriechbeiwert - ein kritischer Schwellbeiwert definiert, bei dessen Unterschreiten kein bodenbedingter Bruch auftrat. Der hierfür gefundene Wert korreliert etwa mit einer Last von 70 % der statischen Grenzlast.

GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985) führten zwei Wechselbelastungsversuche an Bohrpfählen mit einer Länge von 4,5 m und einem Durchmesser zwischen 0,47 und 0,58 m durch. Die anstehenden Sande und Kiese lagen in mitteldichter bis dichter Lagerung vor. Der Wasserspiegel lag etwa 0,8 m unter dem Planum. Die zyklische Belastung wurde in 7 Phasen aufgebracht. Abschließend wurden die Pfähle nach einer 3-monatigen Wartezeit bis zum Bruch belastet und aus dem Boden gezogen. Durch die Versuche wurde gezeigt, daß bei einer Wechselbeanspruchung die Pfahlbelastbarkeit stark reduziert wird und deshalb wurde eine 2-fache Sicherheit gegenüber der statischen Grenzlast als nicht ausreichend bewertet. Sowohl die Lastwechselzahl wie der Wechsellastbereich spielen eine entscheidende Rolle. Vermutlich wirkte

sich der hohe Grundwasserspiegel noch zusätzlich ungünstig auf die Belastbarkeit bei Wechselbeanspruchung aus.

Einige umfangreichere und inhaltlich zusammengehörige Gruppen von Veröffentlichungen, z.T. von international bekannten Forschungseinrichtungen, werden im folgenden zusammengefaßt dargestellt.

Am Norwegian Geotechnical Institut in Oslo ("NGI", Prof. KARLSRUD, K.) wurden vermutlich in Bezug auf die Fragestellung von Bohrplattformen im Offshorebereich folgende diesbezügliche Untersuchungen durchgeführt:

KARLSRUD, K. ; HAUGEN, T. (1986) Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Results of Field Model Tests, NGI-Publ. Nr. 166
 KARLSRUD, K. ; NADIM, F. ; HAUGEN, T. (1987) Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Field Tests and Computational Modelling, NGI-Publ. Nr. 169
 KARLSRUD, K. ; KALSNES, B. ; NOWACKI, F. (1992) Response of Piles in soft Clay and Silt Deposits to static and Cyclic Axial Loading based on recent instrumented Pile load Tests, NGI-Publ. Nr. 188

Die Gruppe am Norwegian Geotechnical Institut in Oslo beschreibt in insgesamt 3 Veröffentlichungen Pfahlversuche im Feld an ca. 5 m langen und 15,3 cm dicken Rammpfählen aus Stahlrohren. Sie wurden in überkonsolidiertem Ton in Freifeldversuchen statischen und zyklischen (Wechsel- und Schwellast-) Versuchen unterzogen. Es wurden im Regelfall mehrere hundert, in einigen Fällen auch tausend Lastwechsel bei einer Zyklusdauer von nur 6 Sekunden gefahren. Versagen wurde über mehrere reine Verformungskriterien (z.B. Gesamtverschiebung $>1,0 - 1,5$ mm) definiert. Die zum Erreichen des so definierten Versagens erforderliche Anzahl von Lastwechseln für bestimmte Lastspannen wurde in einem Diagramm (*Interaction Diagram* vgl. Bild 4.1) zusammengefaßt, in dem die halbe zyklische Lastspanne (Q_c) und der Mittelwert dieser Lastspanne ($Q_{m,c}$) jeweils bezogen auf die statische Grenzlast (Q_{st}) als Ordinate und Abszisse aufgetragen und die Versuche als Punkte eingetragen werden. Auf diese Weise lassen sich Wechsel- und Schwellbelastungen in einem Diagramm zusammenfassen und Punkte (=Versuche), die bei gleicher Anzahl von Lastwechseln zum Versagen führten, bereichsweise miteinander verbinden. Mit zyklischen und statischen *simple shear* - Versuchen lassen sich nach den Erkenntnissen der Autoren die Ergebnisse auch im Laborversuch gut nachvollziehen.

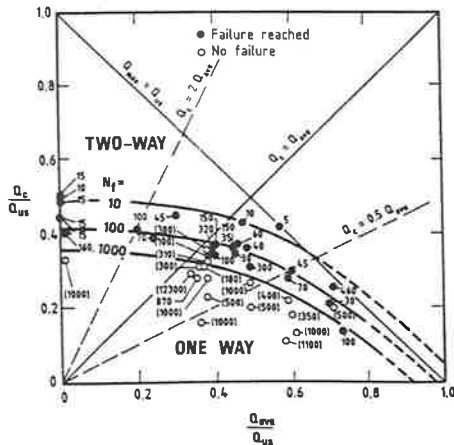


Fig. 13. Interaction diagram giving number of load cycles to failure as function of cyclic load levels.

Bild 4.1 *Interaction Diagram* der NGI-Veröffentlichungen

Eine weitere Gruppe von Veröffentlichungen geht auf mehrere Untersuchungen von Prof. POULOS H.G., University of Sidney, Australien, zurück:

POULOS, H.G. (1989) Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 115, No. 6, June 1989

POULOS, H.G. (1988) Cyclic Stability Diagram for axially loaded Piles. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 114, No. 8, August 1988

LEE, C.Y. ; POULOS, H.G. (1991) Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore Calcareous Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.11, Nov. 1991

In diesen z.T. vorwiegend theoretischen Überlegungen zur Beschreibung des Pfahlverhaltens unter zyklischer Last wird versucht, die verschiedenen Einflüsse aus Spannungen und Bodenreaktion zu analysieren und Abminderungsfaktoren hierfür zu finden. Vergleiche mit Labor- und einigen wenigen Feldversuchen sind ebenfalls enthalten. Auch in dieser Gruppe von Veröffentlichungen wird ein dem obigen *Interaction Diagram* von der Art der Darstellung her ganz ähnliches *Cyclic Stability Diagram* vorgeschlagen, in welchem durch die Auftragung der Lastverhältnisse von Feld- und Modellversuchen als Punkte verschiedene Bereiche für unterschiedliche Lastspan-

nen und Lastwechselzahlen bis zum Bruch eingetragen sind. Eines der umfassendsten Diagramme dieser Art ist in Bild 4.2 wiedergegeben.

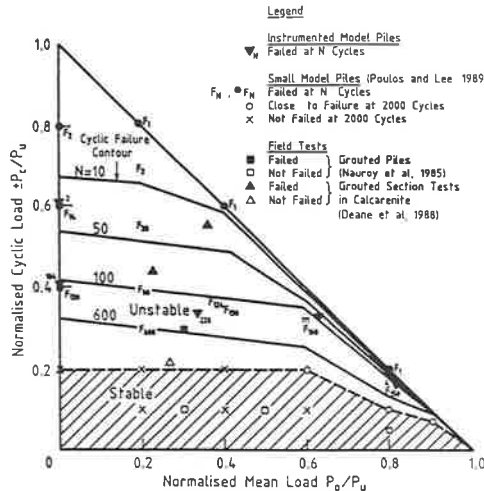


FIG. 12. Cyclic Stability Diagram

Bild 4.2 Cyclic Stability Diagram nach POULOS H.G.

An der Cornell University, Ithaca NY, USA, wurden von einer Gruppe um Prof. KULHAWY F.H. bezüglich der Fragestellung von Mastgründungen für große Überlandleitungen umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, die u.a. in folgenden Veröffentlichungen beschrieben sind:

TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1990): Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 3, March 1990
 TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1987): Prediction of drilled shaft displacements under repeated axial loads, Conf. Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary 1987

In dieser Gruppe wurden verschiedene Untersuchungen, Literaturstudien und auch umfassende Labormodellversuche zum Thema axial zyklisch belastete Pfähle veröffentlicht. Es wurden Auswertemethoden vorgeschlagen und das aus früheren Publikationen bekannte Konzept des "Critical Level of Repeated Loading" vertreten und begründet sowie tabellarische Werte hierfür

"*Critical Level of Repeated Loading*" vertreten und begründet sowie tabellarische Werte hierfür im Bereich vom CLRL = 8% bis 65% angegeben. Drei Mechanismen, die die Verminderung der Tragfähigkeit bis hin zum Versagen beeinflussen, wurden identifiziert und beschrieben: Das Fließen von Sandkörnern um die Pfahlspitze, die Verminderung der Mantelreibung und die Verminderung der Radialspannung. Auch Verformungskriterien wurden diskutiert.

4.3 Bewertung der Literaturen

Die vorgelegte Literaturübersicht stellt keine vollständige Darstellung der Literatur dar. Es existieren noch weitere Veröffentlichungen, die vorwiegend theoretische Ansätze, auch FE-Methoden zur Behandlung zyklischer Pfahlbelastungen beschreiben. Sie erscheinen für einen Vergleich mit dem aktuellen Forschungsvorhaben nicht im selben Maße geeignet. Daneben gibt es nicht veröffentlichte firmeneigene Forschungen z.B. der großen Erdöl- und Energiegesellschaften, die nicht zugänglich sind. In der Gesamtbetrachtung der aufgeführten Literaturen werden eine Reihe von z.T. versuchstechnisch bedingten Randbedingungen und Einschränkungen erkennbar, die den Wert der jeweiligen Aussagen durchaus einschränken und ihre Anwendung auf das Problem des Verpreßpfahls mit kleinem Durchmesser nicht ohne weiteres sinnvoll erscheinen lassen. Es wird im wesentlichen auf folgende Punkte hingewiesen:

Bei vielen Versuchen wurde die Größe der zyklischen Last an ein und demselben Pfahl (-modell) während des Versuchs nicht über viele Lastwechsel beibehalten. Häufig wurde sie während des Versuchs nach wenigen Lastwechseln immer weiter gesteigert, bis man glaubte, eine kritische Lastgröße gefunden zu haben (z.B. BROMS B. (1970) oder BOULON, M. u.a. (1980)). Bei diesem Vorgehen gibt also weniger die Anzahl der Lastwechsel als vielmehr ihre Größe den Ausschlag. Außerdem wird der Einfluß der vorhergehenden Belastungen nicht geklärt - doch dieser muß vorhanden sein und ist u.U. gravierend. Diese Versuche sind natürlich schneller und kostengünstiger durchzuführen, doch sprechen die Erkenntnisse aus den bodenmechanischen Literaturen bezüglich des Einflusses der Vorgeschichte und der erforderlichen hohen Anzahl der Lastwechsel zur Beurteilung des Langzeitverhaltens gegen solche Versuche.

Generell ist festzustellen, daß bei vielen Untersuchungen aus heutiger Sicht die Anzahl der Lastwechsel zu gering bleibt. Bei POULOS, H.G. (1988) wird z.B. das Erreichen von 2000 Last-

wechseln als "Nichtversagen" (*not failed*) gewertet. Auch die in diesem Zusammenhang noch als herausragend zu bewertenden NGI-Versuche weisen nur einen einzigen Versuch mit einer Lastwechselzahl > 10.000 auf. Vor dem Hintergrund der Erkenntnisse aus bodenmechanischen Literaturen von umfangreichen Laborversuchen wie z.B. HODJERA, B. (1979) und LASHINE A.F.K. (1973) sind z.B. Lastwechselzahlen von wenigen hundert Zyklen als nicht ausreichend einzustufen. Vor allem im Bereich kleiner zyklischer Lasten sind u.U. viele zehntausende, ja sogar hunderttausende Lastzyklen für eine endgültige Bewertung notwendig.

Bei den meisten kleinmaßstäblichen Modellversuchen wurden die Probleme der Modellgesetze nicht geklärt, z.T. nicht einmal angesprochen, z.B. HANNA T.H. u.a. (1978). Die Übertragbarkeit auf 1:1-Maßstäbe bleibt ungeklärt.

Bei vielen Versuchen wurden glatte Metallpfähle bzw. -modelle verwendet. Diese wurden entweder in den Versuchsboden eingerammt oder eingedrückt oder der Versuchsboden wurde um sie herum erst eingebaut. Auch bei dieser Vorgehensweise wird die Vergleichbarkeit mit einem *in situ* hergestellten und verpreßten Pfahlkörper bezweifelt.

Bei etlichen Literaturen wird zumindest ein Teil des Verschiebungsverhaltens dieser Modelle der beobachteten oder vermuteten Tatsache zugeschrieben, daß Bodenkörner allmählich um die Spitze herum in einen unter dem zugbelasteten Pfahl entstehenden Hohlraum "wandern" und damit einen allmählich fortschreitenden Mechanismus auslösen, der zur Reduzierung der Mantelreibung und einer fortschreitenden Pfahlhebung führt (TURNER, J.P.; KULHAWY F.H. (1990) und HANNA T.H. u.a. (1978)). Diese Beobachtung mag durchaus gut auf Modellpfähle und deren Verhalten zutreffen, wird aber für großmaßstäbliche, *in situ* hergestellte Verpreßpfähle nicht als wesentlich erachtet.

Bei einigen Untersuchungen wurde vor Durchführung der zyklischen Belastung die statische Tragfähigkeit am gleichen Versuchspfahl oder -anker ermittelt, z.B. HENKE, K.F. u.a. (1979) und POULOS, H.G. (1988) und BOULON, M. u.a. (1980). Auch bei vorsichtiger Versuchsdurchführung und gerade noch nicht erfolgter Überschreitung der Grenzlaster muß dieser Einfluß aber als eine gravierende Vorbelastungsgeschichte gewertet werden, die geeignet ist, die anschließend gewonnenen Ergebnisse einer zyklischen Dauerbelastung mit Vorbehalt zu bewerten.

5 Statische und Zyklische Großversuche an Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in Sand in der Versuchsrube der TU München

5.1 Zielsetzung

Aus den im vorangegangenen Abschnitt erläuterten und aus dem Literaturstudium erkannten Problemen bei der Bewertung zyklischer Belastungsversuche wurden bei der Planung des Versuchsprogramms folgende Hauptschlußfolgerungen gezogen:

- ♦ Zuverlässige Erkenntnisse für Verpreßpfähle können nur durch Großversuche gewonnen werden. Es sollten deshalb keine Modellversuche, sondern Großversuche an echten, im Maßstab 1:1 hergestellten Pfählen durchgeführt werden. Hierzu wurde ein bestimmter, häufig vorkommender Typ eines Verpreßpfahls mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 gewählt.
- ♦ Die Dimensionen der Pfähle und das Herstellungsverfahren sollten vollkommen realitätsnah und nahezu wie unter Baustellenbedingungen sein. Trotzdem sollten alle Randbedingungen möglichst gut bekannt sein und die Herstellung sollte äußerst sorgfältig und präzise erfolgen können. Alle Pfähle sollten untereinander sehr gut vergleichbar und die Herstellung reproduzierbar sein.
- ♦ Es sollte ein bestimmter Versuchsboden gewählt und gleichbleibend und definiert eingebaut werden. Der Einbau sollte genau überwacht werden und jederzeit mit gleichbleibender Qualität reproduzierbar sein.
- ♦ Versuchsstand, Belastungseinrichtung und Versuchssteuerung sollten in der Lage sein, Versuchsdurchführungen mit hohen, wenigstens sechsstelligen Lastwechselzahlen über einen längeren Zeitraum von mehreren Jahren mit gleichbleibender Qualität zu gewährleisten.
- ♦ Die als Referenz- oder Bezugswerte erforderlichen statischen Belastungen sollten an eigenen, nur für diesen Zweck hergestellten Pfählen ermittelt werden.
- ♦ Die Anzahl der Pfähle muß ausreichend groß für befriedigende Schlußfolgerungen zumindest für eine gewählte Parameterkombination Pfahl - Boden sein.

Auf der Grundlage dieser hohen Anforderungen wurden im Rahmen mehrerer Forschungsvorhaben in der Zeit ab 1982 in der großen Versuchsrube des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München (Bild 5.3) an insgesamt 10 großmaßstäblichen Verpreßpfählen statische und zyklische Belastungsversuche durchgeführt.

In drei großen Versuchsreihen wurden an 3 Pfählen 3 statische Belastungsversuche und an 7 Pfählen insgesamt 13 zyklische Belastungsversuche ausgeführt. Die Versuche wurden durch das Institut für Bautechnik, Berlin, gefördert. Erklärte Zielsetzung war es, auf der Grundlage dieser eigenen, sehr umfangreichen und unter extrem aufwendigen Versuchsbedingungen gewonnenen Versuchsergebnisse einen Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens unter axial zyklischer Belastung zu liefern.

Um eine realitätsnahe Pfahlherstellung wie auf einer Baustelle im Feld vornehmen zu können, erfolgte zunächst ein sorgfältiger, in Lagen von nur 20 cm vorgenommenen Einbau des Versuchsbodens in die 8 m tiefe Versuchsgrube des Prüfamts. Der Versuchsboden, ein schwach kiesiger, schluffiger Fein- bis Mittelsand aus dem Münchner Tertiär, wurde an der unteren Grenze der mitteldichten Lagerung in erdfeuchtem Zustand eingebaut.

Anschließend wurde die Grube mit einer Arbeitsplattform für ein Bohrgerät überbaut, das mittels Tieflader in die Versuchshalle transportiert und auf die Plattform verfahren wurde. Von dort aus wurden von der Bohrmannschaft an vorgegebenen Punkten die Pfahlbohrungen abgeteuft und die Verpreßpfähle hergestellt (Bild 5.1). Die Pfähle erhielten einen Durchmesser von im Mittel ca. 135 mm und eine Einbindelänge von 4,5 m. Die Pfähle wurden verfahrenstechnisch in immer gleicher Weise hergestellt. Die Pfahlbohrungen erfolgten mit Schnecke und Verrohrung, die Zementsuspension wurde mit Verpressung bei 5 bar eingebracht und als Bewehrung diente ein zentrisch fixierter GEWI-Stahl Ø 50 mm (Bild 5.2).

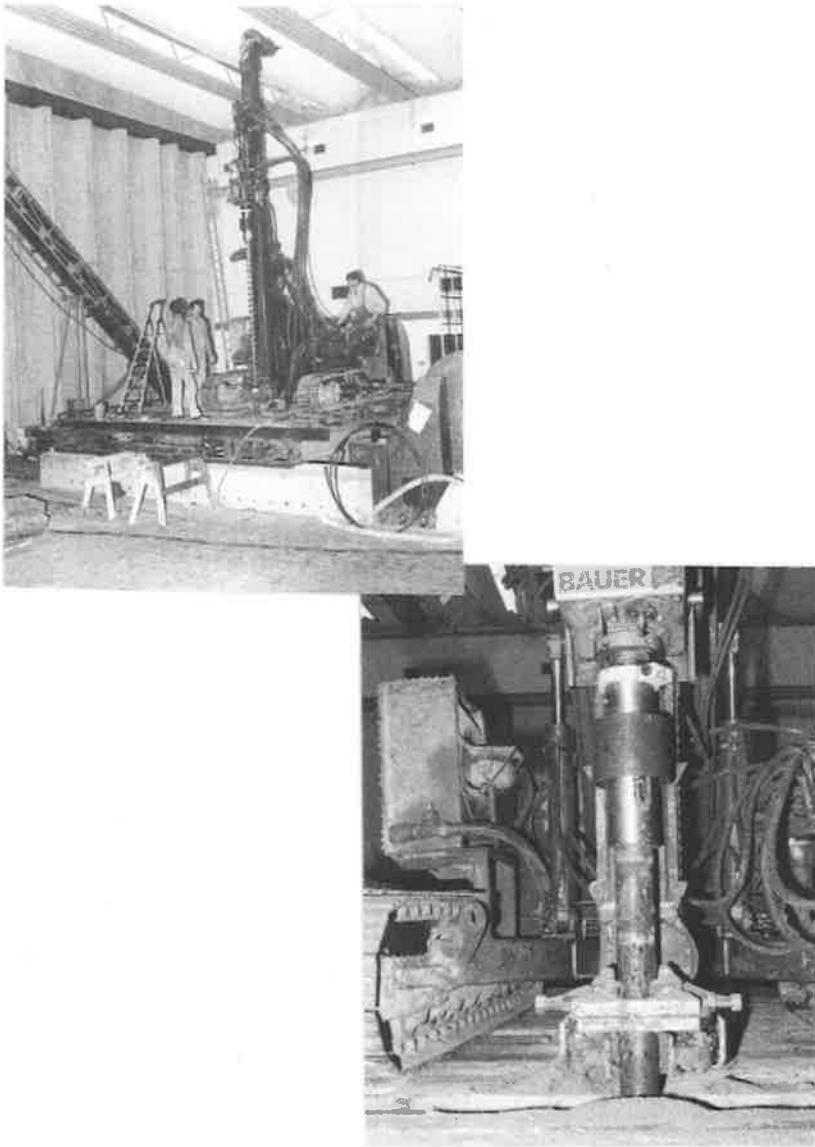


Bild 5.1 Pfahlherstellung in der Versuchsgrube/Versuchshalle des Prüfamts mit Doppeldrehbohrkopfmachine Bauer UBW 05-07t auf der Plattform über der bereits fertig eingebauten Versuchsgrube

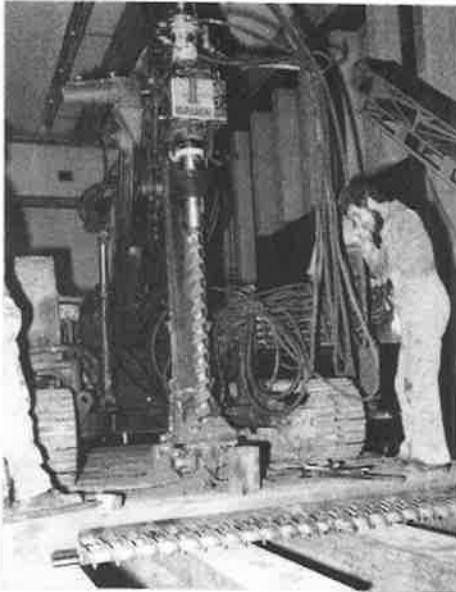


Bild 5.2 Pfahlherstellung in der Versuchsgrube/Versuchshalle des Prüfamts
Endlosschnecke beim Ziehen
Einführung des Bewehrungsstahls GEWI Ø 50 mm

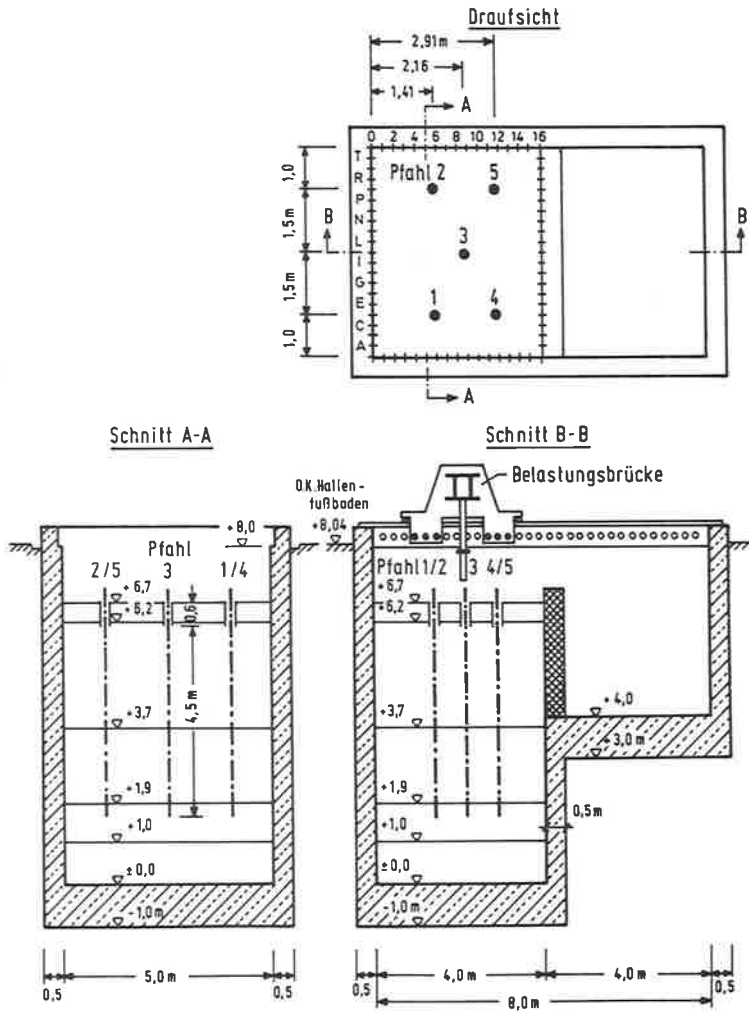


Bild 5.3 Versuchsgrube des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik der TU München
Abmessung der Grube und Anordnung der Pfähle

Beim Wiederausbau der Versuchsgrube (Bilder 5.4 und 5.5) zeigten die ausgegrabenen Pfähle anhand der Aufmaße, daß das aufwendige Herstellungsverfahren zu der guten und gewünschten Einheitlichkeit der Pfahlgeometrien geführt hatte. Die Pfähle der ersten Versuchsserie waren hierbei besser gelungen als die der zweiten.

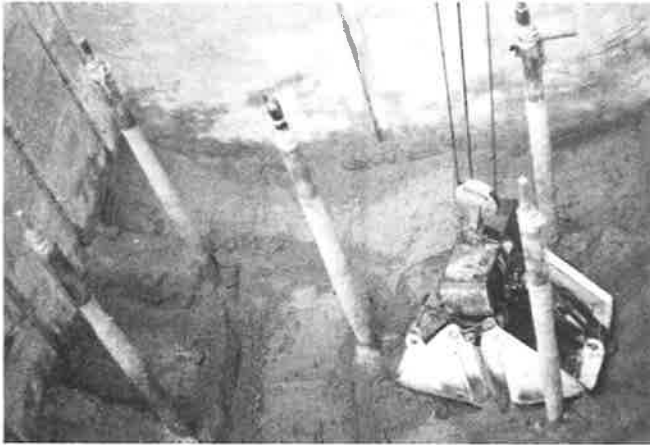


Bild 5.4 Wiederausbau des Versuchsbodens und der Pfähle aus der Versuchsgrube

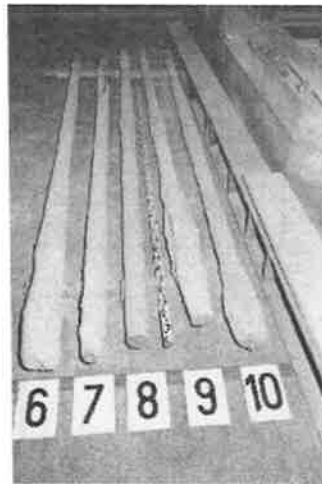


Bild 5.5 Ausgegrabene Pfähle

5.2 Überblick über alle Versuche

In der ersten Versuchsreihe von Februar 1982 bis September 1984 wurden in der Versuchsgrube 5 Pfähle mit jeweils 4,5 m Einbindelänge und ca. 135 mm Durchmesser untersucht, zur Anordnung vgl. Bild 3.3. Zwei Pfähle wurden statisch auf Zug und Druck beansprucht, um Bezugsgrößen für die zyklischen Versuche zu erhalten. An drei weiteren Pfählen wurden insgesamt 6 zyklische Versuche durchgeführt. Bei den zyklischen Versuchen wurden sinusförmig mit unterschiedlichen Lastspannen Wechsellasten und Druckschwelllasten mit bis zu 100 000 Lastwechseln aufgebracht. Dabei wurden die Versuche mit 20 langsamen Lastwechseln von 20 Minuten Dauer begonnen und mit 1-minütigen Lastwechselzeiten fortgesetzt. Die Gesamtversuchszeit für einen Pfahl lag damit bei ca. 70 Tagen. Diese Versuche dienten als Grundlage für die weiteren Versuchsreihen.

In der Zeit von Februar 1987 bis Oktober 1988 wurden in einer zweiten Versuchsreihe an 5 weiteren in gleicher Weise hergestellten Pfählen insgesamt 1 Pfahl statisch auf Zug und Druck, 3 Pfähle mit Wechsellast und 1 Pfahl mit Zugschwelllast mit je 200 000 Lastwechseln beansprucht. Alle zyklischen Versuche der zweiten Versuchsreihe wurden mit etwa gleichen Lastspannen, jedoch in unterschiedlichen Belastungsbereichen durchgeführt und ebenfalls mit 20 langsamen Lastwechseln von 20 Minuten Dauer begonnen und mit 1-minütiger Dauer bis zu 100 000 Lastwechseln und mit 0,5-minütiger Dauer bis 200 000 Lastwechseln fortgesetzt. Diese Versuche wurden jeweils bis zu 200 000 Lastwechsel (also ca. 140 Tage) durchgeführt - ohne ein Versagen zu erreichen. Die Ergebnisse wurden, ohne daß die Pfähle ausgegraben waren, im Schlußbericht vom Dezember 1988 zusammengestellt.

Da bei den Versuchen der 2. Versuchsreihe kein Versagen auftrat, wurde in der Zeit von Dezember 1988 bis August 1989 an denselben Pfählen die dritte Versuchsreihe angeschlossen. Zwei Pfähle wurden mit vergrößerten Lastspannen bis zum Versagen weiter beansprucht und bei zwei Pfählen wurden die Versuche mit derselben Lastspanne wie in der 2. Versuchsreihe, jedoch in wassergefluteter Versuchsgrube fortgesetzt. Nach den Versuchen der 1. und 3. Versuchsreihe wurden die Pfähle ausgegraben und vermessen.

Mit Hilfe der statischen Versuche wurden die maßgebenden statischen Grenzlaster auf Druck (Q_{gd}) und auf Zug (Q_{gz}) für die verschiedenen Versuchsserien ermittelt.

Jeder zyklische Versuch wurde mit 20 langsamen 20-Minuten-Zyklen (Lastwechseln) begonnen und nach einer Ruhepause von mindestens 12 Stunden in Zyklen mit einer Dauer von 1 Minute fortgesetzt. Bei den Pfählen 8, 9 und 10 wurde nach etwa 100 000 Lastwechseln und bei Pfahl 7 nach 150 000 Lastwechseln bis zum Versuchsende die Lastwechselzeit auf 30 Sekunden verkürzt. Die Speicherung der Versuchsdaten war so programmiert, daß die Lastwechsel 1 bis 40 durchgehend, daran anschließend bis zum Lastwechsel 480 alle 120 Minuten jeweils 20 Zyklen erfasst wurden. In der weiteren Folge wurden nur nach 460 Lastwechseln jeweils 20 aufeinanderfolgende Zyklen bis zum Ende der Versuche abgefragt, dargestellt und gespeichert.

In einem **Gesamtüberblick** sind auf Bild 5.6 die Lastspannen (Q_{zykl}) aller zyklischen Versuche der drei Versuchsreihen als dicke Balken in ihrer Lage zur Nullachse und zu den maßgebenden statischen Grenzlaster Q_{gd} und Q_{gz} (dünne Balken) in ihrer Lage zur Nullachse und zu den maßgebenden statischen Grenzlaster Q_{gd} und Q_{gz} im Überblick zusammengestellt. Bei der Berücksichtigung der statischen Grenzlaster wurden auch die tatsächlich nach der Ausgrabung festgestellten Pfahlabmessungen individuell für jeden Pfahl berücksichtigt. Die nicht durch Versuch sondern rechnerisch ermittelte Grenzlaster Q_{gd} der 2. Versuchsreihe wurde in Klammern angegeben.

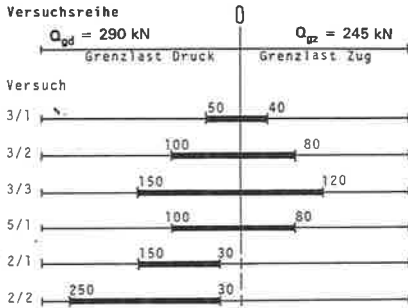
Als wegabhängiges Versagenskriterium wurde bei allen zyklischen Pfahlversuchen eine Verschiebung von 10 mm gewählt.

Als Bezugsgröße für die weitere Beurteilung der zyklischen Lastspanne wurde die **doppelte statische Zuggrenzlaster**

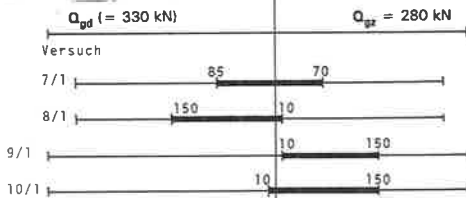
$$\text{zu} \quad Q_{\text{Bezug}} = 2 \times Q_{gz} = 100 \% \quad (5.1)$$

neu eingeführt. Im Hinblick auf eine vergleichende Gegenüberstellung ist dieser Wert zweckmäßiger als der einfache Wert der statischen Zuggrenzlaster Q_{gz} bzw. der statischen Druckgrenzlaster Q_{gd} . Hierdurch werden bei Wechselbeanspruchung, die in den Zug- und Druckbereich reichen, Lastspannen von mehr als 100% der Bezugsgröße ausgeschlossen.

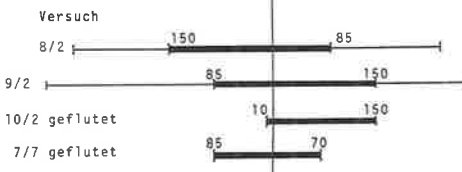
1. Versuchsreihe



2. Versuchsreihe



3. Versuchsreihe



Q_{gz}	Q_{Bezug}	Lastspanne Q_{zykl}		max. Last- wechsel- zahl	max. Ver- schiebung	Be- merkung
kN	kN	kN	%	max. N	mm	
245	490	90	18	12.017	0,24	
245	490	180	37	17.059	0,6	
245	490	270	55	24.059	10	Versagen
245	490	180	37	60.815	10	Versagen
245	490	120	24	100.017	2,82	
245	490	220	45	50.031	7,24	Versagen
245	490	155	32	208,160	2,03	
245	490	160	33	201,600	4,91	
280	560	140	25	203.534	4,5	
280	560	160	29	200,300	5,12	
245	490	235	48	148,180	10	Versagen
280	560	235	42	84,168	10	Versagen
		160		58	10	Versagen
		155		3	>80	Versagen

Bild 5.6

Überblick über alle zyklischen Pfahlversuche mit Angabe der Grenzlasten, Lastspannen, maximaler Lastwechselzahl und Verschiebung

Erläuterungen zu Bild 5.6 :

- Q_{gd} und Q_{gz} statische Grenzlasten auf Druck und auf Zug
- Q_{Bezug} = $2 \times Q_{gz} = 100 \%$ (Bezugsgröße = doppelte statische Zuggrenzlast)
- Q_{zykl} zyklische Lastspanne
-  Lage der statischen Grenzlasten (Q_{gd} , Q_{gz}) zum Vergleich
-  Lage der zyklischen Lastspanne

In dem Gesamtüberblick auf Bild 5.6 sind für jeden Versuch neben der Lastspanne und ihrem Bezug zu den statischen Grenzwerten auch die maximal gefahrene Lastwechselzahl und die dabei erreichte maximale Verschiebung angegeben.

Als wegaabhängiges Versagenskriterium wurde bei allen zyklischen Pfahlversuchen eine Verschiebung von 10 mm gewählt, unabhängig ob Schwell- oder Wechselbelastung. Bei Erreichen dieses Kriteriums wurde der Versuch mit "Versagen" gekennzeichnet.

Im Heft 5 der Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Hrsg. Univ.-Prof. Dr.-Ing. FLOSS, wurden die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe bereits detailliert mitgeteilt (GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985): Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle).

Aufgrunddessen werden in der vorliegenden Arbeit im Abschnitt 5.3 bis 5.5 vor allem die Versuche und Versuchsdurchführung der 2. und 3. Versuchsreihe ausführlicher mitgeteilt, bevor in Abschnitt 4 wiederum alle Versuchsergebnisse eingehender untersucht werden.

5.3 Versuchsboden

5.3.1 Bodenkenngrößen

Als Versuchsboden wurde jeweils dasselbe Material verwendet, nämlich ein schluffiger Fein- bis Mittelsand, der aus einer Münchner Baugrube in Stadtmittle ("Elisenhof") gewonnen wurde. Es handelt sich geologisch um eine tertiäre Ablagerung der oberen Süßwassermolasse, wie sie im gesamten Alpenvorland und Münchner Stadtgebiet unter den quartären Kiesen als tertiärer Fein- bis Mittelsand, örtliche Bezeichnung auch "Flinzsand", angetroffen wird.

Die im Labor des Prüfamtes an diesem Sand entsprechend den Normen ermittelten 14 Korngrößenverteilungen und Bodenkenngrößen wurden auf Bild 5.7 zusammengestellt.

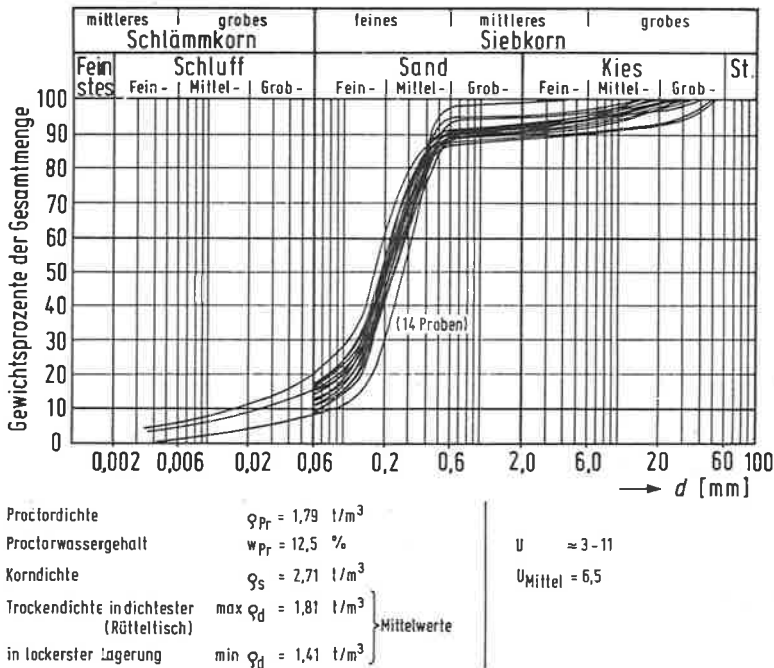


Bild 5.7 Korngrößenverteilung und Bodenkennwerte

5.3.2 Einbau des Versuchsbodens in der Grube

Der Boden wurde nach Gewinnung auf der Baustelle im erdfeuchten Zustand im tiefen Teil der Versuchsgrube mit einem Wacker-Vibrationsstampfer ESV 65 Y in Lagen von 20 cm Dicke bis zu einer Gesamthöhe von ca. 6,50 m mit jeweils einem Verdichtungsübergang eingebaut.

Die Einbauwassergehalte und Einbaudichten wurden an jeweils 7 bzw. 10 Punkten durch übereinanderliegende Doppelpuben in 5 Einbauebenen (bei + 0,8 m, + 1,2 m, + 2,0 m, + 4,0 m und + 6,0 m über Sohle) überprüft. Die Ergebnisse sind auf Anlage 5.1 zusammen mit den jeweiligen Mittelwerten und den Mittelwerten der Lagerungsdichten zusammengestellt (Bsp. 2. Versuchsreihe). Aus allen Versuchen ergeben sich Mittelwerte der Trockendichte von $\rho_d = 1,65 \text{ t/m}^3$ und $w = 9\%$. Die mittlere erreichte Lagerungsdichte errechnet sich aus $\min \rho_d$ und $\max \rho_d$ zu $D = 0,38$. Dieser Wert an der unteren Grenze der mitteldichten Lagerung wurde gezielt im Hinblick auf eine möglichst gut differenzierende Aussage über das Tragverhalten gewählt. Außerdem wurden nach dem Einbau die Sondierwiderstände mit der leichten Rammsonde (DPL) und mit der Drucksonde (DIN 4094) bestimmt. Die Lage der Versuchspunkte und die Ergebnisse sind der Anlage 5.2 zu entnehmen. Die n_{10} -Werte lagen etwa um 12 Schläge und die Spitzendruckwerte q_c -Werte um 5 MN/m^2 .

5.4 Pfahlherstellung, Versuchsaufbau und Durchführung

5.4.1 Vorbereitung der Meß- und Bewehrungsstähle

Als Meß- und Bewehrungsstahl wurden GEWI-Stähle Bst 420/500 RU Ø50 mm verwendet. An den Stählen wurden auf einer Länge von 4,5 m in Abständen von 1,1 m Dehnungsmeßstreifen (DMS) appliziert, in Vollbrückenschaltung verdrahtet und auf ihre Funktionsfähigkeit überprüft. Die Kalibrierung der Meßstähle erfolgte vor dem Einbau durch Belastung mit unterschiedlichen Gewichten in freier Aufhängung am Kran der Versuchshalle.

5.4.2 Herstellen der Verpreßpfähle

Bei der Herstellung der Pfähle wurde die Lage der Pfahlköpfe in der Grube durch 60 cm lange Stahlrohrstücke $\text{Æ } 119/12$ genau fixiert, vgl. auch Bild 5.3. Diese Rohre wurden auf voller Länge eingegraben und am Kopf an eine stabile Trägerkonstruktion angeschweißt. Die Rohre dien-

ten zunächst als Bohrschablone, später als Pfahlkopfverstärkung. Sie wurden während der Versuchsdurchführung zur Vermeidung einer ungewollten Kraftübertragung freigelegt.

Die Herstellung der Pfähle der ersten Versuchsreihe erfolgte am 26./27.01.1983, die der zweiten Versuchsreihe in der Zeit vom 01. bis zum 04.09.1986 jeweils ca. 12 Wochen nach dem Einbau des Versuchsbodens. Zur Aufstellung einer Bohrmaschine wurde die Versuchsrunde mit einer Plattform aus Trägern und Kanthölzern überbaut. Von der Plattform aus wurden die Bohrlöcher mit einer Doppeldrehbohrkopfmachine (System Bauer - UBW 05-07t) mit Verrohrung 95/108 mm und Innenschnecke 80 mm hergestellt. Nach dem Ziehen der Schnecke wurde der Meß- und Bewehrungsstahl in die Verrohrung eingeführt, wobei ein Abstandhalter am Kopf und eine Fußplatte zur Zentrierung dienten. Anschließend wurde der Hohlraum mit einer Zementsuspension ($W/Z = 0,4$) aus Portlandzement PZ 45 F verfüllt und bei geschlossenem System mit ca. 5 bar Druck von unten bis Unterkante Kopfrohr stufenweise verpreßt. Dabei wurde gleichzeitig die Verrohrung gezogen.

Durch eine Fehlbohrung infolge Gestängebruchs mußte bei der 2. Versuchsreihe die ursprünglich vorgesehene Lage des Pfahles 10 aufgegeben und um ca. 1 m verschoben werden (Anlage 5.3). Photos zur Pfahlherstellung und den Pfählen beim Wiederausbau zeigen die Bilder 5.1 bis 5.5.

5.4.3 Lastaufbringung und Meßdatenerfassung

Die Belastung des Pfahles erfolgte über eine servohydraulische Belastungseinrichtung (Steuerung über ein Proportionalventil in einem hydraulischen Regelkreis). Als Widerlager diente die fest arretierte, bis 2000 kN ausgelegte Belastungsbrücke über der Versuchsgrube. Zur Kraftmessung wurde ein HBM-500-kN Zug-Druck-Präzisionsaufnehmer (Genauigkeitsklasse 0,05 %) eingesetzt. Für die Messung der Pfahlverschiebungen wurden jeweils zwei diametral angeordnete induktive Wegaufnehmer mit einem Nennweg von ± 50 mm (kalibrierte Meßgenauigkeit 0,1%) verwendet. Zusätzlich wurden die Pfahlkopfwege ständig durch mindestens 2 mechanische Meßbuhren mit 0,01 mm Meßgenauigkeit beobachtet.

Die Messung der lotrechten Bodenbewegungen erfolgte in einem Abstand von 20, 50, 80 und 120 cm vom Pfahl in einer Tiefe von ca. 0,4 m durch je einen induktiven Wegaufnehmer und zusätzlich durch 2 mechanische Meßbuhren in Abständen von 20 und 120 cm vom Pfahl. Außerdem wurden die Meßwerte der in 5 Ebenen in Abständen von 1,1 m am GEWI-Stahl angebrachten DMS-Vollbrückenschaltungen erfasst.

Die gesamte Versuchssteuerung und Datenerfassung wurde über eine Rechanlage in Verbindung mit einem (dem Stand von 1987 gemäßen) Meßwerterfassungssystem abgewickelt. Die Speicherung der Versuchsdaten erfolgte für die ersten 20 Lastwechsel kontinuierlich und ab Zyklus 21 durch jeweils 2 Werte je Lastwechsel. Die Werte wurden ausgedruckt und für spätere Weiterverarbeitung gespeichert. Gleichzeitig wurden die Maximalwerte der Verformungen in Abhängigkeit von den Lastwechseln simultan geplottet. Zusätzlich wurde über zwei 6-Kanal-Linienschreiber der Signalverlauf der Last und der DMS sowie der Last und der Verschiebungen der Geländeoberfläche in der Regel mindestens einmal täglich zusammen mit dem Ausdruck der erfaßten Werte manuell abgerufen.

Auf Anlage 5.4 ist das Ablaufschema für die Regelung, Steuerung und Datenerfassung sowie die Meßanlage dargestellt. Bild 5.8 zeigt eine Gesamtansicht der Versuchsgrube und die örtliche Situation am Pfahlkopf während der Versuchsdurchführung.

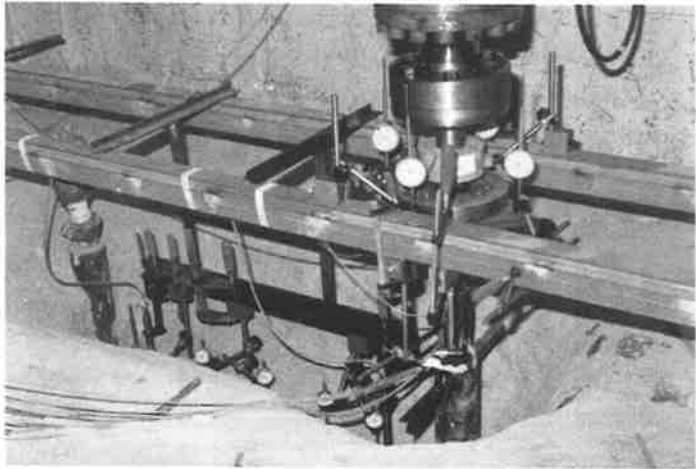
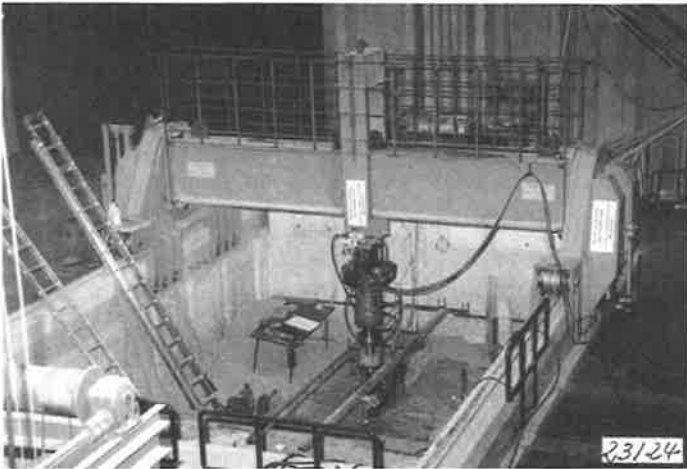


Bild 5.8 Gesamtansicht der Versuchsgrube und die örtliche Situation am Pfahlkopf während der Versuchsdurchführung.

5.5 Durchführung der statischen Versuche

Um Bezugswerte für die späteren zyklischen Versuche zu erhalten, wurde im Rahmen der Forschungsvorhaben zunächst das statische Last-Verformungs-Verhalten, insbesondere die sog. statischen Grenzlaster im Sinne der DIN 1054 ermittelt. Dies erfolgte in der ersten Versuchsreihe an den Pfählen 1 und 4 ab 26.07.1983, der statische Vergleichsversuch der zweiten Reihe erfolgte am Pfahl 6 in der Zeit ab 17.02.1987, also nach einer Ruhezeit von jeweils ca. 24 Wochen nach Herstellung. Diese Versuche dienten zur Überprüfung der statischen Grenzlaster und bilden die Basis für die Festlegung der Lastspanne für die an den übrigen Pfählen (z.B. 7, 8, 9 und 10 der 2. Versuchsreihe) ausgeführten zyklischen Belastungsversuche. Der Versuch an Pfahl 6 ist im folgenden beispielhaft für alle statischen Versuche näher beschrieben:

Der Pfahl 6 wurde zuerst auf Zug belastet. Die Vorlaststufe betrug ca. 14,5 kN. Die Laststeigerung erfolgte jeweils in Stufen von 50 kN bei Belastungszeiten von 60 Minuten je Laststufe. Nach dem Erreichen einer Hebung von ca. 4 mm bzw. ca. 200 kN wurde in gleichen Laststufen bei jeweils 10 Minuten Wartezeit bis zur Vorlast entlastet. Danach erfolgte wiederum in gleichen Lastschritten von 50 kN bei einer Belastungszeit von 60 Minuten je Laststufe eine weitere Belastung bis zu einer Gesamthebung von ca. 40 mm, entsprechend 348 kN. Bei dieser Last begann der Pfahl, sich überproportional zu heben. Die Entlastung erfolgte in den gleichen Lastschritten. Die gesamte Versuchsdauer betrug 660 Minuten.

Nach dieser 1. Zugbeanspruchung wurde nach einer Wartezeit von 15 Stunden der Pfahl in Gegenrichtung, d.h. auf Druck (2. Beanspruchung) belastet. Die Belastungsschritte betrugen wie beim Zugversuch ca. 50 kN. Diese zweite Beanspruchung wurde nach Erreichen einer Setzung von insgesamt 120 mm bei 200 kN abgebrochen - ohne die Last über die Erstbelastung von 200 kN hinaus steigern zu können. Die Entlastung erfolgte wie beim Zugversuch. Die Versuchsdauer betrug 420 Minuten.

Nach dieser Druckbeanspruchung wurde der Pfahl nach einer Wartezeit von 70 Stunden nochmals auf Zug belastet (3. Beanspruchung). Die Belastungsschritte betrugen 50 kN und die Dauer je Stufe 10 Minuten. Bei einer Last von 135 kN begann der Pfahl zu versagen. Die Belastung wurde bei dieser Last bei einer Hebung von 86 mm abgebrochen und der Pfahl entlastet.

Die 4. Beanspruchung erfolgte unmittelbar im Anschluß an die 3. Beanspruchung, und zwar wieder auf Druck. Diese Belastung wurde wegen Versagens bei einer Last von 98 kN und einer Setzung von 82 mm abgebrochen und die Last zurückgenommen.

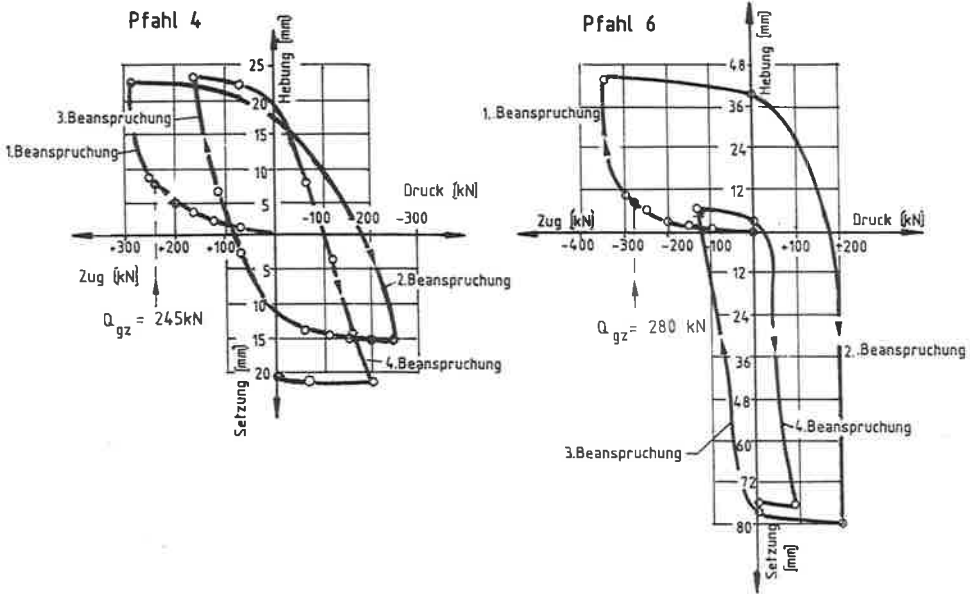


Bild 5.9 Gesamtweg-Verschiebungs-Diagramm der statischen Beanspruchungen an Pfahl 4 und Pfahl 6

Die Ergebnisse dieser vier statischen Beanspruchungen an Pfahl 6 sowie an Pfahl 4 aus der ersten Versuchsreihe sind in Bild 5.9 als Gesamtweg-Verschiebungs-Diagramme ohne Zwischenstufen dargestellt.

Außerdem werden auf Anlage 5.5 die detaillierten Versuchsspuren der ersten und zweiten Beanspruchung als Last-Verschiebung und Zeit-Verschiebung linear dargestellt. Bei der Bestimmung der Grenzlasten wurden abweichend von der alten verbalen Definition in DIN 1054: ".....wenn der Zug-/Druckpfahl sich merkbar hebt bzw. versinkt" aus den halblogarithmischen

Zeit-Verschiebungs-Diagrammen die Kriechmaße abgeleitet und hieraus unter Zugrundelegung eines Kriechmaßes von $k_s = 1,0$ mm die **Grenzlast für Zug (Q_{gz})** in Anlehnung an das Verfahren in DIN 4125 zu $Q_{gz} = 280$ kN bestimmt, vgl. graphische Darstellung in Bild 5.10.

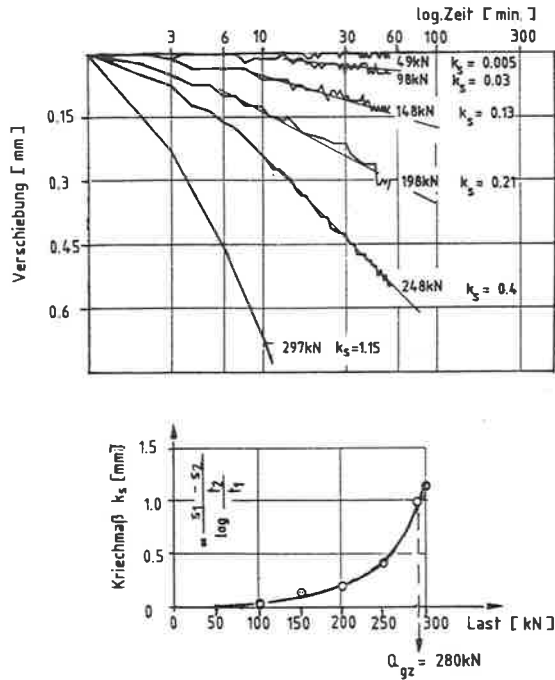


Bild 5.10 Ermittlung der Grenzlast für Zug ($Q_{gz} = 280$ kN, Pfahl 6) aus den Kriechmaßen k_s der verschiedenen Laststufen

Diese Vorgehensweise bezüglich der Grenzlasten wurde u.a. aufgrund der in dieser Forschung gemachten Erfahrungen später auch in die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG (Statische axiale Probelastungen von Pfählen, Erstausgabe 1993) aufgenommen. Alle auf diese Weise ermittelten Grenzlasten sowie die Bruchlasten sind in der folgenden Tabelle 5.1 zusammengefaßt.

Pfahl	Pfahlversuch	Grenzlast (kN)	Verschiebung bei Grenzlast (mm)	Bruchlast (kN)
1	1/1 Druck	290	10,5	340
1	1/2 Zug	200	20,5	220
4	4/1 Zug	245	9,5	300
4	4/2 Druck	200	21,0	250
6	6/1 Zug	280	9,5	350
6	6/2 Druck	200	40	200

Tabelle 5.1 Grenzlasten aus statischen Versuchen

Es wurde nicht nur die lotrechte Pfahlkopfverschiebung durch elektrische Wegaufnehmer und Wegmeßbühren gemessen, sondern es wurde auch die Bewegung des Geländes neben dem Pfahl durch elektrische Wegaufnehmer bis zum Abstand von 1,20 m in einem 0,4 m tiefen Graben beobachtet. Für verschiedene Laststufen ergaben sich hierbei die in Tabelle 5.2 zusammengestellten Meßwerte, die eine Beeinflussung und Bewegung des umgebenden Bodenkörpers vor dem Bruch etwa bis zum 10-fachen Pfahldurchmesser nachweisen:

Last [kN]		max. Pfahlkopf- verschiebung [mm]	ks - Wert [mm]	maximale Geländeverschiebung [mm] (Abstand vom Pfahl in cm)				Bewegungs- richtung
				20	50	90	120	
1. Zug	50	0,3	0,0	0,07	0,05	0,00	0,00	Hebung
	100	0,95	0,03	0,30	0,13	0,03	0,00	Hebung
	150	1,95	0,13	0,78	0,30	0,08	0,04	Hebung
	200	3,65	0,20	1,78	0,63	0,25	0,18	Hebung
	250	6,35	0,40	3,30	1,00	0,34	0,21	Hebung
	300	11,20	1,15	7,80	1,65	0,57	0,35	Hebung
	347	41,10	n.m.	30,48	2,00	0,72	0,44	Hebung

Tabelle 5.2 Gelände- und Pfahlkopfverschiebungen beim statischen Versuch Pfahl 6

Der Bruch selbst erfolgte in einer dünnen und kaum nachweisbaren Fuge sehr nahe, d.h. im Abstand von nur 1 - 2 mm direkt am Pfahl.

5.6 Durchführung der zyklischen Versuche

5.6.1 Allgemeine Versuchseinrichtung und Ablauf

Im Anschluß an die statischen Versuche wurden die zyklischen Belastungsversuche an den Pfählen 2, 3 und 5 der ersten Serie sowie den Pfählen 7, 8, 9, 10 der zweiten Serie mit sinusförmiger Belastung durchgeführt. Die Belastung erfolgte durch die gleiche servo-hydraulische Zug-Druck-Belastungseinrichtung wie bei den statischen Versuchen. Das sinusförmige Steuersignal für die Lastvorgabe wurde mit einem Sinus-Generator erzeugt. Auch die Meßdatenerfassung erfolgte wie bei den statischen Versuchen. Auf Bild 5.11 sind die verwendeten Bezeichnungen graphisch veranschaulicht.

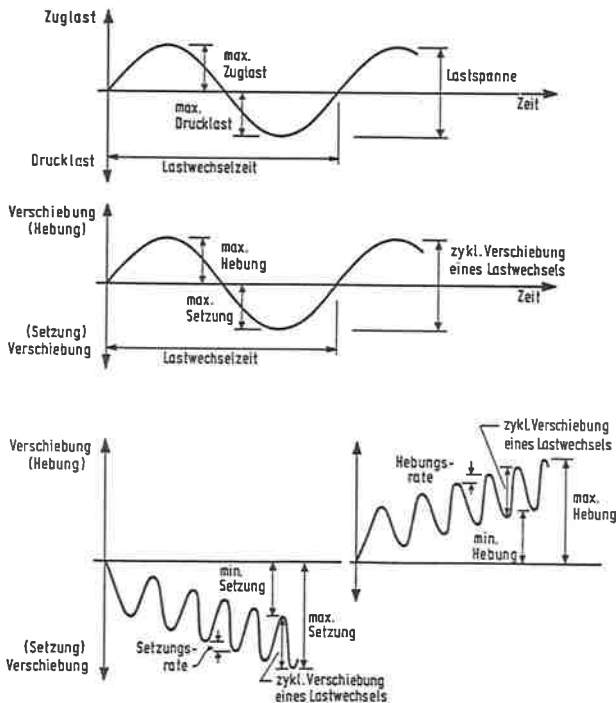


Bild 5.11 Bezeichnungen

Jeder Versuch wurde mit 20 langsamen 20-Minuten-Zyklen (Lastwechseln) begonnen und nach einer Ruhepause von mindestens 12 Stunden in Zyklen mit einer Dauer von 1 Minute fortgesetzt. Bei den Pfählen 8, 9 und 10 wurde nach etwa 100 000 Lastwechseln und bei Pfahl 7 nach 150 000 Lastwechseln bis zum Versuchsende die Lastwechselzeit auf 30 Sekunden verkürzt. Die Speicherung der Versuchsdaten war so programmiert, daß die Lastwechsel 1 bis 40 durchgehend, daran anschließend bis zum Lastwechsel 480 alle 120 Minuten jeweils 20 Zyklen erfasst wurden. In der weiteren Folge wurden nur nach 460 Lastwechseln jeweils 20 aufeinanderfolgende Zyklen bis zum Ende der Versuche abgefragt, dargestellt und gespeichert.

5.6.2 Die Versuche der ersten Versuchsreihe

Da die Versuche der ersten Versuchsreihe bereits in GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985) veröffentlicht sind, werden sie hier nur im Überblick nochmals dargestellt und die Versuchsdaten mit Datum, Lastspanne, Lastwechselzahl usw. in Tabelle 5.3 zusammengefaßt:

Pfahl- versuch	Versuchs- zeitraum Datum	Belastung			Last- wechsel gesamt
		min. [kN]	max. [kN]	Last- spanne	
3/1	20.-29.01.1984	40	50	90	12 017
		Zug	Druck		
3/2	10.-23.02.1984	80	100	180	17 059
		Zug	Druck		
3/3	24.02.-16.03.1984	120	150	270	24 059
		Zug	Zug		
5/1	23.03.-05.05.1984	80	100	180	60 815
		Zug	Druck		
2/1	17.05.-27.05.1984	30	150	120	100 017
		Druck	Druck		
2/2	08.08.-07.09.1984	30	250	220	50 031
		Zug	Druck		

Tabelle 5.3 Versuchsdaten der zyklischen Belastungsversuche 2/1 bis 5/1

Wie aus der Tabelle hervorgeht, wurden 4 Wechsellastversuche und 2 Druckschwellversuche durchgeführt. Die Versuchsabläufe sind im Überblick in den Bildern 5.12 und 5.13 dargestellt.

Hierbei sind die aufgetretenen Verschiebungen in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Anzahl der Lastwechsel als Hebung und/oder Setzung dargestellt.

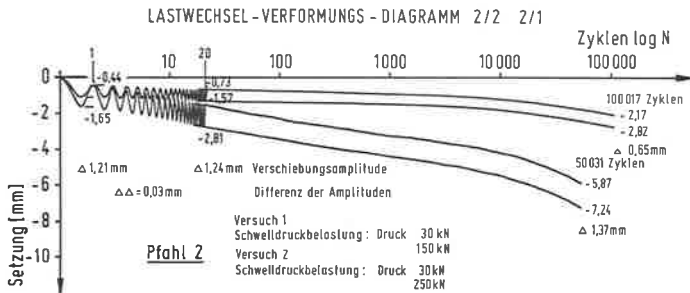


Bild 5.12 Lastwechsel-Verschiebungsdiagramme Schwellastversuche 2/1 und 2/2

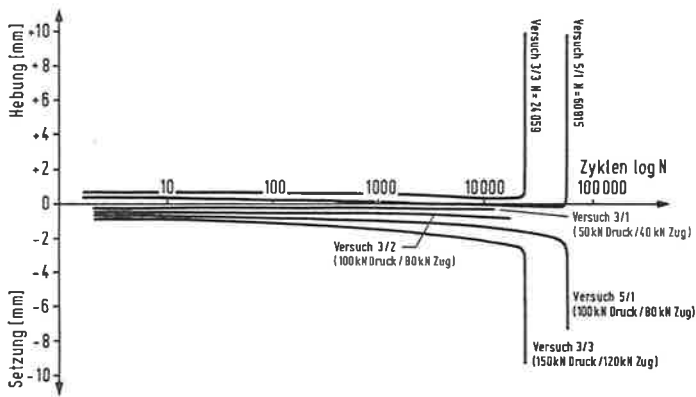


Bild 5.13 Lastwechsel-Verschiebungsdiagramme Wechsellastversuche 3/1, 3/2, 3/3 und 5/1

5.6.3 Die Versuche der zweiten Versuchsreihe

Die Versuche der zweiten Versuchsreihe sind noch nicht im einzelnen veröffentlicht. Abweichungen gegenüber der ersten Versuchsreihe werden hervorgehoben. Die Versuchsdaten mit Datum, Lastspanne, Lastwechselzahl usw. sind in Tabelle 5.4 und den Anlagen 5.6 mit 5.9 zusammengestellt und der Versuchsablauf wird für Versuch 7/1 kurz beschrieben:

Pfahlversuch	Versuchszeitraum Datum	Belastung			Lastwechsel gesamt	Übergang auf 30s Lastwechselzeit bei L.W.	Unterbrechungen bei L.W. für ...Std.	Anlage
		min. [kN]	max. [kN]	Lastspanne				
7/1	10.04.-20.09. 1987	70	85	155	208 160	150 000	98 880 840 Std.	5.6 Blatt 1-2
		Zug	Druck					
8/1	18.01.-03.06. 1988	10	150	160	201 600	100 320	104 180 48 Std.	5.7 Blatt 1-2
		Zug	Druck					
9/1	06.10.1987- 22.01.1988	10	150	140	203 534	103 200	61 479 23 Std.	5.8 Blatt 1-2
		Zug	Zug					
10/1	28.06.-13.10. 1988	150	10	160	200 300	101 280	36 000 26 Std. 89 760 41Std.	5.9 Blatt 1-2
		Zug	Druck					

Tabelle 5.4 Versuchsdaten der zyklischen Belastungsversuche 7/2 bis 10/2

Beispielhafte Erläuterung für Versuch 7/1

Der erste Versuch an Pfahl 7 (Versuch 7/1) wurde mit einer Wechsellast von 70 kN Zug und 85 kN Druck, also mit einer Lastspanne von 155 kN beansprucht. Der Versuch wurde nach 208 160 Lastwechseln (ca. 140 Tagen) beendet und der Pfahl entlastet. Auf Anlage 5.6, Blatt 1 wurde für die ersten 20 langsamen Lastwechsel das Zeit-Verschiebungs-Diagramm im linearen Maßstab und für den gesamten Versuchsablauf als Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm auf Anlage 5.6, Blatt 2 im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. In diesem Diagramm wurden außerdem die Gesamtverschiebungen und die zyklischen Verschiebungen je LW für den 1., 20., 10 000., 100 000. und 200 000. Lastwechsel sowie die Endstellung des Pfahlkopfes nach der Entlastung angegeben. Ein Beispiel aus den Papiermitschriften ist auf Anlage 5.6, Blatt 3 abge-

bildet. Eine Zwangsunterbrechung infolge Blitzschlag von 840 Stunden nach 98 880 Lastwechseln hat sich nicht auf den Versuchablauf ausgewirkt, d.h. bereits wenige Lastwechsel nach dem Neustart verliefen die Verschiebungen wieder in der alten Zeit-Verschiebungs-Spur.

In entsprechender Weise wurden die Pfähle 2 (Versuche 2/1,2/2), 3 (Versuche 3/1,3/2,3/3) 5 (Versuch 5/1), 8 (Versuch 8/1), 9 (Versuch 9/1) und 10 (Versuch 10/1) behandelt, Versuchsdaten und Anlagen vgl. Tabellen.

Die Lastwechsel -Verschiebungsdiagramme der Versuche sind in Bild 5.14 zusammengefaßt, wobei die Hebungen der Versuche 9 und 10 mit gleichem Vorzeichen wie die Setzungen der Versuche 7 und 8 dargestellt sind.

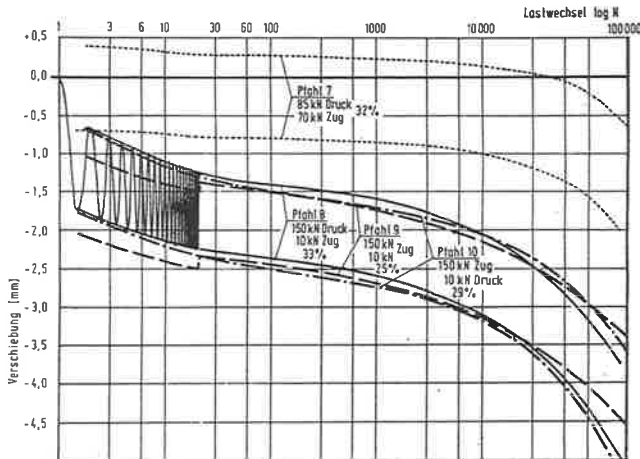


Bild 5.14 Lastwechsel-Verschiebungsdiagramme Versuche 7/1, 8/1, 9/1 und 10/1
Zusammenfassende Darstellung

5.6.4 Statischer Versuch nach zyklischer Beanspruchung

Der Pfahl 7 wurde nach der zyklischen Beanspruchung analog zur Vorgehensweise bei der statischen Belastung des Pfahles 6 nach einer Ruhepause von ca. 25 Stunden fünfmal in wechselnden Richtungen statisch beansprucht (Versuche 7/2 bis 7/6). Auf Anlage 5.10 wurde das Gesamt-Verschiebungs-Diagramm dargestellt. Mit einer erreichten Grenzlast in der Größenordnung wie Pfahl 4, Versuch 4/1 ($Q_{gz} = 245 \text{ kN}$) konnte hierbei eine Verschlechterung des Tragverhaltens nach der beschriebenen vorausgehenden zyklischen Beanspruchung nicht festgestellt werden.

5.6.5 Die Versuche der dritten Versuchsreihe

In der 3. Versuchsreihe wurden in der Zeit vom 12.12.1988 bis zum 01.08.1989 die Versuche der 2. Reihe fortgesetzt. Hierbei wurden zwei Pfähle, nachdem sie bereits zyklisch bis zu 200000 Lastwechseln vorbelastet waren, mit einer deutlich höheren Lastspanne und zwei Pfähle nach einer **Flutung** der Versuchsgrube mit Wasser mit derselben Lastspanne wie in der 2. Reihe geprüft. Pfahl 10 wurde nach dieser zweiten zyklischen Dauerbelastung noch einmal statisch auf Druck beansprucht und zeigte mit einer Bruchlast von 150 kN eine gravierend reduzierte Tragfähigkeit.

Die Versuchsdaten sind in Tabelle 5.5 zusammengestellt.

Pfahl- versuch	Versuchs- zeitraum	Ruhezeit [Tage]	Belastung		Last- spanne [kN]	LW für 10 mm Verschiebung (Versuchsende)	Unter- brechung bei L.W... für ..Std.	Anlage
			min [kN]	max [kN]				
9/2	12.12.1988 - 12.01.1989	324	+ 150 (Zug)	- 85 (Druck)	235	84 168	83760 16 Std.	5.11 Blatt 1,2,3
8/2	29.03.1989 - 23.05.1989	299	+ 85 (Zug)	- 150 (Druck)	235	148 281	148 120 10 Std.	5.12 Blatt 1,2,3
~ Flutung ~								
10/2	26.06.1989	256	+ 150 (Zug)	- 10 (Druck)	160	58		5.13 Blatt 1,2,3
10/3	28.06.1989	2	statischer Versuch			Bruchlast 150 kN		
7/7	01.08.1989	311	+ 70 (Zug)	- 85 (Druck)	155	1		5.14

Tab. 5.5 Zusammenstellung der Versuchsdaten

Die Ruhezeit bezieht sich jeweils auf das Ende des Versuches in der 2. Versuchsreihe.

Die Versuchsdurchführung erfolgte in der gleichen Weise, wie in Abschnitt 3.5.2 beschrieben.

Erläuterung am Beispiel von Versuch 9/2

Dieser Versuch wurde durchgeführt, nachdem der Schwellastversuch 9/1 mit einer Lastspanne von 140 kN (zwischen 150 und 10 kN Zug) nach 203 534 Lastwechseln und einer bleibenden Hebung von 3,32 mm abgebrochen worden war. Nach einer Ruhezeit von 324 Tagen wurde der

Versuch 9/2 am selben Pfahl mit einer Lastspanne von nunmehr 235 kN (zwischen 150 kN Zug und 85 kN Druck), d.h. mit einer Erhöhung um 95 kN nach der Druckseite fortgesetzt. Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem bei Lastwechsel 84 168 die als Versagenskriterium gewählte Hebung den Wert von 10 mm überschritten hatte. Auf Anlage 5.11, Blatt 1 wurde das Zeit-Verschiebungs-Diagramm für die ersten 20 langsamen Lastwechsel in linearem Maßstab und auf Anlage 5.11 Blatt 2 für den Gesamtversuch als Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm in halblogarithmischem Maßstab dargestellt. Auf Anlage 5.11, Blatt 3 sind die letzten 1000 Zyklen des Versuchsendes zur Verdeutlichung des zunehmenden Versagens linear dargestellt.

In ähnlicher Weise wurden die Versuche 8/2 und 10/2 durchgeführt, Versuch 7/7 konnte nicht mehr zyklisch belastet werden, sondern versagte nach 1 Lastwechsel sofort. Alle Versuchsdaten und Anlagen sind in Tabelle 5.5 zusammengestellt. Das Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm des Versuchs 10/2 nach Flutung der Versuchsgrube ist in Bild 5.15 dargestellt.

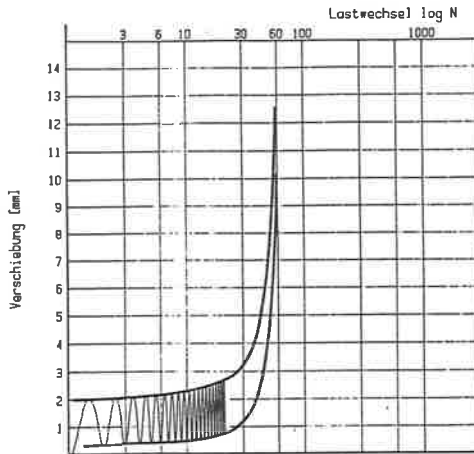


Bild 5.15 Lastwechsel-Verschiebungsdiagramm Versuch 10/2

5.6.6 Ausbau der Pfähle

Nach dem Abschluß der Versuche wurden die Pfähle freigelegt und aus der Grube herausgehoben. Nach der Reinigung wurden sie in jeweils 5 Querschnitten und bei Unregelmäßigkeiten zusätzlich vermessen. Bild 5.5 zeigt die ausgegrabenen Pfähle und Bild 5.16 einige Aufmaße. Die

gute Einheitlichkeit der Pfähle vor allem der 1. Versuchsreihe ist auf das aufwendige Herstellungsverfahren zurückzuführen.

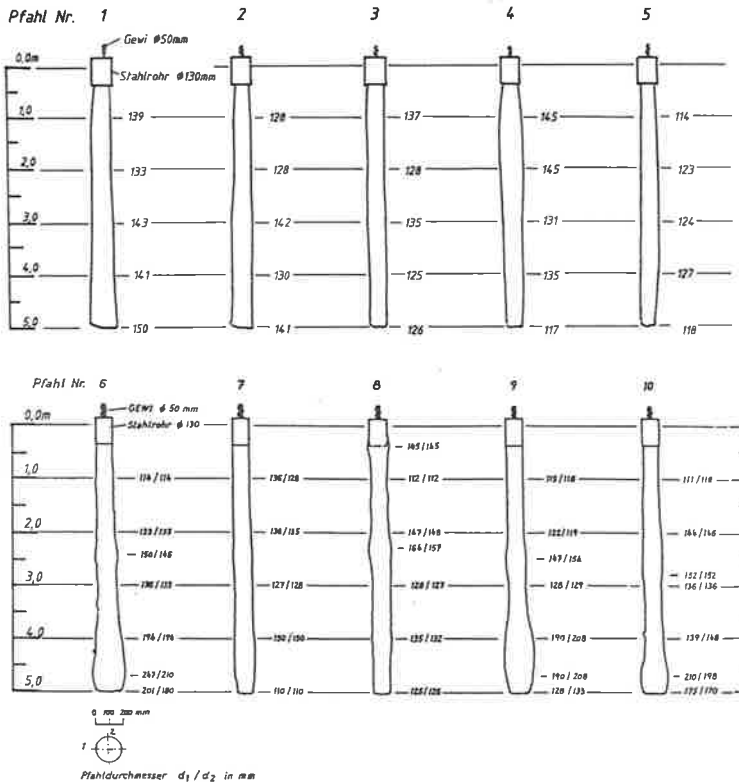


Bild 5.16 Aufmaße der Pfähle

Die Aufmaße der 1. und 2. Versuchsreihe sind in Bild 5.16 wiedergegeben. Hierbei zeigen sich deutlich die bei der 2. Versuchsreihe aufgetretenen Abweichungen von der Soll-Geometrie, vor allem in Form von Verdickungen im Fußbereich. Die Auswirkungen wurden, wie bereits erwähnt, beim statischen Versuch an Pfahl 6 festgestellt und in der weiteren Versuchsauswertung nach Ausgrabung der Pfähle bei allen Lastangaben zu Grenzlast, Bezugslast und Lastspanne, vgl. die Angaben im Überblick in Bild 5.6, berücksichtigt.

5.7 Erkenntnisse aus den statischen Versuchen mit wechselnder Lastrichtung

Die Ergebnisse der statischen Versuche zeigen zunächst, daß die Grenzlaster der Mantelreibung bei Druck- und Zugbeanspruchung bei gleicher Anzahl von Beanspruchungen etwa in der gleichen Größenordnung liegen, d.h. daß die Lastrichtung keinen entscheidenden Einfluß auf die Größe der Verschiebung sowie auf die Grenzlaster bzw. den Bruchwert der Mantelreibung hatte. Nach den Versuchsergebnissen liegt der Einfluß der Belastungsrichtung dieser schlanken und oft zu Recht auch als "Reibungspfähle" bezeichneten Pfähle trotz der vergleichsweise kurzen Abmessungen der Versuchspfähle in einer Größenordnung von nur 10 - 15% der Gesamtlast und wirkt sich nicht maßgeblich auf das Verhalten aus.

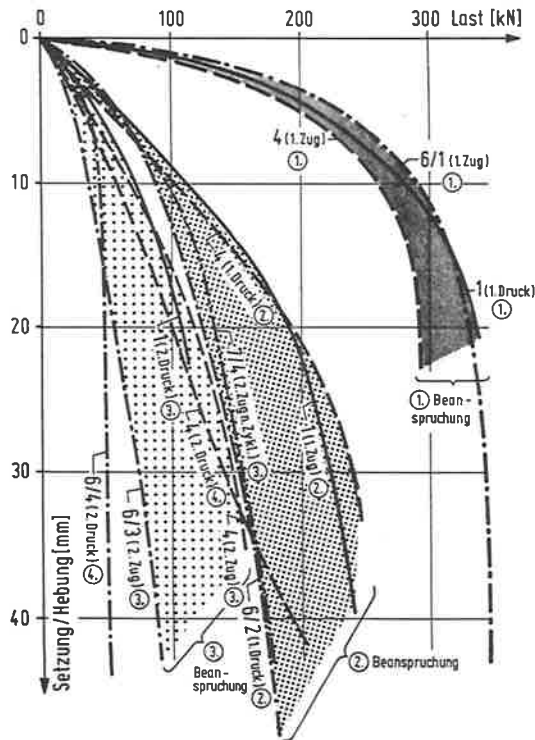


Bild 5.17 Überblick über alle statischen Versuche

Bei wiederholten Beanspruchungen bis zur Grenzlasterlast in wechselnden Richtungen nehmen die Verschiebungen bei gleicher Last jedoch stark zu, d.h. die Mantelreibungswerte und damit auch die Grenzlasterlasten nehmen mit der Anzahl aufeinanderfolgender Beanspruchungen stark ab (Bild 5.17). Die früher häufig praktizierte Vorgehensweise, an einem einzigen Probelastungspfehl durch einen Druckversuch mit anschließendem Zugversuch den Mantelreibungswert und den Sohlwiderstand zu ermitteln, führt also zu einer Unterbewertung des Mantelreibungsanteiles, da die Mantelreibung in diesem Fall nicht aus der ersten sondern aus der zweiten Beanspruchung abgeleitet wird. Diese Versuchsdurchführung kann daher auf Grund der Erkenntnisse aus den statischen Versuchen nicht mehr empfohlen werden. Reale Werte können nur durch Versuche an zwei getrennten Pfählen oder durch einen entsprechenden meßtechnischen Einsatz nach den Empfehlungen des AK 5 der DGG (jetzt DGGT) "Statische axiale Probelastungen von Pfählen" (1993) erhalten werden.

5.8 Erkenntnisse aus den zyklischen Versuchen

Bei den zyklischen Versuchen erfolgte die Lastaufbringung sinusförmig sowohl als Wechselbelastung (Druck/Zug-Belastung) als auch als Schwellbelastung (Zug oder Druck-Belastung). Die Lastwechselzeiten lagen zwischen 20 Minuten und minimal 30 Sekunden. Bei diesen Lastwechselzeiten handelt es sich um keine dynamische Beanspruchung, bei der Massenkkräfte erregt werden, sondern um eine quasistatische Beanspruchung. Das bedeutet also, Betrachtungsweisen, die der "Bodendynamik" zugeordnet sind, werden nicht untersucht.

Folgende grundlegende Beobachtungen wurden bereits kurz nach den Versuchen der 1. Versuchsreihe aus den Meßergebnissen abgeleitet und dem Deutschen Institut für Bautechnik mitgeteilt, z.T. auch veröffentlicht, z.B. in GRUBER, N.; KORECK, H.-W.; SCHWARZ, P. (1985) :

- Bei zyklisch beanspruchten Pfählen kann mit zunehmender Anzahl von Lastwechseln eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens gegenüber statischer Beanspruchung eintreten.
- Für das Versagen ist die Größe der Lastspanne und die Zahl der Lastwechsel maßgebend, d.h. je kleiner die Lastspanne, desto größer ist die Zahl der erreichbaren Lastwechsel bis zum Versagen. Dabei spielt die Lage der Lastspanne innerhalb der Grenzlasterbereiche von Druck und Zug offensichtlich keine entscheidende Rolle, soweit die bei den Versuchen eingehaltenen Belastungen von etwa 50% der Grenzlasterlasten nicht überschritten werden.

- ♦ Die Größe der Lastspanne bestimmt die Größe der zyklischen Verschiebung nahezu unabhängig von der Belastungsart (Schwell- oder Wechsellast). Aber die Lage der Lastspanne zur jeweiligen Grenzlaster bestimmt die absolute Größe der Verschiebung und damit die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion.
- ♦ In der Regel kann bei Wechsellast und bei abnehmender Verschiebungsrate weder aus den ersten 20 Lastwechseln noch aus einer wesentlich größeren Lastwechselzahl auf das endgültige Verhalten des Pfahles geschlossen werden. Auch nach einer großen Zahl von Lastwechseln kann eine Wiederzunahme der Verschiebungsrate und dann ein schnelles Versagen eintreten. Ein Verformungs/log Lastwechsel - Diagramm läßt insbesondere bei Wechselbelastung keine zuverlässige Extrapolation auf größere Lastwechselzahlen zu.
- ♦ Bei gefluteter Grube (Boden gesättigt und unter Auftrieb) trat gegenüber dem erdfeuchten Zustand (200 000 Lastwechsel ohne Versagen) bei Wechselbeanspruchung mit gleicher Lastspanne ein sehr schnelles Versagen innerhalb von 50 Lastwechseln ein.

Für die Praxis wurde vorgeschlagen, die zulässige Belastung bei zyklisch beanspruchten Reibungspfählen in mitteldicht gelagerten Sanden durch deutlich höhere Sicherheiten als in DIN 1054 (11/76) zu begrenzen. Als zulässige Belastungen wurden auf Grund der Bewertung der Versuche als Versager oder Nichtversager (vgl. Bild 5.6) sowohl für Schwell- als auch Wechselbelastung von Reibungspfählen Werte in Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl als Anhalt empfohlen:

Für Lastwechselzahlen > 10.000 sollte die Wechsellast nicht größer als 20 %, für Lastwechselzahlen < 10.000 nicht größer als 40% der statischen Grenzlaster sein. Für Druckschwelllasten mit sehr großer Lastwechselzahl (d.h. > 100.000) sollte die Schwelllast nicht größer als 50% der statischen Grenzlaster angenommen werden. Zusätzlich sollten noch die Sicherheiten für die Lastfälle nach DIN 1054 (11/76) berücksichtigt werden.

In Ergänzung dieser grundlegenden Beobachtungen und Vorschläge werden in der vorliegenden Arbeit weitere Auswertungen von Versuchsdaten, Laborversuchen, Modellversuchen und Literaturen durchgeführt und es wird auf Grundlage aller Erkenntnisse ein umfassender Vorschlag für zulässige Lastspannen gemacht.

5.9 Messungen mit Dehnungsmeßstreifen (DMS)

5.9.1 Meßwerte des Lastdurchgangs

In der weiteren Untersuchung der Versuchsergebnisse wurde in der vorliegenden Arbeit erstmals auch die Auswertung der am Bewehrungsstahl GEWI 50 mm im Abstand von 1,1 m applizierten Dehnungsmeßstreifen (DMS) unter statischer und zyklischer Belastung herangezogen. Hiermit sollte der Lastabtragungsverlauf im Pfahl durch Messung des "Lastdurchganges" in bestimmten Ebenen (d.h. den DMS-Meßebenen) erfaßt werden (Bild 5.18).

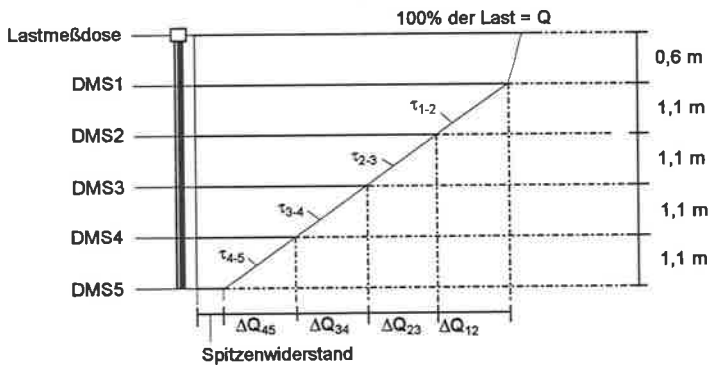


Bild 5.18 Schema zur Lastabtragung unter statischer Belastung

Die Differenz zweier untereinanderfolgender DMS-Meßwerte ist hierbei dem Lastbetrag ΔQ proportional, der durch die Mantelreibung in den umgebenden Boden zwischen zwei Meßebenen abgegeben wurde. Der mittlere Wert der Mantelreibung zwischen diesen zwei Meßebenen kann dann über die Pfahlgeometrie und den Lastbetrag ΔQ ermittelt werden.

Eine Auswertung der statischen Versuchsergebnisse ähnlich der obigen Schemadarstellung ist in den Beispielen in Anlage 5.15 Blatt 1 - 2 dargestellt. Es zeigte sich, daß die Auswertung der unmittelbar an der Bewehrung GEWI 50 applizierten und erst bei der Pfahlherstellung einzementierten DMS wegen der schwierigen Kalibrierung und unkalkulierbarer Störeinflüsse (z.B. Temperatur) insbesondere auf den obersten DMS1 nicht unproblematisch war. Die bei den zyklischen

Versuchen sehr aufwendige Auswertung der DMS - Meßwerte wird im folgenden Abschnitt genauer betrachtet. Aufgrund der 1982 eingesetzten Meßtechnik und Datenerfassung war die Auswertung der nur zum geringen Teil als Dateien gespeicherten Meßwerte, insbesondere jedoch als lange Papiermitschriebe vorhandenen Aufzeichnungen sehr zeitaufwendig, da sie erst von Hand ausgemessen und eingegeben werden mußten.

Beispielhaft herausgegriffen sei zunächst der Versuch 3/3, der nach 24 000 Zyklen zum Versagen führte. In Bild 5.19 sind jeweils die Maximalwerte der Lastmeßdose und der DMS in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl dargestellt. Wie man erkennen kann, ist der Meßwert der Lastmeßdose am Pfahlkopf konstant, eventuelle Tendenzen der DMS sind jedoch in dieser Darstellungsform kaum zu erkennen. Der Grund liegt darin, daß sich bei den sehr geringen Änderungen der DMS - Meßwerte nicht eindeutig feststellen läßt, ob sich der Betrag der Amplitude ändert, oder ob es sich lediglich um elektrotechnisch bedingte Drifteffekte handelt, was insbesondere bei baustellen-applizierten DMS vorkommen kann. Unter Drift soll hier die Verschiebung des Meßsignals (*offset*) und damit der gesamten Amplitude verstanden sein, wobei der Amplitudenbetrag dadurch nicht beeinflusst wird.

Um diesen häufig auftretenden, elektrotechnisch bedingten Effekt zu eliminieren, wurde dann die Veränderung des Amplitudenbetrags untersucht. Trotz einiger Schwankungen war zu erkennen, daß mit steigender Lastwechselzahl auch der Lastdurchgang ΔQ durch die DMS in den drei mittleren Meßebenen zunahm. Noch genauer wird diese Tendenz sichtbar, wenn man die Veränderung der Meßwerte der nachfolgenden Lastwechsel zu einem Basiswert, z.B. zu einem aus den ersten 20 Zyklen gemittelten Wert, darstellt. Um festzustellen, ob und wie deutlich sich eine Änderung der Lastabtragung aus den Meßaufzeichnungen der DMS herausfiltern läßt, ist auch diese Form der Auswertung vorgenommen und in Bild 5.20 dargestellt worden.

Die Aufzeichnung des DMS1 zeigen beim Lastwechsel 3360 eine Zunahme im Lastdurchgang, die sich aber nicht stetig fortsetzt. Der DMS2 registrierte bis auf ein Minimum beim Lastwechsel 390 eine gleichmäßige Zunahme des Lastdurchgangs.

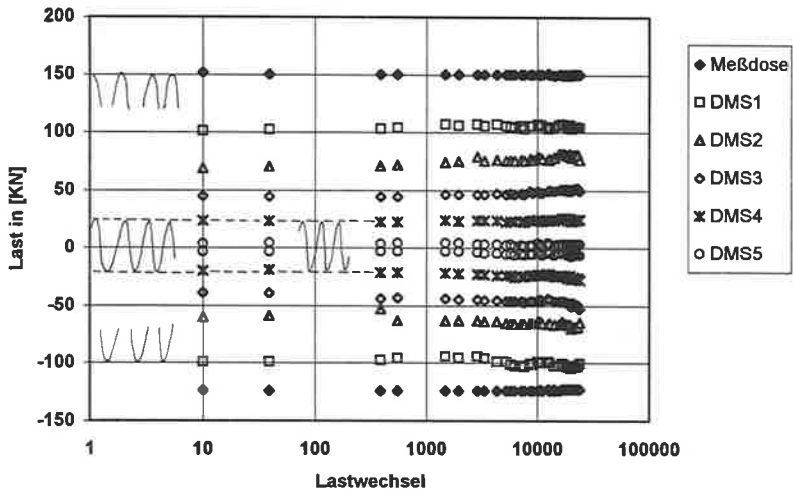


Bild 5.19 Maximalwerte der Lastmeßdose und der DMS in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl (Meßwerte in kN - Versuch 3/3)
Tendenzen der DMS kaum erkennbar

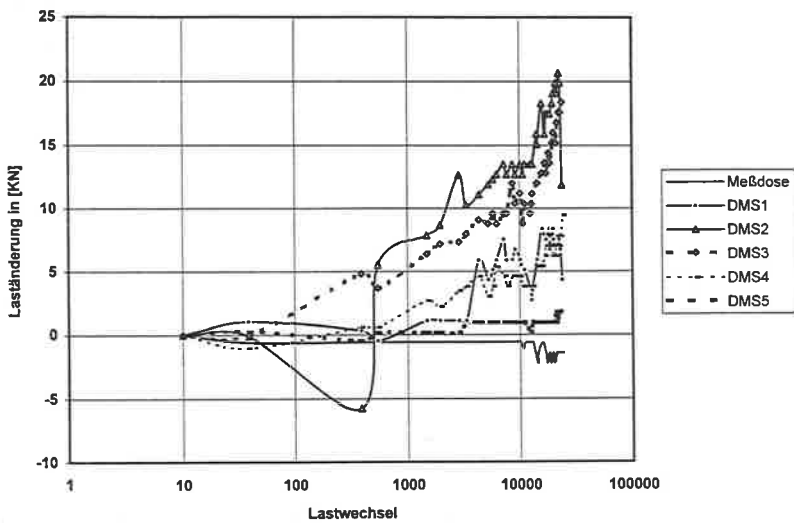


Bild 5.20 Änderung des Lastdurchgangs in kN im Vergleich zum mittleren Anfangswert
Zunahme der mittleren DMS-Ebenen erkennbar

Bei den Meßwerten von DMS2, DMS3 und DMS4, also den mittleren DMS-Ebenen kann eine relativ gleichmäßige Zunahme des Lastdurchganges festgestellt werden, die auch bereits frühzeitig zu erkennen ist. Der unterste DMS5 zeigt nur eine geringe Zunahme.

Diese Auswertung der Meßergebnisse liefert zunächst keine frühzeitigen Hinweise auf ein bevorstehendes Versagen des Pfahles. Lediglich die Abnahme der DMS-Amplituden im obersten Abschnitt von DMS1 bis DMS2 und die Zunahme der DMS-Amplituden im mittleren und unteren Pfahlabschnitt von DMS2 bis DMS5 sind eindeutig zu erkennen und können als erster Hinweis einer Umlagerung der Mantelreibung und somit als Anhalt für einen auf Dauer nicht stabilen Zustand interpretiert werden.

Aufgrund der Sorgfalt bei der Durchführung der Versuche kann davon ausgegangen werden, daß die registrierten Unregelmäßigkeiten und Ausfälle bei allen DMS-Aufzeichnungen vor allem auf elektrotechnische Probleme oder auch auf das Auftreten von Rissen im Zementstein zurückzuführen sind. Sie stehen offensichtlich nicht in einem direkten Zusammenhang mit dem letztlichen Versagen des Pfahles.

Aus versuchstechnischer Sicht ist hierzu anzumerken, daß für eine genauere Untersuchung solcher Vorgänge bei künftigen Versuchen besser Meßsysteme verwendet werden sollten, die den gesamten Lastdurchgang durch den Pfahlquerschnitt als Schnittkraft erfassen und auch weniger stör anfällig als direkt vor Ort applizierte DMS sind. Auffällig in diesem Zusammenhang waren die häufigen Störungen bzw. Ausfälle insbesondere bei den oberen DMS1 und DMS2. Zu der vorgenommenen Kalibrierung der DMS-Meßwerte kann aufgrund des Vergleichs der Gesamtsumme der Kräfte und des Vergleichs oberster DMS1 mit Lastmeßdose festgestellt werden, daß sie offensichtlich Abweichungen vom wahren Wert der Schnittkräfte in der Größenordnung zwischen 0 bis 20 % lieferte. Dies war nicht bei allen Pfählen gleichermaßen der Fall. Im Zugbereich wurden eher zutreffende Ergebnisse geliefert, hier lagen die Meßwerte etwa zwischen 0 % und 10 % zu niedrig. Im Druckbereich wurde der Lastdurchgang mit 10% bis 20% ganz offensichtlich um einen weiteren, festen Anteil zu gering bestimmt - hierbei könnte es sich um einen im Zementstein übertragenen Lastanteil handeln, der lediglich rechnerisch erfassbar gewesen wäre. Dies wurde im nachhinein nicht mehr versucht, vielmehr wurde die Auswertung mehr auf Zugversuche bzw. grundsätzliche Interpretationen und Aussagen konzentriert.

5.9.2 Die aus den DMS-Meßwerten ermittelte Mantelreibungsverteilung

Statische Versuche

Zunächst wurde die Verteilung und Entwicklung der Mantelreibung bei den statischen Zugversuchen auf der Grundlage der DMS-Meßwerte genauer untersucht. Hierzu wurden die Mantelreibungen über die Lastdurchgangsdifferenz ΔQ , dividiert durch die zugehörige Mantelfläche, errechnet und in Abhängigkeit von der Last und auch von der Verschiebung dargestellt.

Die Mantelreibung im obersten Pfahlabschnitt ($\tau_{1,2}$) zeigte bei den Zugpfählen 4 und 6 übereinstimmend einen Maximalwert von 122 bzw. 125 kN/m² im Bruchzustand bei großen Verschiebungen. Die Mantelreibungen in den anderen, tiefer liegenden Pfahlabschnitten $\tau_{2,3}$, $\tau_{3,4}$ und $\tau_{4,5}$ zeigten bei den Zugpfählen 4 und 6 jeweils deutlich höhere Maximalwerte im Bruchzustand, wobei nicht alle Pfahlabschnitte gleiche Werte erreichten. Absolut wurde ein Maximalwert von 181 und 179 kN/m² bei den Zugpfählen 4 bzw. 6 in den Pfahlabschnitten $\tau_{4,5}$ bzw. $\tau_{2,3}$ bestimmt. Der Mittelwert der Mantelreibungen bei Bruchlast (Erstbeanspruchung) entspricht mit 155 kN/m² fast exakt dem aus der gemessenen Gesamtlast (Wert der Kraftmessdose) über die Gesamtmantelfläche errechenbaren Wert von 154 kN/m². Bei den weiteren durchgeführten statischen Beanspruchungen (Zweitbeanspruchungen) der Pfähle gehen die maximal auftretenden Werte der Mantelreibung drastisch zurück und liegen nur noch bei ca. 80 kN/m².

In Bild 5.21 sind alle über die jeweiligen Pfahlabschnitte von Pfahl 6 ermittelten Mantelreibungswerte für alle Laststufen des statischen Zugversuchs (Erstbeanspruchung) graphisch dargestellt. Die dargestellte Verteilung der Mantelreibung entspricht auch der aus zahlreichen Literaturen, vgl. z.B. FRANKE, E. (1992), bekannten Verteilung. Insbesondere wird die von WERNICK, E. (1978) gefundene und mit dem Ausdruck "maßgebliche Einbindetiefe" bezeichnete Tatsache, daß die maximale Mantelreibung erst ab einer bestimmten Einbindetiefe auftritt, bestätigt. Darstellungen der Mantelreibung in Abhängigkeit von der Verschiebung und der Last sind in der Anlage 5.16, Blatt 1 - 2 enthalten.

Der verbleibende meßbare Spitzenwiderstand war auch bei Druckversuchen (Versuch 1/1) mit 4% bis 7,5% der Gesamtlast nur gering und lag damit noch etwas unter dem aus dem Vergleich der Gesamtgrenzlasten ermittelten Einfluß der Belastungsrichtung.

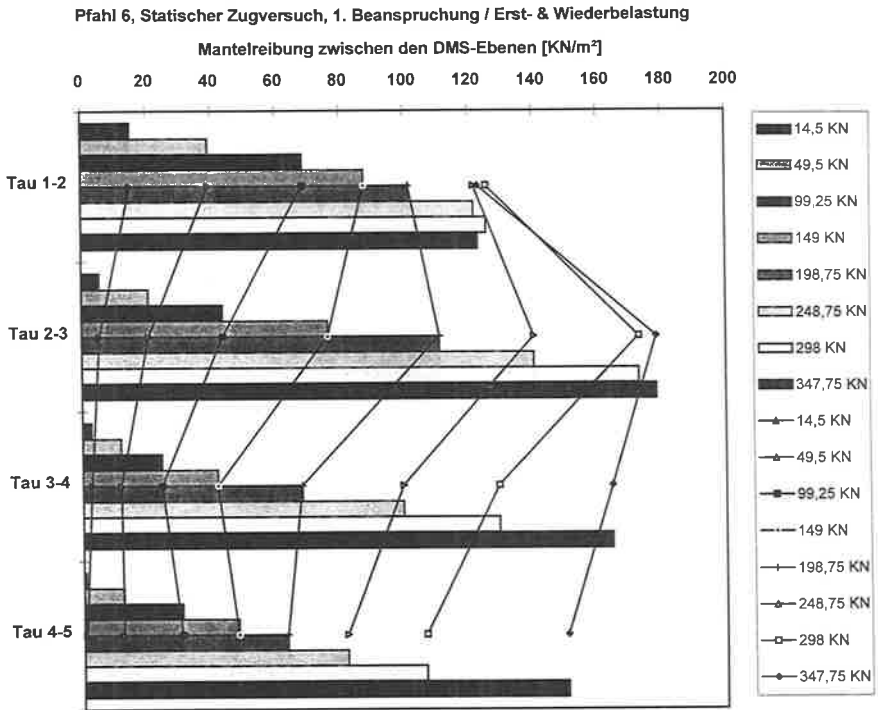


Bild 5.21 Mantelreibungswerte für alle Laststufen des statischen Zugversuchs an Pfahl 6 (Erstbeanspruchung)

Zyklische Versuche

Für den Pfahl 3/3 zeigt Bild 5.22 graphisch und in höhenrichtiger Zuordnung zu den DMS- Ebenen die für diesen Pfahlabschnitt aus den DMS-Werten errechneten Mantelreibungen bei bestimmten Lastwechselzahlen. Die zunächst geweckte hohe Mantelreibung oben ($\tau_{1,2}$) wird im Versuchsverlauf abgebaut. Dadurch steigen die Mantelreibungen im unteren Bereich ($\tau_{3,4}$, $\tau_{2,3}$, $\tau_{4,5}$) an, bis auf die gesamte Pfahllänge eine Restfestigkeit erreicht ist. Erst dann kommt es zum Versagen, wobei dieser Vorgang sich gegen Versuchsende progressiv beschleunigen kann. Eine

Auswertung in der Form von Bild 5.22 konnte aufgrund der hohen Ausfallquote der DMS nur für einige Pfähle und hierbei jeweils mehrere Einzelzyklen vorgenommen werden.

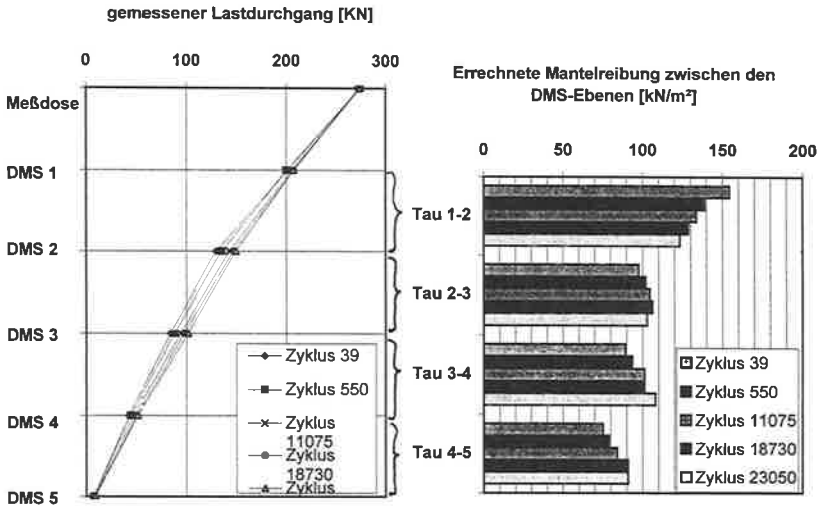


Bild 5.22 Gemessener Lastdurchgang und daraus ermittelte Mantelreibung in vier Pfahlabschnitten bei 5 verschiedenen Lastwechseln

Eine noch klarere Darstellung der Änderung der Mantelreibung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel vermittelt das Bild 5.23. Hier ist sehr deutlich die Tendenz eines Zusammenstrebens der verschiedenen Mantelreibungen auf einen Wert, d.h. die Vereinheitlichung der Mantelreibung auf einen bestimmten Restwert zu erkennen. Er kann nach Bild 5.23 etwa zu 110 kN/m^2 abgeschätzt werden. Dieser Wert liegt, sofern er um die genannten Kalibrierfehler (ca. 10% Zugseite und 15% Druckseite) korrigiert wird, nahe an dem zu erwartenden Restwert aus Lastspanne geteilt durch Gesamtmantelfläche: $270 \text{ kN} / 1,91 \text{ m}^2 = 141 \text{ kN/m}^2$.

Pfahl 3/3

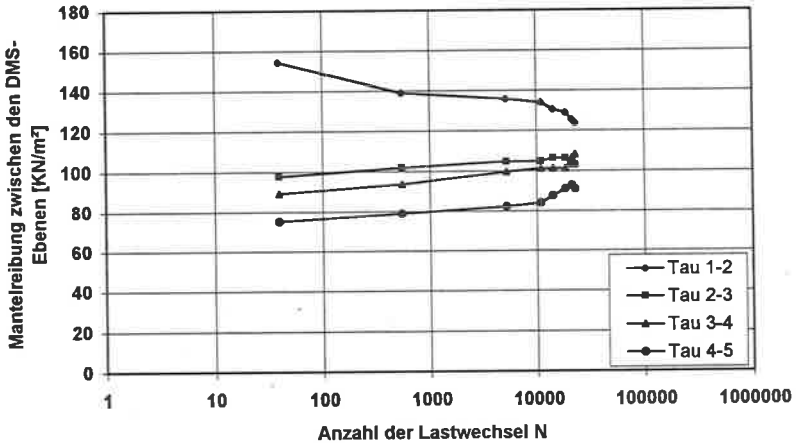


Bild 5.23 Änderungen der Mantelreibungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel am Beispiel des Pfahlversuchs 3/3

5.9.3 Schlußfolgerungen aus der Messung des Lastdurchgangs und der Mantelreibungsverteilung

Bei den Versuchen ergaben sich aus der Messung der DMS folgende Erkenntnisse:

Die Lasteintragung erfolgte ohne messbare Verzögerung über die gesamte Pfahllänge. Die Betrachtung des Pfahles als monolithischer Körper im Verhältnis zum umgebenden Boden ist gerechtfertigt. Der verbleibende meßbare Spitzenwiderstand (beim Druckversuch 1/1) war mit 4 bis 7,5% der Gesamtlast nur gering und lag damit noch etwas unter dem aus dem Vergleich der Gesamtgrenzlasten ermittelten Einfluß der Belastungsrichtung. Die ausschließliche Betrachtung als "Reibungspfahl" und die Vernachlässigung des Spitzendrucks ist somit vertretbar.

Die Lastabtragung erfolgte zwar dem ersten Anschein und dem Lastdurchgang nach etwa linear über die Pfahllänge, jedoch ermöglichten genauere Auswertungen zur Mantelreibungsverteilung sowohl bei den statischen, vor allem aber bei den zyklischen Versuchen durchaus Differenzierung.

gen. Soweit hier brauchbare DMS-Meßwerte vorhanden waren, ließen sich die errechneten Mantelreibungen und ihre Veränderungen im zyklischen Versuchsverlauf mit ähnlichen Ergebnissen wie für Pfahl 3/3 auch für die anderen Versuche durchführen. Die Tendenz war insbesondere bei den bis zum Versagen gefahrenen Versuchen ähnlich gut erkennbar und läßt folgende Schlußfolgerungen zu:

Durch die zyklische Belastung bzw. Verschiebung des Pfahls tendieren die Mantelreibungen dazu, sich über die gesamte Pfahllänge anzugleichen. Höhere Mantelreibungen (im oberen Pfahlbereich) können nicht aufrechterhalten werden und werden abgebaut und niedrigere (im unteren Pfahlbereich) stiegen dafür an, bis ein nahezu einheitlicher Restwert erreicht wird. Dieser Restwert ist durch den Quotienten aus Lastspanne/Mantelfläche gegeben. Bei nur minimaler Unterschreitung des Restwertes tritt das Versagen ein.

Die sich an diese Feststellungen unmittelbar anschließenden Fragen lauten:

- ♦ Was sind die Gründe für den zyklischen Abbau einer Mantelreibung, deren absolute Höhe/Größe bei weitem noch unter der statischen Bruchgrenze liegt?
- ♦ Bei welcher Größe der zyklischen Mantelreibung beginnt der Vorgang des Abbaus, bzw. gibt es eine, für ingenieurmäßige Erfordernisse festlegbare Grenze nach unten ?

Zur Untersuchung dieser Fragestellungen kommen neben großmaßstäblichen Pfahlprobebelastungen und Literaturrecherchen auch statische und natürlich vor allem zyklische Laborversuche in Frage.

Hierzu wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit neben der weiteren Auswertung der in der Versuchsgrube des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München durchgeführten Versuchsserien an großmaßstäblichen Verpreßpfählen auch Laborversuche ausgeführt, bei denen der Versuchsboden in zwei verschiedenen Arten von Scherversuchen untersucht wurde. Darüberhinaus wurden mehrere Versuchsserien von Sonderversuchen mit Modellcharakter durchgeführt.

6 Laboruntersuchungen durch Scherversuche und Sonderversuche mit Modellcharakter

6.1 Ziel der Scherversuche im Labor

Es wird die Kraftübertragung zwischen langen und im Verhältnis hierzu dünnen Verpreßkörpern, wie Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 und dem umgebenden Boden betrachtet. Wie die Großversuche gezeigt haben, werden die Lasten auch bei Druckbelastung weitestgehend über Mantelreibung in den Boden übertragen. Die Untersuchung des Einflusses des Spitzenwiderstands wird aufgrund der Ergebnisse der statischen Probelastungen und vor allem der DMS-Messungen nicht verfolgt.

Die Mantelreibung im Grenzzustand wird vereinfachend, jedoch in Übereinstimmung mit Meßergebnissen aus der Literatur (z.B. WERNICK, E. (1972), LEHANE, B.M. u.a.(1993)) mit einem einfachen Coulomb'schen Bruchkriterium beschrieben, so daß zunächst eine Untersuchung der Scherparameter naheliegt. Hierzu wurden Scherversuche im Labor durchgeführt.

Ziel war es zunächst nicht, durch eine weitere aufwendige zyklische Untersuchung in einem der hierfür geeigneten Laborgeräte, z.B. dem zyklischen Triaxialgerät, die in den großmaßstäblichen Pfahlversuchen gefundenen Ergebnisse zu bestätigen. Vielmehr wurde in einem ersten Schritt untersucht, ob - ähnlich wie bei den Pfahlversuchen - aufgrund eines möglichst einfachen Vergleichs aus genormten Laborversuchen (d.h. statischen Direkten Scherversuchen und Triaxialversuchen) eine Eingrenzung von Sicherheiten für die Beurteilung der Dauertragfähigkeit axial zyklisch belasteter Pfähle möglich ist.

Erst in einem zweiten Schritt sollte untersucht werden, ob aufgrund aufwendiger Sonderlaborversuche (zyklische Dauerversuche mit Modellcharakter) eine zutreffende Vorhersage möglich ist. Für diesen Fall sollte nach Möglichkeit auch gegenüber der bisherigen, auf eine Bodenart, Lagerungsdichte und Wassergehalt begrenzten Aussagekraft der Großversuche eine größere nutzbare Parameterbreite abgedeckt werden.

Im Rahmen des vorgesehenen Laborversuchsprogramms wurden mit dem auch in der Versuchsrube eingebauten Sand zunächst bodenmechanische Grundsatzuntersuchungen (Klassifikationsversuche) und anschließend statische Scherversuche zur Ermittlung insbesondere der

Zusammenhänge von Scherfestigkeit, Dichte und Wassergehalt durchgeführt. Hierfür wurden Direkte Scherversuche, zyklische "Wiener Routine Scherversuche" und Triaxialversuche mit je ca. 3 verschiedenen Lagerungsdichten und 3 Wassergehalten vorgesehen:

- ♦ 9 Direkte Scherversuche
- ♦ 9 Triaxialversuche ($\varnothing 100$ mm) als Elementversuche mit ausgeschalteter Endflächenreibung und Messung der Volumenänderung
- ♦ 9 zyklische Scherversuche (in Anlehnung an den "Wiener Routine Scherversuch")

Im Anschluß erfolgten vergleichend:

- ♦ 9 zyklische Dauerversuche (Sonderversuche mit Modellcharakter) bis zu 50.000 Lastwechsel in einem hierfür besonders umgebauten zyklischen Dauerprüfstand

6.2 Klassifikationsversuche

Kornverteilung

Bei dem Versuchsboden "Grubensand" handelte es sich um den bereits seinerzeit für die Großversuche verwendeten tertiären Boden, der im Sinne der DIN 4022 als schwach schluffiger, schwach kiesiger Fein- bis Mittelsand angesprochen wurde. Er wurde insofern aufbereitet, als die Kornfraktion größer 2 mm für ca. 200 kg Versuchsmaterial abgesiebt und das gesamte Material nochmals homogenisiert wurde. Drei hieran ermittelte Kornverteilungskurven zeigten nahezu identische Verläufe (Anlage 6.1).

Proctorversuche / Dichten

Am Versuchsboden "Grubensand" wurden zur Feststellung der erreichbaren Dichte zwei Proctorversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind graphisch in Anlage 6.2 sowie in Bild 6.1 dargestellt und in der folgenden Tabelle 6.1 zusammengefaßt:

Proctorversuch	1	2
$\rho_{\text{pr}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1,818	1,818
$w_{\text{pr}} \text{ (%)}$	13,54	13,05

Tabelle 6.1 Ergebnisse der Proctorversuche

Die Korndichte wurde mit dem Kapillarpyknometer nach DIN 18124 mit $\rho_s = 2,755 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ ermittelt. Die lockerste bzw. dichteste Lagerung nach DIN 18123 ergab nach mehrmaliger Versuchsdurchführung mittlere Werte von $\rho_d \text{ min} = 1,207 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ und $\rho_d \text{ max} = 1,652 \text{ (g/cm}^3\text{)}$.

6.3 Scherversuche

6.3.1 Direkte (Rahmen-) Scherversuche

Von diesen standardmäßigen Direkten (Rahmen-) Scherversuchen sind insgesamt 11 Versuche bei Normalspannungsstufen von 50, 100, 150 und 200 kN/m² und den in der Tabelle 6.2 zusammengestellten Einbauparametern durchgeführt worden. Die hierfür verwendeten Geräte entsprachen den gemäß Entwurf 1997-10 der DIN 18137-3 zulässigen parallelgeführten Scherkästen mit nur einem translatorisch bewegbaren Rahmen. Ein vollständiges Beispiel eines Versuchsergebnisses ist in Anlage 6.3, Blatt 1 - 4 dargestellt.

Diese gewählten Versuchspunkte bzw. Parameterkombinationen der Direkten (Rahmen-) Scherversuche werden im Trockendichte / Wassergehaltsdiagramm (Bild 6.1) im Vergleich zur Proctorkurve nochmals graphisch veranschaulicht.

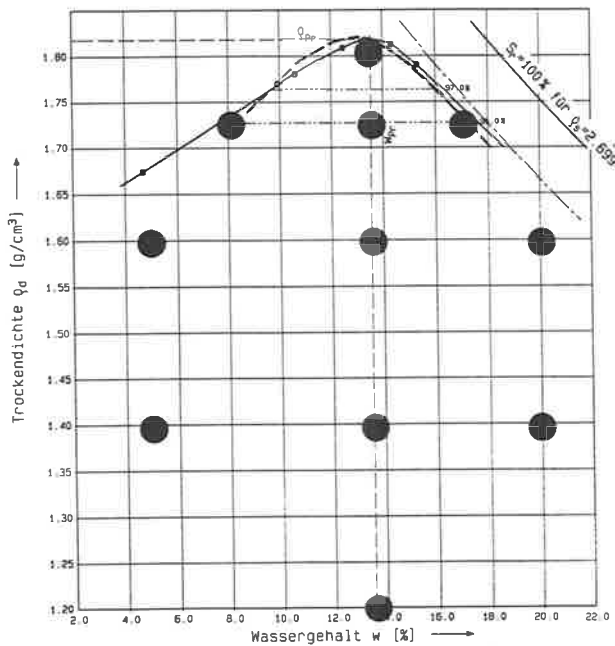


Bild 6.1 Direkte (Rahmen-) Scherversuche Darstellung der Versuchspunkte (Parameterkombinationen) im Trockendichte - Wassergehaltsdiagramm

Versuch	DSR 10	DSR 1	DSR 2	DSR 3	DSR 4	DSR 5	DSR 6	DSR 7	DSR 8	DSR 9	DSR 11
ρ_d (t/m ³)	1,20	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72	1,81
w (%)	13	5	13	20	5	13	20	8	13	17,5	13
ϕ' (°) bei 2mm Verschiebung	18,9	22	21,5	21,8	37,6	39,2	32,9	43,2	47,7	42,2	51,7
ϕ' (°) peak	24,5	25,3	25,6	24,5	37,9	40,9	39,0	47,7	47,7	45,8	51,7
ϕ' (°) rest	23,9	23,6	24,6	22,5	35,4	35,4	31,3	45,3	45,3	42,5	44,7

Tabelle 6.2 Durchgeführte Direkte (Rahmen-) Scherversuche
Parameterkombinationen und ermittelte Reibungswinkel

Für die Ermittlung eines Reibungswinkels ϕ' wurden die Schergeraden bei drei Verschiebungszuständen verwendet:

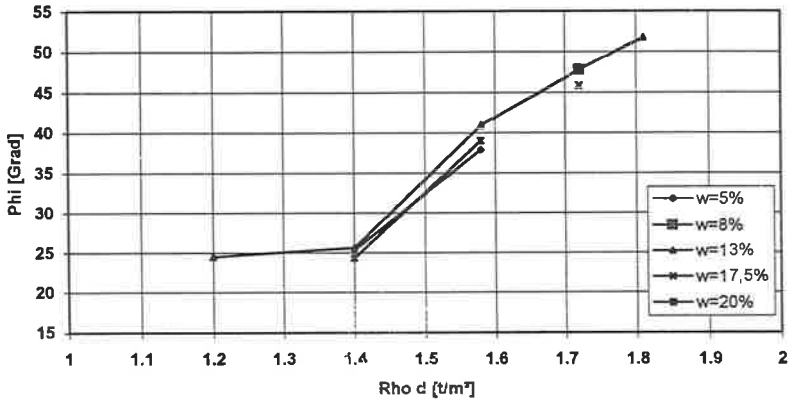
- bei allen Versuchen gleichermaßen bei 2 mm Verschiebung
- beim Höchstwert (*peak*) im Verschiebungsbereich zwischen ca. 2 mm und 8 mm und
- bei einem Restwert (Restscherfestigkeit) bei ca. 8 mm - 14 mm Verschiebung

In Bild 6.2 sind die ermittelten Reibungswinkel bei *peak*- und Restscherfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte graphisch zusammengefaßt. In der Auswertung bei 2 mm Verschiebung und beim Höchstwert (*peak*) fallen zunächst die ab einer Dichte von $\rho_d = 1,4$ (g/cm³) stark zunehmenden und auf über 45°, z.T. über 50° anwachsenden Werte für die Reibungswinkel bei den höheren Dichten auf. Die Größenordnung dieser *peak*-Werte ist ungewöhnlich hoch.

Jedoch zeigen auch die Reibungswinkel bei der Restscherfestigkeit dieselbe, mit der Dichte zunehmende Tendenz.

Aufgrund allgemeiner bodenmechanischer Überlegungen zur Unabhängigkeit der kritischen Porozahl von der Einbaudichte und auch des Vergleichs zu Literaturergebnissen, z.B. WERNICK, E. (1978) und LEHANE, B.M. u.a.(1993) ist jedoch eine Zunahme des Winkels der Restscherfestigkeit in dieser Form nicht als richtig zu erwarten, sondern es wird eher ein etwa konstant bleibender niedriger Wert in einer Größenordnung von etwa 30° bis 35° als richtig vermutet.

Scherfestigkeit bei Höchstwert (Peak)



Restscherfestigkeit

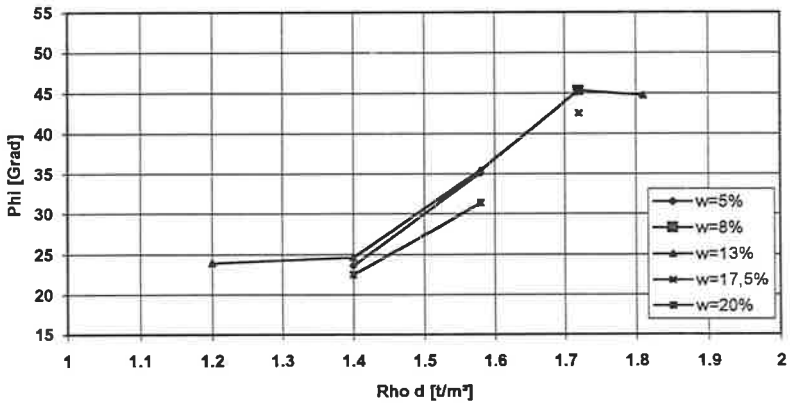


Bild.6.2

Die bei den Direkten (Rahmen-) Scherversuchen ermittelten Reibungswinkel bei *peak*- und Restscherfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte

Ursache für diese Versuchsergebnisse könnte ein grundsätzlicher Nachteil des verwendeten Versuchsgerätes sein. Da sich der obere Rahmen bei dilatantem Probenverhalten nicht "mit"-heben kann, kommt es zu einer Abtragung von Kräften über Reibung in den inneren Vertikalfächen des oberen Rahmens, so daß anstelle der dilatanzbedingten Vertikalbewegung der oberen Probenhälfte eine vertikale "Verspreizung" der Probe im oberen Rahmen mit der Folge einer daraus resultierenden höheren Reibung in der Scherfuge eintritt. Erfahrungen dieser Art sind mittlerweile auch im Normenausschuß (NABau-Arbeitsausschuß 05.03.00 "Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte") gesammelt worden, so daß der im Entwurf der DIN 18137-3 (Ausgabe 10-1997) beschriebene und in der vorliegenden Untersuchung verwendete parallelgeführte Rahmenscherkasten voraussichtlich modifiziert, d.h. mit einer Möglichkeit zur Hebung des oberen Rahmens versehen werden muß (vgl. Entwurf DIN 18137-3 Ausgabe 11-2000 mit modifizierter Konstruktion).

Die ermittelten Restreibungswinkel sind somit vermutlich gerätebedingt zu hoch.

Außerdem wird deutlich, daß der Wassergehalt nur einen vergleichsweise geringen Einfluß auf den Reibungswinkel hat.

Aus dem Vergleich von gemessener Volumensänderung und Entwicklung der Scherfestigkeit bei zunehmender Verschiebung des Rahmens wird das kontraktante und/oder dilatante Verhalten der Proben deutlich (Bsp. Anlage 6.3, Blatt 2). Auch dieses Verhalten würde von der oben dargestellten Versuchsgeräteproblematik beeinflusst werden. Dilatantes Verhalten wurde erst relativ spät bei Einbaudichten von $\rho_d > 1,58 \text{ t/m}^3$ gemessen.

6.3.2 Die Wiener Routine - Scherversuche

Es wurden 10 Scherversuche im Rahmenschergerät nach dem Verfahren des sog. Wiener Routine - Scherversuchs durchgeführt. Ein Beispiel für die Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anlage 6.4, Blatt 1 - 4 enthalten. Nach der Konsolidation (σ_c') wird hierbei zunächst ein erster Schervorgang volumenkonstant (d.h. mit veränderlicher Normalspannung σ_1) bis 10 mm Verschiebung gefahren, wodurch die Scherfestigkeit τ_f erhalten wird, die dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit ϕ_s zugeordnet ist (vgl. auch Bsp. in DIN 18137-3, Bild 19).

In der folgenden Tabelle 6.3 sind die Einbauparameter Wassergehalt und Trockendichte, die Anfangsnormalspannungen σ'_c , die Werte der maximal erreichten Scherfestigkeit τ_f und σ_{if} sowie die daraus abgeleiteten Reibungswinkel ϕ'_s zusammengestellt:

Vers.Nr.	SUWR 11	SUWR 12	SUWR 13	SUWR 03	SUWR 04	SUWR 05	SUWR 06	SUWR 07	SUWR 08	SUWR 09
w (%)	5,0	9,1	13,5	5,0	9,1	20,2	13,6	7,7	17,8	13,5
ρ_d (t/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72
σ'_c (kN/m ²)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
τ_f (kN/m ²)	56	52	84	108	220	265	300	125	235	265
σ_{if} (kN/m ²)	52,5	40	75	104,8	198	237	252	139,2	252	281,4
ϕ'_s (°)	46,8	52,4	48,2	45,9	48,0	48,2	50,0	41,9	43,0	46,8

Tabelle 6.3 Durchgeführte Wiener Routine - Scherversuche

Im Anschluß an diesen ersten Schervorgang werden gemäß dem Wiener Routine - Scherversuch durch mehrfache Umkehr der Scherrichtung zyklische Versuche mit mindestens 20 Zyklen zur Ermittlung der Restscherfestigkeit τ_R durchgeführt und hierbei wurden folgende Werte ermittelt (Tabelle 6.4):

Vers.Nr.	SUWR 11	SUWR 12	SUWR 13	SUWR 03	SUWR 04	SUWR 05	SUWR 06	SUWR 07	SUWR 08	SUWR 09
τ_R (kN/m ²)	56	52	90	108	195	225	250	118	200	230

Tabelle 6.4 Ermittelte Restscherfestigkeiten bei den Wiener Routine - Scherversuchen

Auch bei diesen Versuchen ist wieder die generelle Beobachtung zu machen, daß die Restscherfestigkeiten in nicht sehr hohem Maß gegenüber den *peak*-Werten abnahmen. Neben den oben erläuterten Unsicherheiten der verwendeten parallelgeführten Rahmenschergeräte kommt hier

noch die Möglichkeit dazu, daß bei dem mit großen Wegen von ± 5 mm verbundenen "Hobeln" des Wiener Routine - Scherversuchs auch Sandkörner in den Spalt zwischen den Rahmen geraten und den Meßwert der Scherkraft verfälschen. Auch bei diesen Versuchen ist davon auszugehen, daß die beobachtete Zunahme des Winkels der Restscherfestigkeit gerätebedingt ist. In Bild 6.3 sind die *peak*- und Restscherfestigkeiten der Wiener Routine- Scherversuche dargestellt.

Wiener Routine

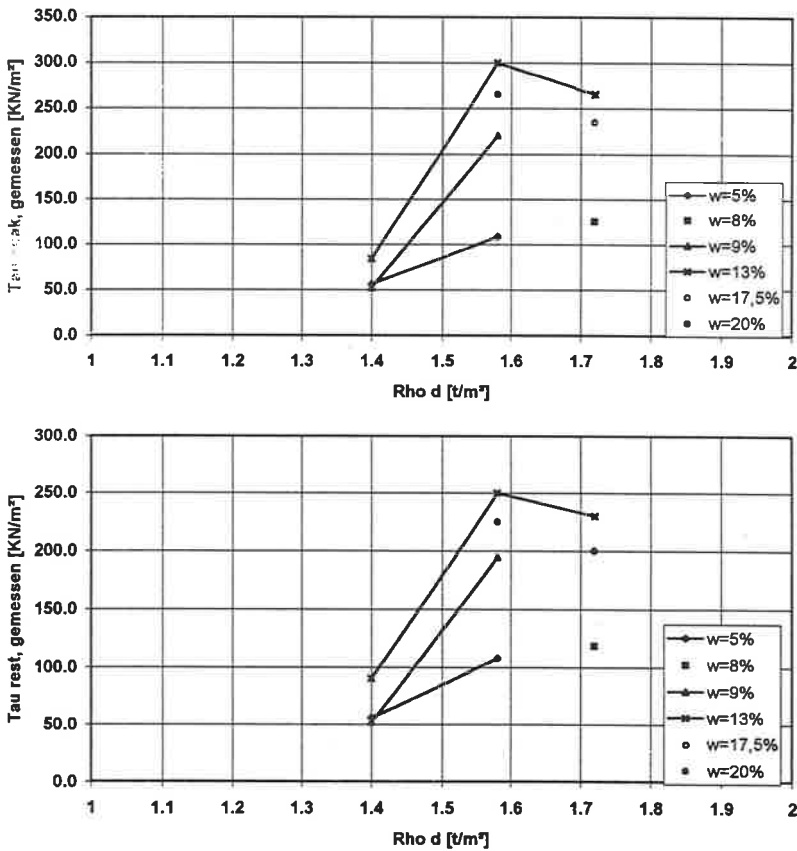


Bild 6.3 *peak*- und Restscherfestigkeiten der Wiener Routine- Scherversuche

6.3.3 Triaxialversuche

Es wurden 9 Triaxialversuche am Versuchsboden Sand als dränierte D-Versuche und als Mehrstufenversuche an Proben mit ausgeschalteter Endflächenreibung bei Normalspannungsstufen von 50, 100, 150 und 200 kN/m² durchgeführt.

Die Einbauparameter der Versuche am Sand wurden ähnlich wie bei den Direkten (Rahmen-) Scherversuchen gewählt, wie sie in Bild 6.1 im Trockendichte/Wassergehalts - Diagramm graphisch veranschaulicht sind.

In der folgenden Tabelle 6.5 sind die Einbauparameter und die Werte der bei Normalspannungsstufen von 50, 75, 100 und 150 kN/m² nach DIN 18137-2 ermittelten Scherparameter ϕ' und c' zusammengestellt:

Vers.Nr.	TRD 7	TRD 8	TRD 9	TRD 1	TRD 2	TRD 3	TRD 4	TRD 5	TRD 6
w (%)	5,5	13,5	20	5,2	13,5	19,8	7,8	13,6	16,8
ρ_d (t/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72
ϕ' (°)	33,7	33,3	33,9	33,60	33,60	34,10	35,20	35,60	36,10
c' (kN/m ²)	0	0	0	1,3	7,5	8,8	40,8	29,4	23,8

Tabelle 6.5 Einbauparameter und die ermittelten Scherparameter der Triaxialversuche

Ein Beispiel für die Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anlage 6.5, Blatt 1 - 4 enthalten. Eine zusammenfassende graphische Darstellung der ermittelten Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Dichte ist in Bild 6.4 enthalten.

Aus den durchgeführten Versuchen ist ersichtlich, daß bei den Triaxialversuchen der Reibungswinkel mit zunehmender Dichte nur geringfügig ansteigt und ein kaum vorhandener Einfluß des Wassergehalts vorliegt.

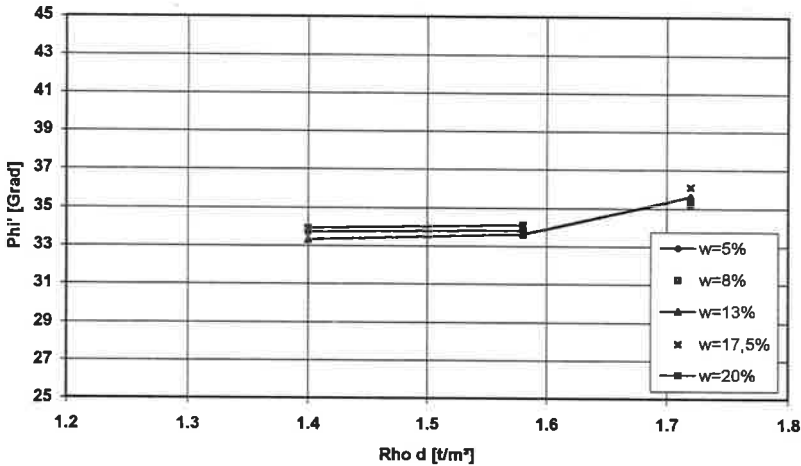


Bild 6.4 Bei den Triaxialversuchen ermittelte Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Dichte

Allerdings sind die hohen scheinbaren Kohäsionen der Versuchsreihe mit der hohen Dichte von $\rho_d = 1,72 \text{ (t/m}^3\text{)}$ möglicherweise auf die Schwierigkeit des Mehrstufenversuchs, die *peak*-Werte rechtzeitig zu erkennen und die Belastungsstufe abubrechen, zurückzuführen. Bei Überfahren des *peaks* werden die Spannungsspuren der nächsten Stufen in der Weise beeinflusst, daß höhere Kohäsionen und geringere Reibungswinkel ermittelt werden. Dieser Einfluß wird hier vermutet. Geht man von $c' = 0$ aus, so ergibt sich ein ϕ_s' zwischen 44° und 46° .

6.4 Vergleich der verschiedenen Scherversuche mit Kraftübertragungsmodellen zwischen Verpreßkörper und Boden

Wie bereits erwähnt, wird die Kraftübertragung zwischen langen und im Verhältnis hierzu dünnen Verpreßkörpern, wie Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 oder auch Ankern nach DIN 4125 und dem umgebenden Boden weitestgehend über Mantelreibung in den Boden übertragen.

Die Mantelreibung im Grenzzustand wird vereinfachend und in Übereinstimmung mit Meßergebnissen aus der Literatur (z.B. WERNICK, E. (1972), LEHANE, B.M. u.a. (1993)) mit dem folgenden einfachen Coulomb'schen Bruchkriterium beschrieben:

$$\tau_{Mf} = \sigma'_{rf} \cdot \tan \phi_{peak} \quad (6.1)$$

worin

τ_{Mf}	Mantelreibung beim Bruch
σ'_{rf}	Radialspannung beim Bruch
ϕ_{peak}	Reibungswinkel beim Bruch (als Reibungswinkel wird der des Bodens als maximal auftretender Reibungswinkel an der Oberfläche eines Verpreßkörpers gewählt)

Die bei der Kraftübertragung mit dünnen zylindrischen Verpreßkörpern erfahrungsgemäß auftretenden hohen Tragfähigkeiten werden in nichtbindigen Bodenarten vorwiegend auf den Effekt der bei der Krafteinleitung auftretenden Dilatanz des Bodens in der Scherfuge und auf die dadurch verursachte zusätzliche "Verspannung" des Verpreßkörpers im Boden zurückgeführt (OSTERMAYER, H. ; WERNER, H.-U. 1972, OSTERMAYER, H. 1996).

Von WERNICK, E. (1972) wurde in großmaßstäblichen Modellversuchen in Sand nachgewiesen, daß die Radialspannungen am Verpreßkörper ein Vielfaches der rechnerisch aus der Bodenauflast herrührenden Spannung betragen. Hier wurde auch erstmals untersucht, inwieweit Versuchsergebnisse des parallelgeführten Schergeräts, das inzwischen Gegenstand des Entwurfs DIN 18137-T3 ist, die zutreffenden Bodenparameter (Reibungswinkel, Dilatanzwinkel, Dilatanzmaß, und Scherfugendicke) für eine Berechnung der Tragfähigkeit ergeben.

SCHEELE, F. (1982) hat auf theoretischem Weg ebenfalls sehr hohe Radialspannungen am Verpreßkörper bestimmt und für diese im Vergleich zur Überlagerungsspannung aus Bodenauflast herrührenden Spannungen auch Verhältniswerte angegeben.

In der vorliegenden Untersuchung wurde mit dem Ziel, aus gängigen, d.h. genormten Laborversuchen an dem Versuchssand Rückschlüsse auf zutreffende Werte für das Tragverhalten der Verpreßkörper zu ziehen, Triaxialversuche, Direkte Scherversuche und sog. Wiener Routine - Scherversuche durchgeführt. Wie die Ergebnisse zeigen, unterscheiden sich die ermittelten Reibungswinkel gravierend voneinander.

Im Vergleich zwischen den Werten der drei Versuchsgерäte bzw. Laborversuche fallen insbesondere die mit $33 - 36^\circ$ vergleichsweise niedrigen Reibungswinkel der Triaxialversuche und andererseits die mit $45 - 48^\circ$ gleichmäßig hohen Reibungswinkel der Wiener Routine Versuche auf. Die *peak*-Werte der Rahmenscherversuche steigen hingegen von ca. 25° bei Dichten von $1,2$ und $1,4 \text{ (t/m}^3\text{)}$ auf ca. 40° bei einer Dichte von $1,58 \text{ (t/m}^3\text{)}$, auf $45 - 48^\circ$ bei einer Dichte von $1,72 \text{ (t/m}^3\text{)}$ und gar 52° bei einer Dichte von $1,81 \text{ (t/m}^3\text{)}$ an. Das Verhältnis der Restwerte zu den *peak*-Werten der Direkten (Rahmen-) Scherversuche bewegt sich von etwa 1 bei den niedrigen Dichten bis zu $0,75$ (i.M. $0,85$) bei höheren Dichten.

Ein zusammenfassender graphischer Vergleich ist in Bild 6.5 dargestellt.

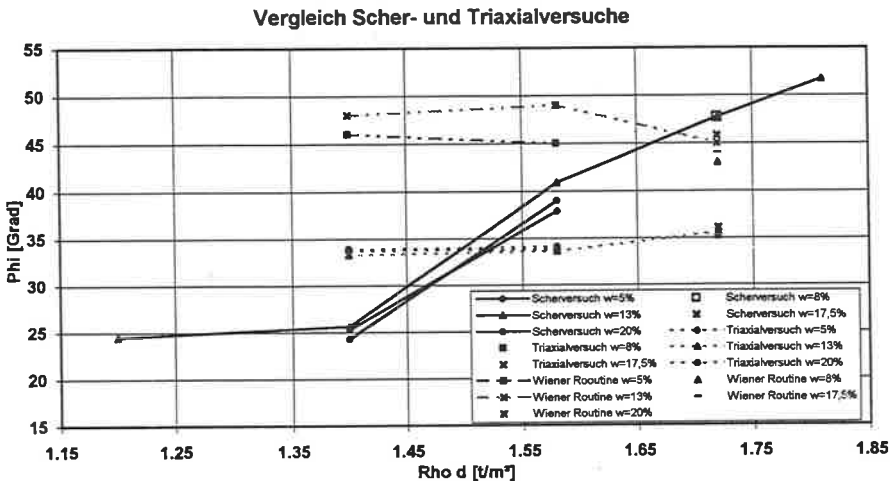


Bild 6.5 Vergleich der Reibungswinkel (*peak* - Werte) der drei Laborversuche

Es war ursprünglich davon ausgegangen worden, daß die Situation im Übergangsbereich zwischen der Oberfläche des Pfahls und dem umgebenden Boden am ehesten durch den parallel geführten Direkten (Rahmen-) Scherversuch, der eine Scherfuge parallel zur Abscherichtung ohne Verkipfung der Kopfplatte erzwingt, wiedergegeben wird. Allerdings wird hierbei die Auflast auf die Kopfplatte (also σ') konstant gehalten, was der realen Situation am Pfahl, die ja durch eine Erhöhung der Spannungen infolge der Dilatation gekennzeichnet ist, überhaupt nicht entspricht. Möglicherweise wird diese Situation durch die in Abschnitt 6.3.1 beschriebene Unzulänglichkeit der Versuchsrandbedingungen noch unklarer. Auf jeden Fall kann die Kopfplatte sich vertikal bewegen, was einer Volumensänderung der Gesamtprobe gleichkommt. Nach allen untersuchten Literaturen hierzu ist aber die Scherfuge am Pfahl, innerhalb derer Dilatanz auftritt, auf eine vergleichsweise schmale Zone von nur wenigen mittleren Korndurchmessern (ca. 3-5 mm) begrenzt, so daß bei Betrachtung einer genügend dicken Schicht von z.B. 2 cm insgesamt Volumenskonstanz herrschen sollte.

Die Triaxialversuche unterscheiden sich von den Direkten Rahmenscherversuchen durch einige wesentliche andere kinematische Randbedingungen. Es wird insbesondere keine bestimmte Scherfuge erzwungen, sondern sie kann sich frei in der Probe ausbilden. Auch bei diesem Versuch kann sich die Volumenänderung bei konstantem Seitendruck einstellen, was gemäß den o.g. Überlegungen für die Situation am Pfahl unzutreffend ist. Die ermittelten Werte für die Reibungswinkel liegen im Vergleich niedrig und entsprechen eher den erwarteten Werten einer Restscherfestigkeit oder Kritischen Scherfestigkeit. SCHEELE, F. (1982) hat hierzu eine weitergehende Interpretation von Triaxialversuchsergebnissen vorgeschlagen. Hierbei werden über die Beziehungen des τ - σ -Diagramms die Scher- und Normalspannungen in der Scherfuge und zugleich mittels Interpolation bei volumenskonstanten Bedingungen ermittelt. Hierdurch werden ebenfalls sehr hohe Normalspannungen (bzw. Radialspannungen am Verpreßkörper) bestimmt, die im Vergleich zu der aus Überlagerungsspannung aus Bodenauflast herrührenden Spannung wesentlich höher liegen. Diese Auswertung ist aufwendig und beruht auf einigen groben Interpolationen, wurde aber mit den Versuchsergebnissen der Triaxialversuche durchgeführt und auch für die weitere Beurteilung herangezogen.

Nach Miteinbeziehung der Überlegungen zur Spannungsänderung infolge der Dilatation scheint von allen durchgeführten Scherversuchen nur der erste Belastungsast des Wiener Routine Scherversuchs, bei dem das Volumen konstant gehalten wird und τ und σ' variabel sind und einen *peak* erreichen, als geeignet und als derjenige Versuch, in welchem die Situation am Pfahl am besten nachgebildet ist.

6.5 Vergleich mit Versuchsergebnissen der statischen Pfahlprobelastungen

Bei den Großversuchen an den 5 m langen Pfählen in der Versuchsgrube wurde als einziger der in Gl. (6.1) auftretenden Variablen die Mantelreibung τ_M meßtechnisch ermittelt. Für den beim Bruch auftretenden Maximalwert der Mantelreibung wurde unter den Bedingungen der Versuchsgrube (d.h. durch laufende Überprüfung festgestellte mittlere Werte des Grubensandes von $\rho_d \sim 1,58 \text{ t/m}^3$ und $w \sim 7,8\%$) die maximale Mantelreibung τ_{Mf} in den Pfahlabschnitten unterhalb der maßgeblichen Einbindetiefe bei den Zugpfählen Pfahl 4 bzw. Pfahl 6 beim Bruch mit 181 kN/m^2 und 179 kN/m^2 festgestellt. Diese Werte stellen die einzige Vergleichs- und Plausibilitätskontrollmöglichkeit der Laborversuchsergebnisse dar.

Ein Vergleich der Ergebnisse aus den Scherversuchen im Labor und der genannten statischen Pfahlversuche führt zu folgenden Erkenntnissen:

- ♦ Ein Vergleich zum Direkten (Rahmen-) Scherversuch ist **nicht** möglich, da die Scherspannung τ nur in Abhängigkeit von konstanten σ' -Werten gemessen wird und hieraus ein Reibungswinkel ermittelt wird. Lediglich die Randbedingung "bei Volumenskonstanz" konnte verwendet werden, um aus der Spannungsspur des den Einbauverhältnissen der Grube entsprechenden Einzelversuchs für diesen Punkt des Versuchsablaufs zu einer groben Eingrenzung von *peak*-Werten in einem Bereich zwischen etwa 170 bis 200 kN/m^2 zu gelangen. Eine genauere Ermittlung war nicht möglich.
- ♦ Auch bei den Ergebnissen der Triaxialversuche kann als einzige Möglichkeit die weitergehende Interpretation bzw. Interpolation für Volumenskonstanz nach SCHEELE, F. (1982) herangezogen werden. Die entsprechende Auswertung liefert einen Wert von ca. 168 kN/m^2 .
- ♦ Ein Vergleich mit dem Erstbelastungsast des Wiener Routine - Scherversuchs ist hingegen sehr leicht möglich und liefert einen maximal erreichten Scherfestigkeitswert τ_f von ca. 180 kN/m^2 .

Wie aus diesem Vergleich hervorgeht, liefert also lediglich der sog. Erstbelastungsast des Wiener Routine Scherversuchs einen bei erzwungener Volumenskonstanz direkt ermittelten und eindeu-

tigen und beim Vergleich zu den vorliegenden Meßdaten der Großversuche auch gut zutreffenden Maximalwert einer Reibungskraft.

6.6 Die Sonderversuche mit Modellcharakter

Insbesondere nach den beschränkt aussagekräftigen Ergebnissen bei den Standard-Laborversuchen wurde geplant, ein den früheren Großversuchen in der Versuchsgrube ähnliches Modell eines Pfahls bzw. eines Pfahlabschnittes in einen Versuchsbehälter mit demselben Bodenmaterial, jedoch bei unterschiedlichen Einbauparametern Dichte und Wassergehalt einzubauen und hieran zyklische Dauerversuche zu fahren.

Die verwendete Versuchseinrichtung stand bisher für dynamische Dauerversuche am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik bereits seit Jahren zur Verfügung. Sie besteht neben einer Triaxialzelle aus einer sog. Ermüdungsprüfmaschine zur Erzeugung statischer und dynamischer Axialbelastungen bis 20 kN über ein mechanisches System. Über die Pneumatikdruckanlage des Labors können in der Zelle auch Zellendrucke bis 10 bar gefahren werden. In früheren Forschungsarbeiten wurden hier Bodenproben im Frequenzbereich von 1 - 20 Hz in sog. "dynamischen" Triaxialversuchen untersucht.

Die Axialkräfte werden durch ein über einen Elektromotor angetriebenes Nachstellwerk auf den Probenkörper aufgebracht und von einer elektronischen Steuerung mittels geschlossener elektronischer Regelkreise aufrecht erhalten bzw. können gesteuert werden. Verformt oder verschiebt sich die Probe infolge der statischen oder dynamischen Belastung während des Versuchs, so wird die gewünschte, mit Potentiometern eingestellte maximale oder minimale Axialkraft unterschritten. Dadurch wird ein Signal ausgelöst, das das Nachstellwerk in Betrieb setzt. Die auf den Probenkörper ausgeübte Kraft wird von der direkt angekoppelten Kraftmeßdose gemessen. Ihr Signal wird ständig mit dem am Potentiometer voreingestellten Kraftsignal verglichen. Erreicht das Signal der Kraftmeßdose die am Potentiometer eingestellte Kraftgröße, so schaltet das Nachstellwerk ab und unterbricht oder kehrt den weiteren Belastungsprozeß um.

Die auf den Probenkörper einwirkende Kraft wird dadurch konstant gehalten oder zwischen zwei konstanten Werten auf- und abbewegt.

Die Belastungseinrichtung für die geplanten Zyklischen Sonderversuche mit Modellcharakter wurde aus dieser vorhandenen Einrichtung umgebaut. Da für die Dauerversuche mit Modellcha-

rakter quasistatische zyklische Vorgänge ohne dynamische, also durch Trägheitskräfte hervorgerufene Anteile erforderlich waren, wurden hierfür elektronische Steuerkarten für eine langsame (d.h. nichtdynamische) zyklische Versuchsdurchführung mit einer Lastwechselzeit von einer bis mehreren Minuten bei Konstanzhaltung der Maximal- und Minimallastwerte installiert.

Es wurde nach einigen Vorversuchen ein wiederverwendbares Modell eines Pfahlabschnittes mit einem Durchmesser von 4,5 cm und einer Höhe von 21 cm aus einem rauen, sandbeschichteten Aluminiumprofil verwendet. Das Modell wurde mittig im Versuchsbehälter von 30 cm Außendurchmesser fixiert und der Versuchsboden wurde mit der angestrebten Dichte von Hand schichtweise in den Ringraum um das Modell herum eingebaut.

Die Parameter Wassergehalt und Lagerungsdichte des eingebauten Bodens und die auf das eingebaute Bodenmaterial wirkende äußere Spannung aus Auflast sowie die auf das Modell wirkenden axialen Lasten oder Verschiebungen können hierbei variiert werden. Der Überlagerungsdruck kann mit Hilfe einer Sonderanfertigung eines pneumatischen Druckkissens an der oberen und/oder unteren Begrenzung des Bodenvolumens bis zu Drücken von 200 kN/m^2 erzeugt werden. In Bild 6.6 ist ein Schnitt durch die Belastungseinrichtung dargestellt.

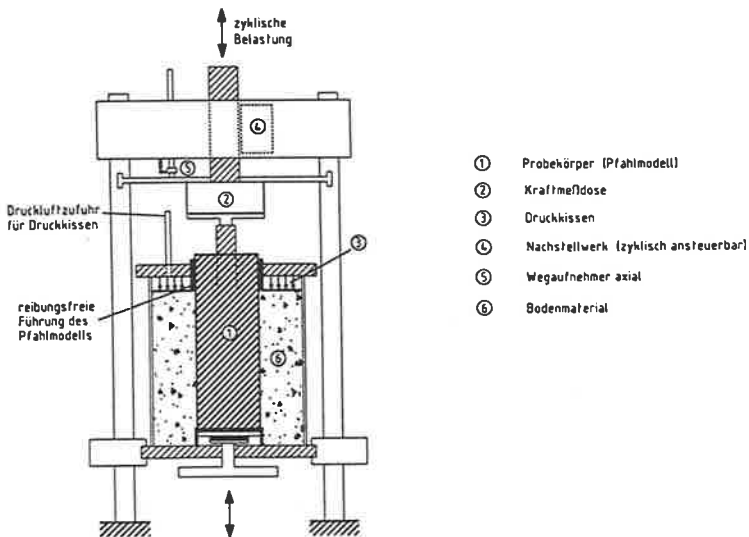


Bild 6.6. Belastungseinrichtung

Der Modellradius weist mit 22,5 mm genau ein Drittel des Radius der Pfähle des Großversuchs von i.M. 67,5 mm auf. Mit dem in der Zelle gewählten Überlagerungsdruck von 50 kN/m² wurde die Situation eines Pfahlelementes etwa in Pfahlmitte simuliert. Die Gründe hierfür waren die Überlegung, daß das Pfahlelement unterhalb der "maßgeblichen" Einbindetiefe (ca. 1 bis 1,5 m) liegen sollte und im Großversuch auch hier die größten gemessenen Mantelreibungen aufgetreten waren. Es wird davon ausgegangen, daß aufgrund der Betrachtung eines Pfahlelements die Übertragungsgesetze bei sonst als gleich angenommenen Boden- und Spannungsverhältnissen daher nur in der Auswirkung des unterschiedlichen Radius bestehen dürften. Werden generelle Überlegungen zu den Übertragungsregeln bzw. Übertragungsmaßstäben bei Modellversuchen betrachtet, kann allgemein angenommen werden:

$$\tau_{\text{vergleich}} = \tau_{\text{Modell}} / \tau_{\text{Pfahl}} = (F_M / A_M) / (F_{Pf} / A_{Pf}) \quad (6.2)$$

(wobei F = Kraft, A = Fläche)

woraus sich aufgrund der vorhandenen Geometrie, d.h. der unterschiedlichen Radien

$$\tau_{\text{vergleich}} = \tau_{\text{Modell}} / \tau_{\text{Pfahl}} = 3 * F_M / F_{Pf} \quad (6.3)$$

ergibt. Dieses einfache Übertragungsverhältnis müßte also in den Kräften und Mantelreibungen aus den Versuchsergebnissen zumindest annähernd bestätigt werden können.

An dieser Stelle muß zusätzlich auf ein besonderes Phänomen bei zylindrischen Verpreßkörpern, den Dilatanzeinfluß bei Laständerung, hingewiesen werden (vgl. OSTERMAYER, H. 1996). Die sich durch Dilatanz (Volumenvergrößerung) in dem unmittelbar umgebenden Bodenbereich ergebende Änderung der Radialspannung $\Delta \sigma_r$ und proportional dazu auch der Mantelreibung τ hängt danach nur vom Radius ab, es gilt für elastisches Verhalten:

$$\Delta \sigma_r = f(E, \nu) * \Delta r / r \quad (6.4)$$

(wobei Δr = Dilatationszone, r = Pfahlradius)

Die Volumenzunahme des Bodens in der Dilatationszone ist unabhängig vom Pfahlradius. Aus Dilatanzeinfluß ergäbe sich im vorliegenden Fall ein Verhältnis der Spannungsänderungen von

$$\Delta \sigma_{r \text{ Pfahl}} / \Delta \sigma_{r \text{ Modell}} = r_{\text{Modell}} / r_{\text{Pfahl}} = 1 / 3 \quad (6.5)$$

bzw. $\Delta \sigma_{r \text{ Modell}} = 3 * \Delta \sigma_{r \text{ Pfahl}}$

Das heißt, der kleinere Durchmesser müßte theoretisch einen höheren Spannungszuwachs verursachen. Unterstützt wird diese Überlegung seit Beginn der intensiven Untersuchung des Tragverhaltens insbesondere von Ankern durch die in Literaturstellen festgehaltene Beobachtung, daß in nichtbindigen Böden Anker mit kleinerem Durchmesser unter sonst gleichen Bedingungen höhere Mantelreibungen aufweisen, vgl. z.B. OSTERMAYER, H. (1975). Nicht geklärt erscheint indes, bis zu welchen geometrischen Grenzen oder Unterschieden im Durchmesser und bei welchen Bodenarten dieser Einfluß auftritt.

Wie sich bei erster Betrachtung der Versuchsspuren zeigte, ist der am Modell feststellbare Versuchsablauf dem der Großversuche in der Versuchsgarbe grundsätzlich ähnlich. Dies gilt für statische Versuche ebenso wie für zyklische Dauerversuche. Ein Beispiel für die gemessene Entwicklung der Verschiebung ist in semilogarithmischer Auftragung in Bild 6.7 dargestellt.

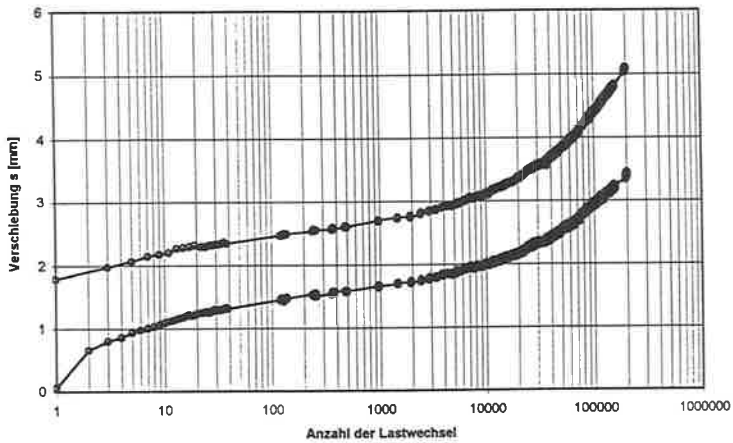
Einschränkend muß darauf hingewiesen werden, daß mit der geschaffenen Modelleinrichtung zunächst ausschließlich Schwelllasten gefahren werden können. Ein Umbau auf die Möglichkeit, Wechsellasten zu fahren, erscheint jedoch realisierbar.

6.6.1 Durchgeführtes Versuchsprogramm

Es waren ursprünglich insgesamt 9 Versuche geplant. Es zeigte sich jedoch sehr bald, daß allein für eine bestimmte Parameterkombination aus Wassergehalt und Einbaudichte ca. 5 bis 9 Versuche nötig waren, um einen ausreichenden Überblick über das Verschiebungsverhalten des Modells bzw. eine sichere Abgrenzung des Bereiches zwischen Versagen und Dauerverhalten zu gewinnen. Schließlich wurden 25 zyklische Dauerversuche gefahren. Dazu kamen außerdem noch 12 statische Versuche, die erforderlich waren, um die statischen Grenzlaster als Vergleichs- und Bezugswerte festlegen zu können.

Auf diese Weise wurden insgesamt 4 Parameterkombinationen untersucht, nämlich die Trockendichten von $\rho_d = 1,40 \text{ t/m}^3$ und $1,58 \text{ t/m}^3$ und damit kombiniert die Wassergehalte von $w = 5\%$ und 13% . Alle durchgeführten Versuche sind in den Tabellen in den Anlagen 6.6, Blatt 1 - 4 aufgeführt und außerdem sind die Versuchsverläufe als Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramme in den Anlagen 6.7, Blatt 1 - 4 graphisch dargestellt.

Pfahl 10/1



Modell - Versuch 311

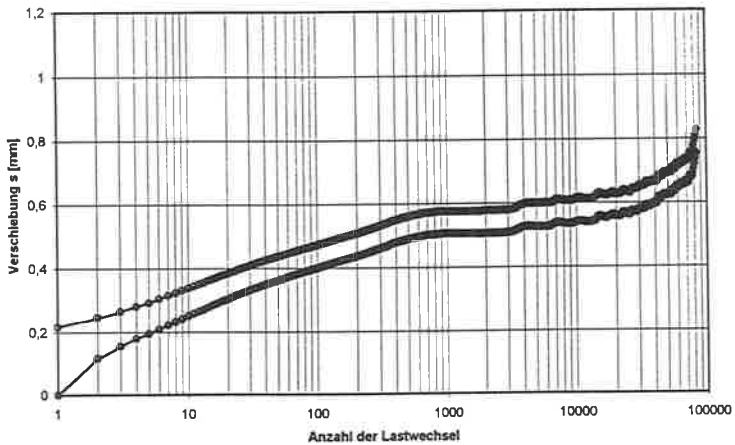


Bild 6.7

Vergleichbare Entwicklung des Lastwechsel-Verschiebungsvorgangs bei Modell und Großversuch (hier: Tendenz zum schrittweisen Versagen)

6.6.2 Ergebnisse der statischen Versuche

In den insgesamt 12 statischen Versuchen wurden die folgenden in Tabelle 6.6 zusammengefaßten Bruchlasten Q_{gz} und zugehörigen rechnerischen Mantelreibungen τ_F ermittelt:

stat. Versuch Nr.	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Wassergehalt w (%)	Bruchlast Q_{gz} (KN)	Mantelreibung τ_F (KN/m ²)
200, 205, 207	1,40	5	0,472	15,9
1, 11C	1,40	13	0,49	16,5
300, 306, 309	1,58	5	1,60	53,9
100, 120, 121	1,58	13	1,64	55,2

Tabelle 6.6 Bruchlasten Q_{gz} und zugehörige rechnerische Mantelreibungen τ_F aus 12 statischen Versuchen

Zunächst ist der Vergleich zu den Großversuchen in der Versuchsgrube ($\rho_d \sim 1,58$ t/m³, $w \sim 7,8\%$) von Interesse. Wie in Abschnitt 5.9.2 festgestellt, betrug bei den Zugpfählen 4 bzw. 6 der Mittelwert der Mantelreibung 155 kN/m², die maximale gemessene Mantelreibung in den Pfahlabschnitten unterhalb der maßgeblichen Einbindetiefe ($\tau_{2-3,4}$) beim Bruch 181 und 179 KN/m². Im Modellversuch wurden bei vergleichbaren Bodenverhältnissen hingegen maximale Mantelreibungen von 53,9 und 55,2 KN/m² gemessen. Eingesetzt nach (6.3) ergibt sich:

$$\tau_{\text{Modell}}/\tau_{\text{Pfahl}} = 55/155 \cong 0,355 \quad \cong \quad 3 * F_M/F_{Pr} = 4,86/13,6 = 0,357$$

wenn F_{Pr} aus den Messungen an einem mittleren Pfahlabschnitt geschätzt wird. Dieses Ergebnis bedeutet, daß hier die einfache Übertragungsregel annähernd stimmen würde und der Modellversuch somit aussagefähig und verwendbar ist. Es bedeutet weiterhin, daß der radiusabhängige Einfluß des Dilatanzeffekts bei dieser Versuchsanordnung nicht gravierend aufgetreten ist.

Der Vergleich zu den im Labor durchgeführten Scherversuchen ist, wie oben beschrieben, problematisch. Der einzige Versuch, der eine Spannungsspur mit veränderlichem und einen *peak* aufweisenden $\tau - \sigma$ - Verlauf liefert, ist der Erstbelastungsast des Wiener Routine Scherversuchs. Hier wurden bei der Dichte von $\rho_d \sim 1,58$ t/m³ für vier Wassergehalte unterschiedliche Scherspannungen ermittelt, so daß eine Interpolation erforderlich wird. Hiernach ergibt sich für die Verhältnisse der Versuchsgrube ein $\tau_{r \text{ peak}}$ von ca. 180 kN/m². Dieser Wert aus einem "ebenen" Laborversuch paßt ausgesprochen gut zu den Werten der Großversuche.

6.6.3 Ergebnisse der zyklischen Dauerversuche mit Zugschwellast

Die Lastspannen der durchgeführten zyklischen Dauerversuche wurden so gewählt, daß auf jeden Fall die Versagensgrenze einer Parameterkombination eingegrenzt werden konnte. Die Lastspanne wurde wie bei den Großversuchen auf die 2-fache statische Zuggrenzlast bezogen. In Tabelle 6.7 und Bild 6.8 ist eine Gruppe von Versuchen mit gleichen Einbauparametern als Tabelle und als Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramm dargestellt.

Alle zyklischen Modellversuche wurden unter dem Aspekt des Zeitdruckes nur solange gefahren, bis entweder der Bruch oder ein auch unter Einbeziehung des Kriteriums der Verschiebungsrate als "beruhigt" angesehener Zustand erreicht war. Bei allen Versuchen fiel auf, daß die Grenze zwischen Versagen und Nichtversagen im Vergleich zu den Großversuchen relativ scharf ausgeprägt war.

Vers.Nr.	201	202	204	206	208
w (%)	5,2	5,2	5,2	5,2	5,2
ρ_d (t/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
Zyklische Lastspanne in KN und % von Q_{Bezug}	0,425 45%	0,35 37%	0,25 26%	0,32 34%	0,36 38%
Anzahl der erreichten Lastwechsel	7	1638	894	4135	61
Max. Verschiebung	3,98	1,26	0,21	0,58	3,39
Versagen erreicht	ja	nein	nein	nein	ja

Tabelle 6.7 Durchgeführte Versuche bei einer Parameterkombination
(w = 5,2% und ρ_d = 1,40 t/m³)

Es ergaben sich in der Auswertung die folgenden, in Tabelle 6.8 zusammengefaßten Versagensgrenzen. Wie die Auswertung zeigt, schwankt zwar in Abhängigkeit von den Bodenparametern der absolute Lastbereich der Versagensgrenze erheblich, aber der prozentual auf die Bezugslast Q_{Bezug} bezogene Wert liegt in engen Grenzen von 33 bis 37 % von Q_{Bezug} (bzw. 66% und 74% Q_{gz}). Er liegt bei geringeren Dichten prozentual geringfügig höher und fällt mit zunehmendem Wassergehalt leicht ab.

Versuch Nr.	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Wassergehalt w (%)	Bruchlast Q_{gr} (statisch) (kN)	Lastspanne der Versagensgrenze in kN und % von $Q_{Bezug} = 2Q_{gr}$
200 bis 208	1,40	5	0,472	0,35 kN 37%
1 bis 11C	1,40	13	0,49	0,33 kN 34%
300 bis 311	1,58	5	1,60	1,08 kN 34%
100 bis 121	1,58	13	1,64	1,09 kN 33%

Tabelle 7.8 Versagensgrenzen bei den zyklischen Dauerversuchen unter Zugschwelllast

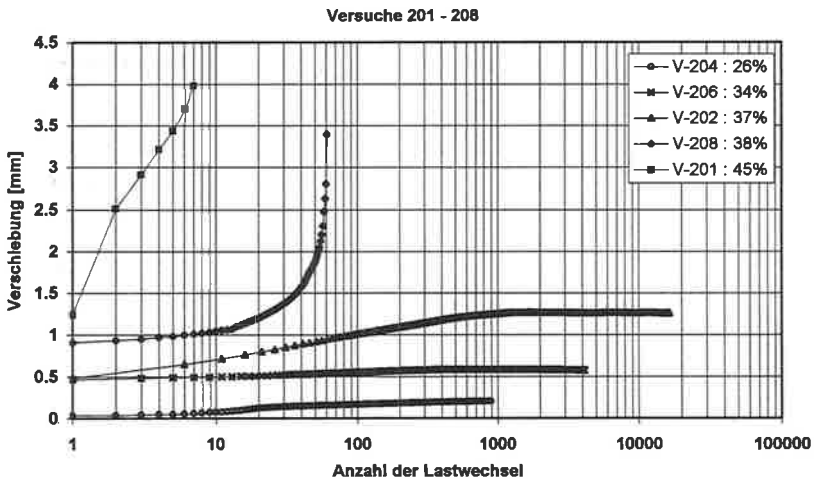


Bild 6.8 Halblogarithmische Darstellung der Verschiebung / Anzahl der Lastwechsel

Diese Erkenntnis unterstützt erstens Konzepte, die die zyklischen Grenzen mehr oder weniger unabhängig von den Bodeneinbauparametern prozentual auf statische Versuchs- bzw. Grenzwerte beziehen. Darüberhinaus bestätigen diese Ergebnisse auch diejenigen aus den Großversuchen, bei denen ab Lastspannen von 37 % von Q_{Bezug} Versagen aufgetreten ist (Pfahlversuch 5/1). Auch die früher abgeleiteten Erkenntnisse, denen zufolge mit diesen höheren Lastspannen lediglich Lastwechselzahlen zwischen 100 bis wenigen tausend vor dem Versagen erreichbar sind, haben sich in den Modellversuchen bestätigt.

Die Formulierung einer solchen Versagensgrenze entspricht etwa dem aus der Literatur (z.B. TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. 1990) bekannten Konzept eines *critical level of repeated loading* (= CLRL). Die hier genannten Versagensgrenzen stimmen im übrigen mit den von KULHAWY, F.H. 1990 aufgrund von Modellversuchen genannten annähernd überein.

Bereits an dieser Stelle sei betont, daß eine solche Versagensgrenze den erheblichen Nachteil oder sogar Fehler aufweist, daß die Auswirkung einer hohen Anzahl von Lastwechseln, d.h. also >10.000 bis mehrere Millionen nicht berücksichtigt wird.

6.7 Bewertung der Labor- und Modellversuche für Vergleiche mit den zyklischen Versuchen

Bei Schwell- und Wechsellastversuchen an Pfählen wird aufgrund der Versuchsergebnisse davon ausgegangen, daß sich in der Scherzone, die sich zwischen Pfahl und Boden nahe an der Pfahloberfläche ausbildet, die Scherfestigkeit infolge der zyklischen Scherbeanspruchung allmählich reduziert. Bei einigen Versuchen führte dieser Rückgang bis zum Versagen des Systems Pfahl - Boden.

Als Ursache könnte z.B. vermutet werden, daß es ab einer gewissen Größe des zyklischen Scherweges zu Umoorientierungen der Körner und damit einer Änderung des Scherwiderstandes kommt. Dabei können sich unter volumenskonstanten Bedingungen sowohl die Scherfestigkeitsparameter ϕ als auch die Radialspannungen σ_r ändern.

Eine weitere Begründung liefert eine Untersuchung von HANNA, T.H. ; AL-MOSAWI, M.J. (1985). Hier wurde die Reduzierung der hohen Normalspannungen an einem Modellanker auch mit der eingetretenen Kornzertrümmerung des Versuchssandes infolge der zyklischen Mahl-

oder Schleifvorgänge (*attrition and grinding*), die anhand von vor und nach den Versuchen bestimmten Kornverteilungen festgestellt wurde, begründet. Diese führte zu einer dichteren Lagerung des Versuchssandes und gleichzeitig einer Reduzierung der Normalspannungen.

Es scheint insgesamt offensichtlich, daß der statische Scherversuch im Labor über den zyklischen Gesamtvorgang keine Auskunft geben kann.

Es könnte jedoch vermutet werden, daß er einen für eine kritische zyklische Beanspruchung kennzeichnenden unteren Anhaltswert liefert. Es sollte deshalb durch einen einfachen Vergleich untersucht werden, ob der Wert der statischen Restscherfestigkeit, der auch als Wert der kritischen Scherfestigkeit bezeichnet wird, einem solchen kennzeichnenden unteren Anhaltswert entspricht.

Eine zusammenfassende graphische Darstellung des Vergleichs der Winkel der Restscherfestigkeit zum *peak*-Wert in Bild 6.9 zeigt, daß das in den Direkten (Rahmen-) Scherversuchen ermittelte Verhältnis Winkel der Restscherfestigkeit zum *peak*-Wert ($\phi_{\text{rest}}/\phi_{\text{peak}}$) nicht konstant ist, sondern von 1,0 bei lockerer Lagerung bis auf 0,75 bei mitteldichter und dichter Lagerung abfällt. Bei den Wiener Routine Scherversuchen, die ebenfalls in einem parallelgeführten Rahmenschergerät gefahren wurden, war ganz besonders vermutet worden, daß die durch 20faches zyklisches Hin- und Herfahren ("Hobeln") des verschiebbaren Rahmens ermittelte Restscherfestigkeit einen unteren Grenzwert insbesondere auch für die Beurteilung der Wechsellastversuche liefert. Die Verhältnisse der so ermittelten Winkel der Restscherfestigkeit zum Erstbelastungswert weisen jedoch noch höhere Werte wie beim direkten Scherversuch auf und fallen von 1,07 bei lockerer Lagerung bis auf 0,85 bei mitteldichter und dichter Lagerung ab. Bei den als Mehrstufenversuchen gefahrenen Triaxialversuchen kann ein Verhältnis Restscherfestigkeit zu *peak*-Wert nicht bestimmt werden.

Wenn also das Verhältnis Restscherfestigkeit zu *peak*-Wert ein möglicher vergleichbarer kennzeichnender Wert für zyklische Belastung wäre, müßte sich dies im direkten Vergleich zu den großmaßstäblichen zyklischen Pfahlversuchen und zu den mit verschiedenen Dichten gefahrenen Modellversuchen bestätigen.

In der weiteren Auswertung nach SINGH, A. ; MITCHELL, J.K. (1969) wird eine log-lineare Beziehung zwischen der Verformungsgeschwindigkeit und dem Maß für die Spannungsintensität mit der Zeit als Parameter festgelegt und es wird ein allgemein gültiger Potenzansatz zur Beschreibung der Zusammenhänge angegeben.

Die Ableitung eines unteren Spannungsmaßes auf der Grundlage des $\log \epsilon / \log t$ - Diagramms, unterhalb dessen es zu keinem Bruch kommt, gelingt vorwiegend nur bei Versuchen vom Typ B (vgl. Bild 7.1 / 2d).

Die Ähnlichkeit bzw. Analogie zum Verhalten im Kriechversuch wurde bei zyklischen Belastungen zumindest für Schwellastversuche in einer Reihe von Laboruntersuchungen mit Triaxialgeräten bestätigt. Die Ähnlichkeit wurde z.T. auch für Rechenmodelle zur Vorhersage von Verformungen im Vorbruchbereich ausgenutzt. Zu erwähnen sind hier vorzugsweise die Untersuchungen von HYDE, A.F.L. ; BROWN, S.F. (1976) sowie LASHINE, A.K.F. (1973) und HODJERA, B. (1979).

Aufgrund der früheren Erkenntnisse und des Literaturstudiums wurde davon ausgegangen, daß die Auswertungs- und Vorgehensweise bei Kriechversuchen unter Beachtung bestimmter Randbedingungen ebenso als Hilfsmittel zur Beschreibung des Verhaltens zyklischer Pfahlversuche geeignet sein mußte. Es sei betont, daß es sich bei diesem Ansatz nicht um ein Stoffgesetz, sondern um einen empirisch bestätigten Rechenansatz zur Beschreibung eines Verformungsverhaltens handelt.

Ein entsprechender, für zyklische Versuche aufgestellter Potenzansatz für die Verschiebungsrate s° lautet allgemein:

$$s^\circ = s_1^\circ * N^{-\lambda} \quad (7.1)$$

Durch Integration ergibt sich der Verschiebungsweg s :

$$s = s_1 + s_1^\circ / (1-\lambda) * (N^{1-\lambda} - 1) \quad \text{für } \lambda < 1 \quad (7.2)$$

$$s = s_1 + s_1^\circ * \ln N \quad \text{für } \lambda = 1 \quad (7.3)$$

wobei

s	Verschiebung (Hebung, Setzung)
s_1	Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel
N	Anzahl der Lastwechsel (Zyklen)
s°	Verschiebungsrate pro Zyklus
s°_1	Verschiebungsrate bei Lastwechsel $N = 1$
λ	Neigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate /Anzahl der Lastwechsel (in der Literatur häufig Neigungsbeiwert, "decay constante")

Diese im doppellogarithmischen Diagramm (log Verschiebungsrate / log Lastwechselzahl) über einen Potenzansatz als Gerade darstellbare Beziehung zwischen Verschiebungsrate und der Lastwechselzahl erlaubt folgende rechnerische Fallunterscheidungen:

Fall 1: $\lambda > 1$

Für $\lambda > 1$ strebt die Verschiebung für $N > \infty$ gegen ein Konstante. Die Lastwechsel-Verformungskurve nähert sich also einer horizontalen Asymptote an. Dieses Verhalten wird bei zyklischen Versuchen auch als *shakedown* bezeichnet.

Fall 2: $\lambda = 1$

In diesem Fall ergibt sich bei Auftragung der Verschiebung in Abhängigkeit von log N eine Gerade, d.h. ein einfach-log-linearer Verlauf der Verformung, die zwar immer weiter, aber eben nur log-linear zunimmt. Dies wird bei zyklischen Versuchen oft fälschlich ebenfalls als *shakedown* bezeichnet, richtig ist "logarithmische Beruhigung".

Fall 3 : $\lambda < 1$

In diesem Fall treten immer weitere über-log-linear zunehmende Verschiebungen auf, die schließlich zu einem Versagen in Form unzulässig großer Verschiebungen führen können. Dies wird oft auch als "schrittweises Versagen" bezeichnet.

Wie erwähnt, wurde eine sehr genaue, rechnergestützte Ermittlung der Verschiebungsraten in Abhängigkeit zur Anzahl der Lastwechsel nochmals anhand der früheren, jetzt neu für einen leistungsfähigen PC aufbereiteten Versuchsmeßwerte durchgeführt. Hierbei wurden alle früheren Meßwerte nochmals geprüft und bereichsweise gemittelt, so daß offensichtliche Ausreißer (infolge Temperatur etc.) unterdrückt wurden. Für alle zyklischen Pfahlversuche ergaben sich dann

Versuchspunkte, die sich über eine Regression nach der Methode der kleinsten Quadrate mit einem Potenzansatz sehr gut korrelieren lassen (alle Bestimmtheitsmaße $R^2 > 0,9$) und im doppellogarithmischen Maßstab für die Verschiebungsraten Geraden ergeben, siehe Beispiel Pfahl 2/1 in Bild 7.2, sowie die anderen Pfahlversuche 2/2, 3/1, 3/2, 8/1, 9/1 und 10/1 in den Anlagen 7.1, Blatt 1 bis Blatt 6.

Pfahl 2/1

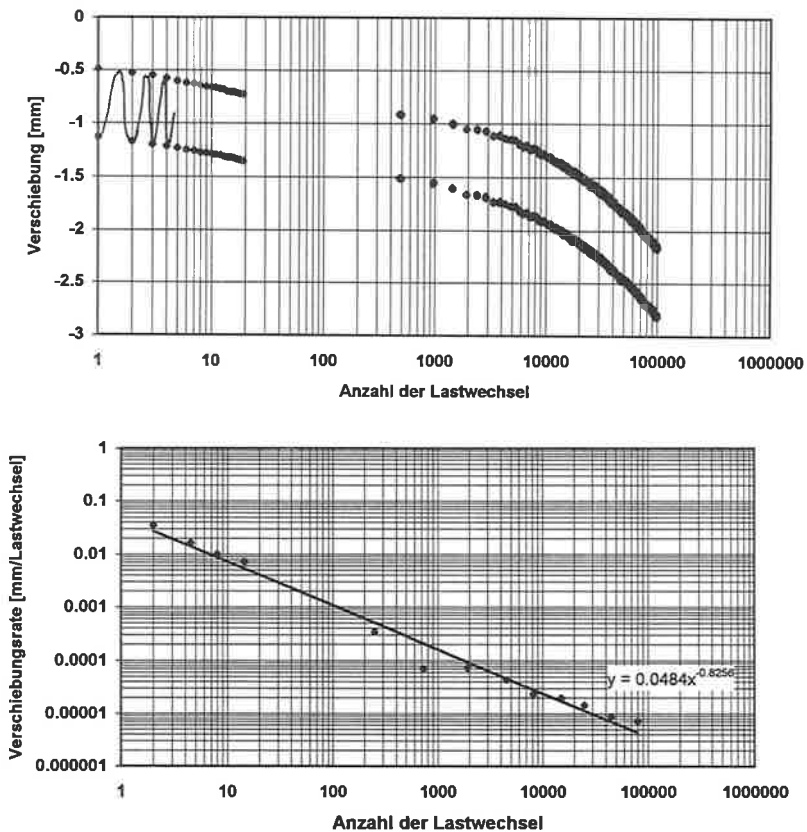


Bild 7.2 Beispiel für Neuauswertung Schwellastversuch Pfahl 2/1
 Verschiebung / Anzahl der Lastwechsel
 Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel

Wie sich zeigte, lassen sich nunmehr sowohl für die Schwellast- wie auch für die Wechsellastversuche deutlich klarere Regressionskurvenscharen auch hinsichtlich der Parallelität der einzelnen Versuche darstellen (Bild 7.3). Die festgestellten Neigungen bei den Schwellastversuchen liegen zwischen $\lambda = 0,82$ bis $0,89$, für die Wechsellastversuche zwischen $\lambda = 0,72$ bis $0,85$.

7.2 Auswertung für die Schwellastversuche auf der Grundlage des Rechenmodells

Echte "plötzliche" Versagens- oder Bruchereignisse wurden bei den Schwellastversuchen nicht erreicht. Dies zeigt sich auch in diesen Darstellungen, die keine Wiederzunahme der Verschiebungsraten erkennen lassen. Andererseits lassen sie auch keine Abnahme gegen Null erkennen. Die Versuchsabläufe entsprechen somit dem Typ A aus Bild 7.1. Ein Versagen kann nur über eine Gesamtverformung, z.B. 10 mm = Grenze der Gebrauchstauglichkeit einer Konstruktion, z.B. $0,1 D$ (D = Pfahldurchmesser) oder dergleichen festgelegt werden. Da $\lambda < 1,0$ ist, handelt es sich um keinen *shakedown* und keine echte Beruhigung nach o.g. Definition. Vielmehr muß von schrittweisem Versagen bei allerdings sehr kleinen Verformungsraten gesprochen werden.

Alle vorgenommenen Auswertungen Verschiebungsrate/Lastwechsel in doppellogarithmischer Darstellung an den Versuchen 2/1, 2/2, 8/1, 9/1 und 10/1 sind in Bild 7.3 dargestellt. Gut ist die näherungsweise Parallelität der Geraden zu erkennen. Die festgestellten Neigungen λ liegen bei den Schwellastversuchen für den Gesamtversuch, d.h. alle gefahrenen Zyklen, zwischen $\lambda = 0,82$ bis $0,89$.

Bei genauerer vergleichender Betrachtung kann außerdem bei mehreren Versuchen festgestellt werden, daß für den Bereich ab ca. 100 Zyklen ein etwas kleinerer Neigungsbeiwert von ca. $\lambda = 0,66$ bis $0,68$ als die bessere Korrelation erweist. Die Gründe hierfür sind nicht geklärt, sie liegen möglicherweise in der mit 20 Minuten vergleichsweise längeren Periodendauer der ersten 20 Zyklen.

Es kann außerdem festgestellt werden, daß der bei den Versuchen 8/1 und 10/1 gefahrene, geringe Wechsellastanteil von jeweils 10 kN und der damit verbundene Lastnulldurchgang und die kurzfristige Umkehr der Belastungsrichtung auch im Licht dieser Auswertung offensichtlich keine entscheidende Rolle spielt.

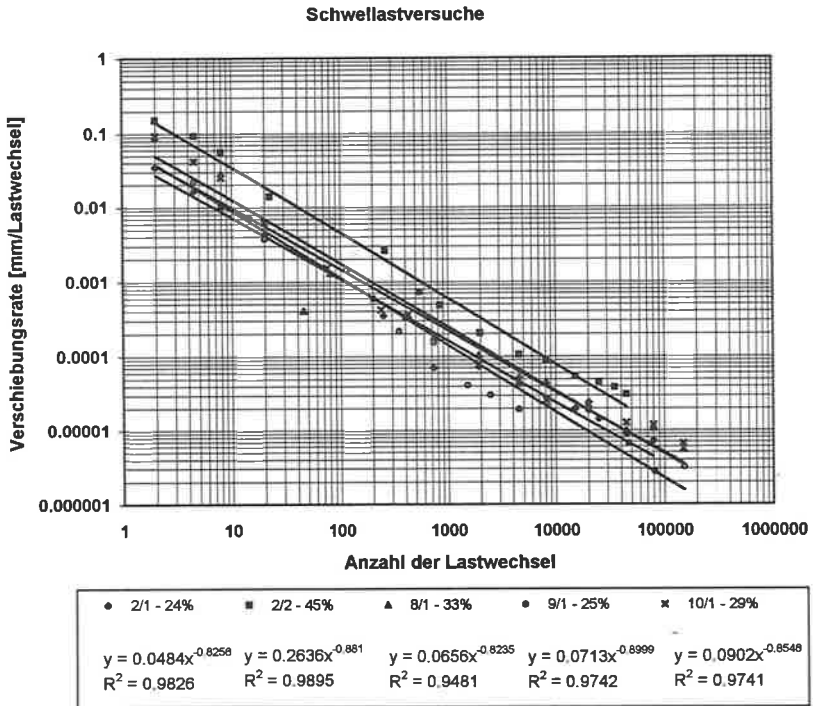


Bild 7.3 Neuauswertungen aller Schwellastversuche
 Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel
 Potenzansatz als lineare Regression im doppellogarithmischen Maßstab

Für eine weitere Auswertung der Schwellastversuche kann die Verschiebung nach dem o.g. Potenzansatz formuliert und die Versuchskurven können leicht rechnerisch nachvollzogen werden. Es kann z.B. auch berechnet werden, wann eine bestimmte Verschiebung erreicht wäre. Am Beispiel des Versuchs 8/1, der bei 201.000 Lastwechseln und einer Verschiebung von 4,91 mm beendet wurde, wäre nach einem Ansatz gem. Gleichung (7.2) mit den Parametern $s_1 = -2,2$; $s_1 = -0,0157$ und $\lambda = 0,66$ erst nach $4,08 \times 10^6$ Lastwechseln 10 mm Verschiebung erreicht, wie in Bild 7.4 graphisch dargestellt ist.

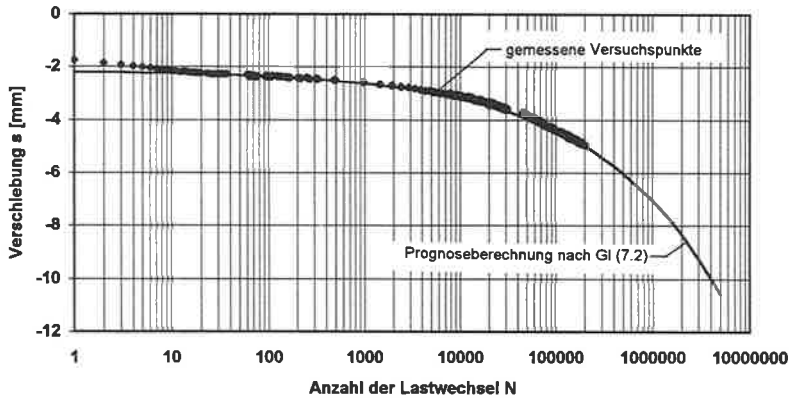
Pfahl 8/1

Bild 7.4 Prognoseberechnung nach Gleichung (7.2) für eine Verschiebung bis 10 mm am Bsp. von Pfahl 8/1
Vergleich der gerechneten Kurve mit gemessenen Versuchspunkten

Diese rechnerische Prognose wurde für alle Schwellastversuche durchgeführt und brachte die folgenden in der Tabelle 7.1 zusammengefaßten Ergebnisse.

Schwellastversuch	Lastspanne	Erforderliche Lastwechselzahl für das Erreichen von 10 mm Verschiebung
2/1	24 %	$10,92 \times 10^6$
9/1	25 %	$4,93 \times 10^6$
10/1	29 %	$2,43 \times 10^6$
8/1	33 %	$4,08 \times 10^6$
2/2	45 %	$0,221 \times 10^6$

Tabelle 7.1 Prognose der erforderlichen Lastwechselzahl für das Erreichen von 10 mm Verschiebung für alle Schwellastversuche

Ein graphischer Vergleich dieser Prognosen in Bild 7.5 läßt in Abhängigkeit von der Lastspanne die dargestellte Korrelation zu. Aus diesem, bis zur Lastspanne von 100 % linear ergänzten Zusammenhang kann zunächst für Schwellastversuche die für eine bestimmte Lastspanne erforderliche Anzahl von Lastwechsel für 10 mm Verschiebung abgelesen werden. Ergänzend hierzu wurden in Bild 7.5 auch die Wechsellastversuche, die eine Verschiebung von 10 mm im Versuch erreichten, hinzugefügt. Bis auf Versuch 5/1 fügen sie sich ausgesprochen gut ein.

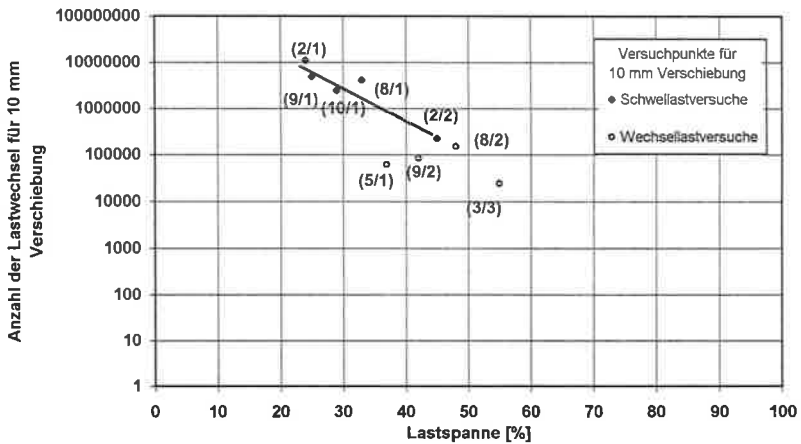


Bild 7.5 Lastspanne und erforderliche Anzahl von Lastwechseln für 10 mm Verschiebung (Versuchsergebnisse und Prognosen)

7.2.1 Anwendung der Auswertemethodik auf die Sonderversuche mit Modellcharakter

Es wurde der Versuch gemacht, die dargestellte Auswertemethodik auch auf die Sonderversuche mit Modellcharakter anzuwenden. In Bild 7.6 ist eine Gruppe von Versuchen mit gleichen Einbauparametern als Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramm und - analog den Großversuchen - in der doppellogarithmischen Darstellung der Verschiebungsrate /Anzahl der Lastwechsel dargestellt. Letztere Auswertung gelang nicht für alle Versuche und teilweise waren erheblich größere Streuungen und schlechtere Bestimmtheitsmaße zu verzeichnen. Außerdem wurde eine wesentlich schärfer ausgeprägte Grenze zwischen Versagen und Beruhigung (vgl. Abschnitt 6.6)

festgestellt, so daß Versuche mit einem Neigungsbeiwert $\lambda < 1$ auch relativ schnell versagten und solche mit $\lambda > 1$ eindeutige "Beruhigung" zeigten. Somit war eine Prognoseberechnung und -korrelation analog Bild 7.5 aufgrund zu weniger geeigneter Versuchsergebnisse nicht möglich. Die grundsätzliche Anwendbarkeit der kriechanalogen Auswertemethodik auf die Sonderversuche mit Modellcharakter ist jedoch nach Bild 7.6 dennoch möglich.

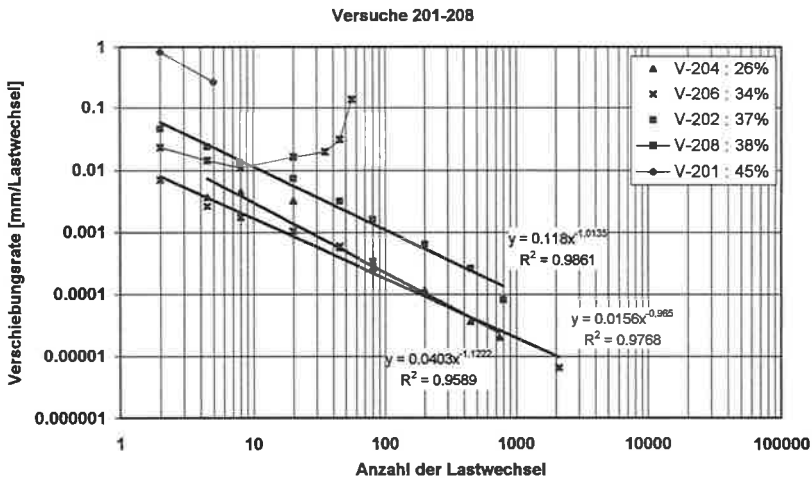


Bild 7.6 Beispiel von Modellversuchen mit gleichen Einbauparametern
Halblogarithmische Darstellung der Verschiebung / Anzahl der Lastwechsel
Doppellogarithmische Darstellung Verschiebungsrate /Anzahl der Lastwechsel

7.3 Neue Auswertung für die Wechsellastversuche

Echte Versagensereignisse wurden bei den Wechsellastversuchen in mehreren Fällen erreicht. Die Darstellungen der Verschiebungsraten lassen hier ab bestimmten Lastwechselzahlen eine klare Wiederzunahme bis zum Bruch erkennen. Die Versuchsabläufe entsprechen somit dem Typ B aus Bild 7.1. Es handelt sich um schrittweises Versagen bei wiederzunehmenden Verformungsraten. Als Beispiel für die vorgenommenen Auswertungen Verschiebungsrate/Lastwechsel in doppellogarithmischer Darstellung ist Pfahl 3/3 in Bild 7.7 dargestellt, wobei hier deutlich wird, daß eine Korrelation über eine Potenzansatz nur in einem begrenzten Vorbruchbereich möglich ist.

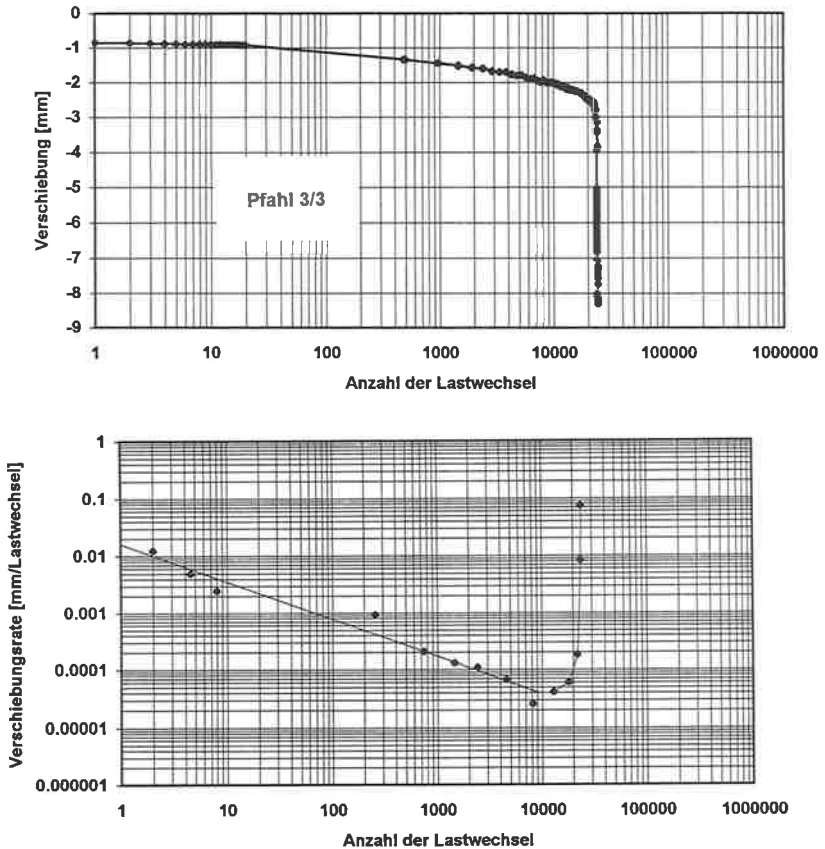
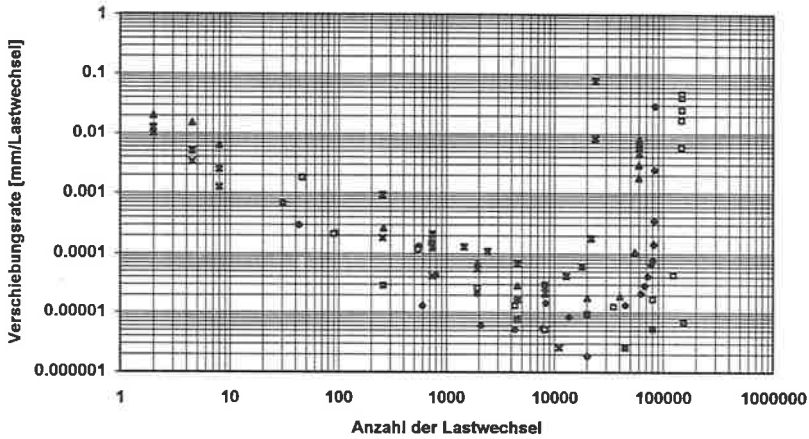


Bild 7.7 Verschiebung und Verschiebungsrate Wechsellastversuch Pfahl 3/3

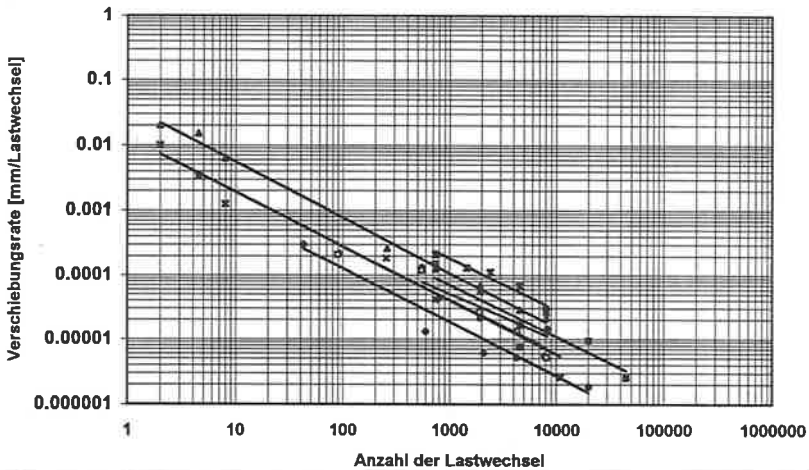
Die anderen Einzeldarstellungen der Wechsellastversuche 5/1, 7/1, 8/2, 9/2 sind in den Anlagen 7.2 Blatt 1- 4 enthalten. In Bild 7.8 oben ist eine Übersicht der Verschiebungsraten aller Versuche ohne Korrelation und darunter eine Übersicht mit bereichsweiser Korrelation im Vorbruchbereich der Einzelversuche dargestellt.

Ähnlich wie bei den Schwellastversuchen ist bereichsweise eine annähernde Parallelität der Kurven zu erkennen. Die hier festgestellten Neigungen λ liegen bei den Wechsellastversuchen zwischen $\lambda = 0,72$ bis $0,85$. Bei der Auswertung fiel auf, daß insbesondere Versuche an Pfählen ohne Vorgeschichte ab Lastwechsel 1 am besten korrelierbar waren.

Wechselastversuche



• 9/2 - 42% ■ 7/1 - 32% ▲ 5/1 - 37% ✕ 3/1 - 18% ✕ 3/3 - 55% ● 3/2 - 37% □ 8/2 - 48%



• 9/2 - 42% ■ 7/1 - 32% ▲ 5/1 - 37% ✕ 3/1 - 18% ✕ 3/3 - 55% ● 3/2 - 37% □ 8/2 - 48%

$y = 0.006x^{-0.8352}$ $y = 0.0192x^{-0.811}$ $y = 0.0398x^{-0.8562}$ $y = 0.0131x^{-0.8387}$ $y = 0.0506x^{-0.8124}$ $y = 0.0078x^{-0.7267}$ $y = 0.0123x^{-0.8254}$
 $R^2 = 0.9404$ $R^2 = 0.7587$ $R^2 = 0.9959$ $R^2 = 0.9673$ $R^2 = 0.932$ $R^2 = 0.8151$ $R^2 = 0.9405$

Bild 7.8

Darstellung der Verschiebungsraten aller Wechselastversuche

Da die Wechsellastversuche außer Versuch 3/1 und 3/2 eine Wiederzunahme der Verschiebungsraten zeigten, war eine weitere Auswertung analog der Kriechversuchs-Auswertemethode vom Typ B (vgl. Bild 7.1 / 2d) möglich. Hierbei wird der minimale Wert der Verschiebungsrate, d.h. der Wert, ab dem sie wieder zunimmt, verwendet. Abhängig von der Lastspanne werden diese Werte (als dritte Wurzel aus der minimalen Verschiebungsrate) linearisiert aufgetragen, so daß eine Abschätzung derjenigen Lastspanne möglich wird, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht und der Wechsellastversuch somit auch auf unbegrenzte Dauer nicht versagen würde (auch "Dauerfestigkeit" = mögliche Wechsellastspanne für unbegrenzte Versuchsdauer). Sie liegt erwartungsgemäß sehr niedrig und kann mit ca. 10 % abgeschätzt werden, vgl. Bild 7.9.

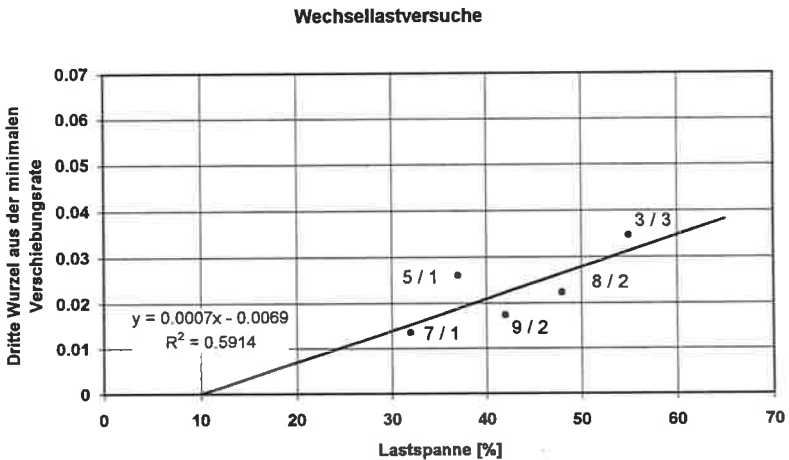


Bild 7.9

Abschätzung der Lastspanne, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht, d.h. mögliche Wechsellast für unbegrenzte Versuchsdauer (gem. Bild 7.1, Versuchstyp B/2d)

7.4 Einbeziehung der Lastspanne in das Prognosemodell

Bei weiteren Überlegungen zur Ermittlung der Terme der Gleichung (7.2) fällt auf, daß die λ -Werte aller Versuche relativ gering voneinander abweichen, ja sogar z.T. konstant zu sein scheinen. So liegen sie bei den Schwellastversuchen zwischen 0,82 und 0,89, bei den Wechselastversuchen zwischen 0,73 und 0,85. Dieser zahlenmäßige Bereich ist auch von Versuchen aus der Literatur bekannt, wo z.B. LASHINE A.K.F.(1973) sogar ein "Materialkonstante" zumindest unterhalb eines *critical levels* vermutet. Auf jeden Fall sind die λ -Werte weitgehend unabhängig von einer Last- oder Spannungsgröße.

Demgegenüber ist die Verschiebungsrate für Lastwechsel $N = 1$ (das ist der Term s° , der Gleichung 8.1), die sich aus dem Schnittpunkt der Geraden(schar) in Bild 8.3 (Regression der Versuchsverschiebung über Potenzansätze) mit der Ordinatenachse (=Verschiebungsrate s°) ergibt, nach den Versuchsergebnissen eine ganz offensichtlich von der Lastspanne abhängige Größe.

Wie die vergleichende Darstellung der Verschiebungsraten zu bestimmten Lastwechseln (im Bild 7.10 vergleichend für $N=1$, $N=100$, $N=1000$ usw. dargestellt) zeigt, lassen sich diese Werte im logarithmischen Maßstab systematisch linear korrelieren.

Hierbei ist $[\ln s^\circ, (C)]$ der Schnittpunkt für die Gerade aller $N=1$ -Werte mit der Ordinatenachse s° in Punkt C und α die Neigung dieser Geraden. Mathematisch läßt sich ein derartiger Zusammenhang als e-Funktion beschreiben.

Es lassen sich bei Lastwechsel $N=1$ zwei Gruppen für s° -Werte aus den Versuchen aufstellen, je nachdem, ob der die Verformungsrate beschreibende Potenzansatz über den Gesamtversuch oder für Lastwechselzahlen $N>20$ korreliert wird. Die Güte der Korrelation wird für die beiden Gruppen jeweils zu einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 \sim 0.83$ ermittelt. Werden alle Werte zusammen berücksichtigt, fällt dieses Maß zwar auf $R^2 \sim 0.76$, jedoch wird davon ausgegangen, daß die so ermittelte Korrelation das Verhalten für kurze und für lange Versuche im Mittel besser beschreibt.

Schwellastversuche

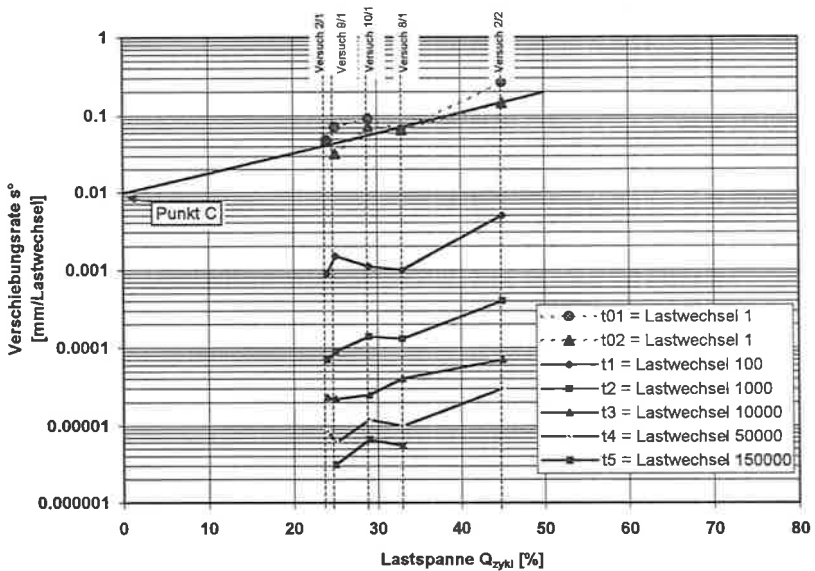


Bild 7.10 Verschiebungsraten bei bestimmten Lastwechselzahlen und Lastspannen (LW=1, LW=100, LW=1000 usw. bei best. Q_{zykl} = 24%, 29%, 37% usw.)

Aus

$$\ln s_1^\circ = \ln s_1^\circ(C) + \alpha \cdot Q_{zykl} \quad (7.4)$$

ergibt sich

$$s_1^\circ = e^{(\ln s_1^\circ(C) + \alpha \cdot Q_{zykl})}$$

$$\text{bzw. } s_1^\circ = s_1^\circ(C) \cdot e^{(\alpha \cdot Q_{zykl})} \quad (7.5)$$

und in Zahlenwerten

$$s_1^\circ = 0,0098 \cdot e^{(0,0651 \cdot Q_{zykl})}$$

Aus dieser auch in Bild 7.11 dargestellten Funktion kann für jede beliebige Lastspanne Q_{zykl} eine Verschiebungsrates s_1° für $N = 1$ errechnet werden. Hierdurch wäre dieser 2. Term rechnerisch bestimmbar. Der Vorteil der oben beschriebenen Vorgehensweise ist, daß eine Lastgröße, nämlich die Größe der Lastspanne, in die das Verformungsverhalten beschreibende Funktion eingebunden ist.

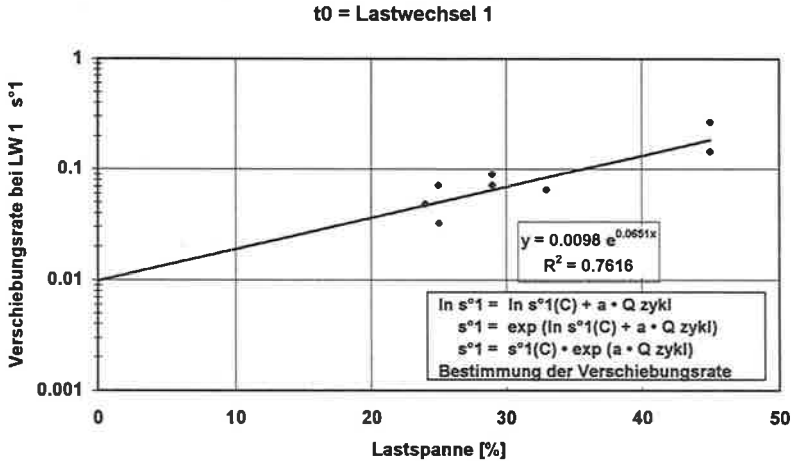


Bild 7.11 Ermittlung der Bestimmungsgleichung für die Verschiebungsrate s^o_1 für jede beliebige Lastspanne Q_{zykl}

ferner ergibt sich aus (7.2)

$$s = s_1 + s^o_1 / (1-\lambda) \cdot (N^{1-\lambda} - 1) \quad \text{für } \lambda < 1$$

durch Einsetzen von (7.5)

$$s = s_1 + s^o_1(C) \cdot e^{(\alpha \cdot Q_{\text{zykl}})} / (1-\lambda) \cdot (N^{1-\lambda} - 1) \quad \text{für } \lambda < 1 \quad (7.7)$$

bzw. aus (7.3)

$$s = s_1 + s^o_1 \cdot \ln N \quad \text{für } \lambda = 1$$

durch Einsetzen von (7.5)

$$s = s_1 + s^o_1(C) \cdot e^{(\alpha \cdot Q_{\text{zykl}})} \cdot \ln N \quad \text{für } \lambda = 1 \quad (7.8)$$

Mit diesem Zusammenhang läßt sich nunmehr die zyklusabhängige Verschiebung eines Versuches für eine beliebige Lastspanne und Anzahl von Lastwechseln errechnen. Als Nachteil muß dabei angesehen werden, daß zur Ermittlung der Eingangswerte eine größere Zahl von zyklischen Versuchen, d.h. ca. 3 - 5 mit jeweils unterschiedlichen Lastspannen erforderlich ist.

7.5 Anwendung des Prognosemodells für zyklische Versuche auf der Grundlage ausschließlich statischer Probelastungsergebnisse

Im Bestreben, letztlich auch ohne Durchführung oder mit einer weitgehenden Reduzierung der aufwendigen zyklischen Versuche mit einem auf der sicheren Seite liegenden rechnerischen Prognosemodell arbeiten zu können, wurde der Versuch einer rechnerischen Verschiebungsvorhersage unter Verwendung der Ergebnisse der **statischen Pfahlversuche** gemacht. Als Eingangsparmeter für das rechnerische Prognosemodell (Gl. 7.2) wurden folgende Werte aus den statischen Versuchen benutzt:

- ♦ Für den Term s_1 (Startwert) kann problemlos und für jede beliebige Last der entsprechende Wert aus den statischen Last-Verschiebungs-Kurven abgegriffen werden.

Für die Verschiebungsrate (Term s°) wurde folgende Überlegung angestellt:

Wie in Abschnitt 5.5, Bild 5.10 dargestellt, werden bei statischen Probelastungen die Zeit-Verschiebungskurven üblicherweise halblogarithmisch dargestellt. Aus letzteren kann dann das sog. Kriechmaß k_s bestimmt werden, das vor allem bei Ankerprüfungen nach DIN 4125 Anwendung findet und bestimmte empirisch abgesicherte Werte - z.B. 1,0 mm in nichtbindigen Böden - nicht überschreiten soll. Die Zeit-Verschiebungskurven bilden im halblogarithmischen Maßstab meist nahezu eine Gerade, das ist ein Verhalten, das einer sog. Beruhigung entspräche. Aus der Betrachtung aller k_s -Werte wurde in Abschnitt 5 auch der Wert der statischen Bruchlast abgeleitet (vgl. Bild 5.10 sowie auch in DIN 4125 Bild 6).

Für die vorliegenden statischen Probelastungsergebnisse der Pfähle 1, 4 und 6 und das umfangreiche Datenmaterial hierzu wurde erstmals eine doppellogarithmische Auftragung der Verschiebungsgeschwindigkeit (mm/min) / Zeit (min) vorgenommen. Dies ist am Beispiel von Pfahl 6 in Bild 7.12 dargestellt. Für jede gefahrene Laststufe kann in dieser Darstellung problemlos eine sehr gute doppellogarithmisch lineare Regression, die analog den zyklischen Versuchen als Potenzansatz ausgedrückt werden kann, durchgeführt werden. Die Neigungsbeiwerte der Funktionen liegen häufig knapp unter oder nahe bei $\lambda = 1,0$, was zumindest im Gebrauchslastbereich auch theoretisch zu erwarten ist (= "Beruhigung").

Eine ähnliche Beobachtung und vergleichbare Darstellung wird in JELINEK R.; SCHEELE F. (1978) aufgrund der Auswertung von Kriechversuchen an 30 Versuchsankern angegeben. Hier wurde eine mittlere Neigung von $\lambda = 0,84$ in nichtbindigen Böden ermittelt, vgl. Anlage 7.3.

Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1. Beanspruchung / Erst- und Wiederbelastung

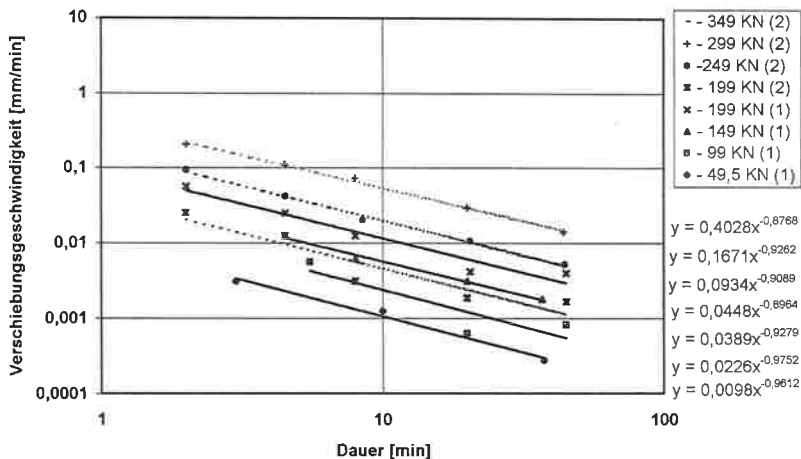


Bild 7.12 Doppellogarithmisch lineare Regression für jede gefahrene statische Laststufe Statischer Zugversuch Pfahl 6

Die Kurven der einzelnen Laststufen sind zueinander nahezu parallel und durch Rückverlängerung bis zum Zeitpunkt $t = 1$ (= Schnittpunkt mit der Ordinatenachse "Verschiebungsgeschwindigkeit") läßt sich eine "statische Verschiebungsrate" ($s^{\circ}_{1(stab)}$) beim Zeitpunkt $t = 1$ ermitteln. Insgesamt zeichnet sich ein der Auswertung von Kriechversuchen recht ähnliches Bild ab.

- Für den Term s°_{1} (Verschiebungsrate bei Lastwechsel $N = 1$) wird von jeder bestimmten Laststufe der statischen Pfahlprobelastung direkt der Wert einer "statischen" Verschiebungsrate ($s^{\circ}_{1(stab)}$) bei Zeitpunkt $t = 1$ übernommen. Hierfür ist bei Durchführung einer statischen Pfahlprobelastung - in direkter Anlehnung an die Pfahlnormen und -empfehlungen - das Konstanthalten einer bestimmten Laststufe über einen Zeitraum von 1 Stunde bei gleichzeitiger Messung der Verschiebung erforderlich. Dies kann auch als die Verschiebungsrates für einen, nämlich den ersten Lastwechsel $N = 1$ interpretiert werden.

Zur weitergehenden Ermittlung einer allgemeinen Beziehung für $s_{1(stat)}^{\circ}$ wurde eine Korrelation aller so ermittelten statischen Versuchswerte aller gefahrenen Laststufen (vorhanden für die statisch belasteten Pfähle 1, 4 und 6) für den Zeitpunkt $t = 1$ erstellt (Bild 7.13). Hierbei ergibt sich ein im semilogarithmischen Maßstab linearer Zusammenhang, d.h. also eine e-Funktion. Sie weist eine sehr gute Korrelation (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,97$) auf und hieraus kann für jede Last ein Wert für die Verschiebungsrate zum Zeitpunkt $t = 1$ bzw. die Verschiebungsrate s_1° für den Lastwechsel "N = 1" ermittelt werden.

Der Vergleich der beiden Methoden bzw. auf unterschiedlichem Wege ermittelten e-Funktionen in Bild 7.14 zeigt, daß die Unterschiede zwischen s_1° und $s_{1(stat)}^{\circ}$ im Bereich der untersuchten Lasten betragsmäßig 0,01 bis 0,05 mm/Lastwechsel, d.i. ca. 5% bis 25% betragen. Dies liegt noch im Streubereich der gemessenen bzw. errechneten Einzelpunkte, so daß die Ermittlung von s_1° aus den "statischen" Versuchen für den Zweck eines Prognoseverfahrens als geeignet, wenn nicht nahezu gleichwertig angesehen werden kann.

Statische Versuche, Pfahl 1,4,6

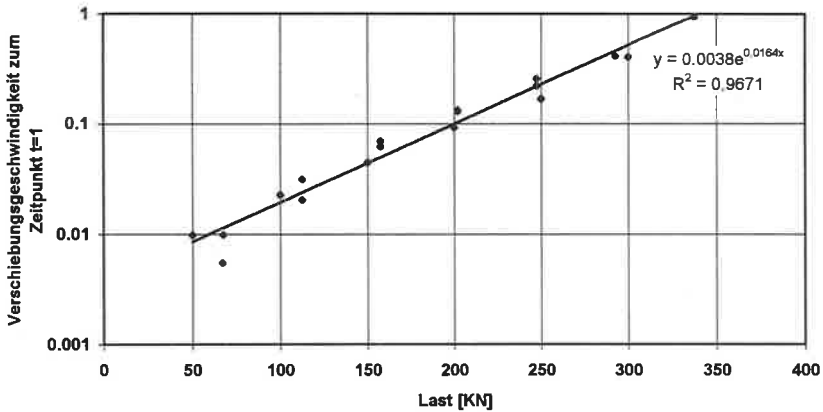


Bild 7.13 Korrelation aller statischen Versuchswerte $s_{1(stat)}^\circ$ und aller gefahrenen Laststufen (vorhanden für die statisch belasteten Pfähle 1, 4 und 6)

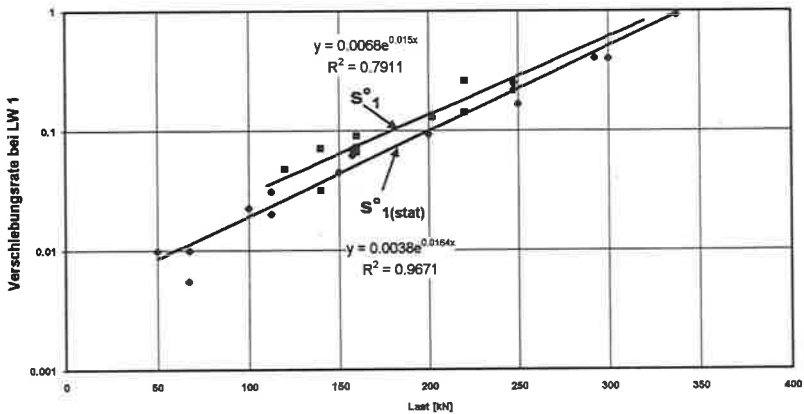
 t_0 = Lastwechsel 1

Bild 7.14 Vergleich der beiden auf unterschiedlichem Wege ermittelten ϵ -Funktionen für s_1° und $s_{1(stat)}^\circ$ im Bereich der untersuchten Lasten

Für den Neigungsbeiwert λ wurde keine so eindeutige Abhängigkeit von einer Last- oder Spannungsgröße festgestellt. Er liegt bei den zyklischen Versuchen bei folgenden Werten:

Schwellastversuche: 0,81 bis 0,90 Mittelwert 0,82

Wechselastversuche: 0,73 bis 0,98 Mittelwert 0,82

In der Auswertung der statischen Versuche wurden Werte von
0,75 bis 1,15 Mittelwert 0,95

ermittelt.

In der Literatur wird λ z.T. auch als Konstante für einen bestimmten Boden angesehen, die auch direkt aus Kriechversuchen gewonnen werden könne (HYDE, A.F.L. ; BROWN, S.F. (1976)).

Diese Auffassung wird jedoch nicht geteilt, es ist eher zu vermuten, daß λ in einem unterkritischen Bereich sehr langsam von Werten > 1 auf ca. 0,75 abfällt, bevor der Neigungsbeiwert ab einem kritischen Last- oder Spannungslevel dann rascher gegen Null abfällt.

Ein Vergleich aller verfügbaren Neigungsbeiwerte λ sowohl aus den statischen wie auch aus den zyklischen Versuchen ist in Bild 7.15 vorgenommen.

- ♦ Für den Neigungsbeiwert λ wird also wegen des Fehlens anderweitiger experimenteller Bestimmungsmöglichkeiten, auf bereits vorliegende Erfahrungswerte zurückgegriffen und ein fester, aus Versuchserfahrungen gewonnener Zahlenwert verwendet.

Korrelation Lambda

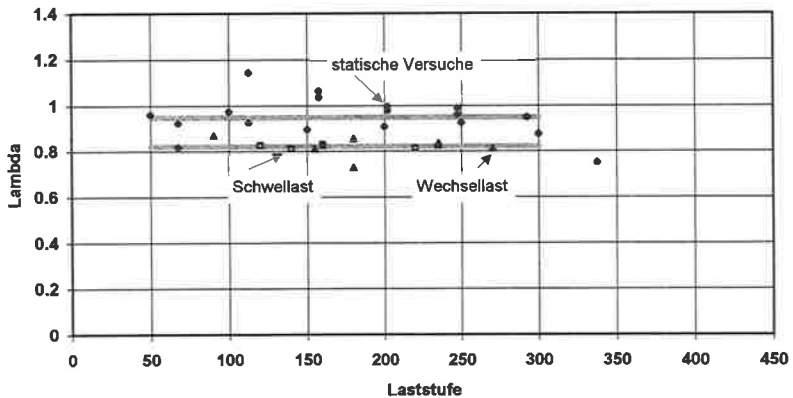


Bild 7.15 Alle verfügbaren Neigungsbeiwerte λ aus den zyklischen wie auch aus den statischen Versuchen

Die große mögliche Bedeutung der vorangegangenen Überlegungen wird klar, wenn davon ausgegangen wird, daß alle erforderlichen Terme aus statischen Versuchen bestimmt werden können und daß es infolgedessen möglich sein müßte, aus nur **einem** statischen Versuch (d.h. **einer** statischen Pfahlprobelastung) ein Lastwechsel-Verschiebungsdiagramm eines zyklischen Versuches zu prognostizieren. Die Reduzierung des Versuchsaufwandes hierdurch wäre enorm.

Die auf diese Weise vorgenommene Vergleichsrechnung für den Schwellastversuch 2/1 (Lastspanne 120 kN) ist in Bild 7.16 dargestellt. Alle Parameter wurden aus den statischen Versuchen genommen. Der Startwert s_1 beträgt 1,2 und die Verschiebungsrate s° , ermittelt sich zu -0,0272 nach Bild 7.13. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von JELINEK, R. ; SCHEELE, F. (1978) wurde als Neigungsbeiwert für eine vorsichtige, auf der sicheren Seite liegende Betrachtung ein Neigungsbeiwert $\lambda = 0,75$ gewählt.

Auch die in gleicher Weise durchgeführten Vergleichsrechnungen für die Versuche 2/2, 8/1, 9/1 und 10/1 ergaben gute Übereinstimmungen mit dem tatsächlich beobachteten Verschiebungsverhalten (vgl. Anlage 7.4, Blatt 1-4).

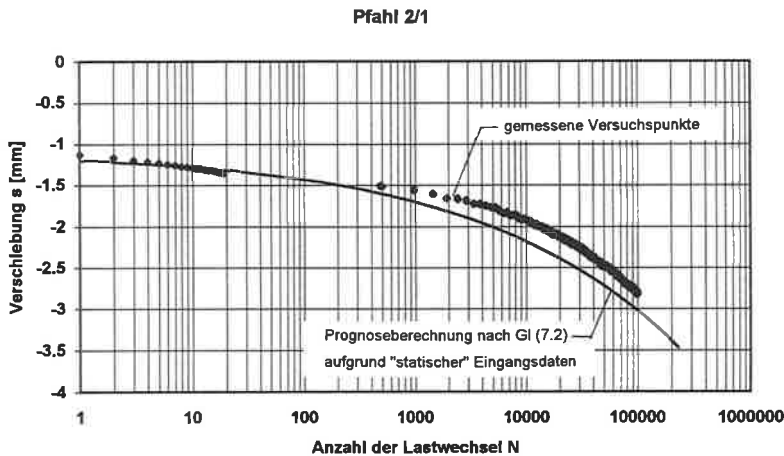


Bild 7.16 Vergleichsrechnung für Pfahl 2/1 mit "statischen" Eingangsdaten

Alle Vergleichsrechnungen liegen von der Verschiebung her etwas schlechter als die Versuchswerte, jedoch beträgt der Unterschied nach 100000 Lastwechseln bei allen Versuchen nicht mehr als ca. 1 mm, was vorwiegend durch den vorsichtig gewählten Neigungsbeiwert $\lambda = 0,75$ bedingt ist und als nicht allzu gravierende Abweichung eingestuft wird.

Abschließend sei nochmals darauf hingewiesen, daß es sich um ein empirisches Rechenverfahren und nicht um einen rheologischen Ansatz handelt. Jedoch kann zusammenfassend festgestellt werden, daß mit der dargestellten Vorgehensweise ein relativ einfaches Abschätzverfahren zur Verfügung steht, mit dem allein aus den Versuchsergebnissen einer, allerdings sorgfältig durchgeführten und ausgewerteten statischen Probelastung eine ausreichend sichere rechnerische Prognose für Schwellastversuche bei gleichen Bodenverhältnissen durchgeführt werden kann.

7.6 Anwendung des Prognosemodells auf andere Beispiele von zyklischen Pfahl- und Ankerprobelbelastungen

7.6.1 Versuche an einem Großbohrpfahl im Kraftwerk Süd in München

Für eine Rauchgasreinigungsanlage des Kraftwerks Süd in München wurde an der Schäftlarnstraße im Jahr 1987 ein Gebäudeteil errichtet, dessen maximale Höhe 51,75 m betrug. Für die hochbelastete Gründung waren Großbohrpfähle vorgesehen. Eine vor Beginn der Bohrarbeiten für die Bauwerkspfähle durchzuführende Pfahlprobelbelastung an einem gesondert hergestellten und meßtechnisch aufwendig mit Extensometern und Druckmeßkissen bestücktem Versuchspfahl mit einem Durchmesser von ca. 1,0 m und einer Länge von ca. 20,4 m sollte Auskunft über das statische Tragverhalten sowie das Tragverhalten unter Schwelllast geben. Letztere wurde infolge von Windlasten und der Bauwerkseigendynamik erwartet. Im Untergrund standen bis 9,8 m quartäre Kiese, darunter tertiäre Tone, z.T. verfestigt, an.

Die Versuchsergebnisse von 3 statischen und 2 zyklischen Probelbelastungsabschnitten - alle im Druckbereich - liegen in graphischer Form vor. Die statischen Versuchsabschnitte weisen eine nur geringe Streubreite auf. Infolge der beschränkten Pressenkapazität wurde die statische Grenzlaster nur näherungsweise zu ≥ 10000 kN bei einem k_s -Wert von 0,5 mm ermittelt. Nahezu 98% der Last wurde hierbei über Mantelreibung abgetragen. Der wahre Wert der statischen Grenzlaster liegt also vermutlich noch höher.

Die Lastspannen der beiden zyklischen Versuche lagen zwischen 200 und 4000 kN bzw. 200 und 6000 kN, wobei bei Lastwechselzeiten von etwa 4 Minuten 130 bzw. 120 Lastwechsel gefahren wurden.

Dem Versuchsabschnitt mit der größeren gefahrenen zyklischen Lastspanne von 5800 kN (!) zyklischer Druckschwellbelastung (d.h. $< 29\%$ von Q_{Bczug}) und einer erreichten Lastwechselzahl von $N=120$ wurde die Prognoseberechnung mit den aus dem statischen Versuch ermittelten Werten für s_1 und s_0 , gegenübergestellt (Vergleich in Bild 7.17). Für den Wert λ wurde auch hier wiederum der pauschale Wert von 0,75 verwendet. Die rechnerische Prognose stimmt sehr gut mit den gemessenen Versuchswerten überein. Von der grundsätzlichen Richtigkeit und Übertragbarkeit dieses Ansatzes auch für die vorliegenden Verhältnisse kann ausgegangen werden.

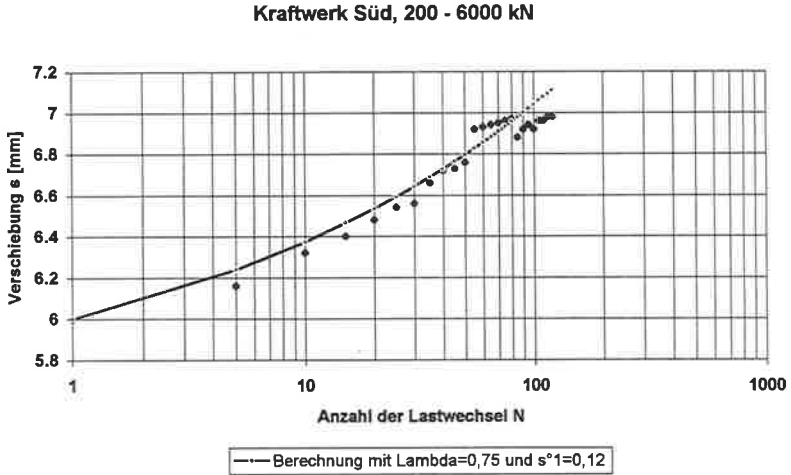


Bild 7.17 Vergleich Prognoseberechnung und Meßwerte
Zyklischer Versuch an einem Großbohrpfahl im Kraftwerk Süd in München

7.6.2 Versuche an einem Bohrpfahl in Erding

Im Zuge eines Großprojektes (Flughafen MUC2) sollten mehrere großflächige Regenrückhaltebecken und Regenklärbecken zur Ausführung kommen. Da diese Becken wegen des hohen Grundwasserstandes in leerem Zustand nicht auftriebssicher waren, sah die Planung zur Sicherung gegen Auftrieb die Anordnung von Bohrpfählen nach DIN 4014 vor.

Die Bauwerkspfähle werden bei Füllung der Becken auch auf Druck belastet, daher war es notwendig, zur Ermittlung von Konstruktionskennwerten an einem Versuchspfahl eine zyklische Probelastung vorzunehmen, vgl. GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985).

Die Pfähle mußten zudem zur Schonung einer Grundwassersperrschicht möglichst kurz, d.h. nicht länger als 4,5 m gehalten werden und erhielten einen Durchmesser von 0,5 m. Im Versuchsgelände standen bis in größere Tiefen quartäre Sande und Kiese an, der Grundwasserspiegel stand 0,8 m unter OK Pfahl. Ein Versuchspfahl wurde vom Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München in mehreren Phasen statisch und zyklisch belastet, vgl. Überblick in Bild 7.18 und Photos in Bild 7.20.

Die Grenzlaster für statische Zugbelastung wurde zu etwa 430 kN ermittelt. Dies entspricht einer Grenzmantelreibung von etwa 60 kN/m². Bei einer statischen Drucklast von 450 kN war die Setzung noch relativ klein. Die Grenzdruklast konnte wegen des Versagens der Zugwiderlager nicht ermittelt werden, sie wird aber auf über 800 kN geschätzt.

In Phase 1 wurde der Pfahl in 2 Laststufen statisch bis 300 kN auf Druck belastet. Bei der Maximalast ergab sich eine Setzung von 2,1 mm. Anschließend wurde der Pfahl entlastet, wobei sich eine Endsetzung von 1,4 mm einstellte. In der anschließenden 2. Phase wurde der Pfahl bis 100 kN auf Zug belastet. Die Endhebung betrug 2,3 mm relativ, d.h. bezogen auf den Beginn der Phase 1. Nach der Entlastung betrug die Setzung 1,1 mm (relativ) bzw. -0,3 mm (absolut). Für die nachfolgende - erste zyklische - Phase 3 wird aufgrund der geschilderten Vorgeschichte noch von einem relativ ungestörten Tragsystem Pfahl-Boden ausgegangen, infolgedessen wird die Prognoseberechnung zu diesem und nicht einem späteren, zweiten zyklischen Versuchsabschnitt ausgeführt.

In der zyklischen Phase 3 folgten 50 Lastwechsel mit einer Lastwechselzeit von 1 Minute bei einer Wechsellast zwischen 100 kN Zug und 300 kN Druck. Im Zuge dieser Phase 3 setzte sich der Pfahl beim 50. Lastwechsel unter der Maximaldrucklast bis auf -7,3 mm und hob sich unter der Maximalzuglast bis auf -2,0 mm. Nach der Entlastung stellte sich eine Setzung von -6,5 mm absolut ein. Der Pfahl hatte sich also während dieser Phase 3 um 6,2 mm gesetzt.

Nach weiteren zwischengeschalteten statischen Druck- und Zugversuchen wurden in einer zweiten zyklischen Versuchsphase Wechsellastzyklen von je 10 Minuten Dauer zwischen 150 kN Zug und 450 bzw. 300 kN Druck ausgeführt. Während dieser Phase hob sich der Pfahl unter maximaler Drucklast bis auf +10,6 mm und unter maximaler Zuglast bis auf +21,1 mm (absolut). Der Versuch mußte beim 104. Lastwechsel beendet werden, da das Zugwiderlager versagte. Aufgrund der gemachten Beobachtungen ist davon auszugehen, daß bei dieser zweiten zyklischen Versuchsphase infolge der vorangegangenen Beanspruchungen und Verschiebungen bereits ein weitgehend gestörtes Pfahl-Boden Tragsystem vorlag.

Dem Versuchsabschnitt Phase 3 mit der Lastspanne von 400 kN (entsprechend 46% von Q_{Bezug} oder 93 % von $Q_{\text{grenz Zug}}$) und einer erreichten Lastwechselzahl von $N=50$ wurde die Prognoseberechnung mit den aus dem statischen Versuch ermittelten Werten für s_1 und s_0 gegenübergestellt (Bild 7.19).

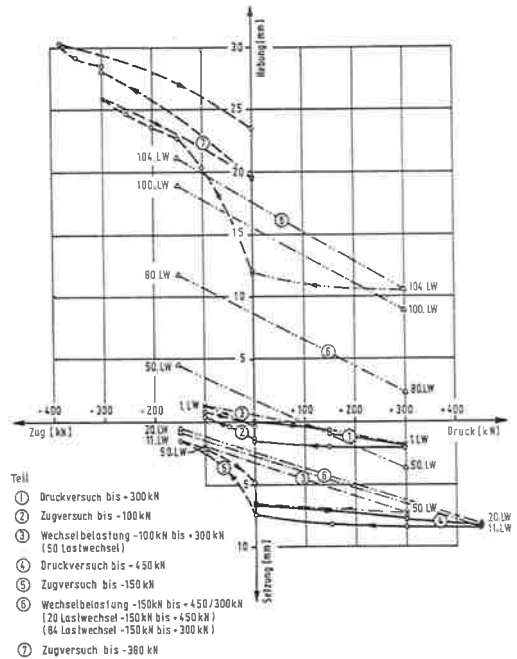
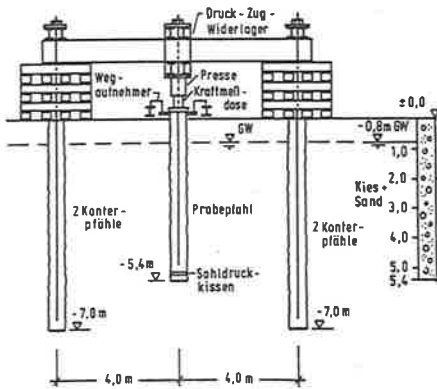


Bild 7.18 Überblick Belastungsprogramm und Last-Verschiebungs-Diagramm Pfahlprobebelastung Erding Gesamtversuch

Für den Term λ wurde auch hier zunächst wiederum der pauschale Wert von 0,75 verwendet. Das Rechenergebnis zeigt jedoch, daß dieser Wert noch viel zu günstig im Vergleich zum Versuchsergebnis liegt. Erst ein sehr niedriges λ von 0,5 würde gut mit den Versuchswerten übereinstimmen. Die Tendenz der Versuchswerte geht also bei Anwendung des Prognosemodells, insbesondere bei Betrachtung der Verschiebungsrate in Richtung Versagen.

Wie sich also im Versuch und der jetzigen rechnerischen Prognose gezeigt hat, war die Lastspanne des zyklischen Versuchs viel zu hoch gewählt. Bereits 1985 wurde aus dem vorliegenden Versuch die Folgerung gezogen, daß bei Wechselbeanspruchung die Pfahlbelastbarkeit stark reduziert wird und daß deshalb eine 2-fache Sicherheit gegenüber der statischen Grenzlast nicht ausreichend ist. Neben der Lastspanne hat sich im vorliegenden Fall vermutlich auch der

hohe Grundwasserspiegel noch zusätzlich ungünstig auf die Belastbarkeit bei Wechselbeanspruchung ausgewirkt.

Wenn man die Tatsache berücksichtigt, daß der Versuch "Phase 3" von vornherein zum Versagen verurteilt war, kann von der grundsätzlichen Richtigkeit und Übertragbarkeit des Rechenansatzes auch für die vorliegenden Verhältnisse ausgegangen werden.

Versuchspfahl Erding, Phase 3

Teil 3 (Wechselbelastung -100 kN Zug / -300 kN Druck)

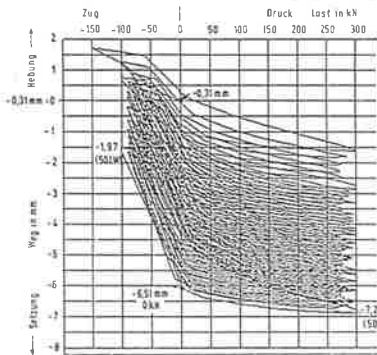


Bild 9 Last-Verformungs-Diagramm
Phase 3

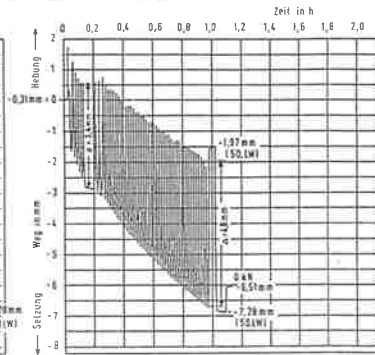


Bild 10 Zeit-Verformungs-Diagramm
Phase 3

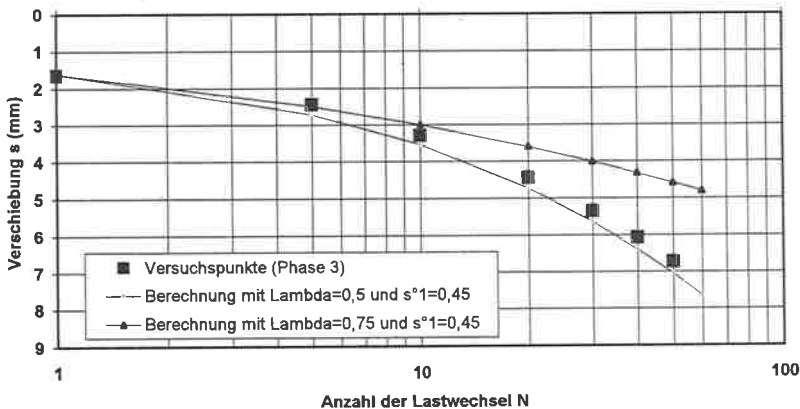


Bild 7.19 Verformungsdiagramme und Vergleich Prognoseberechnung und Meßwerte Pfahlversuch Erding



Bild 7.20 Photos vom Versuchsaufbau und dem nach Versuchsende herausgezogenen Pfahl

7.6.3 Ankerversuche im Rahmen einer DIBt-Forschung

In einem vom DIBt geförderten Forschungsvorhaben "Schwellverhalten von Injektionsankern in bindigen Böden" wurden im Jahre 1978 an der FMFA Stuttgart auch Feldversuche durchgeführt. Ziel dieser Forschung war es, das Tragverhalten bzw. die vermutete geringere Belastbarkeit von Verpreßankern unter schwellender Belastung zu untersuchen.

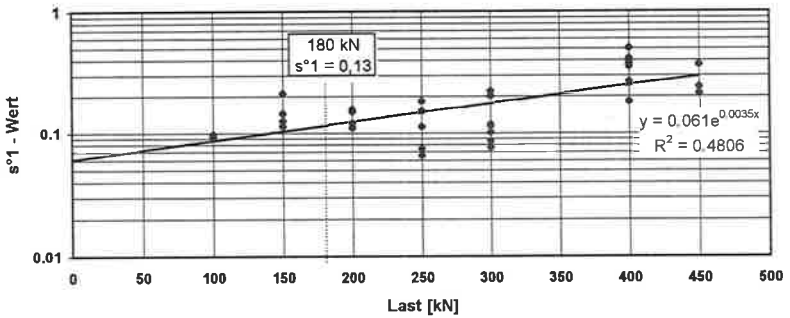
Auf zwei Versuchsfeldern wurden insgesamt 18 Anker mit Verankerungslängen von 3,5 m bis 5,5 m statisch und unter Schwellast getestet. Die Herstellung erfolgte im Schneckenbohrverfahren mit einem Bohrlochdurchmesser von 105 mm. Die Verankerungslängen aller Anker lagen hier in einem bindigen Boden, einem mittelplastischen Ton, der auch als Knollenmergel bezeichnet wurde.

Die lediglich in graphischer Form vorliegenden Versuchsergebnisse mit erreichten Lastwechselzahlen zwischen 3000 bis 70000 weisen eine große Streubreite auf, deren Ursachen nicht mehr nachvollzogen werden können. Trotzdem wurde eine Reihe von Versuchsergebnissen auf die Möglichkeit einer Auswertung nach Abschnitt 8.2 überprüft und es konnte die grundsätzliche Richtigkeit und Übertragbarkeit dieses Ansatzes auch für diese vorliegenden Verhältnisse, d.h. insbesondere auf bindigen Boden festgestellt werden.

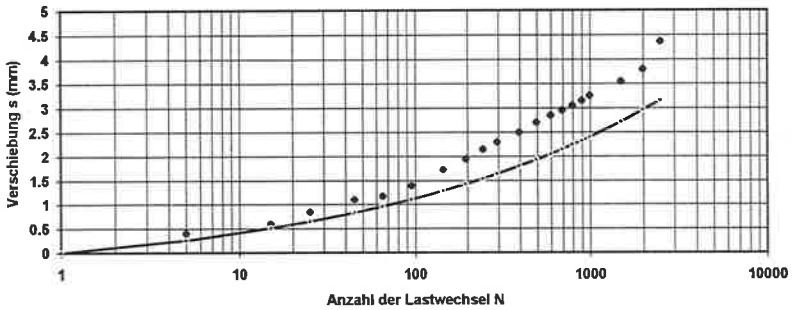
Für die Anwendung des Prognosemodells wurden zunächst die vorliegenden Ergebnisse der verfügbaren statischen Versuche ausgewertet und alle Werte s_1^0 ermittelt und korreliert. Die Prognoseberechnung erfolgte mit dem s_1^0 -Wert aus der Korrelation und einem pauschalen λ -Wert von 0,75 (wobei die genau ermittelten Feldversuchswerte zwischen 0,62 und 0,80 lagen).

Wie der Vergleich der Prognoseberechnung mit den gemessenen Versuchswerten für zwei Beispiele (Anker 4M und 9D, Lastspanne 180 kN bzw. 18% von Q_{Bezug}) zeigt, liegen die berechneten Versuchskurven gut im Rahmen eines Großteils der Versuchsergebnisse, vgl. Bild 7.21. Einige wenige Versuche fallen jedoch auch aus unbekannten Gründen aus dem allgemeinen Ergebnisbereichen heraus und könnten nur mit wesentlich größeren oder auch kleineren λ -Werten rechnerisch nachvollzogen werden.

VII, statische Zugversuche



Anker 4M, 320 - 500 kN, Lastspanne 180 kN = 18%



Anker 9D, 260 - 440 kN, Lastspanne 180 kN = 18%

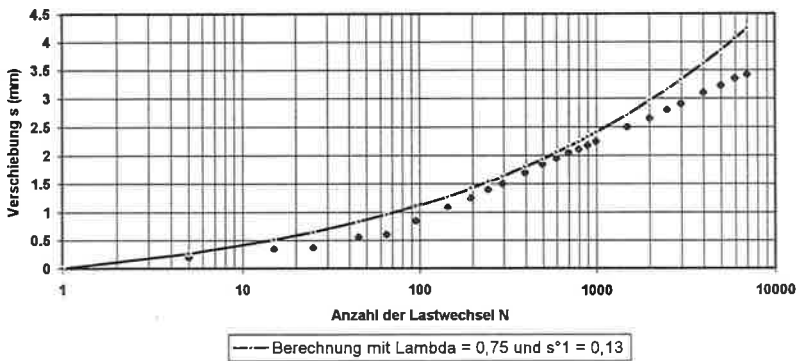


Bild 7.21

Prognoseberechnungen und Vergleich zu Versuchsergebnissen von
Ankersversuchen aus einer DIBt-Forschung

8 Zulässige Belastbarkeit zyklisch beanspruchter Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128

8.1 Vorschlag für zulässige Lastspannen

In der vorliegenden Arbeit wurden die Versuchsergebnisse mehrerer langjähriger Forschungsvorhaben zum Thema "Axial zyklisch belastete Pfähle" eingehend ausgewertet, verglichen und beurteilt. Die durchgeführten zyklischen Großversuche an Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 deckten von den Bodenverhältnissen her nur einen kleinen Bereich der in der Praxis vorkommenden Möglichkeiten, nämlich mitteldicht gelagerte Sande über dem Grundwasser, ab. Aus den Ergebnissen dieser Versuche konnte jedoch für die zugrundeliegenden Verhältnisse ein Sicherheitskonzept in der Weise formuliert werden, daß "zulässige Lastspannen" als **Anteil einer zulässigen statischen Zugbelastung** formuliert wurden, vgl. SCHWARZ, P. (1998, 1999).

In der weiteren Auswertung der großmaßstäblichen Versuche wurde darüberhinaus gezeigt, daß die Schwellbelastungsversuche auch in diesem Boden durchaus in Analogie zu der von Kriechversuchen bekannten Methode ausgewertet werden können. Ein entsprechender Potenzansatz wurde vorgestellt, die einzelnen Gleichungsterme geklärt und damit die Möglichkeit einer genauen rechnerischen Nachbildung der bei den Schwellastversuchen gemessenen Verschiebungsverläufe demonstriert (Bild 7.4). In den Berechnungsgang kann neben der Anzahl der Lastwechsel auch die Einbeziehung einer Lastgröße, nämlich der Lastspanne, erfolgen.

Auf diese Weise können über die Anzahl der vorhandenen Lastwechsel hinaus Prognoseberechnungen für das Erreichen einer bestimmten Verschiebung, z.B. 10 mm, was häufig mit dem Versagen einer Konstruktion bzw. dem maßgebenden Lastfall gleichzusetzen wäre, durchgeführt werden (Bild 7.5). Auch dieser Rechenansatz wurde für die Absicherung und Bestimmung der "zulässigen Lastspannen" herangezogen.

Daneben wird in der vorliegenden Arbeit nachgewiesen und dargestellt, daß auch aus statischen Probelastungen und aus Erfahrungswerten Parameter bzw. Gleichungsterme für den Potenzansatz abgeleitet werden können, mit denen der Verschiebungsverlauf von Schwellastversuchen in

guter Näherung vorhergesagt werden kann (Abschnitt 7.5). Auch eine Anwendung dieser Prognoseberechnung auf die eigenen Versuchsergebnisse sowie einige vorliegende Anwendungsbeispiele von Feldversuchen von Bohrpfählen und Ankern brachte gute Übereinstimmungen und ermutigende Ergebnisse. Letzteres kann vor allem für die Praxis ganz erhebliche Konsequenzen bezüglich der Einsparung von aufwendigen zyklischen Versuchen haben.

Bei Wechsellastversuchen wurde auch für niedrige Lastspannen nach einer großen Anzahl von Lastwechseln eine Umkehrtendenz, d.h. eine Wiederzunahme der Verschiebungsraten festgestellt, was letztlich zum Eintreten des Versagens führen muß. Für Wechsellastversuche kann deshalb, wiederum in Analogie zur Kriechauswertung, eine Abschätzung derjenigen Lastspanne angegeben werden, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht und der Wechsellastversuch somit auch auf unbegrenzte Dauer nicht versagen würde (auch "Dauerfestigkeit" = mögliche Wechsellastspanne für unbegrenzte Belastungsdauer). Sie liegt erwartungsgemäß sehr niedrig und kann nach Bild 7.9 mit etwa 10 % von Q_{Bezug} abgeschätzt werden.

In der folgenden Tabelle 8.1 sind für die zugrundeliegenden Verhältnisse die "zulässigen Lastspannen" aus Schwell- oder Wechsellasten als **Anteil der statischen Zugbelastung** ($\text{zul}Q_z$ oder Q_{gz} oder Q_{Bezug}) zusammengestellt. Die zulässige statische Zugbelastung $\text{zul}Q_z$ ist relativ einfach nach DIN 1054 aus statischen Zug-Probepbelastungen zu ermitteln oder auch aus Erfahrungswerten (z.B. aus DIN 4014) abzuschätzen und wird dem Lastfall 1, Zugpfahl vertikal bis max. 45° (Sicherheit $\eta = 2$ gegen Q_{gz} , vgl. Bild 3.1) dieser Normen zugeordnet. Der Fall der Zugbelastung für die Ermittlung der statischen Werte ist geringfügig ungünstiger - auch nach den Versuchsergebnissen - und liegt somit auf der sicheren Seite. Auf diese Weise wird die gleichwertige Einbeziehung von Druckschwell-, Zugschwell- und Wechsellasten in die "zulässigen Lastspannen" möglich.

Die Herleitung der Werte der "zulässigen Lastspannen" unter Bezug auf die durch Versuchsergebnisse und Prognoseberechnungen der Großversuche ermittelten Versagensgrenzen ist nochmals in Bild 8.1 graphisch veranschaulicht.

zu erwartende Lastwechselzahl	zulässige Lastspanne
1	$1,00 \text{ zul}Q_z \text{ } (\sim 0,50 Q_{gz}) (\sim 0,25 Q_{\text{Bezug}})$
100	$0,80 \text{ zul}Q_z \text{ } (\sim 0,40 Q_{gz}) (\sim 0,20 Q_{\text{Bezug}})$
10.000	$0,68 \text{ zul}Q_z \text{ } (\sim 0,34 Q_{gz}) (\sim 0,17 Q_{\text{Bezug}})$
100.000	$0,54 \text{ zul}Q_z \text{ } (\sim 0,27 Q_{gz}) (\sim 0,14 Q_{\text{Bezug}})$
1.000.000 und mehr	$0,40 \text{ zul}Q_z \text{ } (\sim 0,20 Q_{gz}) (\sim 0,10 Q_{\text{Bezug}})$

Tabelle 8.1 Zulässige Lastspannen in Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl
(Zwischenwerte können geradlinig eingeschaltet werden)

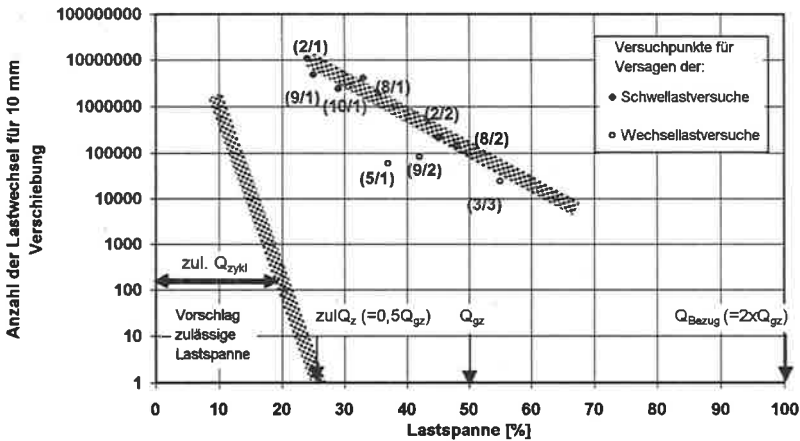


Bild 8.1 Die Herleitung und Absicherung der Werte der "zulässigen Lastspannen"
Bezug auf Versuchsergebnisse und Prognoseberechnungen der Großversuche

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die angegebenen "zulässigen Lastspannen" in Zuordnung zu der zu erwartenden Lastwechselzahl sowohl auf der Grundlage der Versuchsergebnisse der Großversuche wie auch der Prognoseberechnungen aus der weiteren Auswertung sowie auch der Ergebnisse der Modellversuche aufrecht erhalten und abgesichert werden können. Sie können darüberhinaus nach den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchung erweitert angewendet werden auf Sandböden in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung bei Wassergehalten unterhalb bzw. bis zum Proctorwassergehalt. Durch die Versuche noch nicht abgesichert sind die zulässigen Lastspannen bei sehr lockerer und sehr dichter Lagerung nichtbindiger Böden und bei Wassergehalten oberhalb des Proctorwertes sowie bei allen bindigen Böden.

Es wird davon ausgegangen, daß die Lage der zulässigen Lastspanne keinen entscheidenden Einfluß auf das Versagen hat. Der Wert der zulässigen Belastung nach DIN 1054 darf dabei jedoch nicht überschritten werden. Die geringste zulässige Lastspanne von $0,40 \text{ zul}Q_z$ entspricht dem Wert von $0,10 Q_{\text{Bezug}}$ und liegt damit noch unter der Lastspanne von $0,18 Q_{\text{Bezug}}$ des Versuchs mit kleinster Lastspanne (Versuch 3/1), für den auch bei Betrachtung der Verschiebungsrate kein Versagen zu erwarten war.

8.2 Vergleich mit bisherigen Angaben bestehender Normen

Im Zusammenhang mit Schwell- und Wechselbelastung von Pfählen und Ankern sind in den eingeführten Normen DIN 1054, DIN 4128 und DIN 4125 Festlegungen zu finden. Hierzu wird nachfolgend aufgrund der oben dargestellten Forschungsergebnisse Stellung genommen.

8.2.1 DIN 1054 (Fassung 11/76) Zulässige Belastung des Baugrunds

In DIN 1054 (Fassung 11/76) wird nach Tabelle 8 für Pfähle mit "größerer Wechselbeanspruchung" (Zug und Druck) eine Sicherheit von $\eta = 2$ (für 2 und mehr Probelastungen für Lastfall 1 und 2) bzw. $\eta = 1,75$ (für Lastfall 3) gefordert. Diese Festlegung ist zu allgemein gefaßt und damit nur wenig aussagekräftig und nicht eindeutig anwendbar. Es fehlen nähere Angaben sowohl zur Größe der "größerer Wechselbelastung" als auch zur Durchführung der Probelastung und der Bezugsgröße für die Sicherheit und es fehlt ein Hinweis auf Schwellbelastungen.

Wird die Sicherheit auf die aus statischen Probelastungen entsprechend Anhang 1 zu DIN 1054 (Fassung 11/76) ermittelten Grenzlasterlast Q_g bezogen, werden die in der Tabelle 8 angegebenen Werte von $\eta = 2,0$ bzw. $1,75$ aufgrund der Versuche des Forschungsvorhabens als zu niedrig angesehen. Wie diese gezeigt haben, tritt bei größerer Lastwechselzahl zumindest in grobkörnigen (nichtbindigen) Böden sowie insbesondere bei Wassersättigung (Boden unter Auftrieb) eine starke Verschlechterung des Tragverhaltens ein, so daß bei derartigen Böden für große Lastwechselzahlen wesentlich größere Sicherheitsbeiwerte bezogen auf die statische Grenzlasterlast erforderlich sind.

Dem sich hier andeutenden Handlungsbedarf wird in der Neufassung der E DIN 1054:2000-12, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Rechnung getragen. Für "verpreßte Mikropfähle in mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers" sind die aufgrund der durchgeführten Forschung vorgeschlagenen "zulässigen Lastspannen" als charakteristische Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für verpreßte Mikropfähle in Anhang F und Tabelle F.2 als "Anhaltswerte für charakteristische Lastspannen" übernommen worden.

8.2.2 DIN 4128 (Fassung 4/83) Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser

Im Abschnitt 9.5 dieser Norm „Standstabilität und Verformungsverhalten des Gesamtsystems“ wird ebenfalls auf die Notwendigkeit der Durchführung von zyklischen Probelastungen hingewiesen. Ähnlich wie in DIN 1054 wird zur Durchführung des Versuchs und der aus den Versuchsergebnissen zu ermittelnden zulässigen Belastung keine Angaben gemacht. Einen besonderen Hinweis verdient der letzte Satz des Abschnittes 9.5, in dem ausgeführt wird, daß bei Schwellbelastungen auf diesen Versuch verzichtet werden darf, wenn der Schwelllastanteil kleiner als 50% der Gebrauchslast ist. Diese Angabe ist auf Grund der Versuchsergebnisse zumindest bei hohen Lastwechselzahlen nicht gesichert.

8.2.3 DIN 4125 (Fassung 11/1990) Verpreßanker - Kurzzeitanker und Daueranker

Da Herstellung, Abmessungen und Art der Kraftübertragung (Mantelreibung) bei Verpreßpfählen und Verpreßankern vergleichbar sind, können die Ergebnisse der Forschung weitgehend auch auf Verpreßanker übertragen werden. Bei der Beurteilung des Tragverhaltens und der zulässigen Belastung von Verpreßankern unter zyklischer Beanspruchung sind jedoch Unterschiede gegen-

über Verpreßpfählen insbesondere im Hinblick auf die bei Ankern mögliche Vorspannung sowie die geringere Dehnsteifigkeit infolge der Verwendung von hochfesten Spannstählen als Zuggliedern zu berücksichtigen. Dies führt bei Ankern dazu, daß mit zunehmender Belastung die Verschiebung und damit die Mantelreibung nicht gleichmäßig, sondern entlang der Krafteintragungsstrecke fortschreitend mobilisiert wird (progressiver Bruch), während sich bei den relativ steifen Pfählen eine gleichmäßiger verteilte Mantelreibung entlang der Krafteintragungsstrecke einstellt.

Bei Ankern beträgt der Sicherheitsbeiwert gegenüber der Grenzkraft des Kriechens mindestens 1,5 nach DIN 4125, Abschnitt 8.3, Lastfall 1. (Zum Vergleich: Bei Pfählen beträgt der Sicherheitsbeiwert gegenüber der Grenzkraft mindestens 2,0 nach DIN 1054, Lastfall 1). Es ist davon auszugehen, daß nicht zyklisch beanspruchte Pfähle und Anker bei Ausnutzung der zulässigen Belastungen das gleiche Sicherheitsniveau aufweisen.

Nach DIN 4125, Abschnitt 8.5b dürfen bei Ankern die häufig auftretenden Änderungen der Kraft im Stahlzugglied nicht größer sein als 20% der Gebrauchslast. Wie bei Pfählen ist bis zu dieser Lastspanne kein Versagen zu erwarten, wobei angenommen werden kann, daß die Sicherheit bei Ankern größer ist als bei Pfählen, da sich die Laständerungen bei Ankern nur in einem Teilbereich der Krafteintragungsstrecke auswirken. Alle bisherigen im Rahmen von Forschungsprogrammen und Grundsatz- oder Eignungsprüfungen an Verpreßankern gesammelten Ergebnisse und Erfahrungen bei Langzeitbeobachtungen bestätigen dieses Verhalten.

Daraus kann gefolgert werden, daß bei einer dauernden Schwellbelastung von 20% der Gebrauchslast (z.B. Kraftänderungen zwischen 80 und 100% der Gebrauchslast) keine maßgebliche Zunahme der Verschiebungen oder Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit zu erwarten ist, wenn durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen für ruhende Beanspruchung entsprechend DIN 4125 eine ausreichende Sicherheit gegenüber der Grenzkraft des Verpreßkörpers nachgewiesen ist. Eine Ergänzung der DIN 4125 ist zu diesem Punkt ist also nicht erforderlich.

Wichtig ist jedoch der Hinweis, daß die entsprechend DIN 4125, Abschnitt 10.3 bei der Eignungsprüfung von Dauerankern vorgeschriebene Schwellbelastung mit 20 Lastzyklen zwischen 50 und 100% der Gebrauchslast **keine** Extrapolation auf das Dauerverhalten bei Schwellbelastung zuläßt (wie dies auch bei den zyklischen Versuchen mit Verpreßpfählen festgestellt wurde), sondern lediglich eventuelle grundsätzliche Mängel im Tragverhalten erkennen läßt. Als

Überschrift des Abschnitts 10.3 der DIN 4125 könnte anstelle "Schwellbelastung bei Dauerankern" die Formulierung "Zusätzliche Prüfung bei Dauerankern" verwendet werden.

Die zulässige Kraftänderung im Stahlzugglied ist nach DIN 4125, Abschnitt 8.5b außer durch das Verhalten des Verpreßkörpers im Boden (Begrenzung auf 20% der Gebrauchslast) auch durch das Verhalten des Stahlzugglieds selbst und seiner Verbindungsteile (Einhaltung der zulässigen Schwingbreite) bestimmt. Bei Verpreßankern mit Spannstahlzuggliedern ist in der Regel die zulässige Schwingbreite als der kleinere Wert maßgebend, so daß im Hinblick auf das Verhalten im Boden eine noch größere Sicherheit vorhanden ist. Die maximal zulässigen Werte der Kraftänderungen aufgrund der Schwingbreite sind für Daueranker in den bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben.

Gegebenenfalls müßten die maximal zulässigen Kraftänderungen bei Kurzzeitankern aus der Zulassung des Spannverfahrens oder der entsprechenden Daueranker entnommen werden. Ein Handlungsbedarf ist hier nicht gegeben, da in der Praxis nach DIN 4125, Abschnitt 8.5b ein Nachweis auch nur dann erforderlich ist, "soweit die schwellende Last nicht durch die Vorspannung abgedeckt ist".

In diesem Zusammenhang wird noch einmal darauf verwiesen, daß die relativen Kraftänderungen im Stahlzugglied in der Regel sehr gering bleiben, solange die Vorspannkraft größer ist als die maximale äußere Last. Für den Fall eines Zugfundamentes wurde z.B. rechnerisch nachgewiesen, daß eine Änderung der äußeren Seilzuglast zwischen 0 und 100% eine Änderung der Ankerkräfte von nur 11 bis 14% (je nach freier Stahllänge) zur Folge hat, vgl. OSTERMAYER, H. (1996). Auch Messungen an verankerten Wänden zur Sicherung von Bahnstrecken oder Straßen haben bei Hochlastverkehr nur geringe Kraftänderungen bei den Ankern gezeigt.

8.2.4 Vorschlag für die Durchführung von zyklischen Probelastungen

Aufgrund des Fehlens von Angaben in den Normen zur Durchführung von zyklischen Probelastungen wird folgender Vorschlag gemacht:

Das Tragverhalten von Pfählen, die nach DIN 4014, DIN 4026 oder DIN 4128 hergestellt sind und die zyklisch mit Schwell- und/oder Wechsellastanteilen beansprucht werden, sollte in Übereinstimmung mit den gültigen Normen durch statische und zyklische Probelastungen ermittelt

werden. Die zyklische Beanspruchung ist dabei wirklichkeitstreu im Hinblick auf die Lastspanne und die Lastwechselzeit nachzuahmen. Die Lastwechselzeit kann soweit reduziert werden, daß noch quasistatische Bedingungen herrschen. Die Anzahl der Lastwechsel im Versuch muß eine eindeutige Bestimmung der Verschiebungsrate gemäß Gleichung (7.1) ermöglichen. Die Lastspanne muß gemäß Tabelle 8.1 in Abhängigkeit von der Anzahl der zu erwartenden Lastwechsel gewählt werden.

Auf die Untersuchung mit Lastwechseln darf nur verzichtet werden, wenn entsprechende Erfahrungswerte an vergleichbaren Pfählen (gleiche Herstellung, gleiche Abmessungen, gleiche Böden und gleiche Belastung) vorliegen oder wenn die zyklische Beanspruchung selten auftritt und wenn die Lastspanne kleiner als 20% der maximal zulässigen Belastung nach DIN 1054 ist.

Alle zyklisch beanspruchten Pfahlkonstruktionen mit Lastspannen von über 20% der zulässigen Belastung nach DIN 1054 sollten jedoch fortlaufend auf ihr Verschiebungsverhalten beobachtet und überwacht werden, denn selbst sehr kleine Verschiebungsraten können bei großen Lastwechselzahlen noch zum Versagen führen.

8.3 Abstimmung des vorgeschlagenen Sicherheitskonzepts mit Literaturergebnissen, DIN 1054, DIN 4125 und DIN 4128

Die "zulässigen Lastspannen" entsprechen im Vergleich nicht genau dem sog. *critical level of repeated loading*, oft kurz als CLRL bezeichneten Konzept (z.B. von TURNER, J.P. ; KULHA-WY, F.H. (1990). Dort wird die Anzahl der Lastwechsel nicht in der gleichen Weise gewichtet, von der Größenordnung der zulässigen *level* her ergibt sich jedoch eine teilweise gute Übereinstimmung.

Ein weiterer Vergleich mit international bekannt gewordenen Ergebnissen wird mit Hilfe des in der Literatur mehrfach vorgestellten Diagramms (*Interaction Diagram* der NGI-Veröffentlichungen, *Cyclic Stability Diagramm* nach POULOS, H.G. (1988) in Bild 8.2 dargestellt. In diesem Diagramm wird die zyklische Lastspanne und der Mittelwert der Lastspanne jeweils durch Bezug auf die Grenzlast normalisiert und als x- und y- Achse aufgetragen. Die Belastungssituation eines Versuchs kann in der Weise dargestellt werden, daß jeder Versuch als Punkt abgebildet

wird. Die Punkte der Großversuche, die zu einem tatsächlich erreichten Versagen geführt haben, sind gekennzeichnet. Sie weisen eine Lastspanne von größer 37 % auf. Für die Versuchspunkte zwischen 24% und 37% wurde in Abschnitt 7.2 eine rechnerische Prognose für die erforderliche Anzahl von Lastwechseln bis zum "Versagen" bzw. einer Verschiebung von >10 mm abgeleitet.

Insgesamt passen die eigenen Versuchspunkte zu den beiden genannten Literaturergebnissen, wobei sie von den erreichten Lastwechselzahlen noch weit darüber hinausgehen. Wie weiterhin eingetragen ist, bilden die vorgeschlagenen "zulässigen Lastspannen" horizontale Bereiche in diesem Diagramm (Bild 8.2). Zunächst nicht berücksichtigt ist die Tatsache, daß damit der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $\text{zul}Q_z$ überschreiten könnte. Bei Berücksichtigung des statischen Sicherheitskonzepts der eingeführten Normen ist eine Begrenzung jedoch zwingend erforderlich. Zusätzlich zu den o.g. "zulässigen Lastspannen" wird

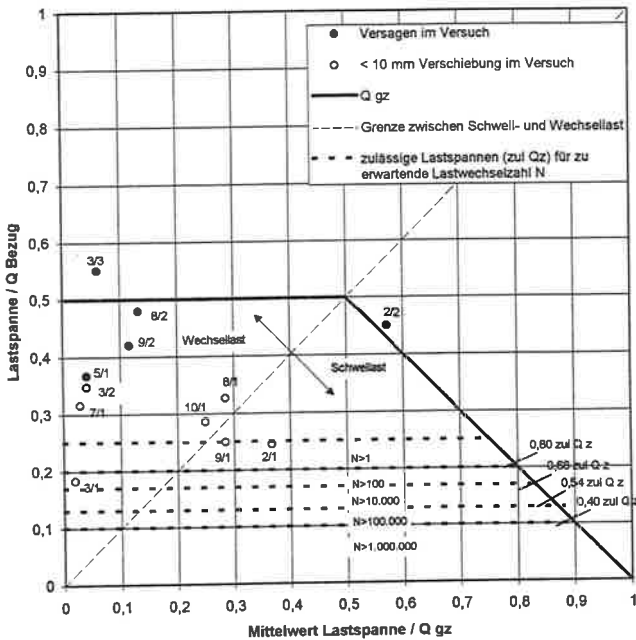
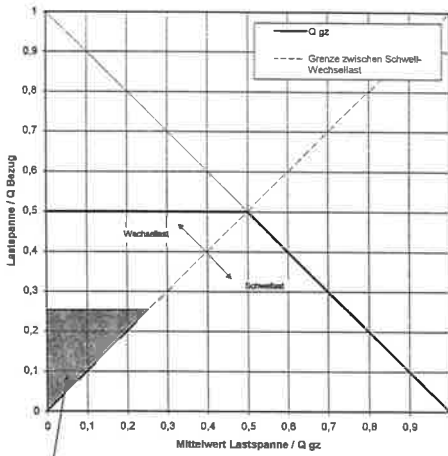


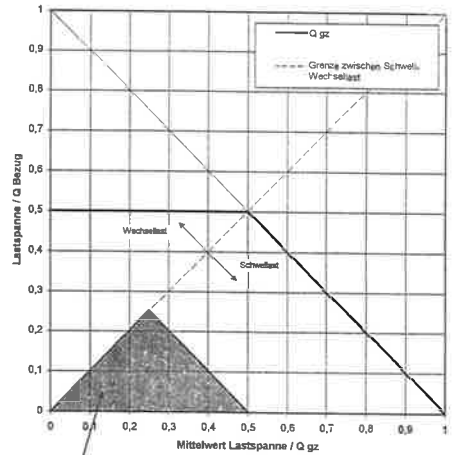
Bild 8.2

Vergleichsdiagramm der Versuchspunkte aller Großversuche Lasten (Lastspanne und Mittelwert) jeweils normalisiert bezüglich Bezugslast (Q_{Bezug}) und Grenzzuglast (Q_{gz})

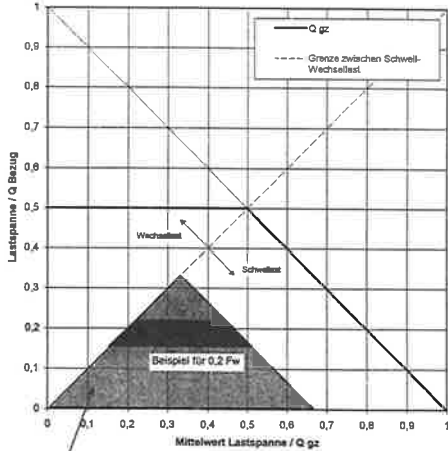
demnach weiterhin ausdrücklich festgelegt, daß der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $\text{zul}Q_z$ nicht überschreiten darf.



zul. Wechsellastbereich nach DIN 1054 ($\eta = 2,0$)



zul. Schwelllastbereich nach DIN 4128 unterhalb der Gebrauchslast



zul. Schwelllastbereich nach DIN 4125 ($\eta = 1,5$)

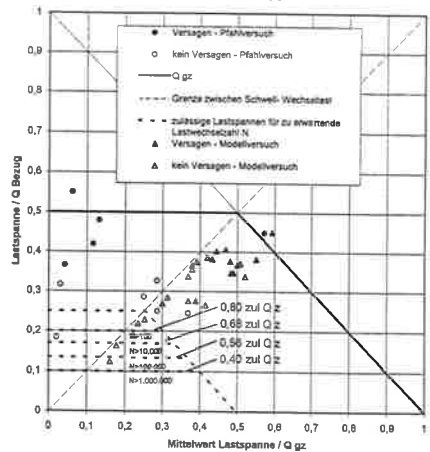


Bild 8.3 Vergleichsdiagramm
Darstellung der "zulässigen" Bereiche der Normen DIN 1054, DIN 4128, DIN 4125
Zusammenfassung aller Versuchspunkte der Großversuche und Modellversuche

In Bild 8.3 sind in der Form des "Vergleichsdiagramms" für die einzelnen angeführten Normen die zulässigen Bereiche markiert. Zusätzlich sind auch die Modellversuchsergebnisse in dieser Form der Darstellung als Punkte dargestellt. Auch die Modellversuchsergebnisse zeigen die Notwendigkeit, den Maximalwert der zyklischen Lastspanne auf den statisch zulässigen Maximalwert zu begrenzen.

Abschließend ist das vorgeschlagene Sicherheitskonzept der "zulässigen Lastspannen" gemäß Tabelle 8.1 ergänzend ebenfalls in der Form des "Vergleichsdiagramms" graphisch in Bild 8.4 dargestellt.

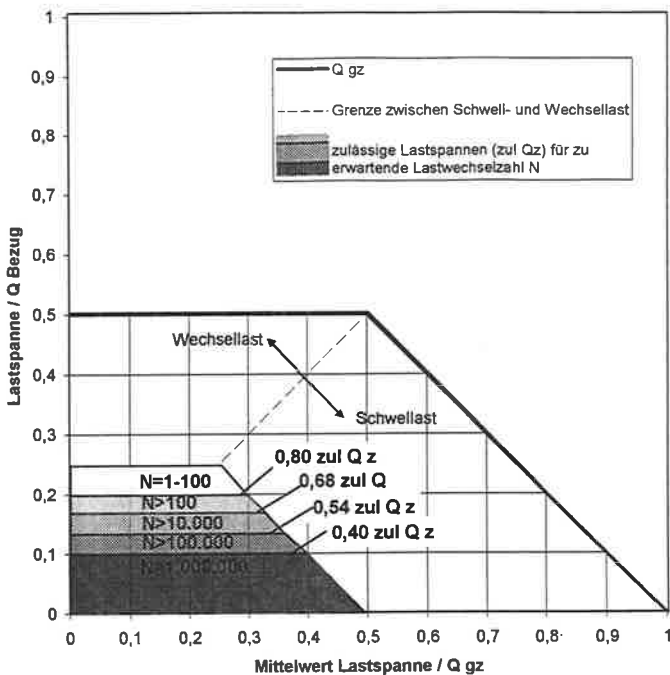


Bild 8.4 Sicherheitskonzept der "zulässigen Lastspannen" nach Tabelle 8.1 graphisch dargestellt in der Form des "Vergleichsdiagramms"

9 Zusammenfassung

Zum Tragverhalten von Pfählen, die durch axial zyklische Laständerungen mit hohen Lastwechselzahlen beansprucht werden, liegen nur wenige Erkenntnisse und Großversuche vor. Als Beispiele für zyklisch belastete Pfahlgründungen seien Windkräfte auf hohe schlanke Strukturen wie Kamine, Verkehrslasten bei aufgeständerten Fahrbahnkonstruktionen, Auftriebskräfte bei Becken und generell Wasserstandsänderungen genannt. Für die praktische Handhabung solcher Belastungsfälle gab es bisher wenig konkrete Hinweise aus Literaturen und Pfahlnormen.

Die Problematik axial zyklisch belasteter Pfahlgründungen wird am Beispiel des Gründungselements "Verpreßpfahl mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128" betrachtet. In der vorliegenden Arbeit wurden hierzu die Versuchsergebnisse mehrerer langjähriger Forschungsvorhaben zum Thema "Axial zyklisch belastete Pfähle", die am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München zum Großteil als großmaßstäbliche Versuche durchgeführt wurden, eingehend ausgewertet und beurteilt. Es sei hervorgehoben, daß mit "zyklisch" langsam ablaufende Belastungsvorgänge der Gründungssysteme bezeichnet werden und keine dynamischen Vorgänge, bei denen beispielsweise Trägheitskräfte eine wesentliche Rolle spielen können und Betrachtungsweisen aus der Bodendynamik in Frage kommen.

Die Großversuche in der 8 m tiefen Versuchsrube des Prüfamts mit insgesamt zehn realitätsnah, d.h. nahezu unter Baustellenbedingungen hergestellten, axial belasteten Verpreßpfählen von 5 m Länge und ca. 130 mm Durchmesser wurden in einem erdfeuchten Sandboden an der unteren Grenze mitteldichter Lagerung durchgeführt. Die Versuche erreichten bis zu 200.000 Lastwechsel, so daß sich z.T. Versuchsdauern von mehreren Monaten für einen Einzelversuch ergaben.

Die Versuchsergebnisse haben in eindringlicher Weise gezeigt, daß die Belastbarkeit von Pfählen bei zyklisch veränderlicher Dauerbeanspruchung wesentlich geringer ist als bei statisch konstanter Beanspruchung. Infolgedessen wurde für die zugrundeliegenden Verhältnisse, die einen kleinen Bereich der in der Praxis vorkommenden Möglichkeiten abdecken, aus den Ergebnissen der Versuche ein Sicherheitskonzept formuliert, in dem unter Bezug auf statische Pfahlprobelastungsergebnisse "zulässige Lastspannen" für axial zyklische Belastung in Abhängigkeit von der angestrebten Anzahl der Lastwechsel angegeben werden.

Neben der weiteren Auswertung der Großversuche sollte auch untersucht werden, ob in ähnlicher Weise aus einfachen Standard-Laborversuchen für unterschiedliche Bodenverhältnisse die Bestimmung einer derartigen "zulässigen" Größe für zyklische Beanspruchung abgeleitet werden kann. Da die Scherversuche "Direkter Rahmenscherversuch" und "Triaxialversuch" statische Versuche sind, die außerdem die am Pfahlschaft vorliegenden Spannungsverhältnisse nur eingeschränkt richtig wiedergeben, wurde dies auf dem Weg eines möglichst einfachen Vergleichs zwischen den Winkeln der Restscherfestigkeit und des *peak*- Werts versucht. Die Ergebnisse der standardmäßigen Scherversuche zeigen jedoch, daß das auf diese Weise gefundene Verhältnis die bei den zyklischen Großversuchen gefundenen Ergebnisse nicht zutreffend beschreibt. Auch die sog. Wiener-Routine-Scherversuche, bei denen 20 Wechsellastzyklen im letzten Versuchsabschnitt gefahren werden, führten im Hinblick auf die zyklische Tragfähigkeit zu keiner treffenden Aussage.

Das bedeutet, daß die Ermittlung der Restscherfestigkeit in statischen Laborversuchen nicht ausreicht, um den vollen Umfang der Abminderung der Tragfähigkeit unter zyklischer Dauerbelastung zu beschreiben. Hier ist von weiteren Einflüssen, in erster Linie sicher von der allmählichen Verminderung der Radialspannungen infolge Abbau des Dilatationseffektes, auszugehen. Dieser Einfluß konnte im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens ansatzweise mit Hilfe von Modellversuchen untersucht werden.

Im Gegensatz zu den standardmäßigen Scherversuchen konnten mit den Modellversuchen Ergebnisse erzielt werden, die mit den Großversuchen vergleichbar waren. Hierbei konnten die Versagensgrenzen - prozentual bezogen auf die statischen Grenzlaster - in zyklischen Dauerversuchen reproduziert und auf andere Parameterkombinationen an einem Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten (locker, mitteldicht, dicht) bei verschiedenen Wassergehalten unterhalb und bis einschließlich des Proctorwassergehalts ausgedehnt werden.

Als zentraler Schwerpunkt in der weiteren Auswertung der Großversuche in der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, daß die Schwell- und Wechselbelastungsversuche durchaus in Analogie zu der von Kriechversuchen bekannten Methode ausgewertet werden können. Ein entsprechender

Potenzansatz wird vorgestellt und damit die Möglichkeit einer genauen rechnerischen Nachbildung der bei den Schwellastversuchen gemessenen Verschiebungsverläufe demonstriert. Darüberhinaus können auf diese Weise Prognoseberechnungen für das Erreichen einer bestimmten Verschiebung, z.B. 10 mm, was häufig mit dem Versagen einer Konstruktion gleichzusetzen wäre, durchgeführt werden. Auch diese Prognoseberechnungen liegen den tabellarisch angegebenen "zulässigen Lastspannen" zugrunde.

Außerdem wird in der vorliegenden Arbeit nachgewiesen, daß auch aus statischen Probelastungen und aus Erfahrungswerten Parameter bzw. Gleichungsterme für den Potenzansatz abgeleitet werden können, mit denen der Verschiebungsverlauf von zyklischen Versuchen in guter Näherung vorhergesagt werden kann (Abschnitt 7.5). Auch eine Anwendung dieser Prognoseberechnung durch Nach- bzw. Vergleichsrechnung auf der Grundlage "statischer" Parameter konnte sowohl für die Großversuche in der Versuchsrube wie auch für Ergebnisse zyklischer Probelastungen einiger anderer vorliegender Anwendungsbeispiele von Feldversuchen von Bohrpfehlen und Ankern durchgeführt werden und lieferte eine z.T. überraschende Genauigkeit im Vergleich zu den Meßergebnissen. Letzteres könnte vor allem für die Praxis Konsequenzen bezüglich der Einsparung von aufwendigen zyklischen Versuchen haben.

Bei Pfählen in mitteldicht gelagerten Sanden über dem Grundwasser wird aufgrund der Ergebnisse der Großversuche die "zulässige Lastspanne" $zulQ_{zykl}$ aus Schwell- oder Wechsellasten als Anteil einer statischen Last ($zulQ_z$ oder Q_{gz} oder Q_{Bczug}) angegeben. Die zulässige statische Zugbelastung $zulQ_z$ ist relativ einfach nach DIN 1054 aus statischen Zug-Probelastungen, die die Grenzlaster für Zug Q_{gz} liefern, zu ermitteln oder aus Erfahrungswerten (z.B. aus DIN 4014) abzuschätzen.

In Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl wurden die in der folgenden Tabelle 9.1 zusammengefaßten "zulässigen Lastspannen" für axial zyklische Belastung angegeben:

zu erwartende Lastwechselzahl	zulässige Lastspanne zulQ _{zykl}
1	1,00 zulQ _z (~ 0,50 Q _{gz}) (~ 0,25 Q _{Bezug})
100	0,80 zulQ _z (~ 0,40 Q _{gz}) (~ 0,20 Q _{Bezug})
10000	0,68 zulQ _z (~ 0,34 Q _{gz}) (~ 0,17 Q _{Bezug})
100000	0,54 zulQ _z (~ 0,27 Q _{gz}) (~ 0,14 Q _{Bezug})
1000000 und mehr	0,40 zulQ _z (~ 0,20 Q _{gz}) (~ 0,10 Q _{Bezug})

Tabelle 9.1 Zulässige Lastspannen in Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl

Erläuterungen zur Tabelle 9.1:	zulQ _z	zulässige statische Zugbelastung
	Q _{gz}	Grenzlast für Zug
	Q _{Bezug} = 2 x Q _{gz}	Bezugsgröße
	zulQ _{zykl}	"zulässige Lastspanne"

Bei diesen vorgeschlagenen "zulässigen Lastspannen" wird der Klarheit halber ausdrücklich festgelegt, daß hierbei der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert zulQ_z nicht überschreiten darf. Sie können darüberhinaus nach den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit erweitert angewendet werden auf Sandböden in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung bei Wassergehalten bis zum Proctorwassergehalt. Durch die Versuche nicht abgesichert sind sie bei sehr lockerer und sehr dichter Lagerung und bei Wassergehalten oberhalb des Proctorwertes und allen bindigen Böden.

Dem sich hier andeutenden Handlungsbedarf wird in der Neufassung der E DIN 1054:2000-12, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Rechnung getragen. Für "verpreßte Mikropfähle in mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers" sind die aufgrund der durchgeführten Forschung vorgeschlagenen "zulässigen Lastspannen" als charakteristische Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für verpreßte Mikropfähle in Anhang F und Tabelle F.2 als "Anhaltswerte für charakteristische Lastspannen" übernommen worden.

Die angegebenen "zulässigen Lastspannen" können sowohl unter Einbeziehung der Prognoserechnungen aus der Auswertung der Großversuche sowie auch der Ergebnisse der Modellversu-

che sowie auch des Vergleichs mit Literaturergebnissen als abgesichert gelten. Die vorgeschlagenen Werte entsprechen im Vergleich nicht genau dem aus der Literatur als *Critical Level of Repeated Loading* bekannten Konzept. Dort wird die Anzahl der Lastwechsel nicht in der gleichen Weise gewichtet, von der Größenordnung her ergibt sich jedoch eine teilweise gute Übereinstimmung. Insgesamt passen die eigenen Versuchsergebnisse zu einigen, jedoch nicht zu allen Literaturergebnissen, wobei sie von den erreichten Lastwechselzahlen weit darüber hinausgehen.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß in der vorliegenden Arbeit insbesondere auf der Grundlage der Großversuche grundlegende Erkenntnisse zum Verhalten von Verpreßpfählen unter axialer zyklischer Dauerbelastung gewonnen wurden und zu den Fragen der Sicherheit und Belastbarkeit konkrete und praxisnahe Angaben erarbeitet werden konnten. Diese Angaben finden mittlerweile bereits in der Normungsarbeit, insbesondere der Neufassung der E DIN 1054 ihren Niederschlag.

Häufige Bezeichnungen und Abkürzungen

s	Verschiebung
s_1	Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel
s^o	Verschiebungsrate pro Zyklus
s^o_1	Verschiebungsrate bei Lastwechsel $N = 1$
λ	Neigung der log - log - linearen Kurve der Verschiebungsrate
k_s	Kriechmaß
r	Pfahlradius
D	Pfahldurchmesser
N	Anzahl der Lastwechsel
CLRL	<i>Critical Level of Repeated Loading</i>
Q_{gz}	Grenzlast für Zug
Q_{gd}	Grenzlast für Druck
$Q_{\text{Bezug}} = 2 \times Q_{gz}$	(= Bezugsgröße)
$zulQ_z$	zulässige statische Zugbelastung
$zulQ_{zyl}$	"zulässige Lastspanne"
R^2	Bestimmtheitsmaß bei Korrelation
c'	effektive Kohäsion
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	totale Hauptspannungen
$\sigma_1 - \sigma_3$	Hauptspannungsdifferenz
σ_v'	eff. Vertikalspannung
σ_z'	eff. Zellendruck
σ_v'	Anfangsnormalspannung
σ'_{Rf}	Radialspannung beim Bruch
p'	mittlere effektive Spannung = $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$
q	Deviatorspannung = $((\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2)/2)^{1/2}$
τ	Schubspannung
τ_M	Mantelreibung
τ_{M^*}	Mantelreibung beim Bruch
τ_R	Restscherfestigkeit
Φ_{Peak}	Reibungswinkel beim Bruch
Φ_{Rest}	Restreibungswinkel
Φ_s	Winkel der Gesamtscherfestigkeit
ρ_{Pr}	Proctordichte
ρ_s	Korndichte
$\max \rho_d$	Trockendichte in dichtester Lagerung
$\min \rho_d$	Trockendichte in lockerster Lagerung
n_{10}	Schlagzahl der Leichten Rammsonde DIN 4094 für 10 cm Eindringung
q_c	Spitzendruck der Drucksonde nach DIN 4094

Literatur

- BEA, R.G. (1992): Pile Capacity for Axial Cyclic Loading. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 118, No. 1, January
- BEA, R.G. ; AUDIBERT, J.M.E. ; DOVER, A.R. (1980): Dynamic Response of Laterally and Axially Loaded Piles. Offshore Technology Conference 3749
- BEGEMANN, H.K. (1973): Alternating Loading and Pulling Tests on Steel I-Beam Piles. 8. ICSMFE in Moskau
- BEMBEN ; KALAJIAN ; KUPFERMAN (1973): The vertical holding capacity of marine anchors in sand and clay subjected to static and cyclic loading. Porc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, Vol. 2, Paper No. 1912, May 1973, pp. 871-880
- BEMBEN ; KUPFERMAN (1975): The vertical holding capacity of marine anchor flukes subjected to static and cyclic loading. Porc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, Vol. 1 Paper No. 2185, May 1974, pp. 363-374
- BOULON, M. ; DESRUES, J. ; FORAY, P. ; FORGUE, M. (1980): Numerical model for foundation under cyclic loading - Application to piles. Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Vol. 2, pp. 681-694
- BROMS, B. (1970): Bearing capacity of cyclically loaded piles. Report No. 44, Swedish Geotechnical Inst. Stockholm, Sweden
- CHAN, S.F. (1976): The behaviour of piles subjected to static and repeated loads. Thesis, Univ. of Sheffield
- CHAN, S.F. ; HANNA, T.H. (1980): Repeated loading an single piles in sand. Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT 2, pp. 171-188
- DIYALJEE, V.A. ; RAYMOND, G.P. (1982): Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol.108, No.GT10 1982
- DGEG (1993): Empfehlungen des Arbeitskreises 5: Statische axiale Probelastungen von Pfählen. Geotechnik 3/93
- FLOSS, R. ; WÄLZEL, E. ; OSTERMAYER, H. (1990): Bestimmung der Langzeitfestigkeit von Böschungen. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FA 5.069 G 80 M im Auftrag des Bundesministers für Verkehr

- FRANKE, E. (1992): Grundbauwerke Kap. 3.3 "Pfähle", Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 3, S. 173 ff., Verlag Ernst und Sohn
- GOLDSCHIEDER, M. ; GUDEHUS, G. (1976): Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und Offshore-Bauwerken. Baugrundtagung 1976, DGEG
- GROSCH, J.L. ; REESE, L.C. (1980): Field tests of small-scale pile segments in a soft clay deposit under repeated axial loading. Proc. Offshore Technology Conf. 3869, Texas, pp. 143-151
- GRUBER, N. ; KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1985): Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Schriftenreihe Heft 5 Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. Floss
- GUDEHUS, G. (1990): Erddruckermittlung, Grundbautaschenbuch (Verlag Ernst und Sohn, Vierte Auflage, Teil 1)
- GUDEHUS, G. ; HETTLER, A. (1981): Bleibende Verschiebungen von Baukörpern in Sandboden unter monotonen und zyklischen Belastungen. Vorträge der Baugrundtagung 1980, Mainz, S. 147-166
- GÜTTLER, U. (1984): Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 8
- HANNA, T.H. ; AL-MOSAWI, M.J. (1985): Performance of Prestressed Anchors under Slow Repeated Loadings. Canadian Geotechnical Journal, pp. 127-132
- HANNA, T.H. ; SIVAPALAN, E. ; SENTURK, A. (1978): The behaviour of dead anchors subjected to repeated and alternating loads. Ground Engineering, April 1978, pp. 28-40
- HARDIN, B.O. ; DRNEVICH, V.P. (1972): Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July 1972, pp. 667-692
- HENKE, K.F. ; MÜLLER - WELT, H. (1979): Dauertragverhalten von vorgespannten Injektionsankern unter schwellender Beanspruchung. Schlußbericht, Forschungsvorhaben IV/1-5-63/74. Institut für Bautechnik, Berlin
- HETTLER, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlichung des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 90

- HOLZLÖHNER, U. (1978): Bleibende Setzungen von Fundamenten infolge dynamischer Last. Die Bautechnik Heft 5
- HYDE, A.F.L. ; BROWN, S.F. (1976): The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading. *Geotechnique* Vol. XXVI, Nr.1, March
- HODJERA, B. (1979): Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung. *Geotechnik*, Jahrgang 2 (1979) Heft 2, S. 84ff.
- HOLMQUIST, D.V. ; MATLOCK, H. (1976): Resistance-displacement relationships for axially loaded piles in soft clay. *Proc. Offshore Technology Conf.*, Houston, Tex., USA, pp. 553-569
- ISHIHARA, K. ; TATSUOKA, F. ; YASUDA, S. (1975): Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations* 15(1)
- JELINEK, R. ; SCHEELE, F. (1978): Das Kriechverhalten von Verpreßankern. Forschungsbericht der vom Bundesministerium für Verkehr geförderten Forschungsarbeit (FA.15.006 S 73 B)
- KARLSRUD, K. ; HAUGEN, T. (1986): Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Results of Field Model Tests. *NGI-Publ.* Nr. 166
- KARLSRUD, K. ; NADIM, F. ; HAUGEN, T. (1987): Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Field Tests and Computational Modelling. *NGI-Publ.* Nr. 169
- KARLSRUD, K. ; KALSNES, B. ; NOWACKI, F. (1992): Response of Piles in soft Clay and Silt Deposits to static and Cyclic Axial Loading based on recent instrumented Pile load Tests. *NGI-Publ.* Nr. 188
- KEMPFERT, H.-G. ; HU, Y. (1997): Unterbau- und Untergrundbeanspruchung infolge Eisenbahnverkehrslasten sowie Langzeitverhalten von gering tragfähigen Böden. Zwischenbericht zu DFG-Forschung
- KORECK, H.-W. ; SCHWARZ, P. (1988): Axial cyclic loaded piles. *Proceedings of the 1st international geotechnical seminar on deep foundations on bores and auger piles*, Ghent, 7./9. June Ed. by Prof. W.F. Van Impe
- KRAFT, L.M. ; COX, W.R. ; VERNER, E.A. (1981): Pile load tests: Cyclic loads and varying load rates. *Proc. ASCE*, Vol. 107, No. GT 1, pp. 1-19

- LASHINE A.K.F.(1973) Deformation characteristics of a silty clay under repeated loading,
Proc. 8. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moskau, Vol. 1.1, pp. 237ff
- LEE, C.Y. ; POULOS, H.G. (1991): Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore
Calcareous Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.11, Nov.
- LEELANITKUL, S. ; TIMMERMAN, D.H. (1982): Deformation of sand under cyclic loading.
Proc. Conf. on soil dynamics and earthquake engineering, Southampton U.K.
- LEHANE, B.M. ; JARDINE, R.J. ; BONDA, J. ; FRANK, R. (1993): Mechanisms of Shaft
Friction in Sand from Instrumented Pile Tests. ASCE Journal of Geotechnical Engineering,
Vol 119, No. 1, January
- LUONG, M.P. (1980): Stress - strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient
loading. Proc. Int. Symp. on soils under cyclic and transient loading, Balkema, Rotterdam
- MARR W.A., CHRISTIAN J.T.(1981): Permanent Displacements due to cyclic Wave loading.
Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol.107, No.GT8
- ORE-BERICHT NR.14 "Ermüdungsverhalten von Böden" zur Frage D117 "Optimale Anpassung
des klassischen Oberbaus an den künftigen Verkehr", Utrecht
- OSTERMAYER, H. (1975): Construction, carrying behaviour and creep characteristics of
ground anchors. Conf. Diaphragm walls and anchorages, London 1975, pp.141.
- OSTERMAYER, H. ; WERNER, H.-U. (1972): Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen
in der Verankerungstechnik. Baugrundtagung Stuttgart
- OSTERMAYER, H. (1996): Verpreßanker. Grundbautaschenbuch, Fünfte Auflage, Teil 2, Verlag
Ernst und Sohn, Berlin
- PANDE, G.N. (1980): Shakedown of foundations subjected to cyclic loads. Soil mechanics -
transient and cyclic load - constitutive relations and numerical treatment, Balkema
- POULOS, H.G. (1989): Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand. ASCE Journal of Geotechnical
Engineering, Vol 115, No. 6, June
- POULOS, H.G. (1988): Cyclic Stability Diagram for axially loaded Piles. ASCE Journal of
Geotechnical Engineering, Vol 114, No. 8, August
- SANGREY, D.A. ; CASTRO, G. ; POULOS, S.J. ; FRANCE, J.W. (1978): Cyclic loading of
sands, silts and clays. Earthquake, Engineering and Soil Dynamics, Vol. 2, pp. 836-851
- SANGREY, D.A. ; HENKEL, D.J. ; ESRIG, M.I. (1969): The effective stress response of a
saturated clay soil to repeated loading. Canadian Geotechnical Journal, 6(3)

- SCHEELE, F. (1982): Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigen Böden. Heft 1 der Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik TU München
- SCHWARZ, P. (1998): Axial cyclic loading of small diameter injection piles in sand. International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, 8./9. October, Darmstadt
- SCHWARZ, P. (1999): Axial zyklisch belastete Pfähle. Bericht über erweiterte Auswertungen, neue Laborversuche und Modellversuche, Fraunhofer IRB Verlag
- SINGH, A. ; MITCHELL, J.K. (1969): Creep potential and creep rupture of soils. Proc. 7. Int Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Mexiko vol. 1, pp. 379ff.
- SWANE, I.C. ; POULOS, H.G. (1980): A theoretical study of the cyclic shakedown of laterally loaded piles. Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada
- TIMMERMAN, D.H. ; WU, T.H. (1969): Behavior of dry sands under cyclic loading. JSMF, ASCE Vol. 95, july
- TROCHANIS, A.M. ; BIELAK, J. ; CHRISTIANO, P.P. (1987): Hysteretic Dissipation of Piles under cyclic load. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 113, No. 4, April
- TROFIMENKOV, J.G. ; MARIUPOLSKII, L.G. (1965): Screew piles used for mast and tower foundations. Proc. 6. ICSMFE, Vol. 2, pp. 328-332, Montreal
- TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1987): Prediction of drilled shaft displacements under repeated axial loading. Prediction and Performance in Geotechnical Engineering , Calgary
- TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1990): Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 3
- TURNER, J.P. ; KULHAWY, F.H. (1987): Prediction of drilled shaft displacements under repeated axial loads. Conf. Prediction and Performance in Geotechnical Eng., Calgary
- WERNICK, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Heft 75 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, TU Karlsruhe
- WOOD, D.M. (1982): Laboratory Investigations of the Behaviour of Soils under Cyclic Loading: A Review. Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads, John Wiley & Sons Ltd.

Verzeichnis der Anlagen

Anlagenübersicht zu Abschnitt 5: Statische und Zyklische Großversuche an Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in Sand in der Versuchsgrube der TU München

Anlage 5.1	Bodenkennwerte Versuchssand vor Versuchsdurchführung
Anlage 5.2	Sondierungen vor Versuchsdurchführung
Anlage 5.3	Anordnung der Pfähle in der Versuchsgrube
Anlage 5.4	Ablaufschema, Meßwerterfassung
Anlage 5.5	Last-Verschiebungs-Diagramm, Zeit-Verschiebungs-Diagramm Statischer Versuch Pfahl 6
Anlage 5.6, Bl. 1 - 3	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 7/1
Anlage 5.7, Bl. 1 - 2	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 8/1
Anlage 5.8, Bl. 1 - 2	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 9/1
Anlage 5.10	Last-Verschiebungs-Diagramm Statischer Versuch Pfahl 7/2
Anlage 5.11, Bl. 1 - 3	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 9/2
Anlage 5.12, Bl. 1 - 3	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 8/2
Anlage 5.13, Bl. 1 - 3	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 10/2
Anlage 5.14	Versuchsdaten, Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Zyklischer Versuch Pfahl 7/7
Anlage 5.15, Bl. 1	DMS-Meßwerte Statischer Versuch 4/1
Anlage 5.16, Bl. 1	Diagramm Last-Mantelreibung Statischer Versuch 6/1
Anlage 5.16, Bl. 2	Diagramm Verschiebung-Mantelreibung Statischer Versuch 6/1

Anlagenübersicht zu Abschnitt 6: Laboruntersuchungen durch Scherversuche und Sonderversuche mit Modellcharakter

Anlage 6.1	Körnungslinien Versuchssand
Anlage 6.2	Proctorversuche Versuchssand
Anlage 6.3, Bl. 1 - 4	Direkter Scherversuch (Rahmenscherversuch) Beispiel
Anlage 6.4, Bl. 1 - 3	Wiener RoutineScherversuch Beispiel
Anlage 6.5, Bl. 1 - 4	Triaxialversuch Beispiel
Anlage 6.6, Bl. 1 - 2	Tabellarische Zusammenstellung der Versuchsdaten aller Sonderversuche mit Modellcharakter
Anlage 6.7, Bl. 1 - 2	Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramme aller Sonderversuche mit Modellcharakter

Anlagenübersicht zu Abschnitt 7: Neue Auswertung der Versuchsergebnisse der Großversuche mit einem kriechanalogen Rechenmodell

- Anlage 7.1 Bl. 1 - 4 Neuauswertung Verschiebung - Anzahl der Lastwechsel
und Verschiebungsrate - Anzahl der Lastwechsel:
Schwellastversuche Pfahl 2/2, Pfahl 8/1, Pfahl 9/1, Pfahl 10/1
- Anlage 7.2 Bl. 1 - 6 Neuauswertung Verschiebung - Anzahl der Lastwechsel
und Verschiebungsrate - Anzahl der Lastwechsel:
Wechselastversuche Pfahl 5/1, Pfahl 7/1, Pfahl 8/2, Pfahl 9/2,
Pfahl 3/1, Pfahl 3/2
- Anlage 7.3 Auswertung von Kriechversuchen an Ankern aus SCHEELE, F. (1982)
- Anlage 7.4 Bl. 1 - 4 Vergleichsrechnung (Prognose) mit "statischen" Eingangsdaten
Pfahl 2/2, Pfahl 8/1, Pfahl 9/2, Pfahl 10/2

Anlage 5.1

Zusammenstellung der Bodenkennwerte
vor der Versuchsdurchführung

HÖHE ÜBER SOHLE																
+ 0,8 m			+ 1,2 m			+ 2,0 m			+ 4,0 m			+ 6,0 m				
g	w	q _d	g	w	q _d	g	w	q _d	g	w	q _d	g	w	q _d		
t/m³	%	t/m³	t/m³	%	t/m³	t/m³	%	t/m³	t/m³	%	t/m³	t/m³	%	t/m³		
1,56	3,98	1,52	1,61	7,14	1,51	1,64	9,12	1,50	1,76	12,07	1,57	1,76	10,80	1,59		
1,61	6,66	1,51	1,65	7,70	1,53	1,67	7,13	1,56	1,60	10,00	1,45	1,94	12,00	1,74		
1,62	5,36	1,53	1,66	8,33	1,55	1,61	7,34	1,50	1,70	9,80	1,55	1,79	12,30	1,60		
1,62	5,67	1,53	1,59	5,40	1,51	1,63	6,76	1,53	1,72	10,90	1,55	1,94	11,30	1,75		
1,63	5,64	1,54	1,69	5,86	1,60	1,62	5,62	1,53	1,76	11,20	1,58	1,77	12,00	1,58		
1,66	5,69	1,57	1,59	6,83	1,49	1,61	6,04	1,52	1,70	12,60	1,51	1,77	12,60	1,57		
1,63	5,34	1,55	1,67	7,44	1,55	1,63	7,59	1,51	1,80	12,50	1,60	1,85	12,40	1,65		
1,67	5,57	1,58	1,66	8,07	1,54	1,63	8,20	1,51	1,76	11,00	1,60	1,82	13,40	1,61		
1,69	6,02	1,59	1,63	7,41	1,52	1,64	8,84	1,50	1,73	10,60	1,56	1,92	14,00	1,68		
1,65	5,75	1,56	1,64	5,71	1,55	1,60	6,36	1,51	1,73	10,40	1,57	1,85	11,40	1,66		
1,69	6,52	1,59	1,54	7,90	1,43	1,69	9,91	1,54	1,70	12,30	1,51	1,97	10,20	1,80		
1,64	6,66	1,54	1,66	6,22	1,56	1,67	4,69	1,59	1,69	10,60	1,53	1,84	12,10	1,63		
1,64	6,05	1,54	1,66	9,16	1,52	1,65	7,11	1,54	1,64	9,50	1,50	1,92	17,60	1,63		
1,71	6,04	1,61	1,58	5,46	1,50	1,63	7,40	1,52	1,68	10,00	1,53	1,89	15,70	1,64		
1,64	6,45	1,54							1,85	14,80	1,61	1,83	12,80	1,63		
1,59	6,98	1,48							1,72	10,10	1,56	1,96	14,30	1,57		
1,64	6,52	1,54										1,85	9,50	1,69		
1,55	6,97	1,45										1,99	13,30	1,76		
1,56	5,99	1,49										1,81	12,30	1,61		
1,60	6,63	1,50										1,79	13,40	1,58		
max	1,71	6,98	1,61	1,69	9,16	1,60	1,69	9,91	1,59	1,85	14,80	1,61	1,99	17,60	1,80	
min	1,55	3,98	1,45	1,54	5,40	1,43	1,60	4,69	1,50	1,60	9,50	1,45	1,76	9,50	1,57	
Mittel	1,63	6,00	1,54	1,63	7,05	1,53	1,64	7,29	1,53	1,72	11,15	1,55	1,86	12,72	1,65	
Σ	0,325		0,300		0,300		0,350		0,350		0,600					

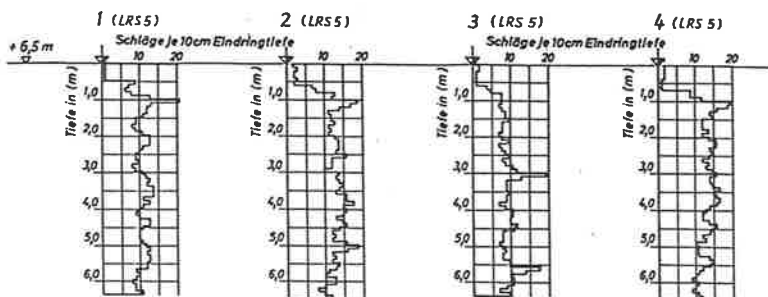
g Mittel gesamt 1,70 t/m³

w Mittel gesamt 9,0 %

Σ Mittel gesamt 1,56 t/m³

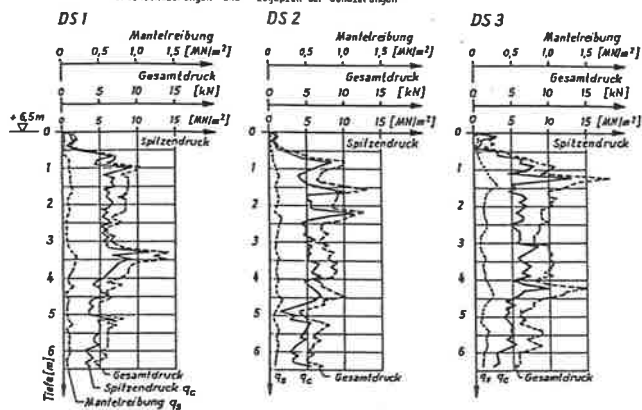
D Mittel gesamt 0,38 mit min q_d = 1,41 und max q_d = 1,81 t/m³ gerechnet.

Leichte Rammsondierungen (LRS 5)



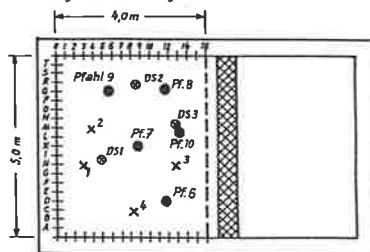
AXIAL ZYKLISCH BELASTETE PFÄHLE

Drucksondierungen und Lageplan der Sondierungen



VERSUCHSGRUBE

Lage der Sondierungen



x • Leichte Rammsondierung (LRS 5)

DS • Drucksondierung

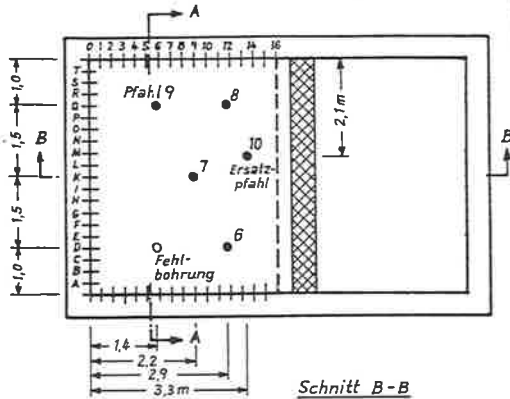
PF • Pfahl

Anlage 5.3

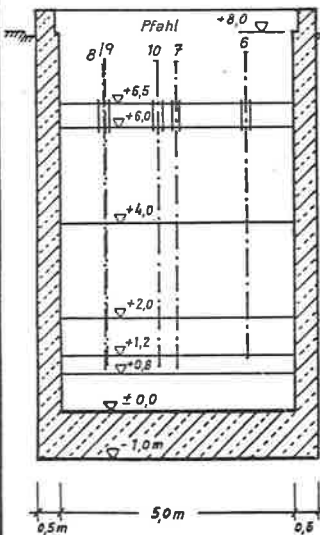
VERSUCHSGRUBE mit Lage der Pfähle

M. = 1:100

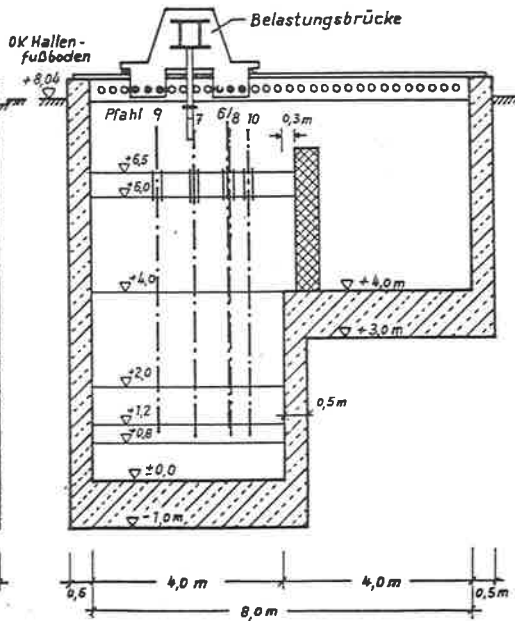
Draufsicht



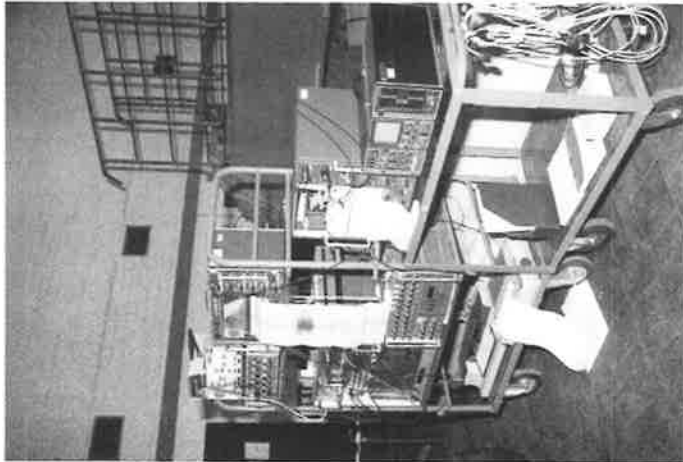
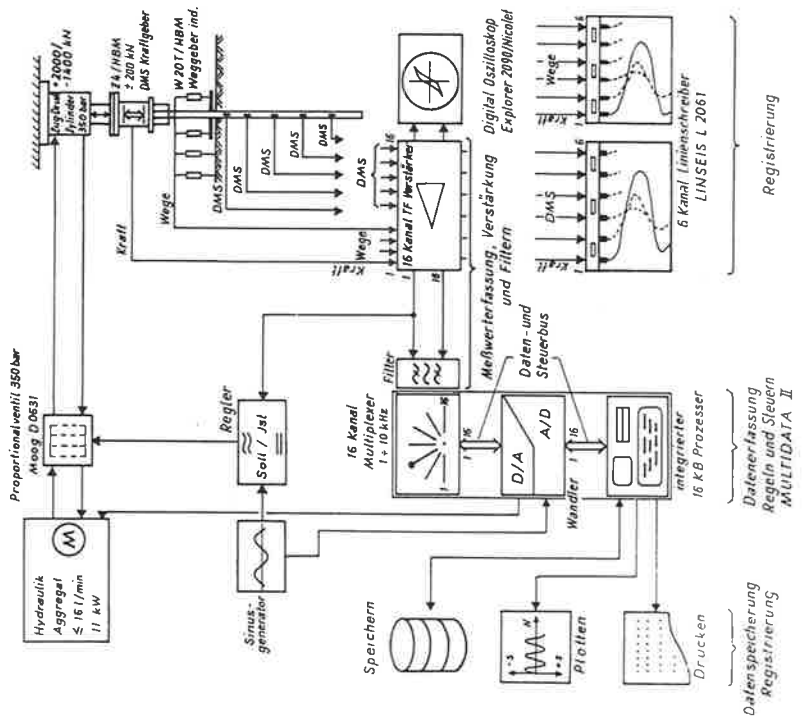
Schnitt A-A

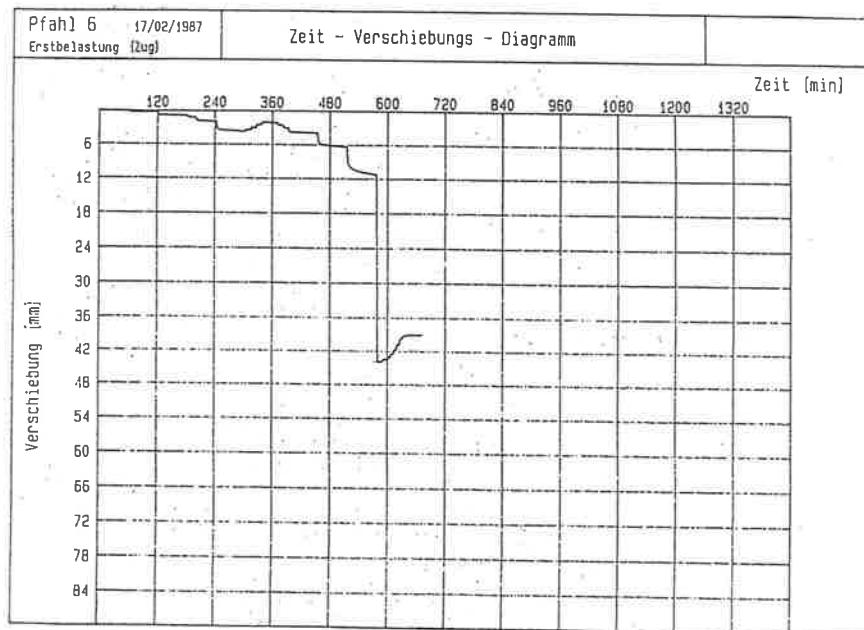
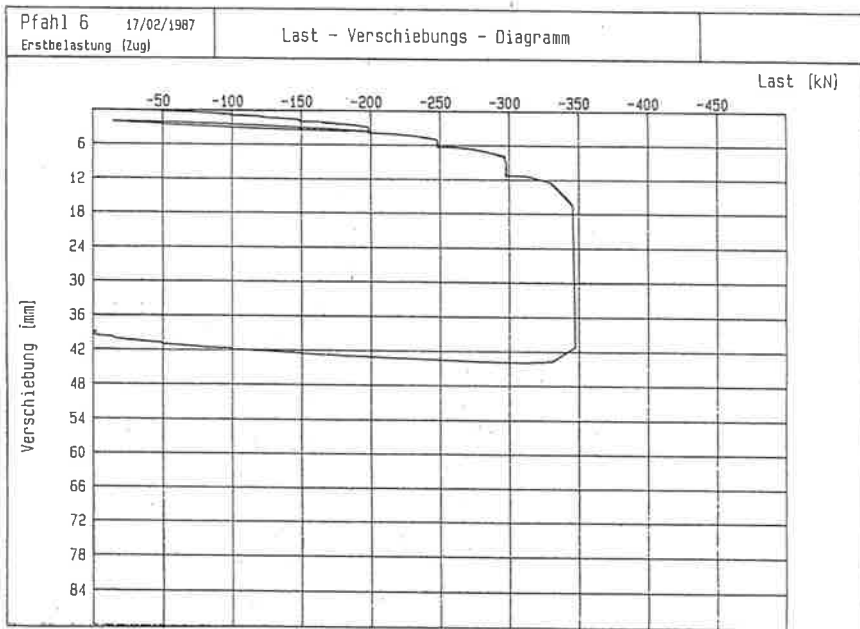


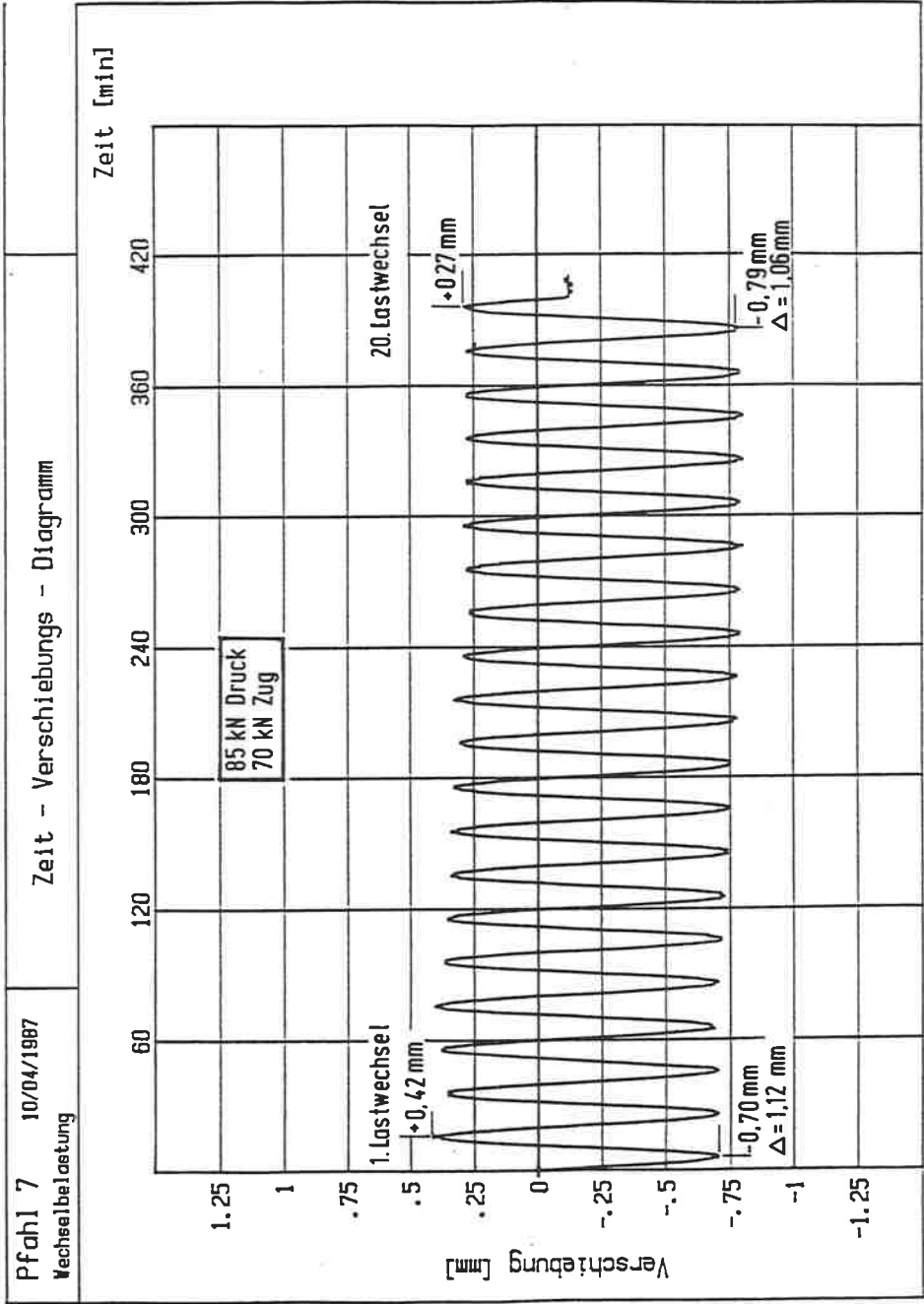
Schnitt B-B

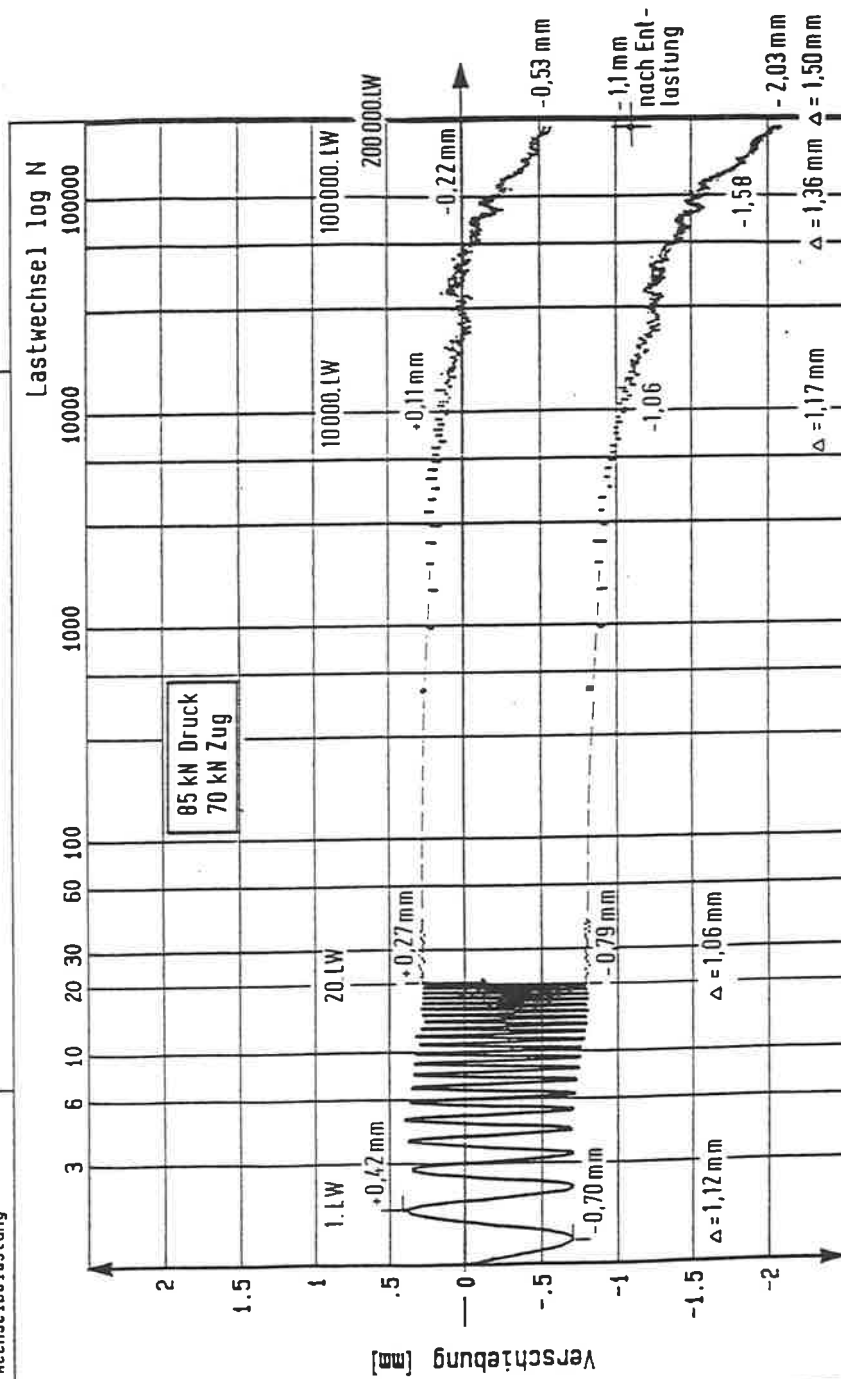


Pfahlversuch Wechselbelastung Pfahl 3, Versuch 1,23



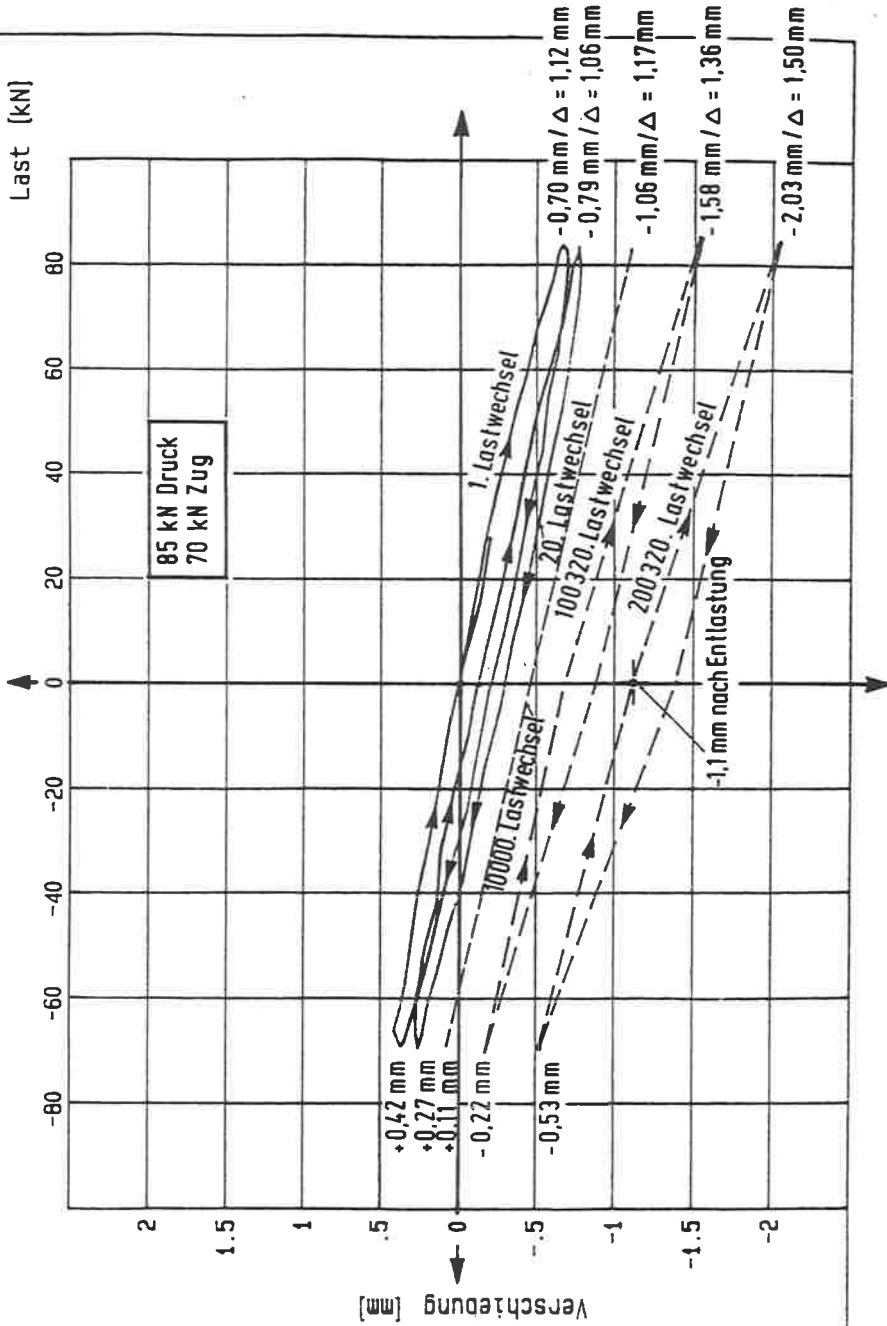


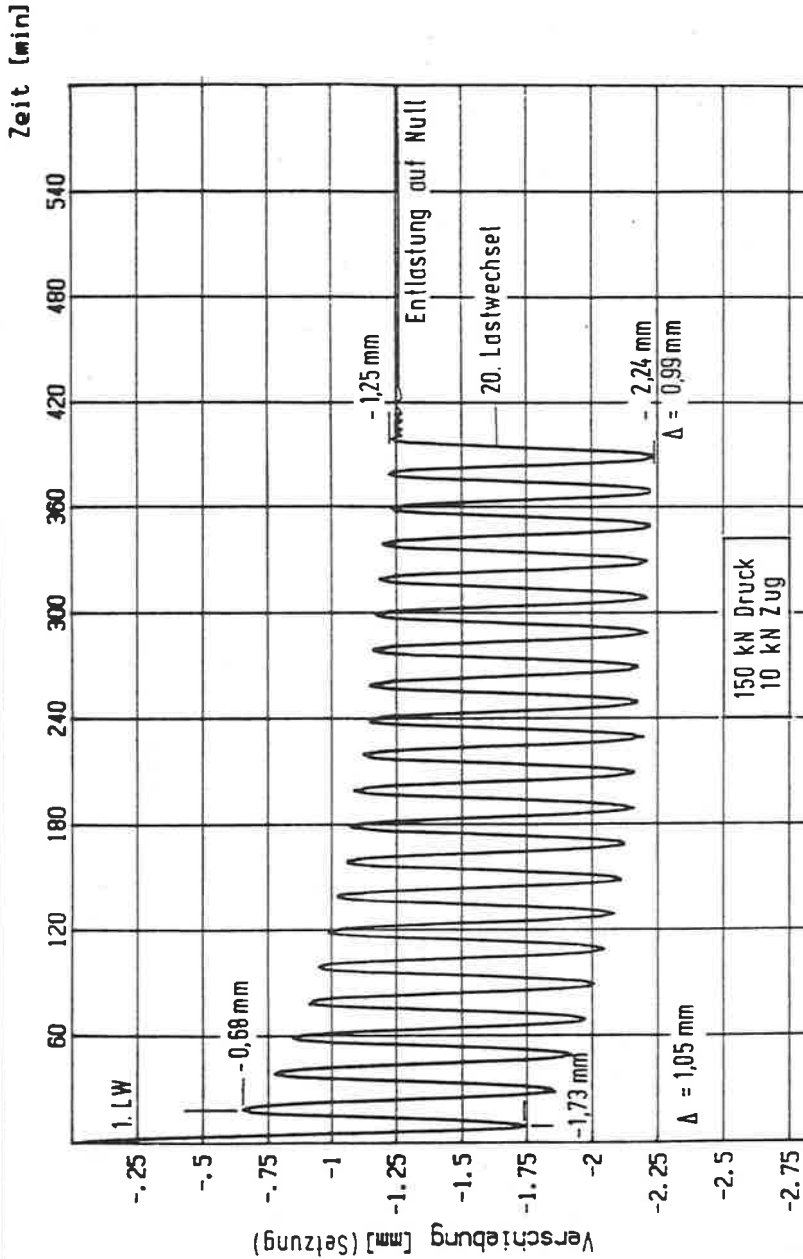


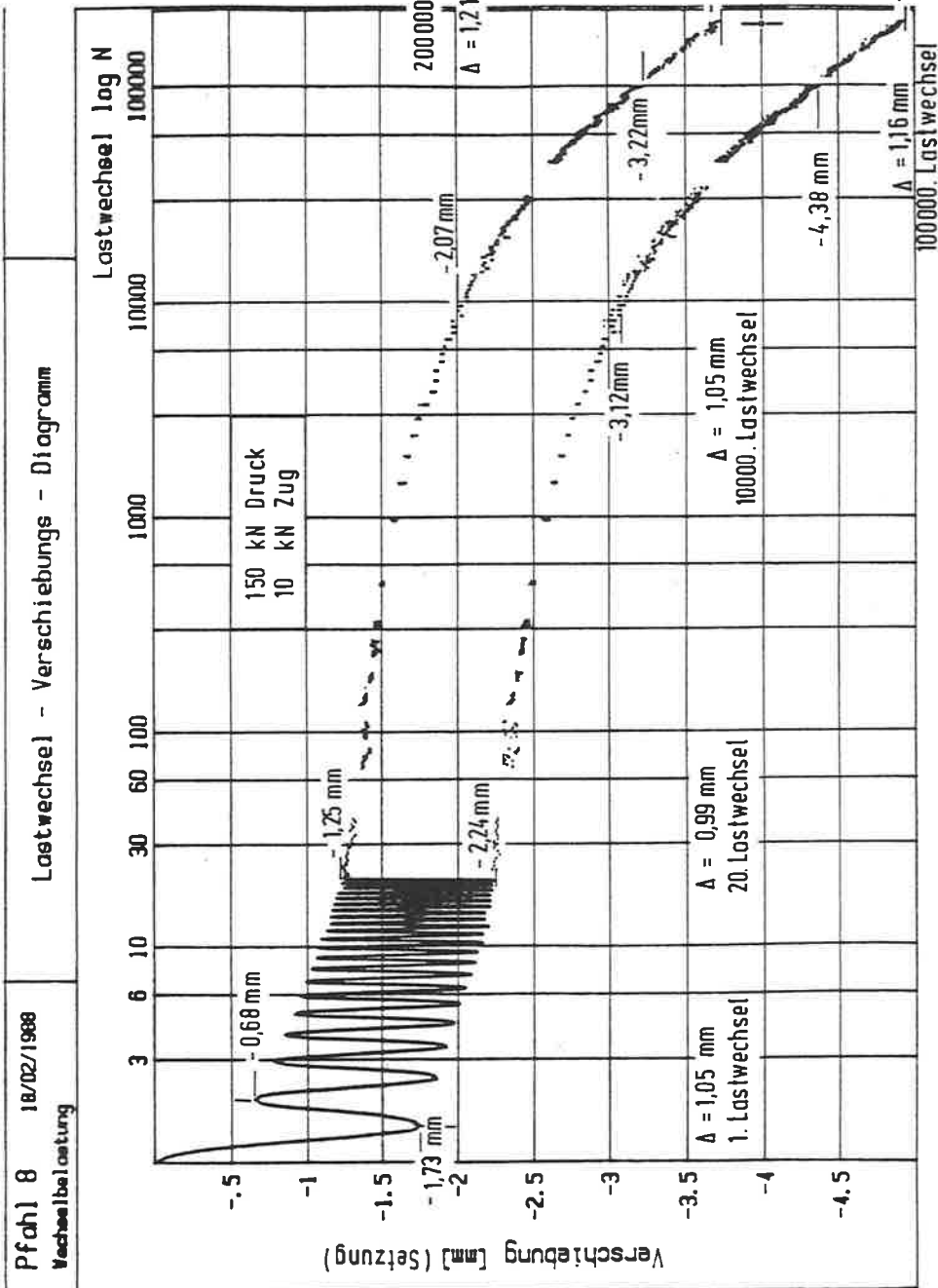


Pfahl 1.7
Wechselbelastung

Last - Verschiebungs - Diagramm

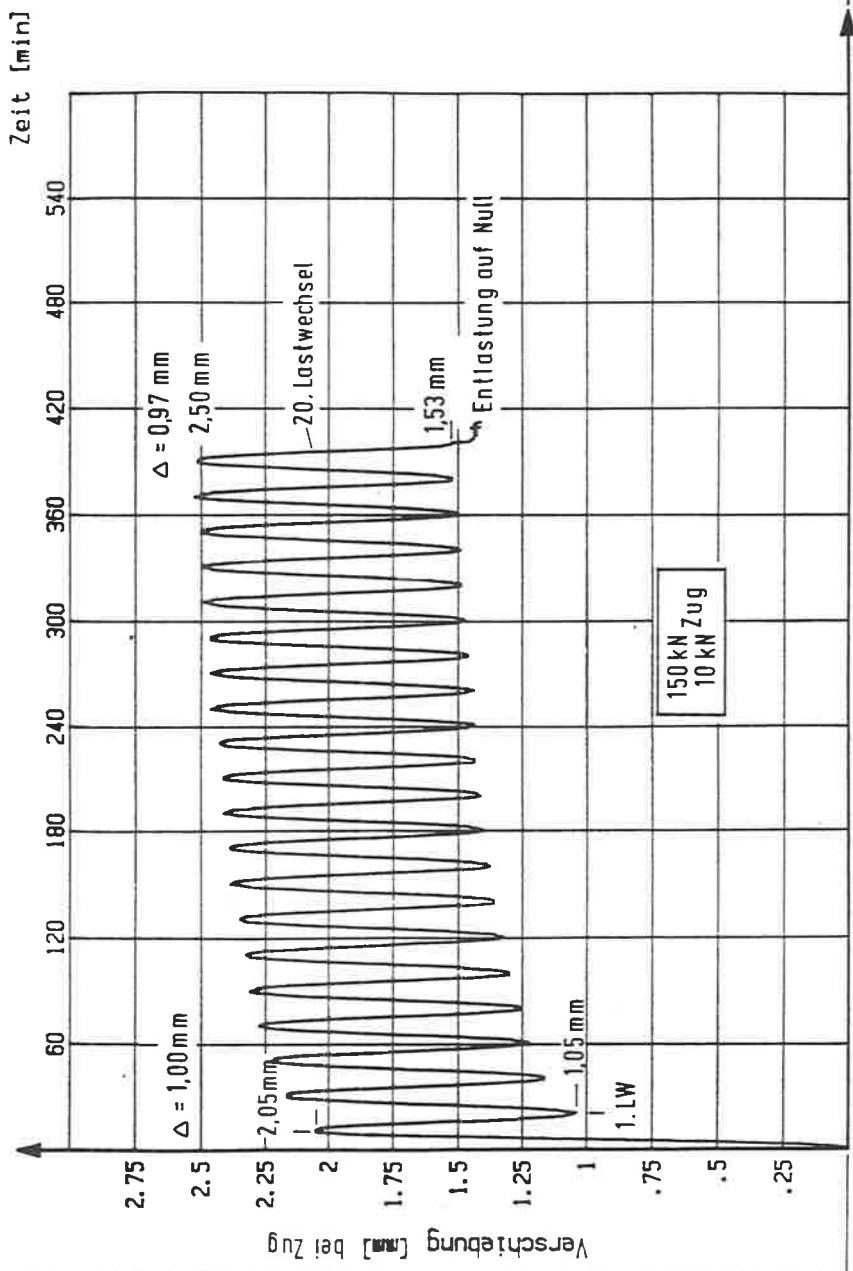






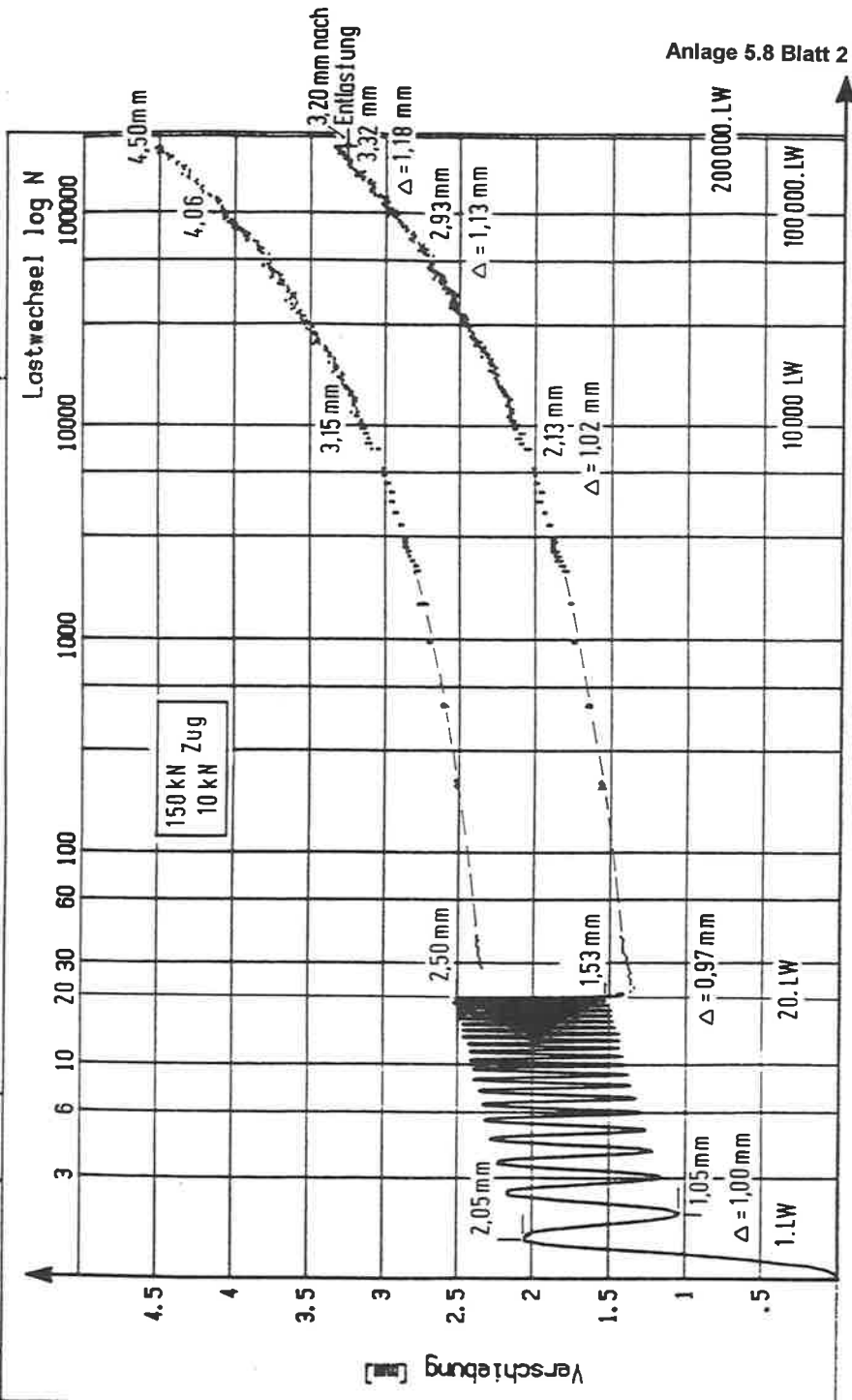
Pfchl 9 06/10/1987
Zug-Schreibbelastung

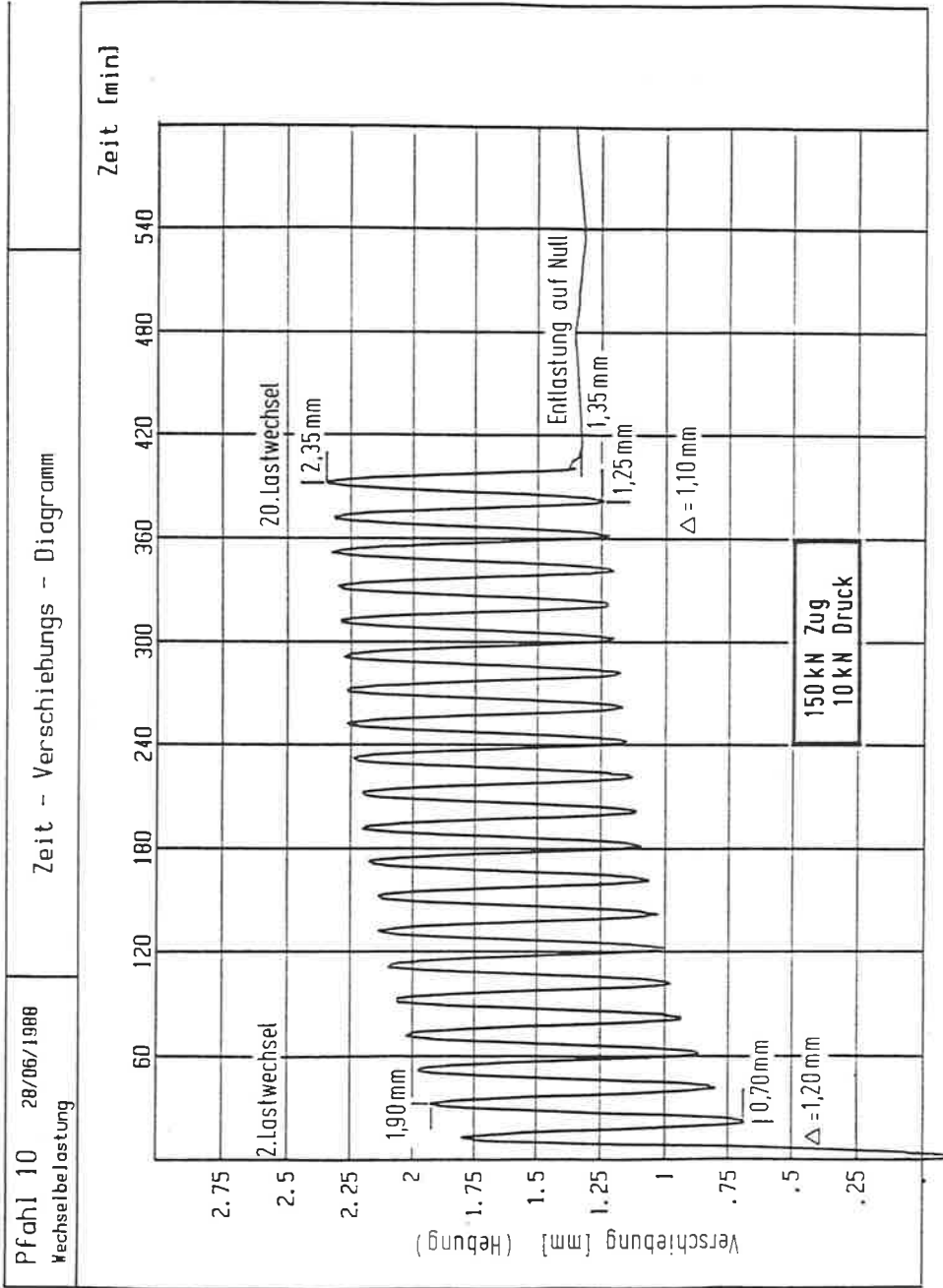
Zeit - Verschiebungs - Diagramm



Pfahl 9 07/10/1987
Zug-Schwellbelastung

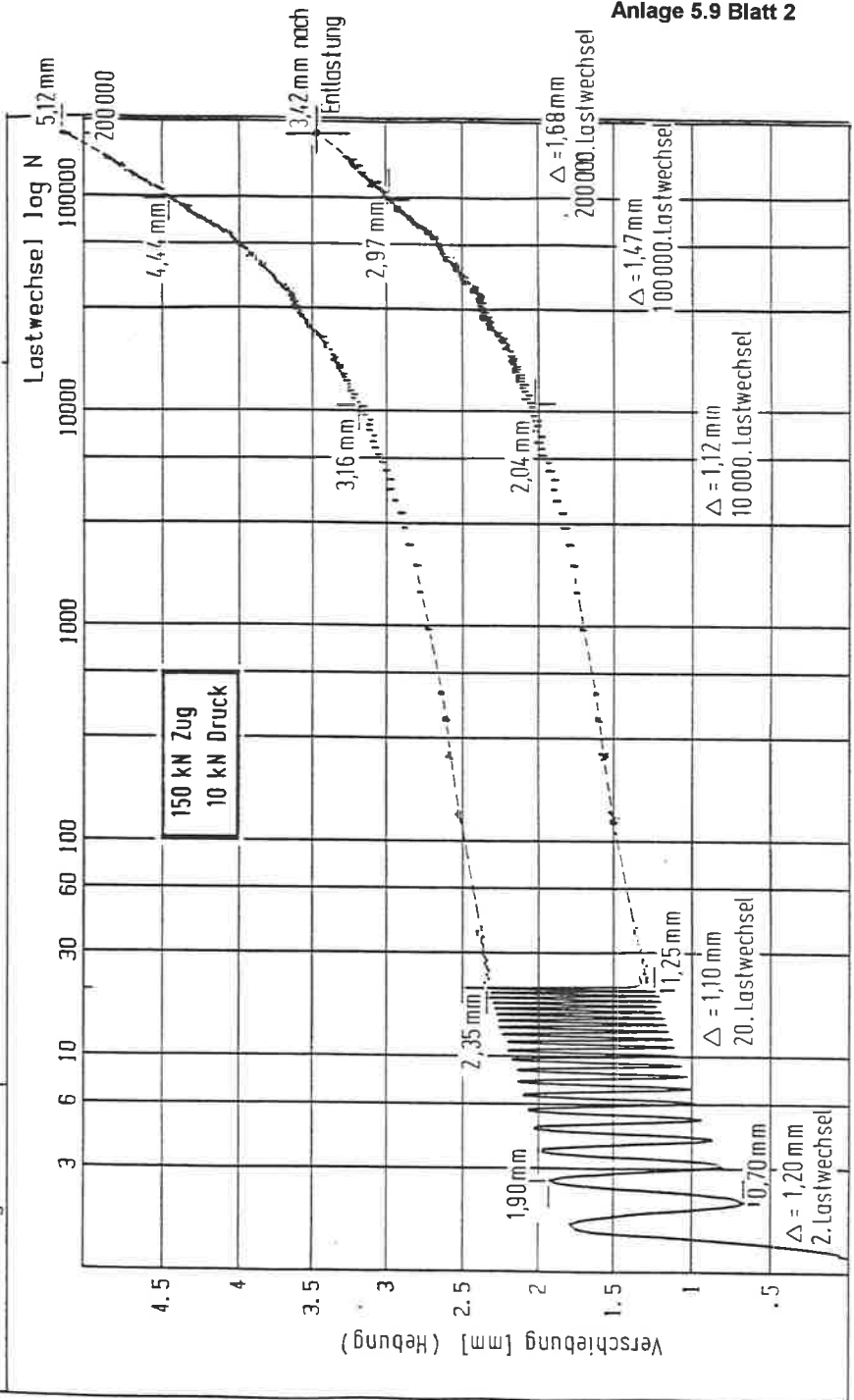
Lastwechsel - Verschiebungs - Diagramm

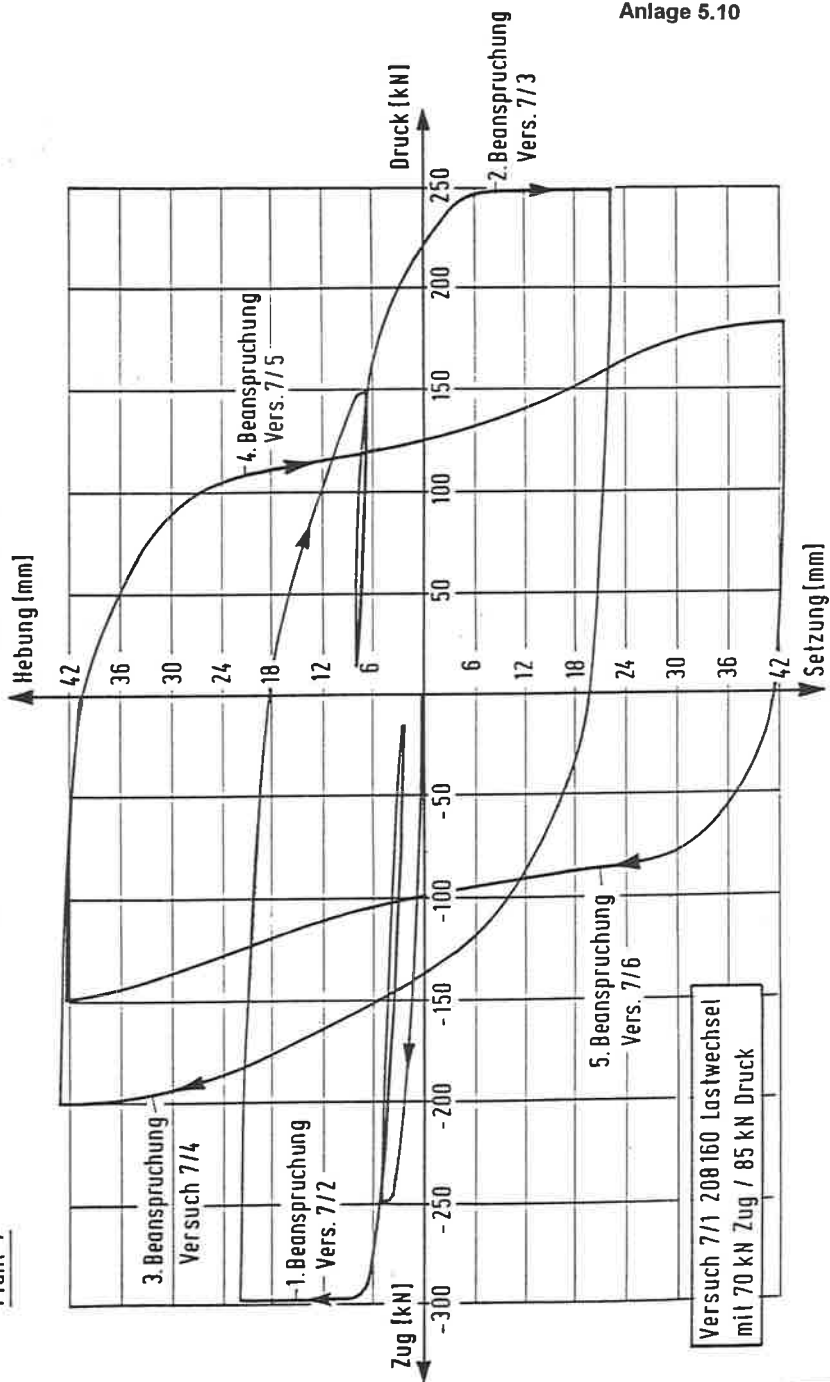




Pfahl 10 28/06/1988
Wechselbelastung

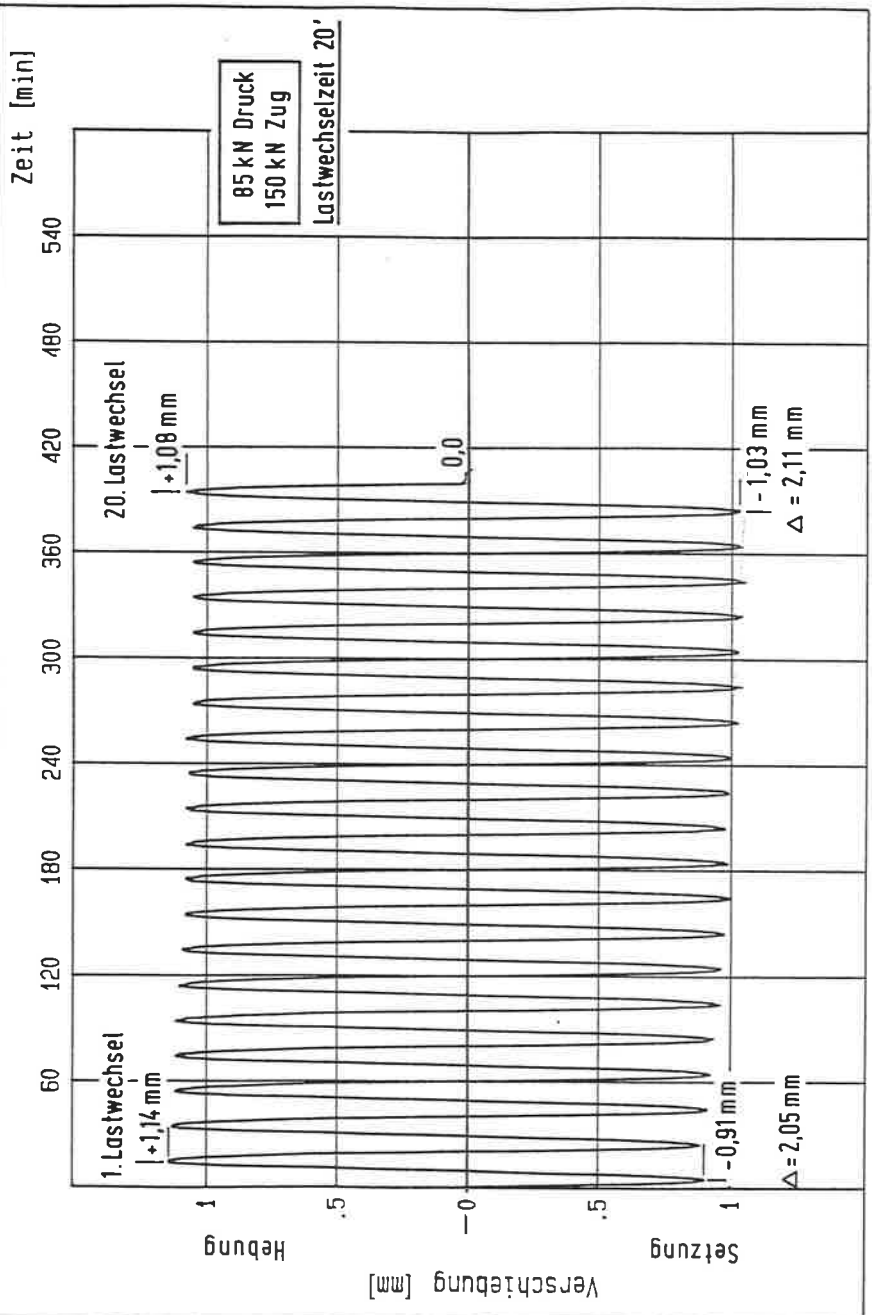
Lastwechsel - Verschiebungs - Diagramm

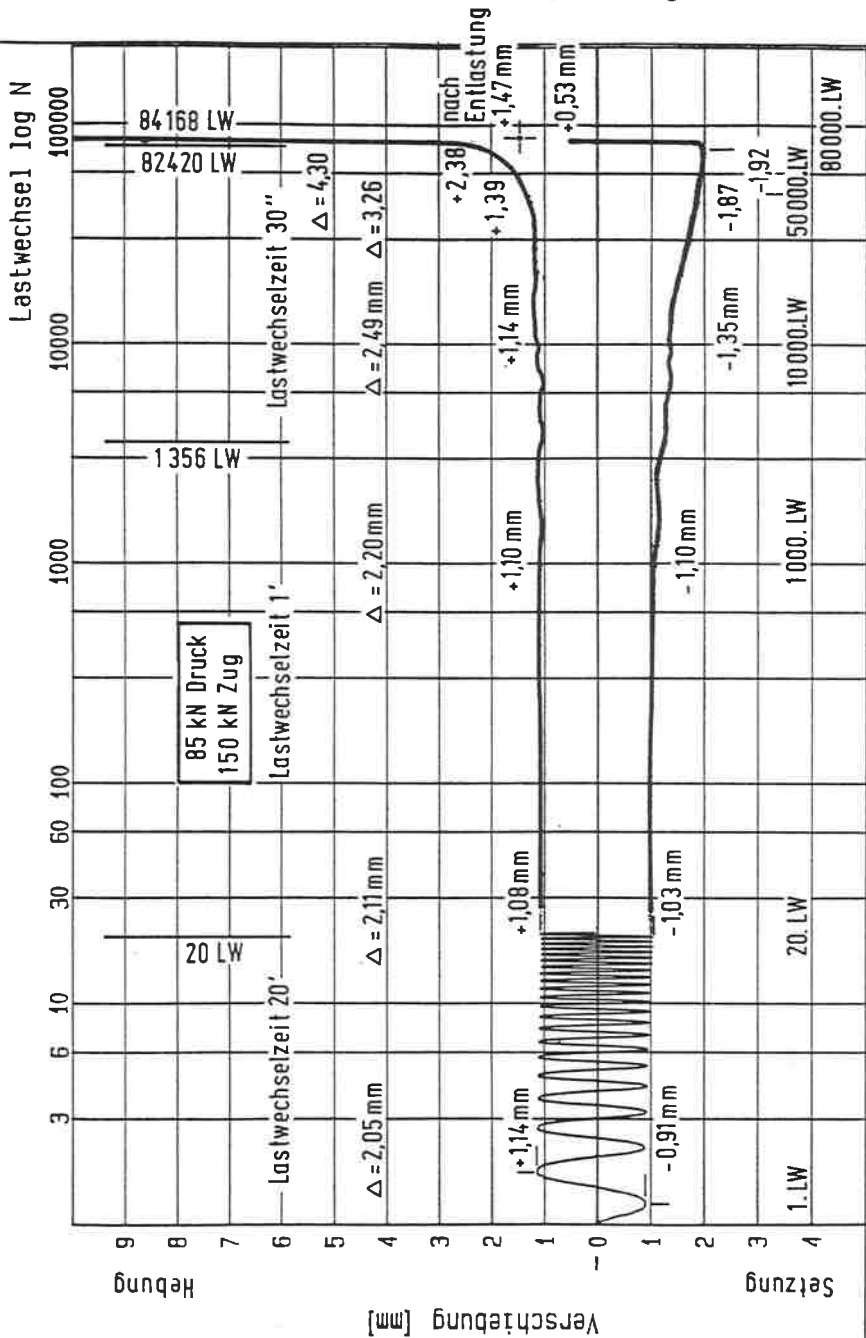




Pfahl 9/2 12/12/1988
2. Wechsellastung

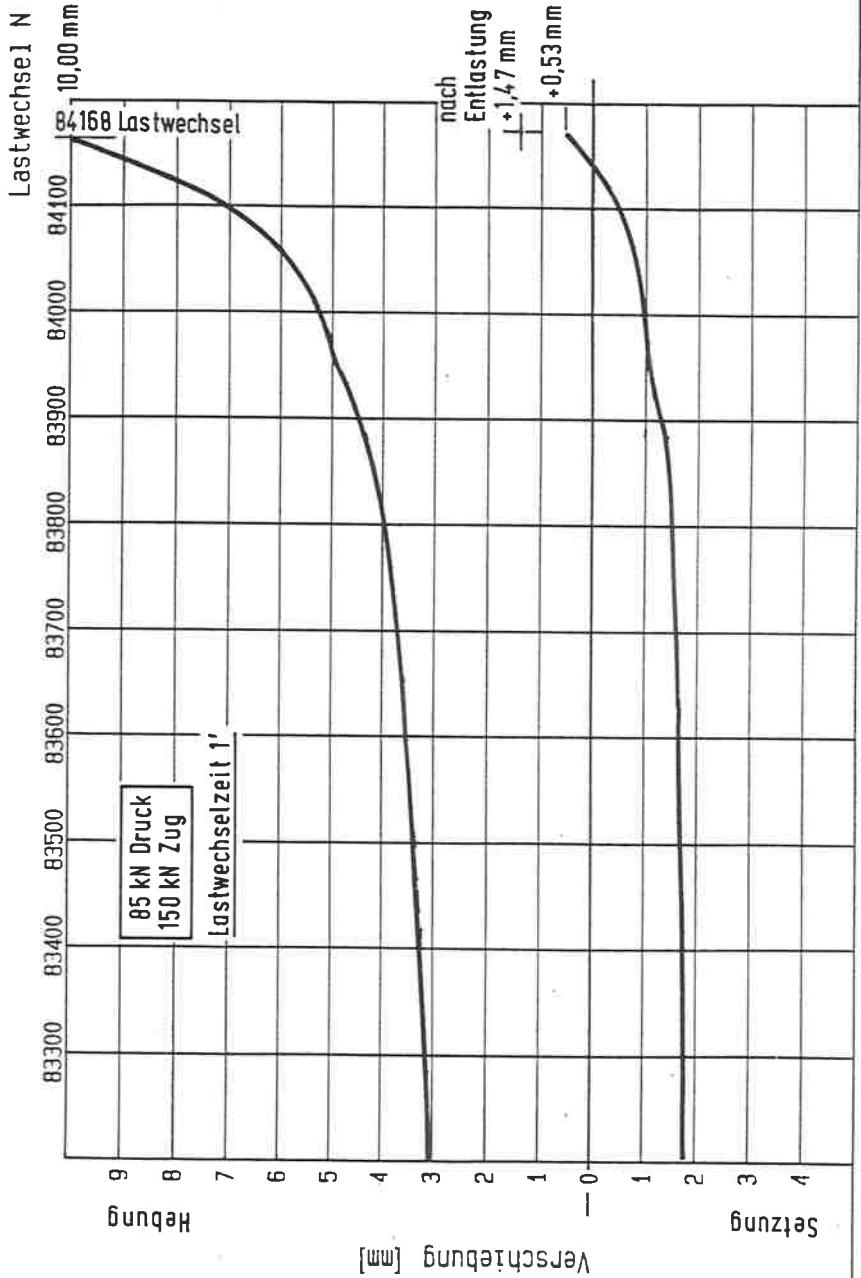
Zeit - Verschiebungs - Diagramm





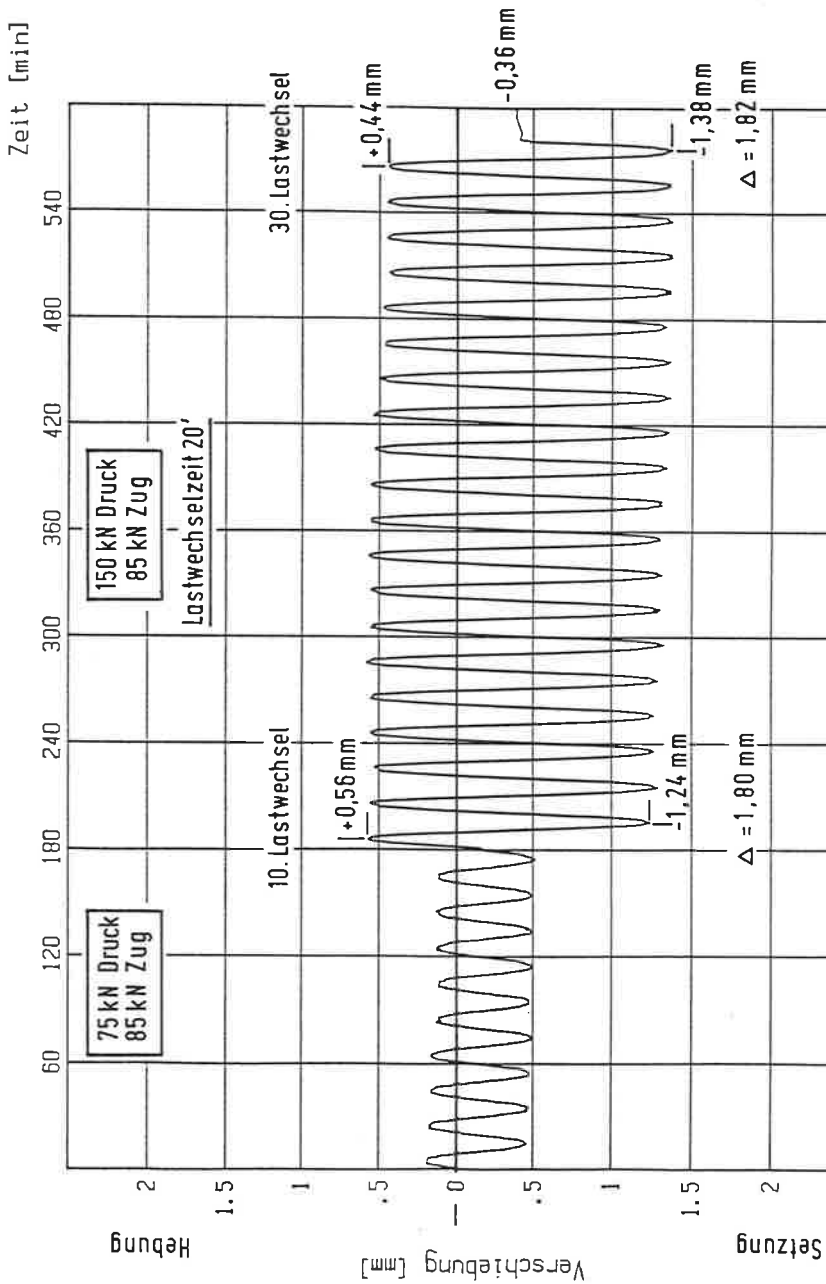
Pfahl 9/2 12/12/1988
2. Wechselbelastung

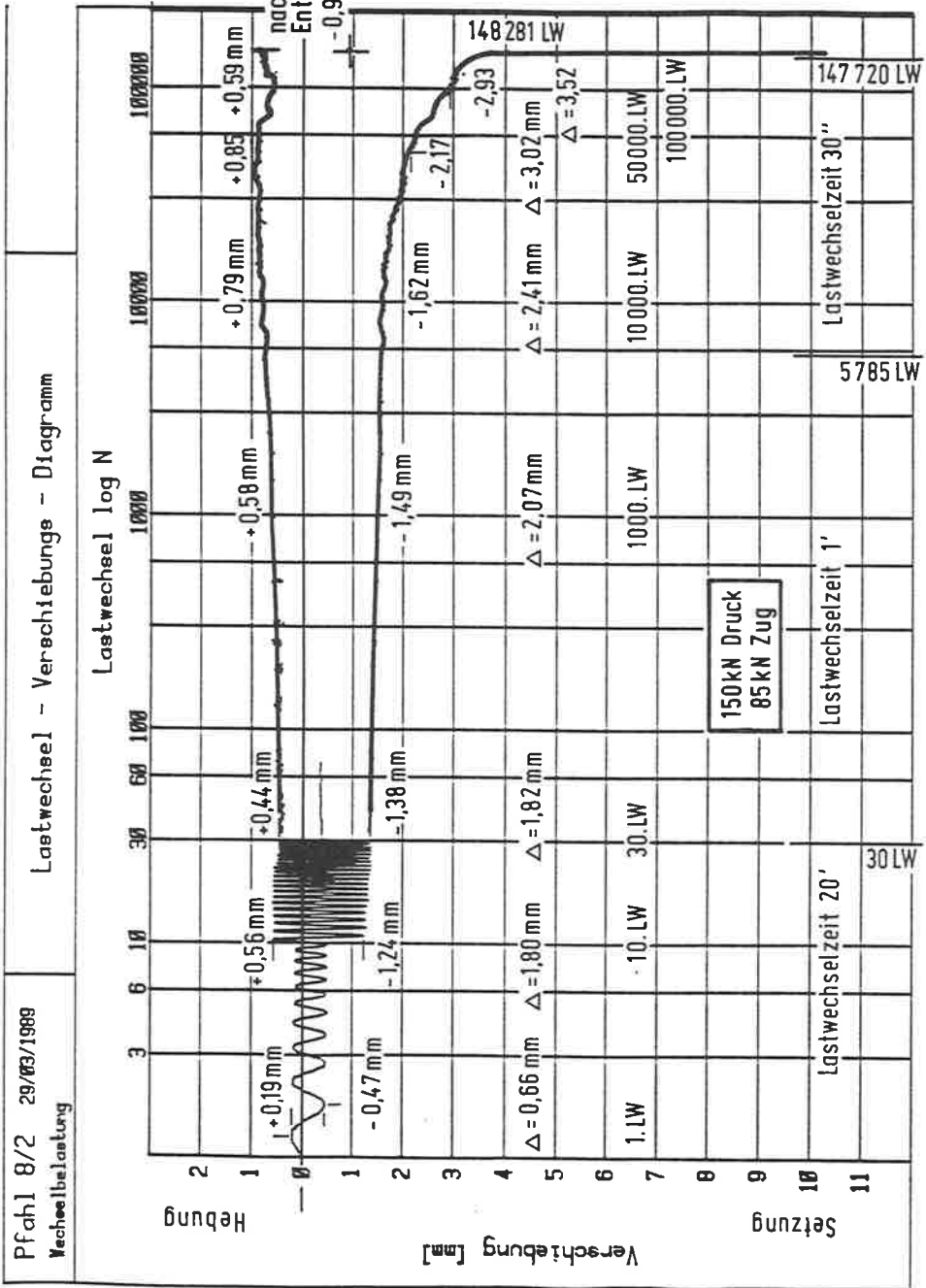
Lastwechsel - Verschiebungs - Diagramm

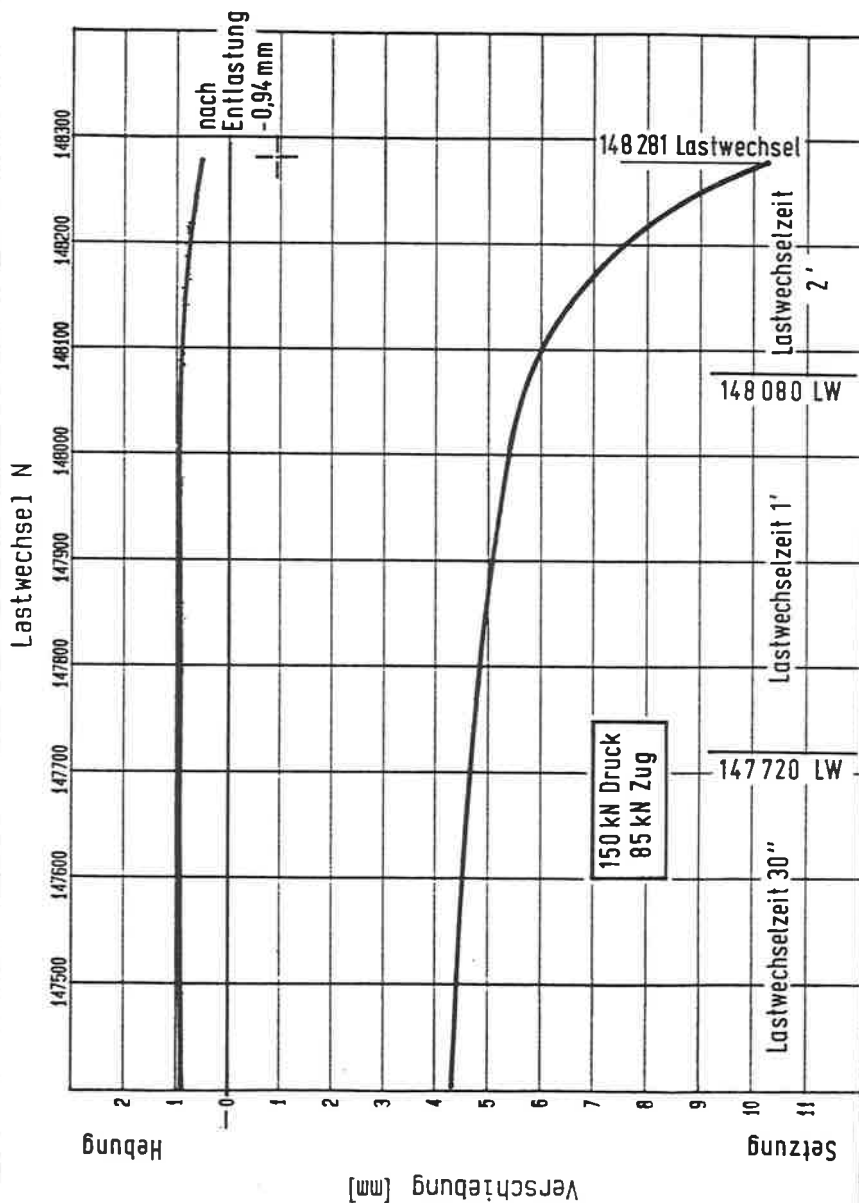


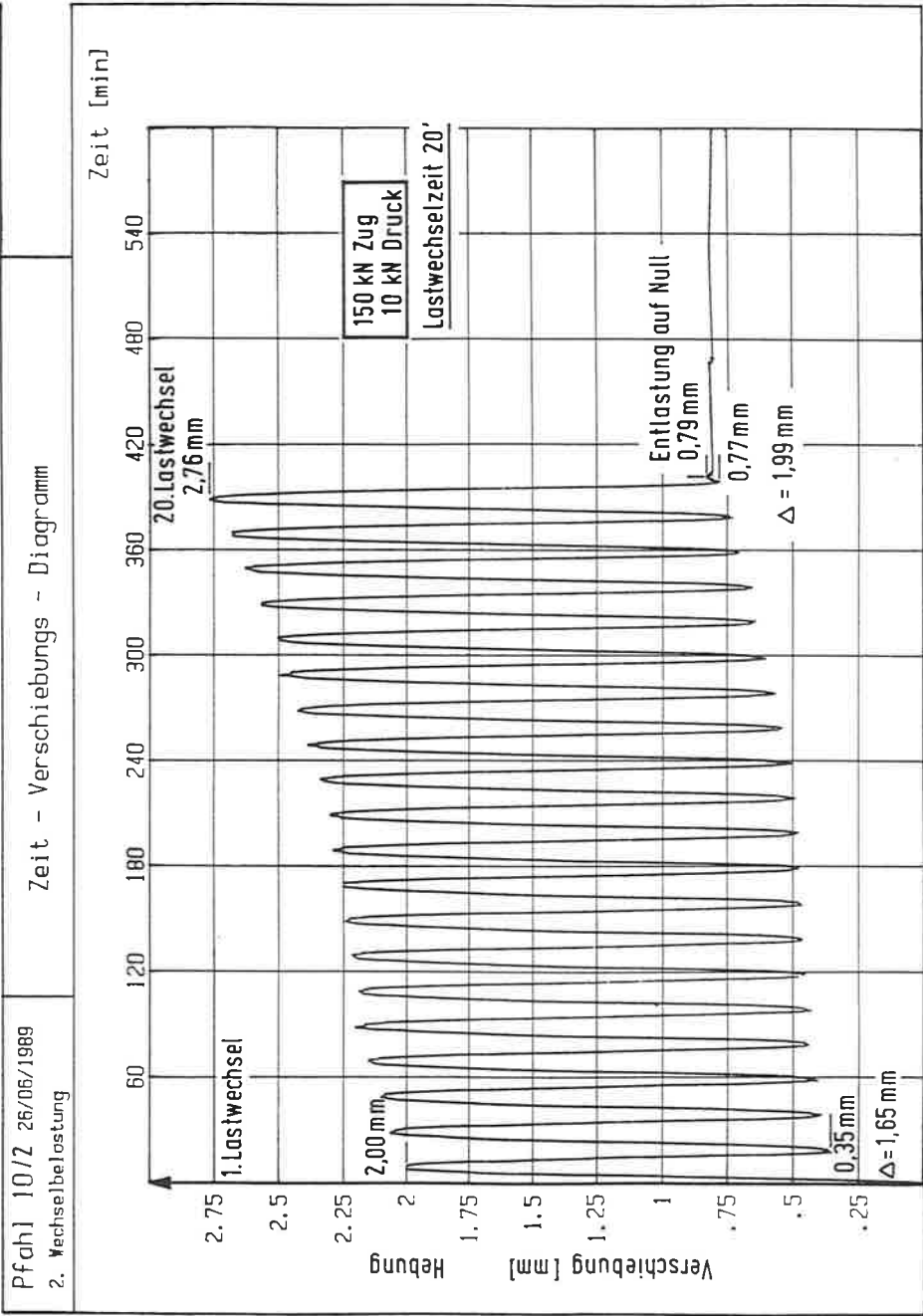
Pfahl 8/2 29/03/1989
Wechselbelastung

Zeit - Verschiebungs - Diagramm





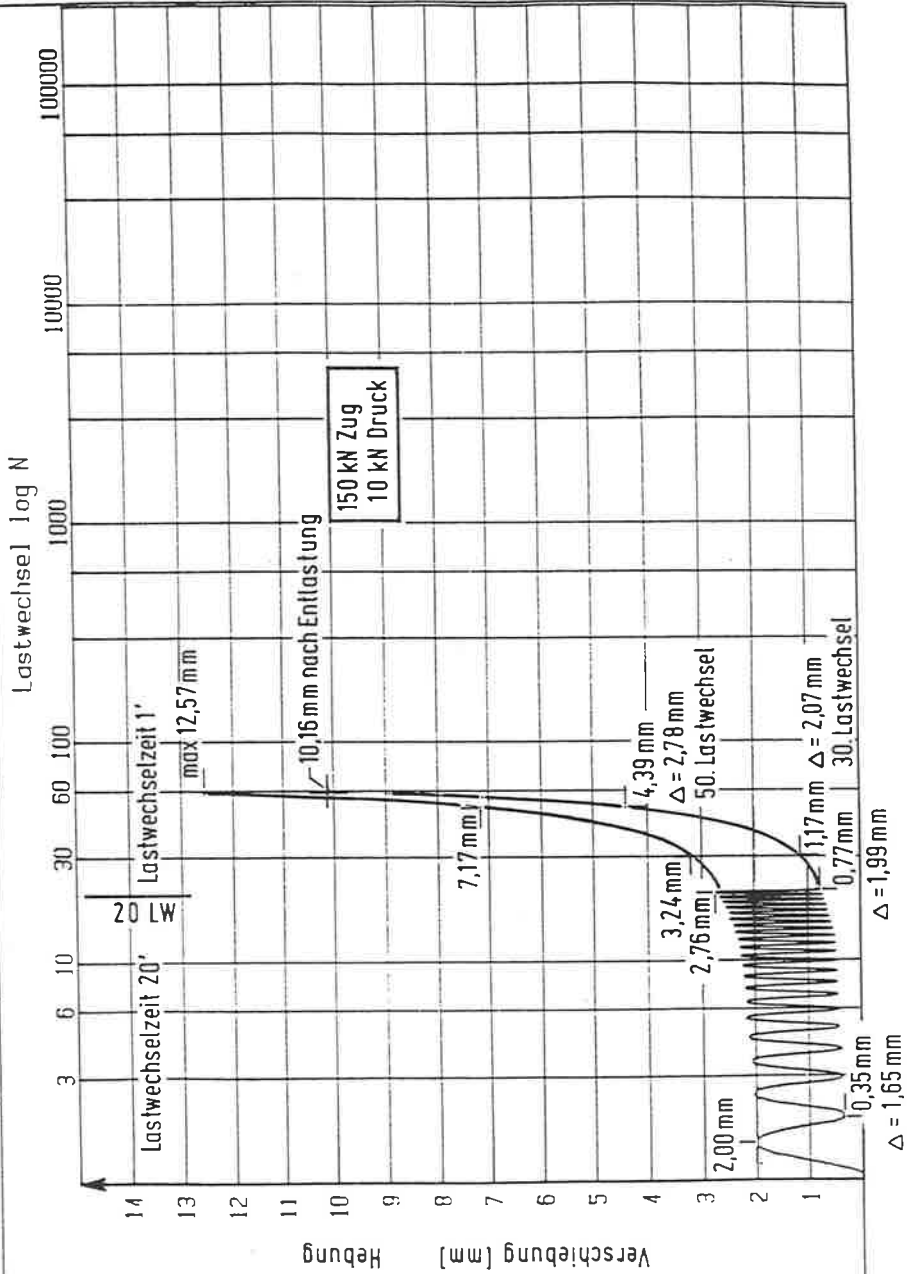




Lastwechsel - Verschiebungs - Diagramm

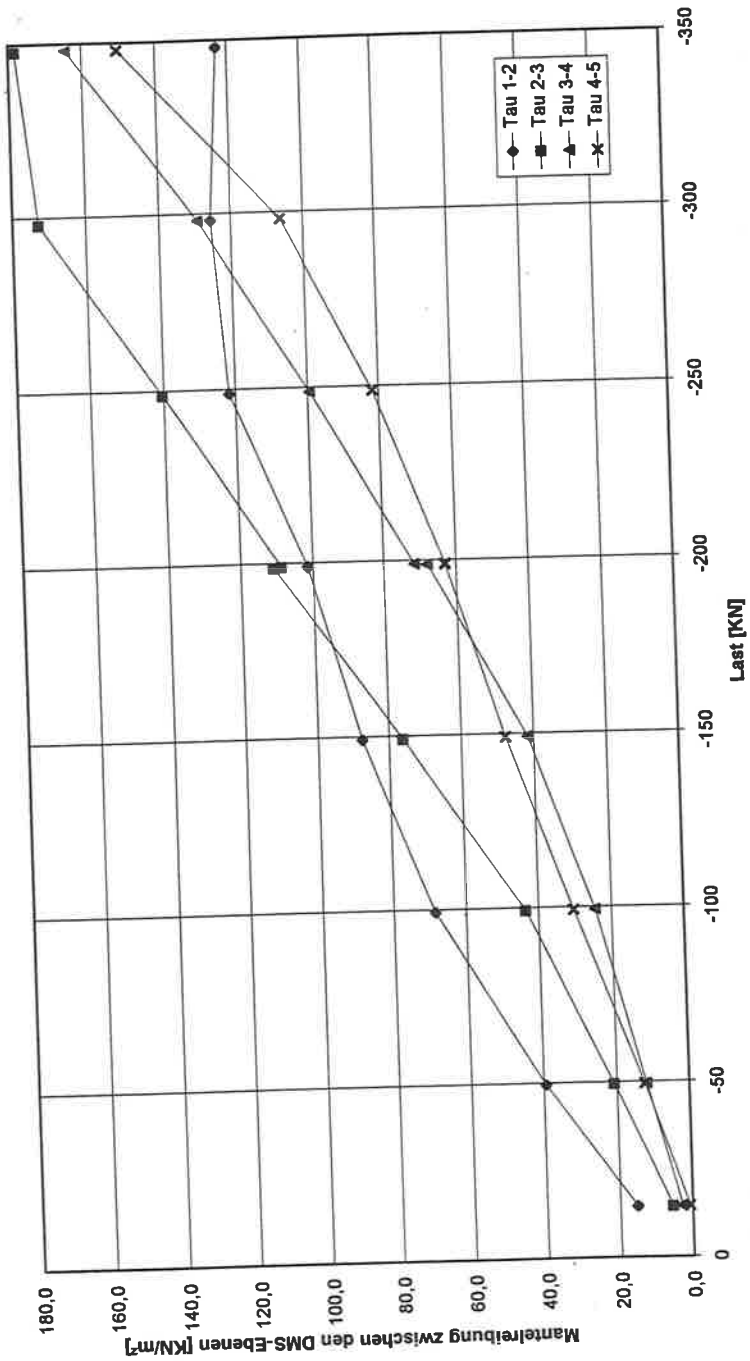
pfahl 10/2 26/06/1989

2. Wechselbelastung

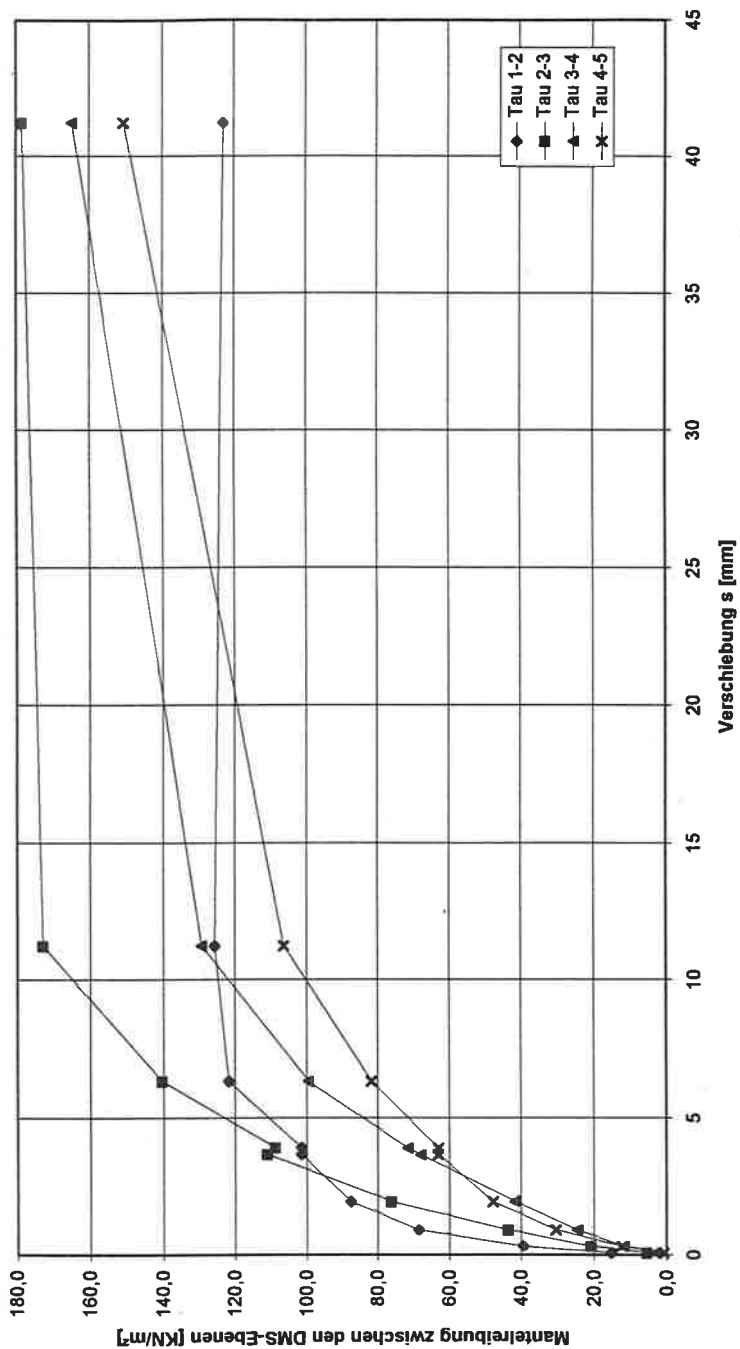


Tau - Last

Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1. Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung

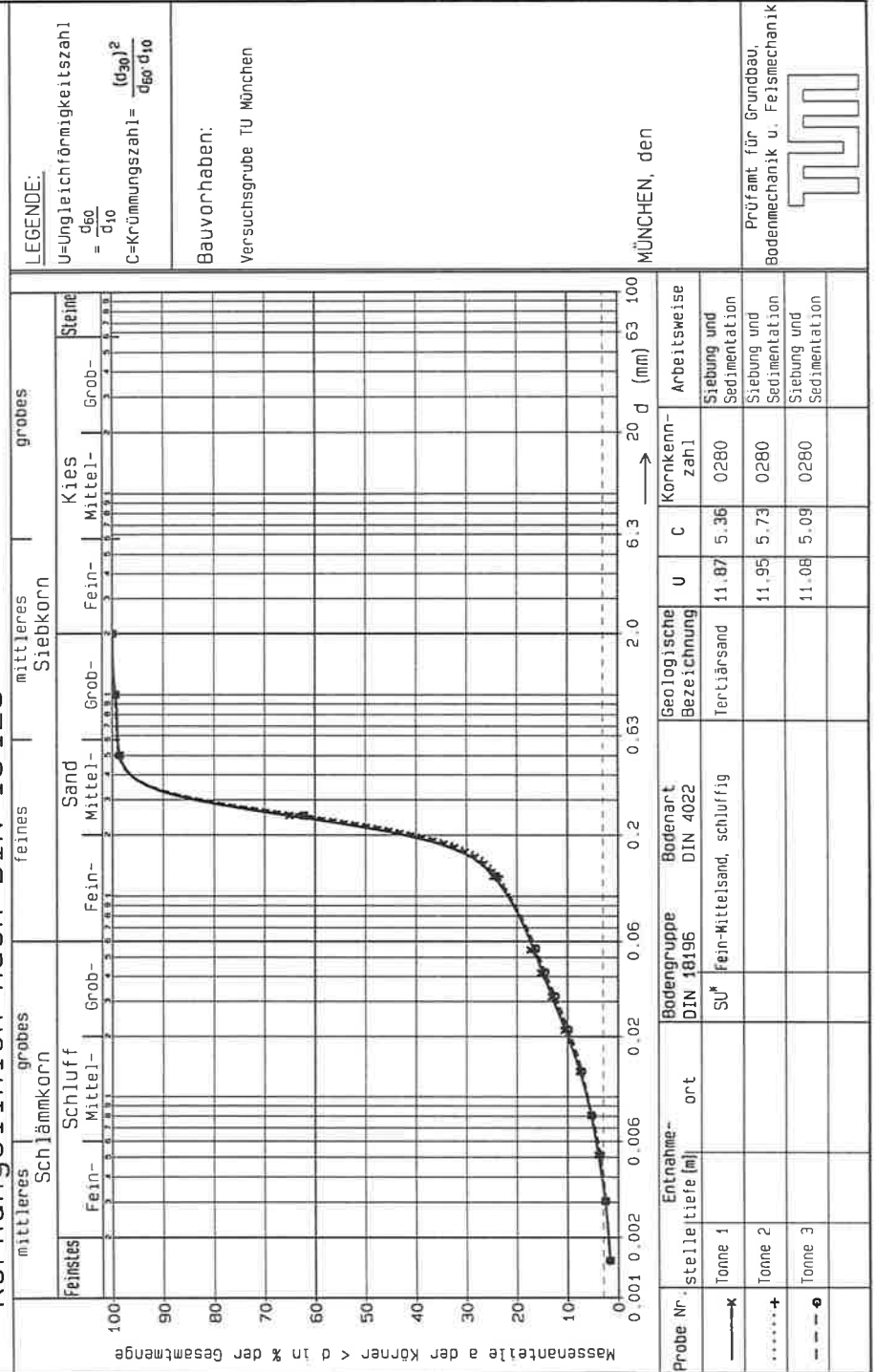


Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1.Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung



Körnungslinien nach DIN 18123

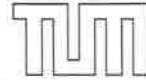
Anlage Blatt zu /



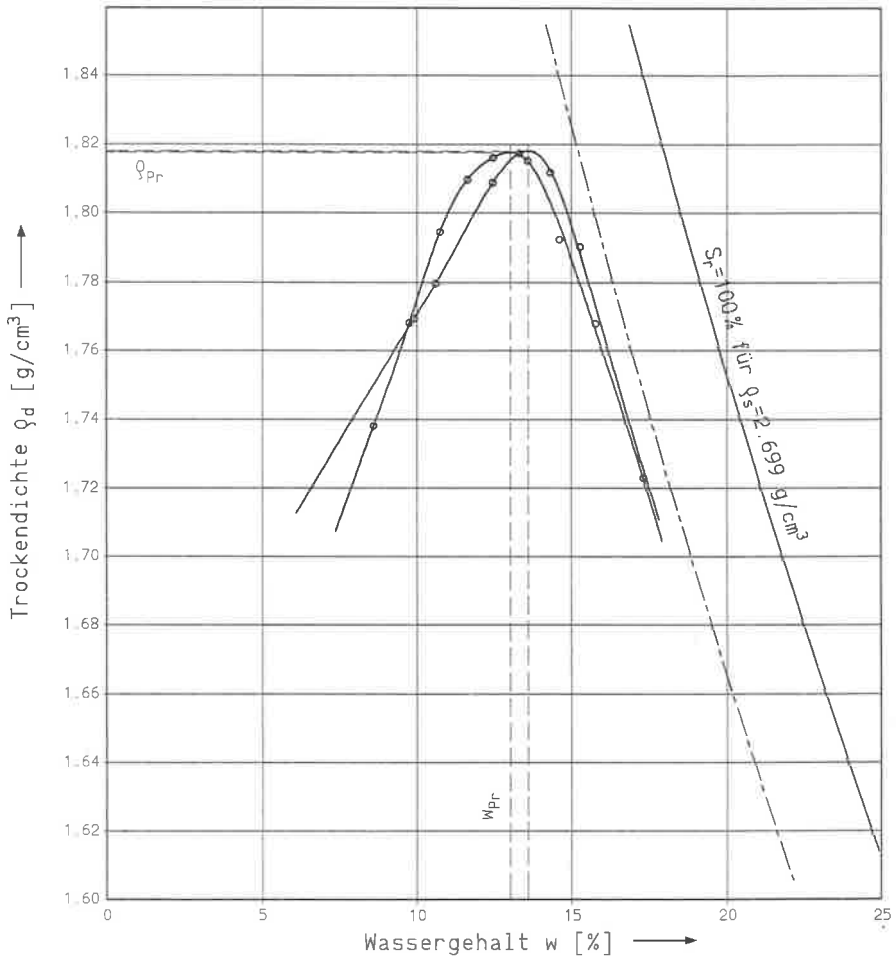
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben				Anlage zu
Bodenart				Blatt
Entnahmestelle -tiefe				
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2.699	Verdichtungsarbeit [MNm/m ³]	0.6	Probe Nr. Fa-Schw2
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_1 [mm]	100	Projekt Nr. Fa-Schw



$\rho_{Pr} = 1.818 \text{ g/cm}^3$

$w_{Pr} = 13.62 \%$

—○— Proctor-Kurve

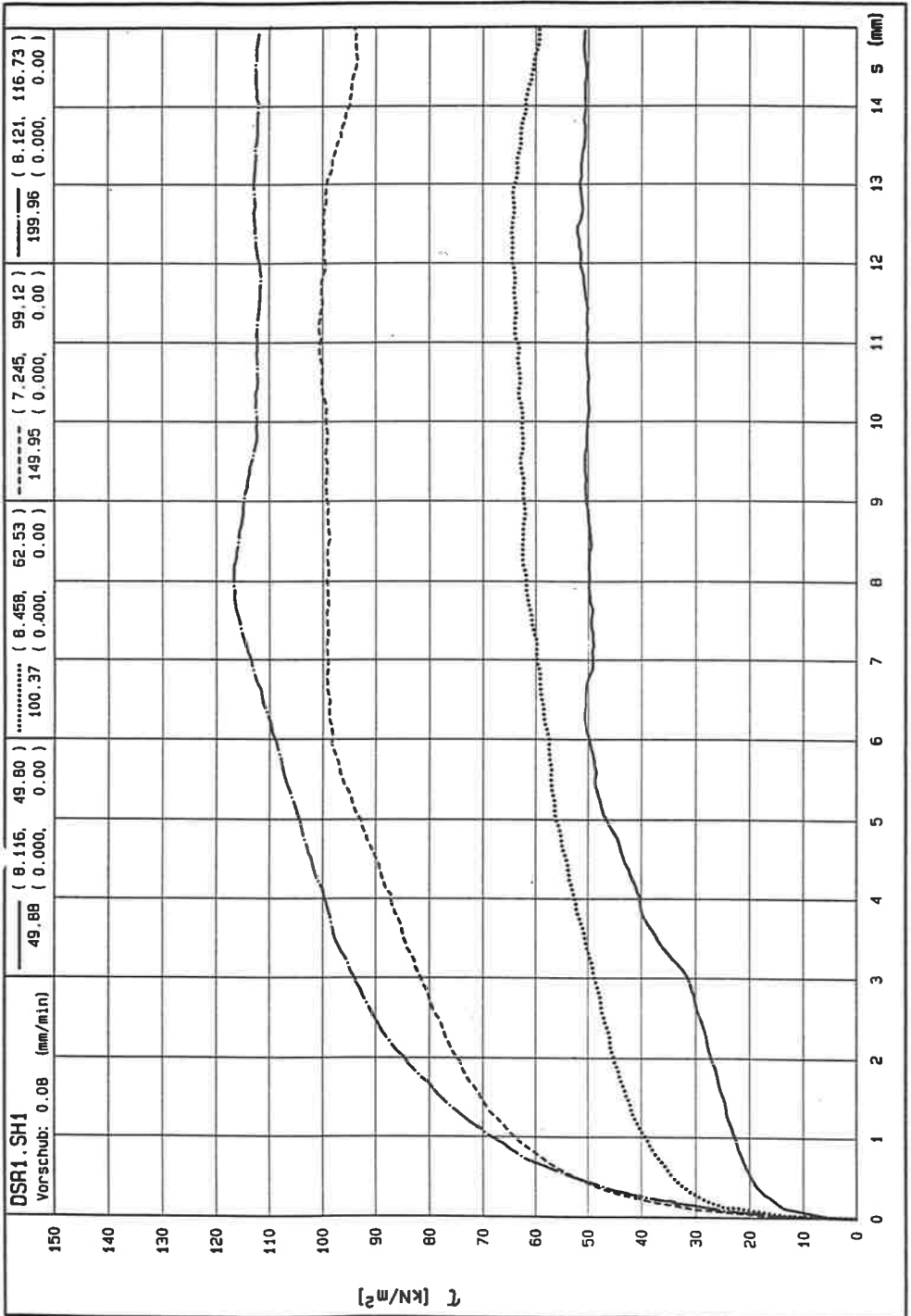
- - - ρ_d für $n_s = 5.00\%$

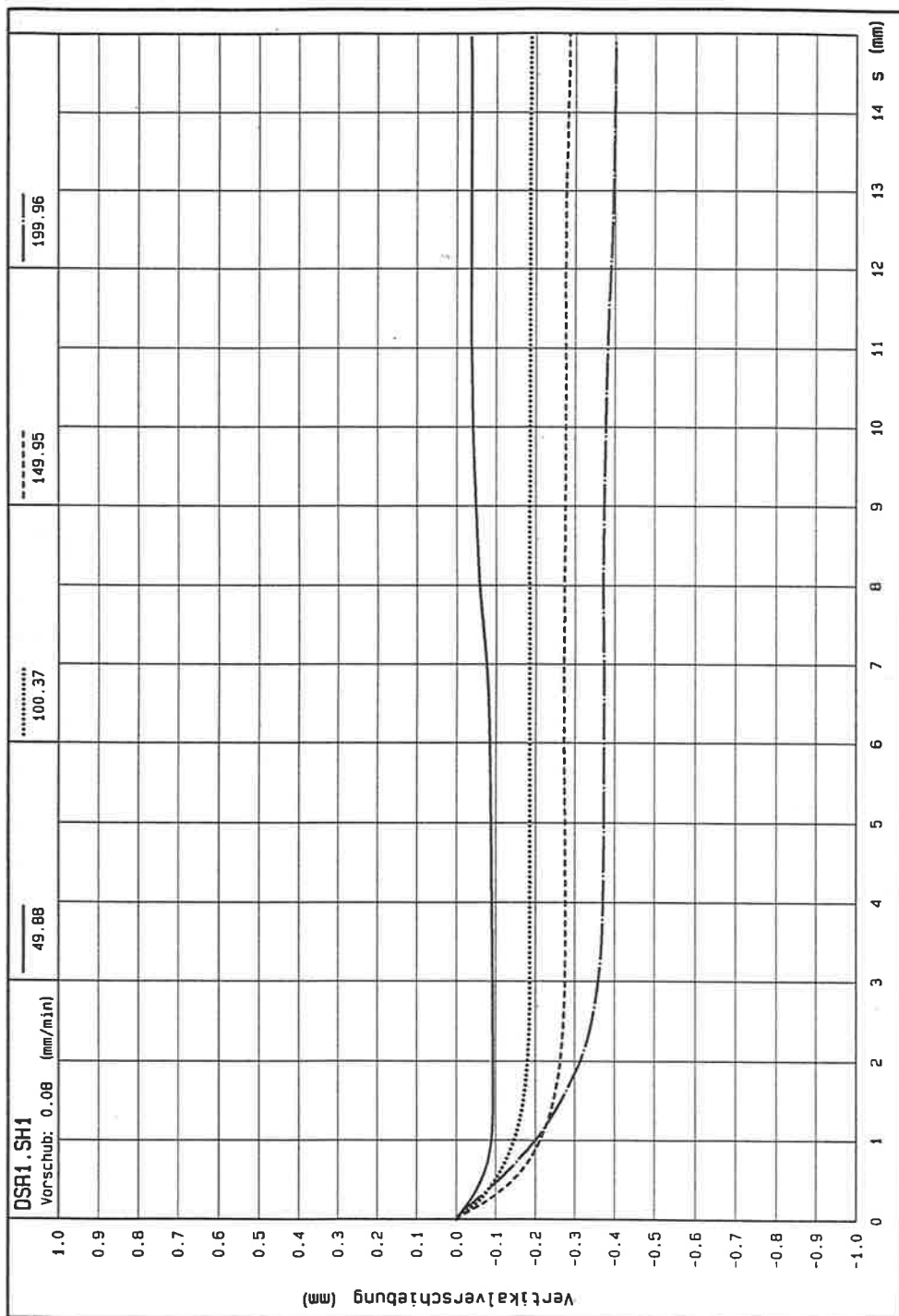
ohne Überkorn

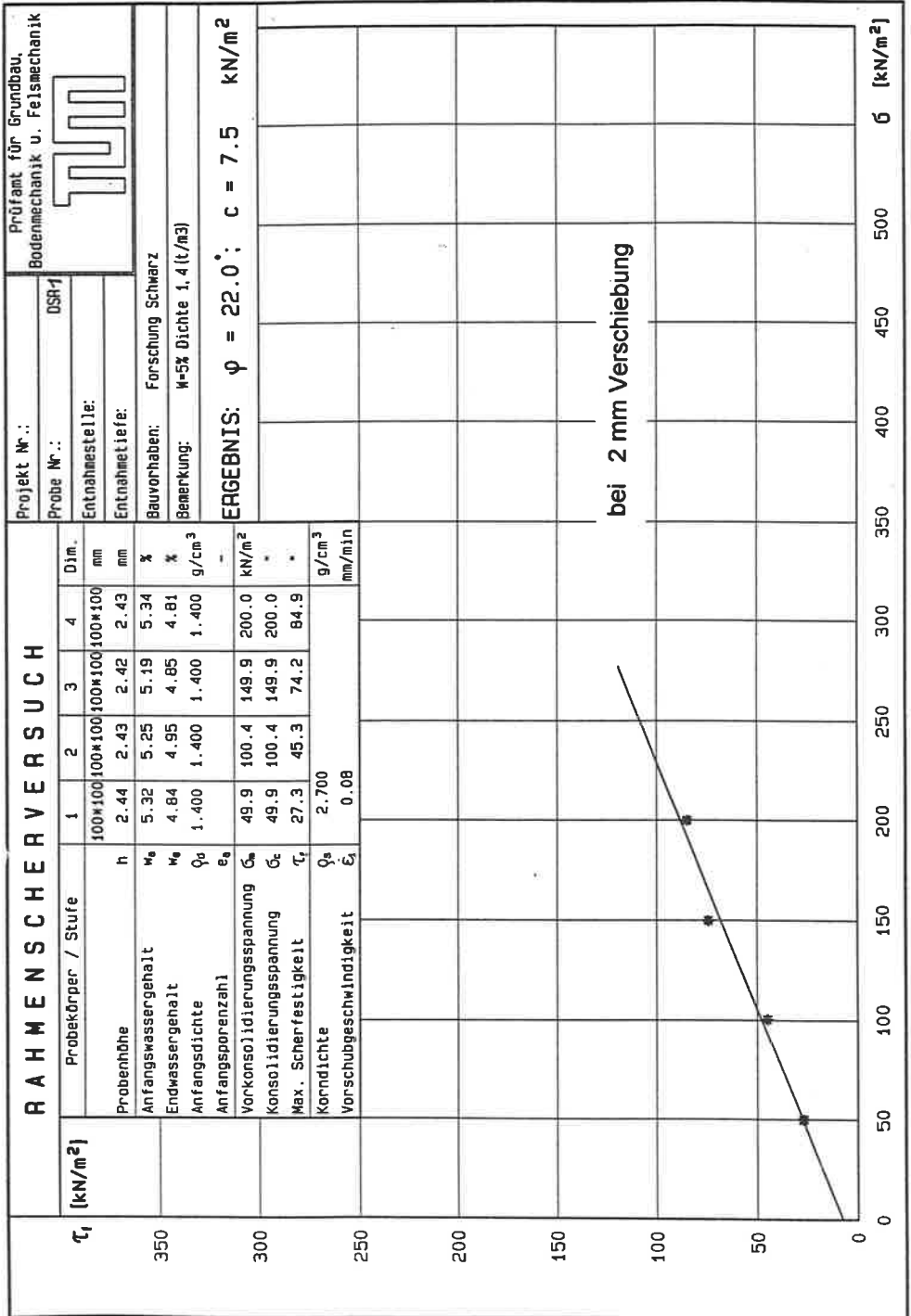
mit Überkorn

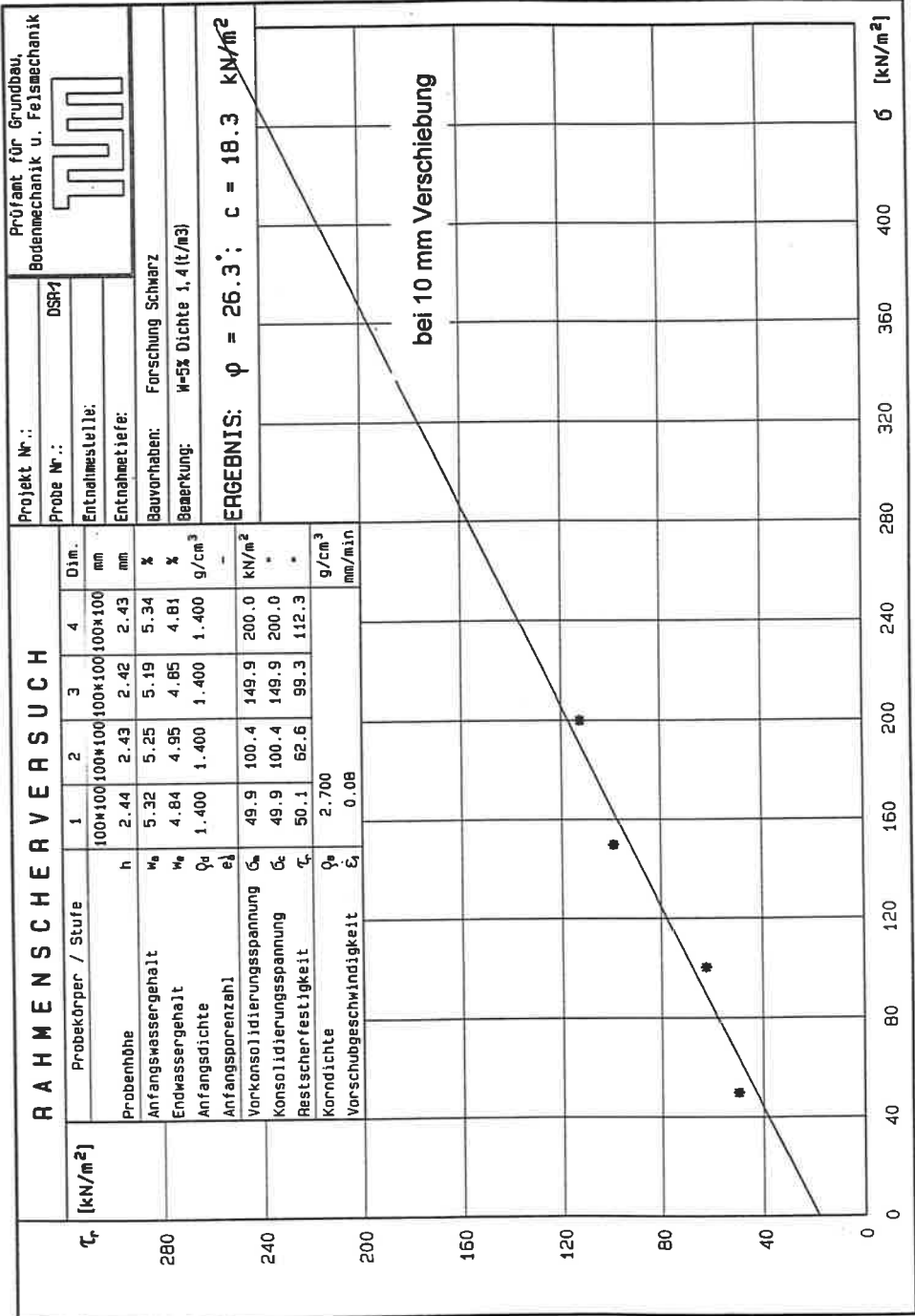
< Anteil
< Dichte
< Winkels
< Wreichte

MÜNCHEN, den

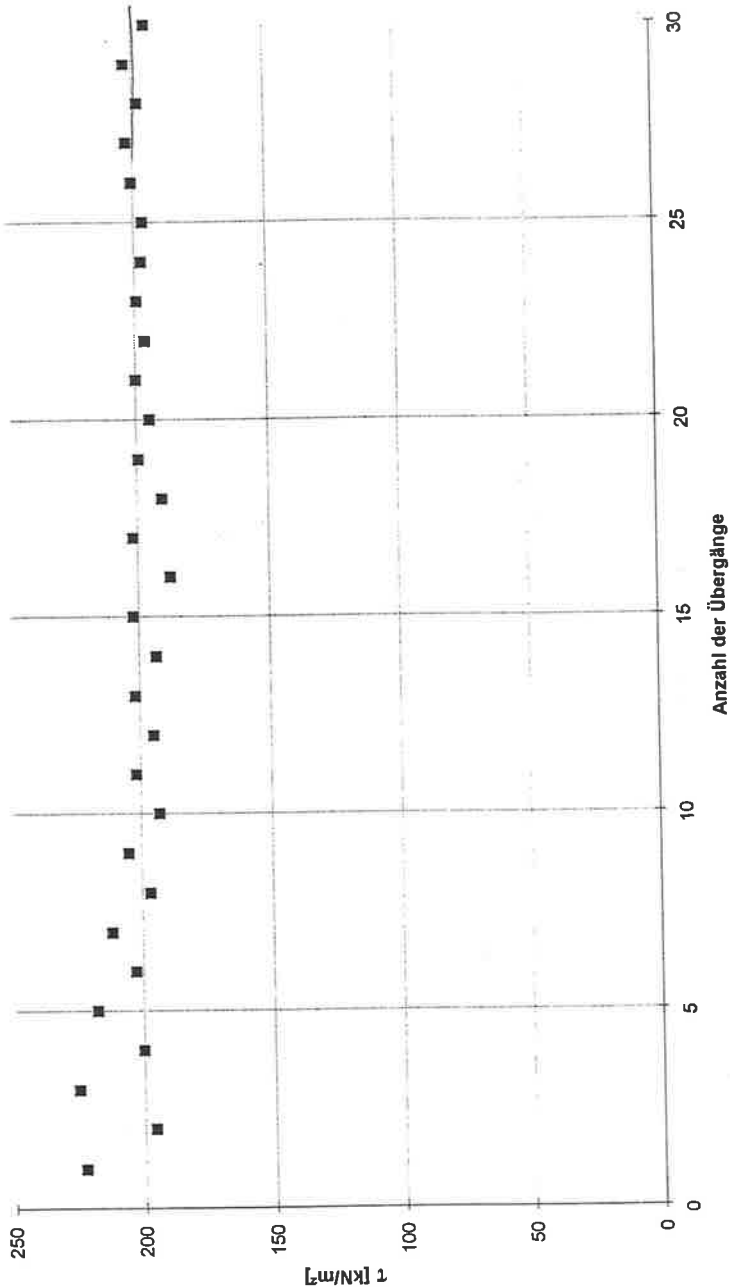




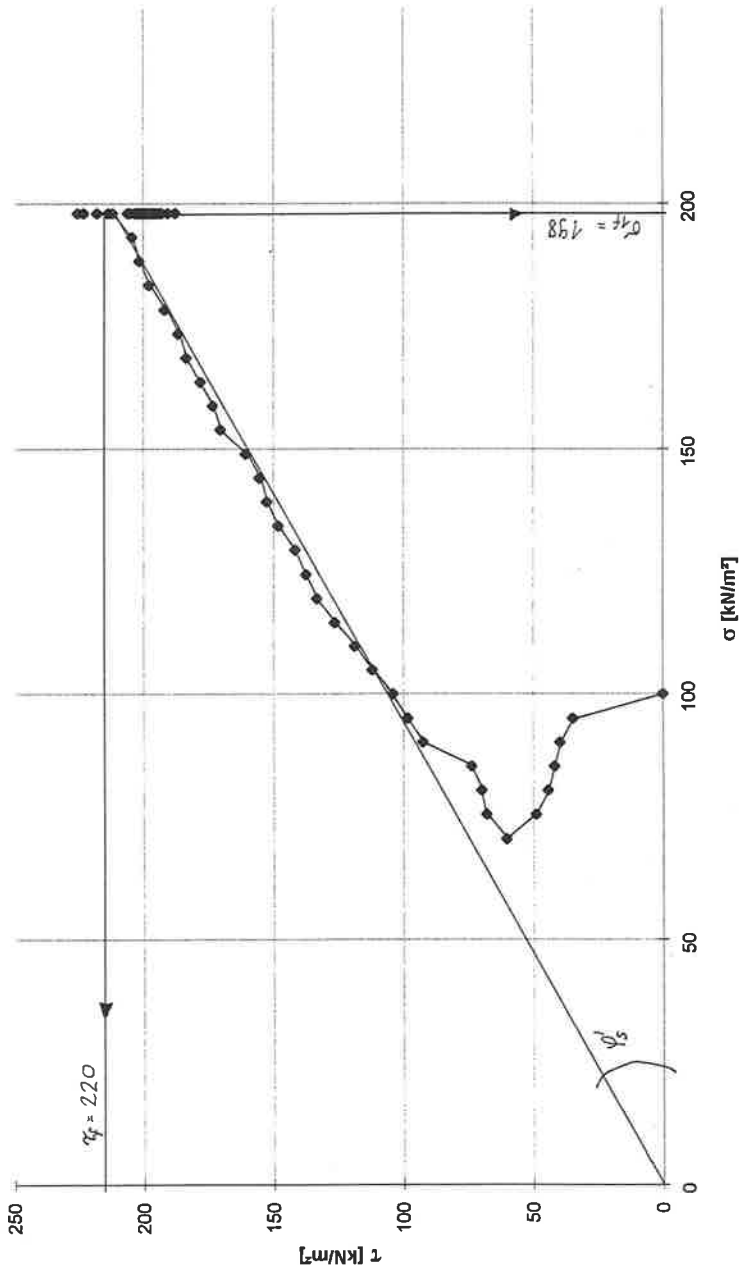




DTSUWR04



DTSUWR04



PRÜFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMCHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Baumbachstraße 7
D-81245 München
Telefon 089/88 95-1
Telefax 089/8 34 92 91
Telex 522 854 tumue d

Anlage zu DIBT
Blatt

Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137, Teil 2

D - Versuch

(Mehrstufenversuch ohne Endflächenreibung)

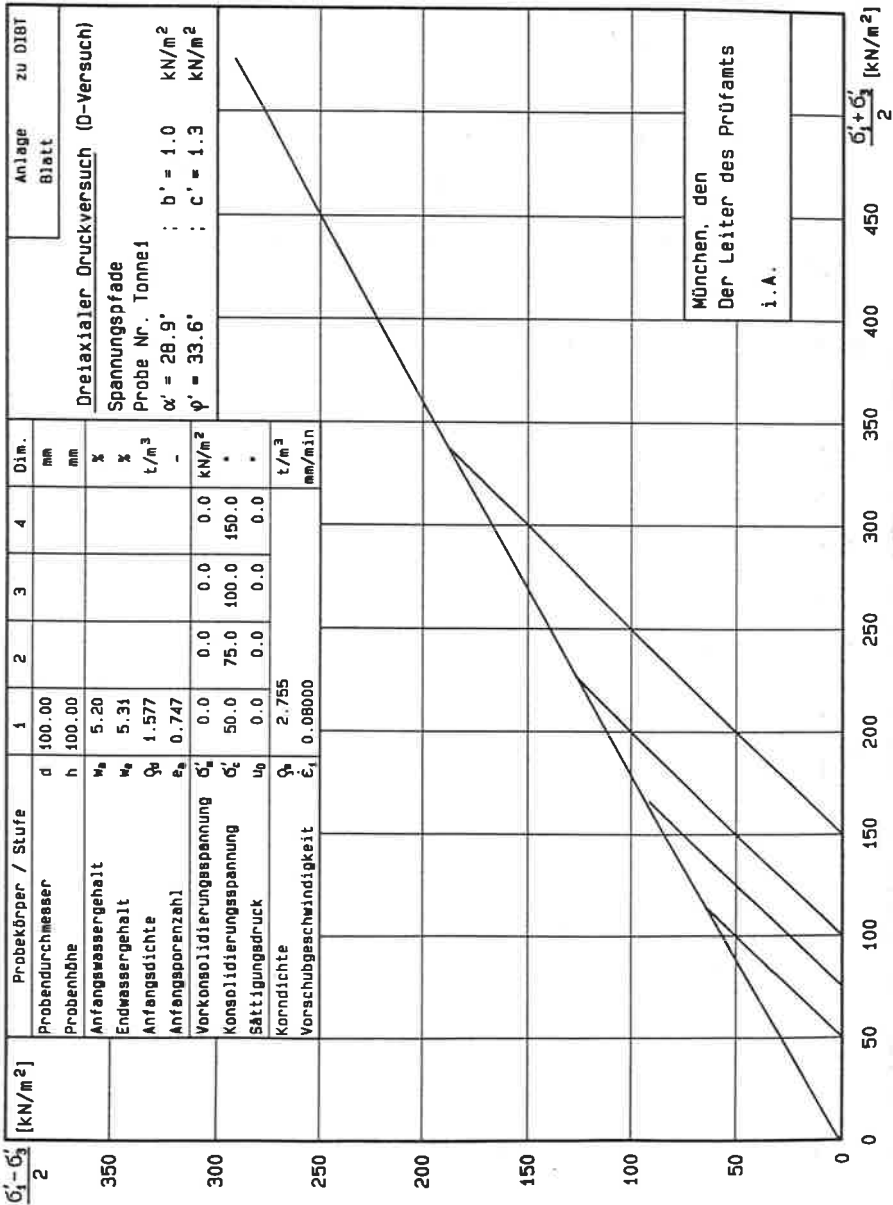
Projekt: FA
Probe Nr.: Tonne1
Entnahmestelle:

Vorschubgeschwindigkeit: 0.08000 mm/min

Stempeldurchmesser: 2.540 cm

Probekörper / Stufe		1	2	3	4	Dim.
Probendurchmesser	d	100.00				mm
Probenhöhe	h	100.00				mm
Entnahmetiefe	t	0.000				m
Korndichte	ρ_s	2.755				t/m ³
Anfangswassergehalt	w_a	5.20				%
Endwassergehalt	w_e	5.31				%
Anfangsdichte	ρ_d	1.577				t/m ³
Anfangsporenzahl	e_a	0.747				-
Vorkonsolidierungsspannung	σ'_v	0.0	0.0	0.0	0.0	kN/m ²
Konsolidierungsspannung	σ'_c	50.0	75.0	100.0	150.0	"
Sättigungsdruck	u_0	0.0	0.0	0.0	0.0	"

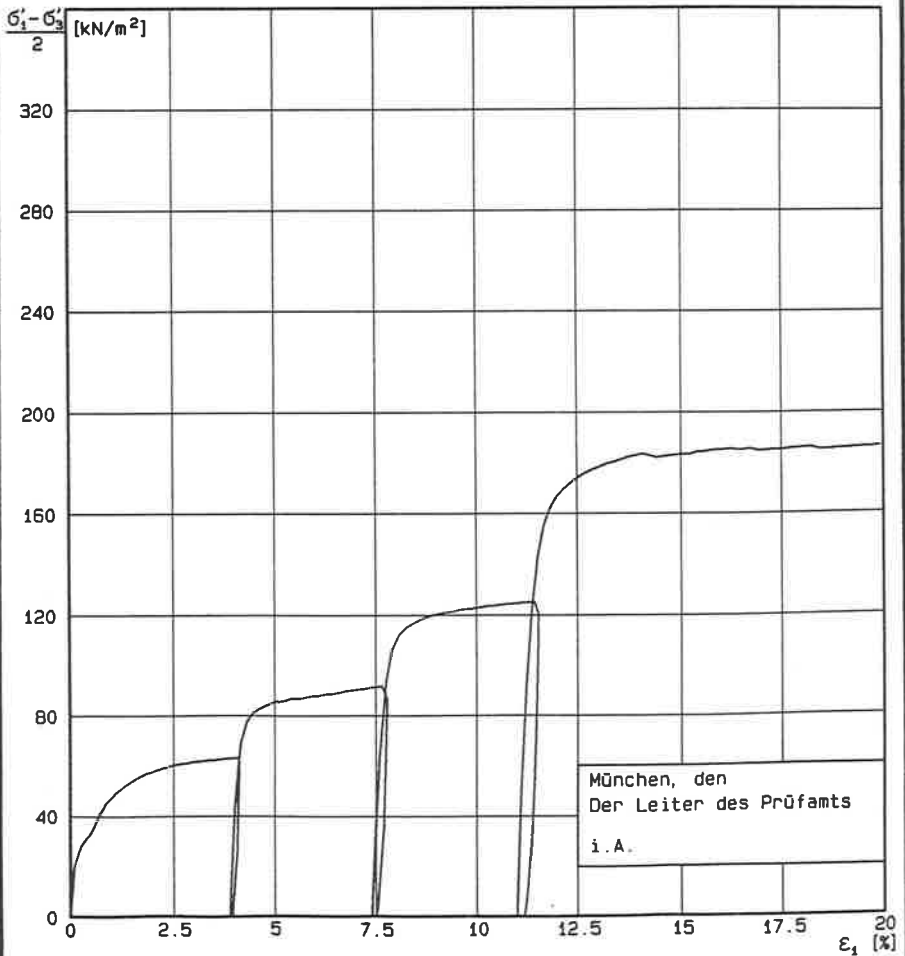
**PROFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN**



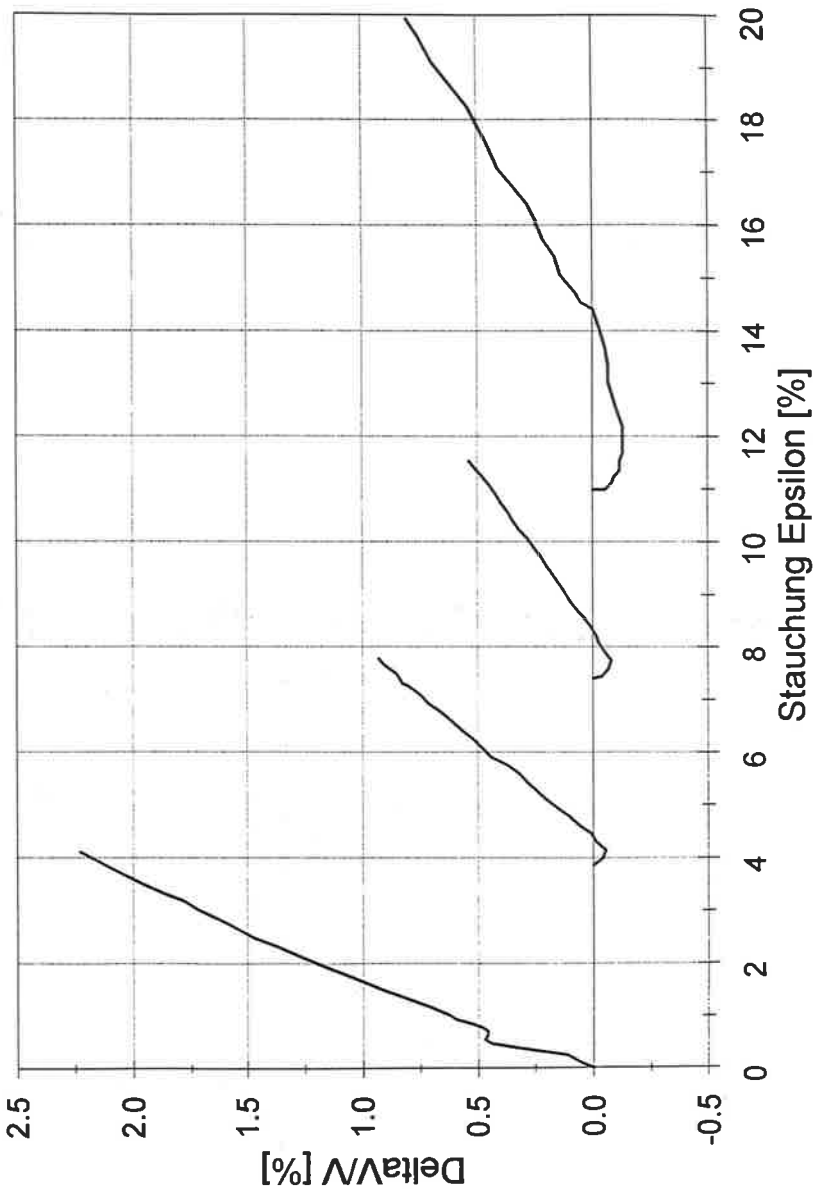
**PRÜFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK**
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Baumbachstraße 7
8000 München 60
Telefon (089) 8895-1
Telefax: Nummer d. 522 854

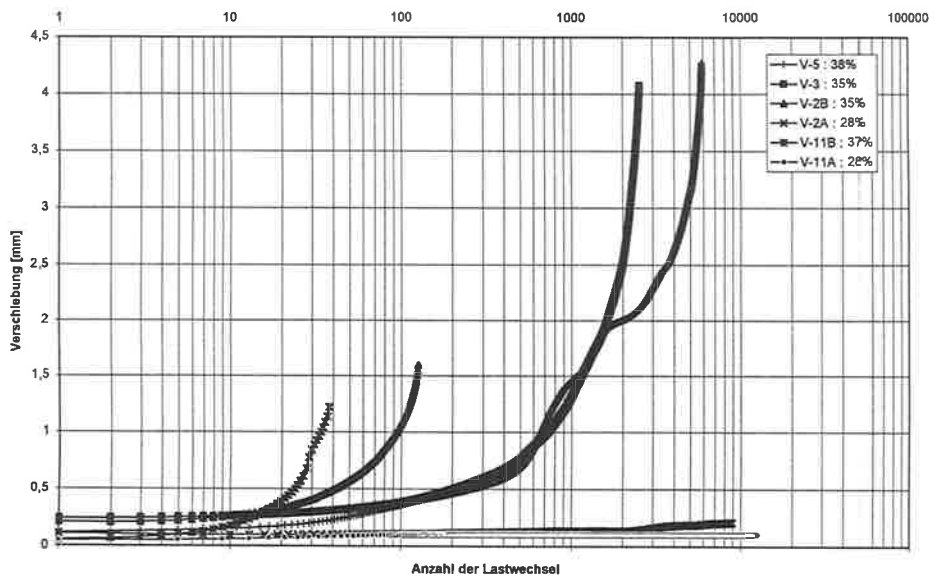
FA		Anlage Nr. zu DIBT	
Dreiaxialer Druckversuch		Blatt	
Mehr-Stufen-Versuch (D-Versuch)		Probe Nr.: Tonne1	
Stufe I	Stufe II	Stufe III	Stufe IV
$\sigma_3 = 50.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 75.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 100.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 150.00 \text{ kN/m}^2$
$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
$\sigma'_3 = 50.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 75.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 100.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 150.00 \text{ kN/m}^2$



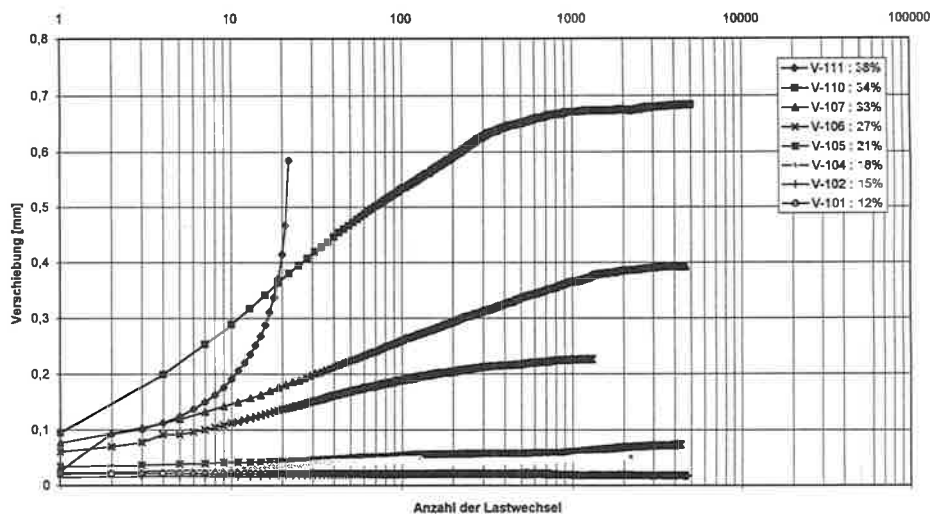
Delta V / V - Diagramm Wassergehalt = 5.2 %



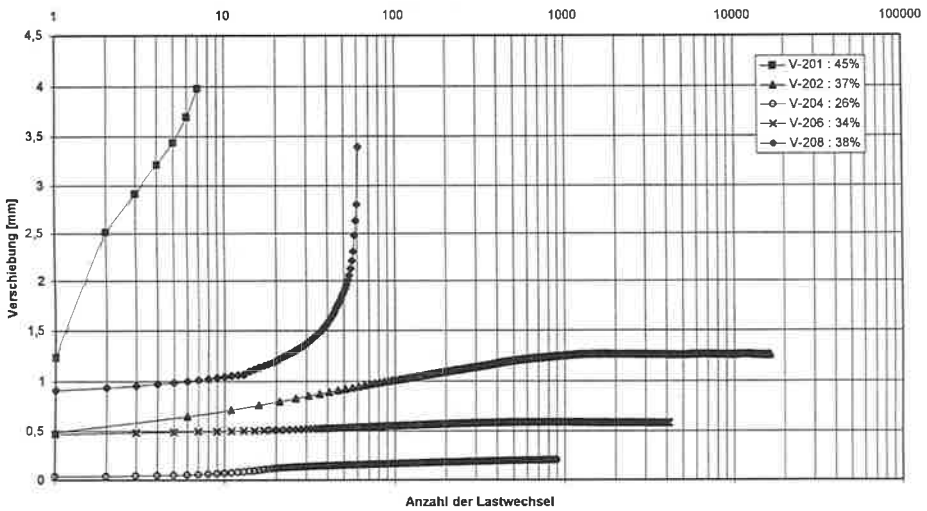
Versuche mit 0,5 bar



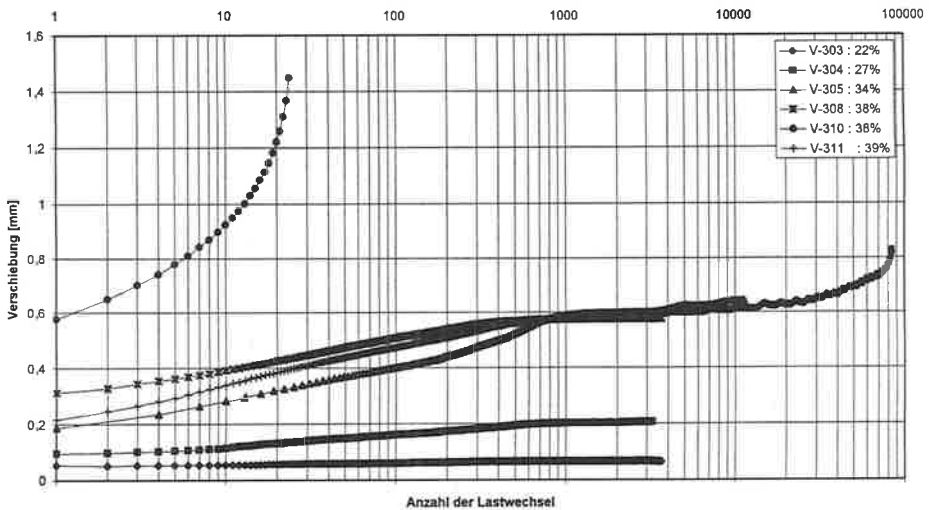
Versuche 101-111, Verschiebungen der Maximalwerte



Versuche 201 - 208

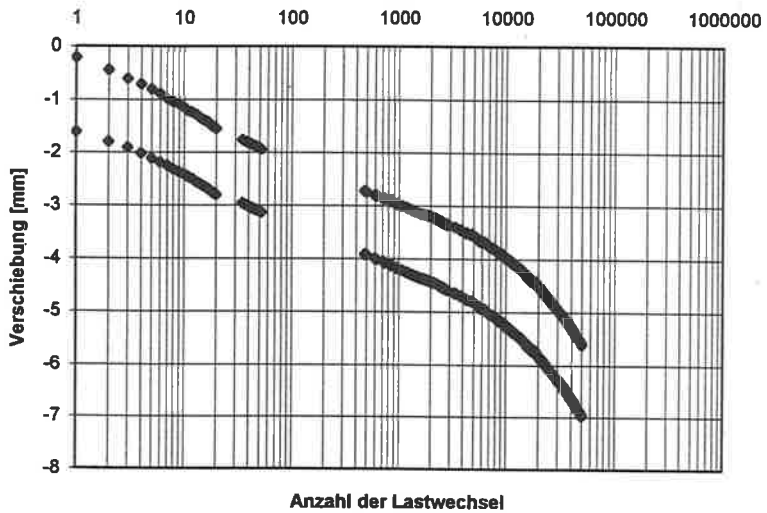


Versuche 303-311

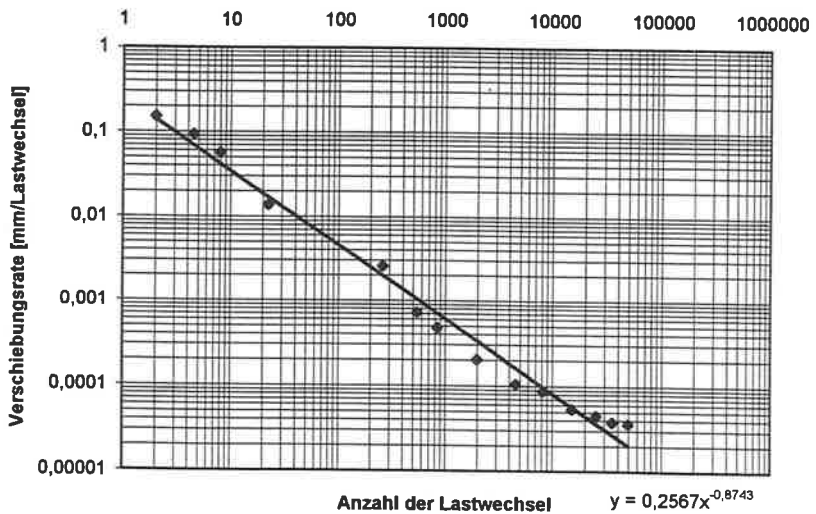


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 2/2

Pfahl 2/2

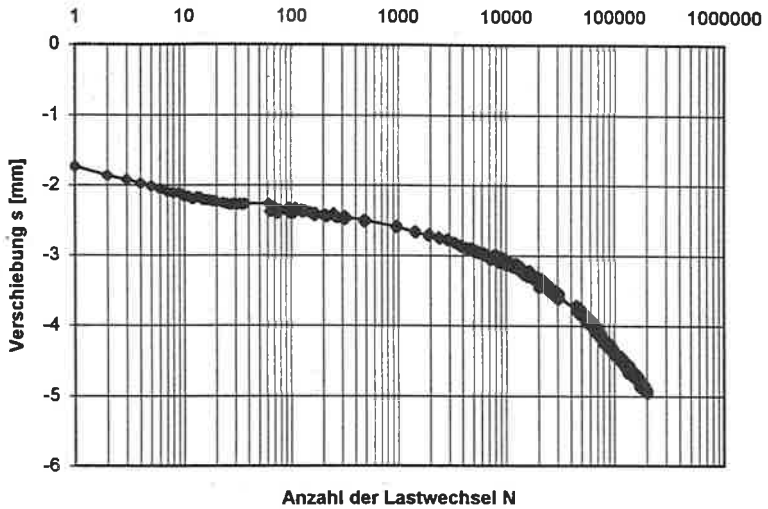


Pfahl 2/2

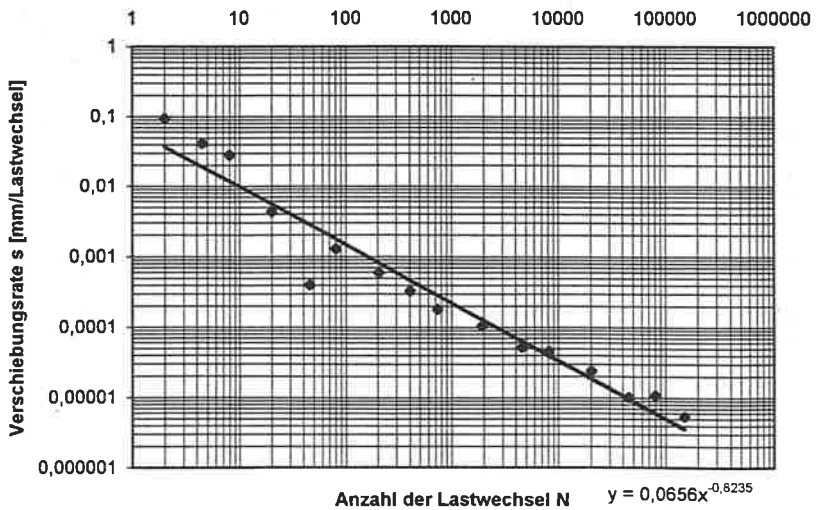


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 8/1

Pfahl 8/1

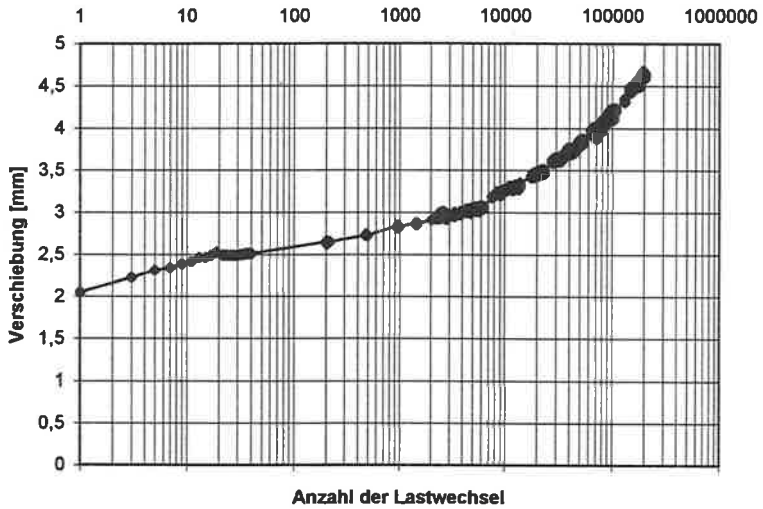


Pfahl 8/1

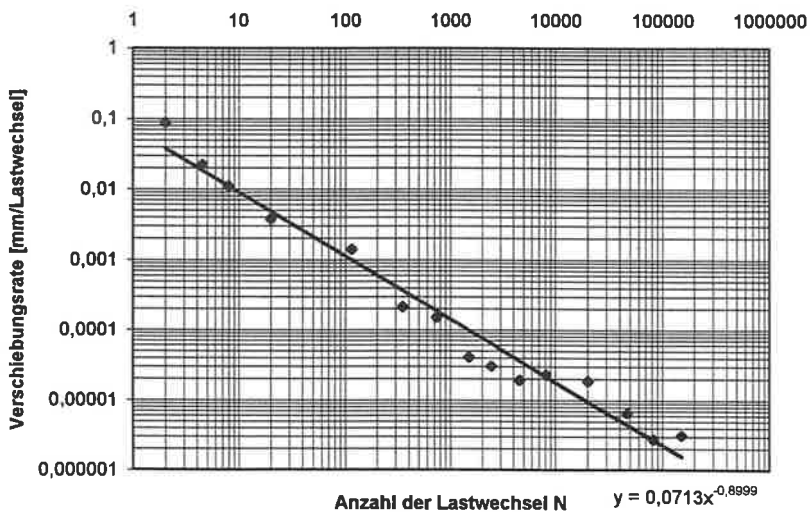


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 9/1

Pfahl 9/1

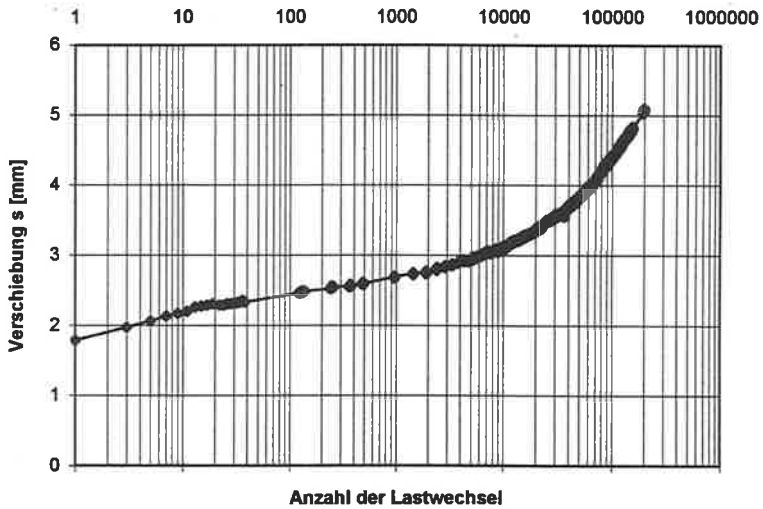


Pfahl 9/1

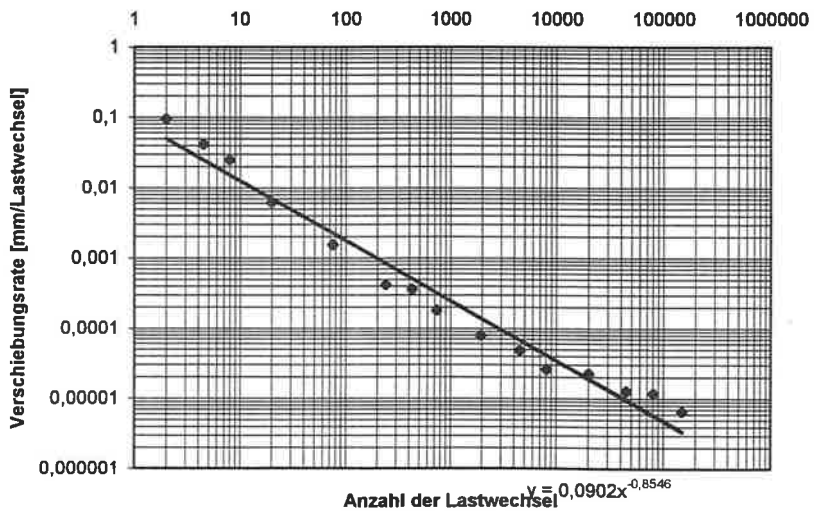


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 10/1

Pfahl 10/1

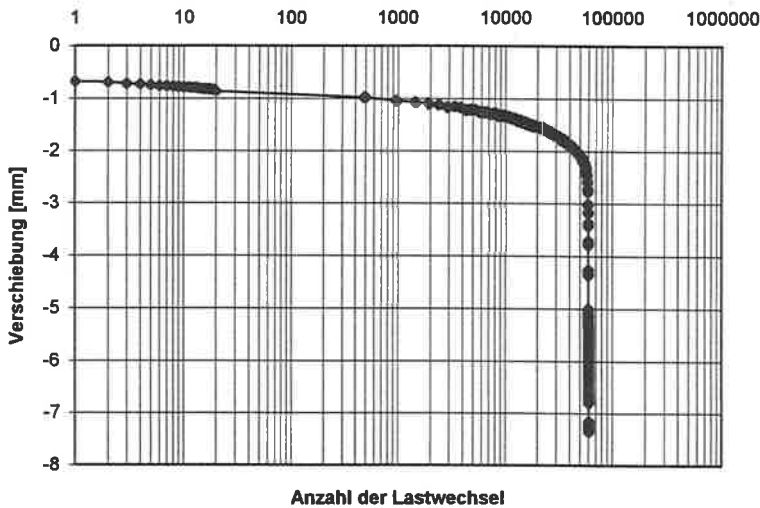


Pfahl 10/1

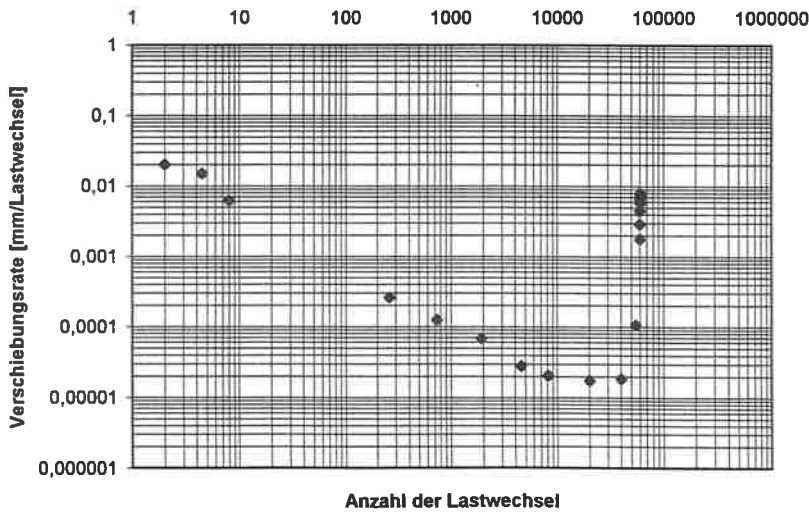


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 5/1

Pfahl 5/1

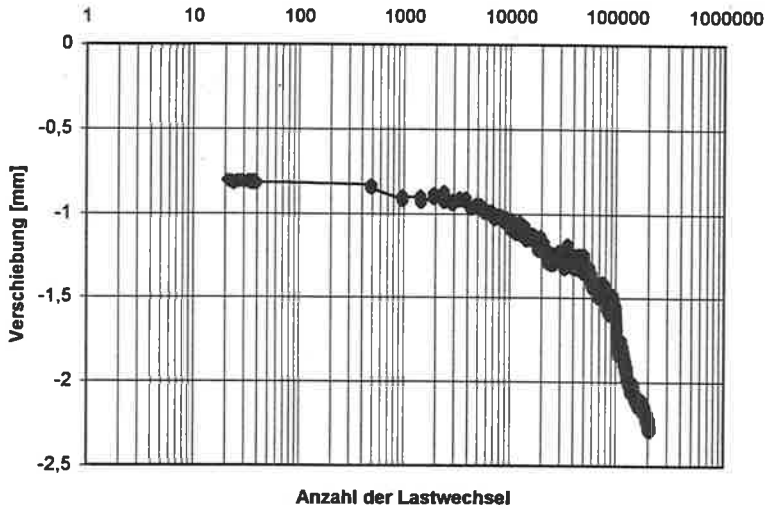


Pfahl 5/1

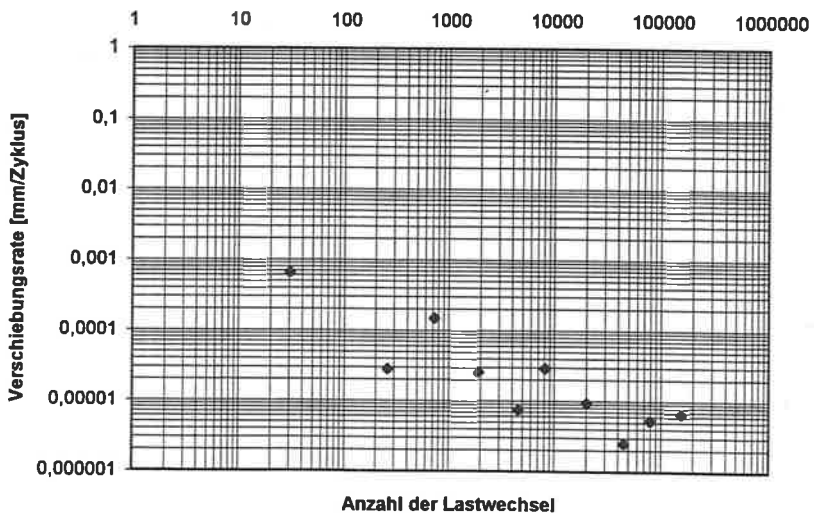


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 7/1

Pfahl 7/1

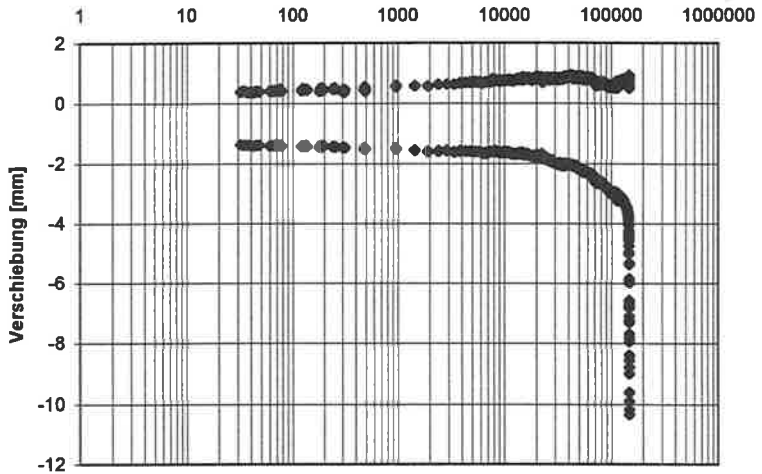


Pfahl 7/1



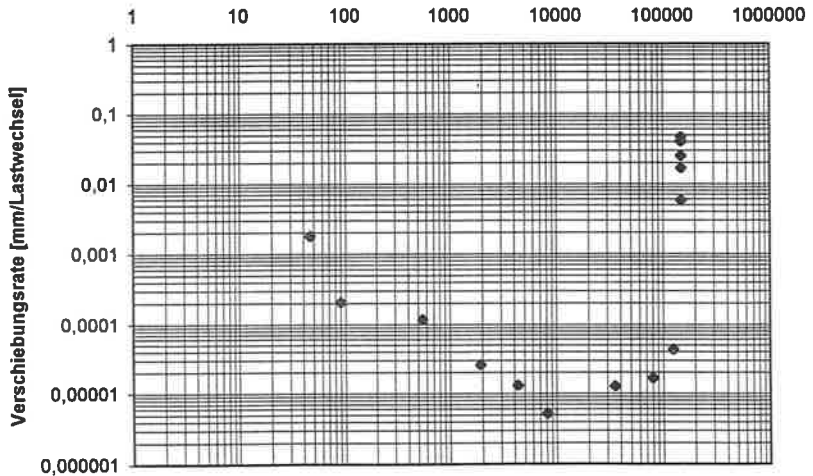
Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 8/2

Pfahl 8/2



Anzahl der Lastwechsel

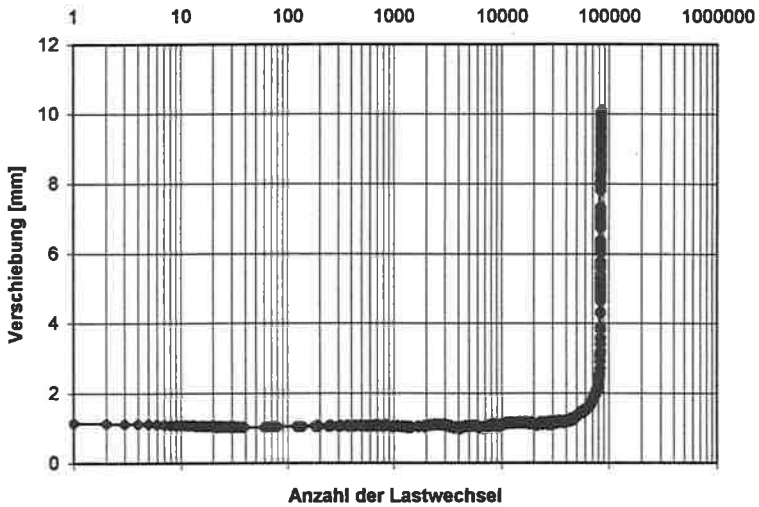
Pfahl 8/2



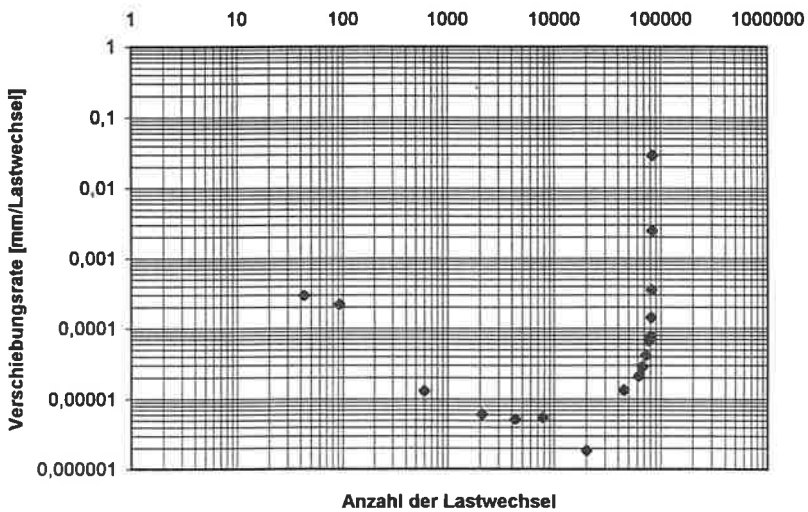
Anzahl der Lastwechsel

Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 9/2

Pfahl 9/2

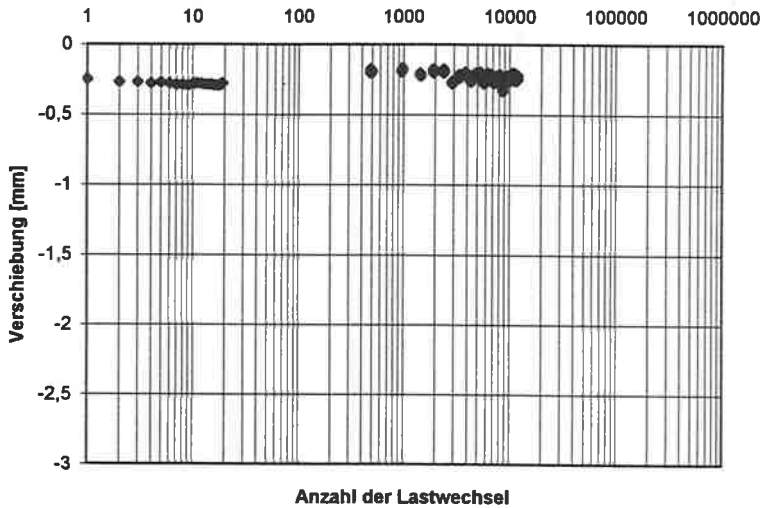


Pfahl 9/2

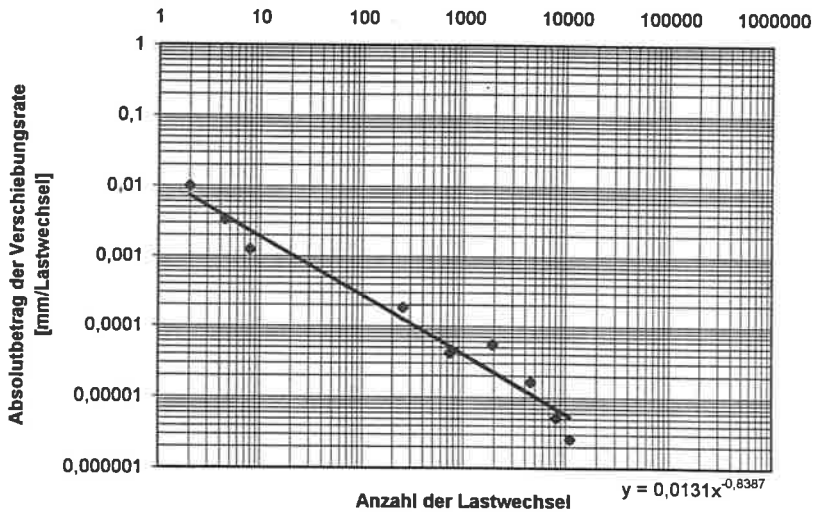


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 3/1

Pfahl 3/1

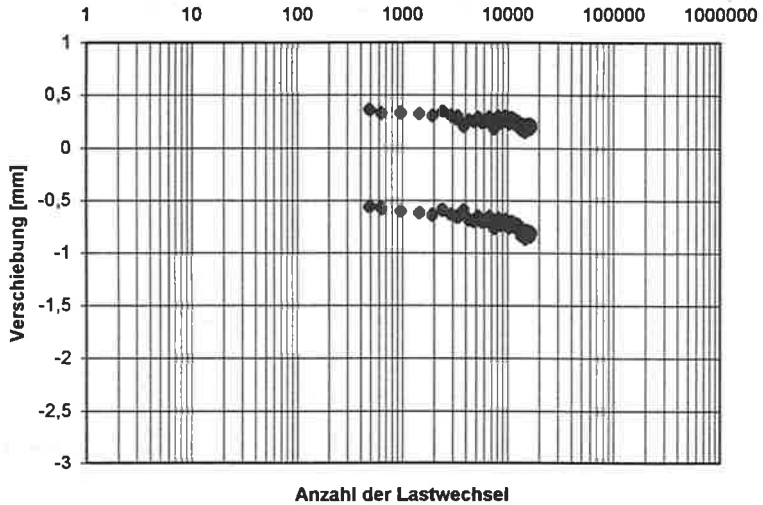


Pfahl 3/1

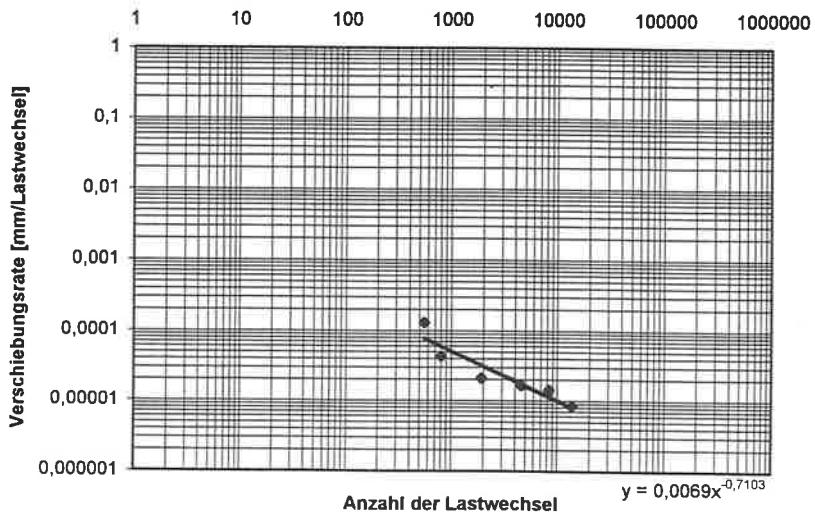


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 3/2

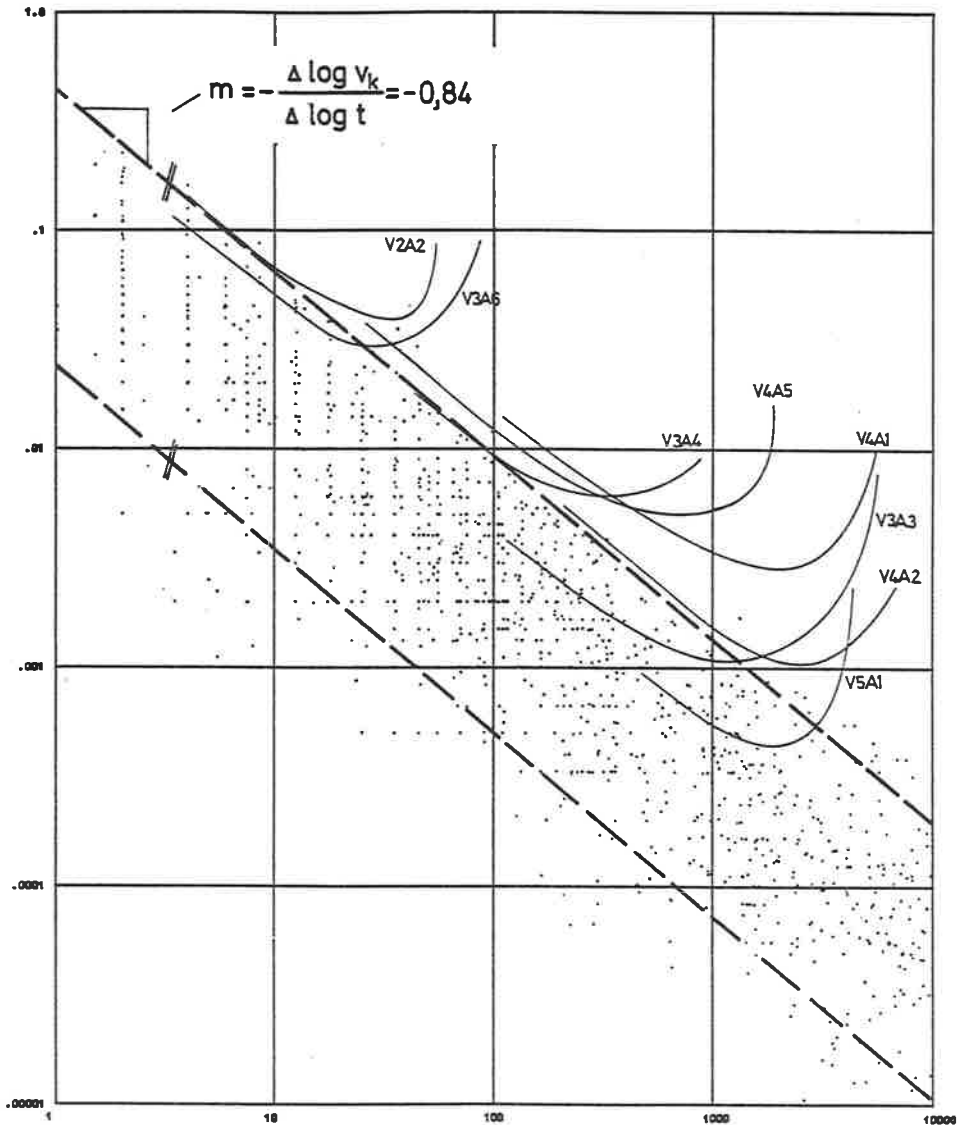
Pfahl 3/2



Pfahl 3/2



Ankerprüfungen aus SCHEELE (1978)

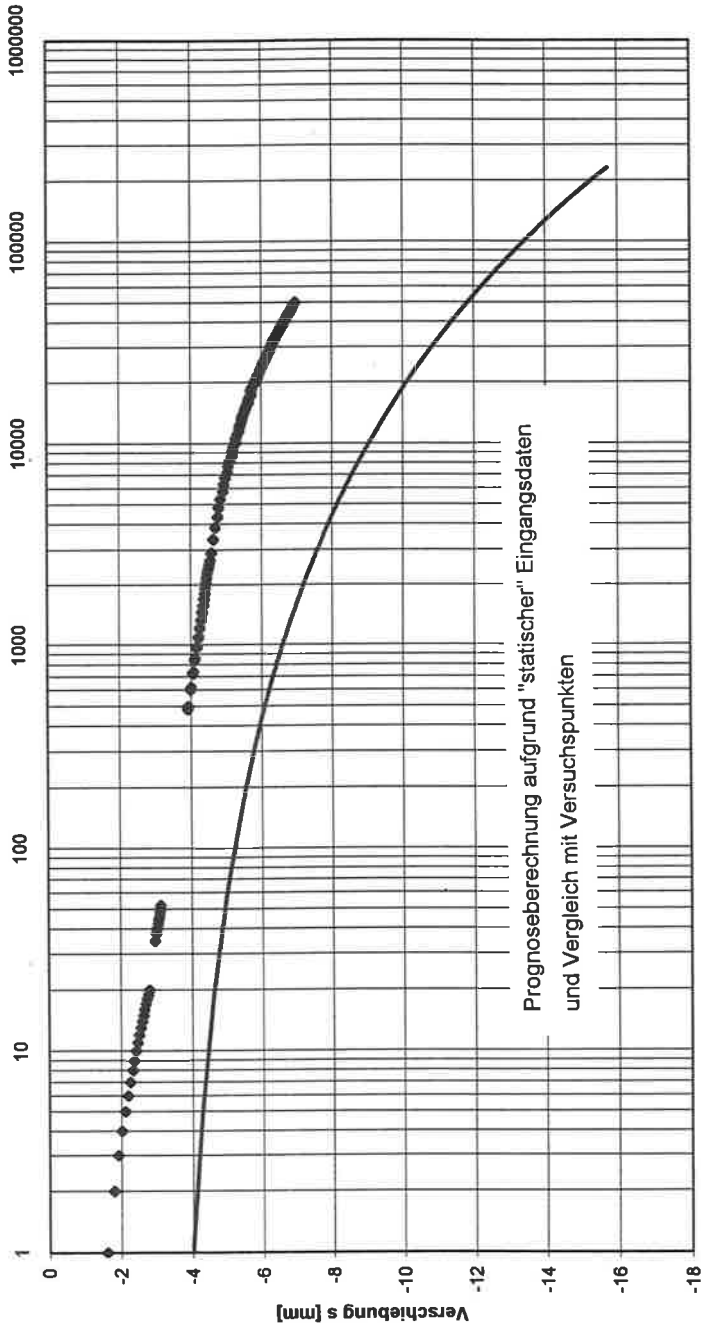


ZEIT [MIN]

LANGZEITBELASTUNG
 VERSUCHSREIHEN 2 BIS 5

Prognose aus statischen Werten

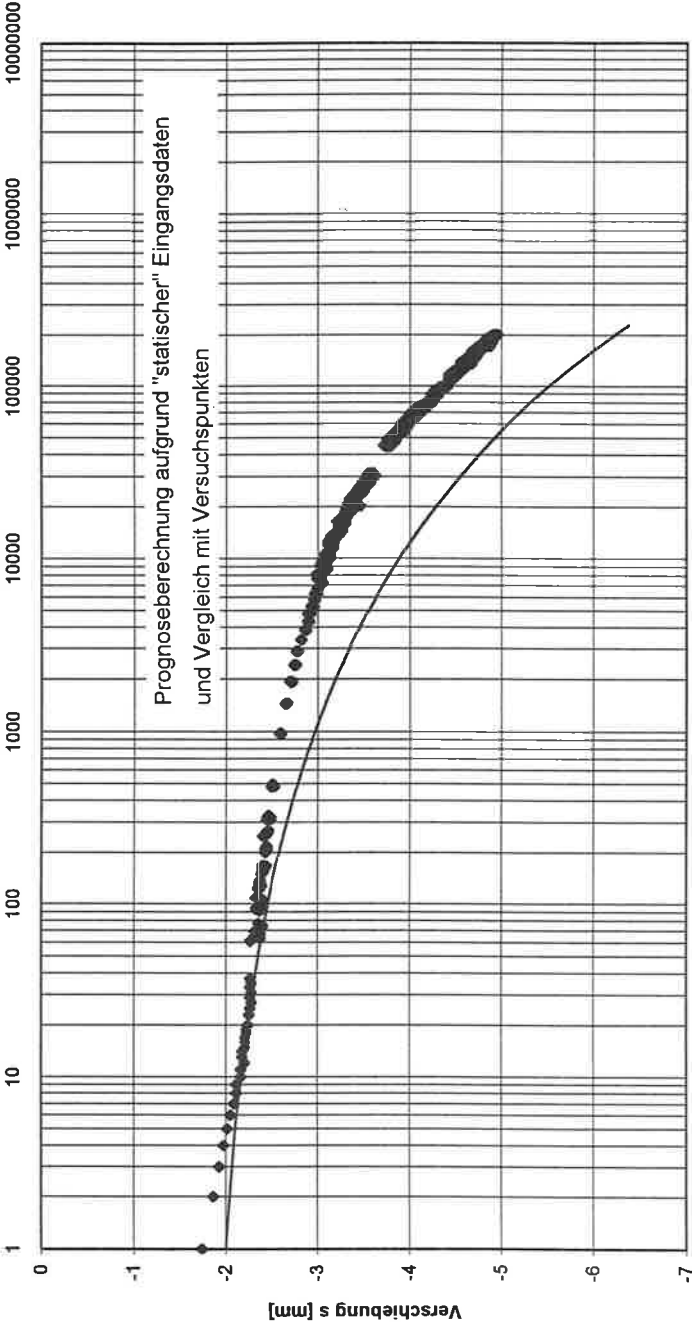
Pfahl 2/2



Anzahl der Lastwechsel N

Prognose aus statischen Werten

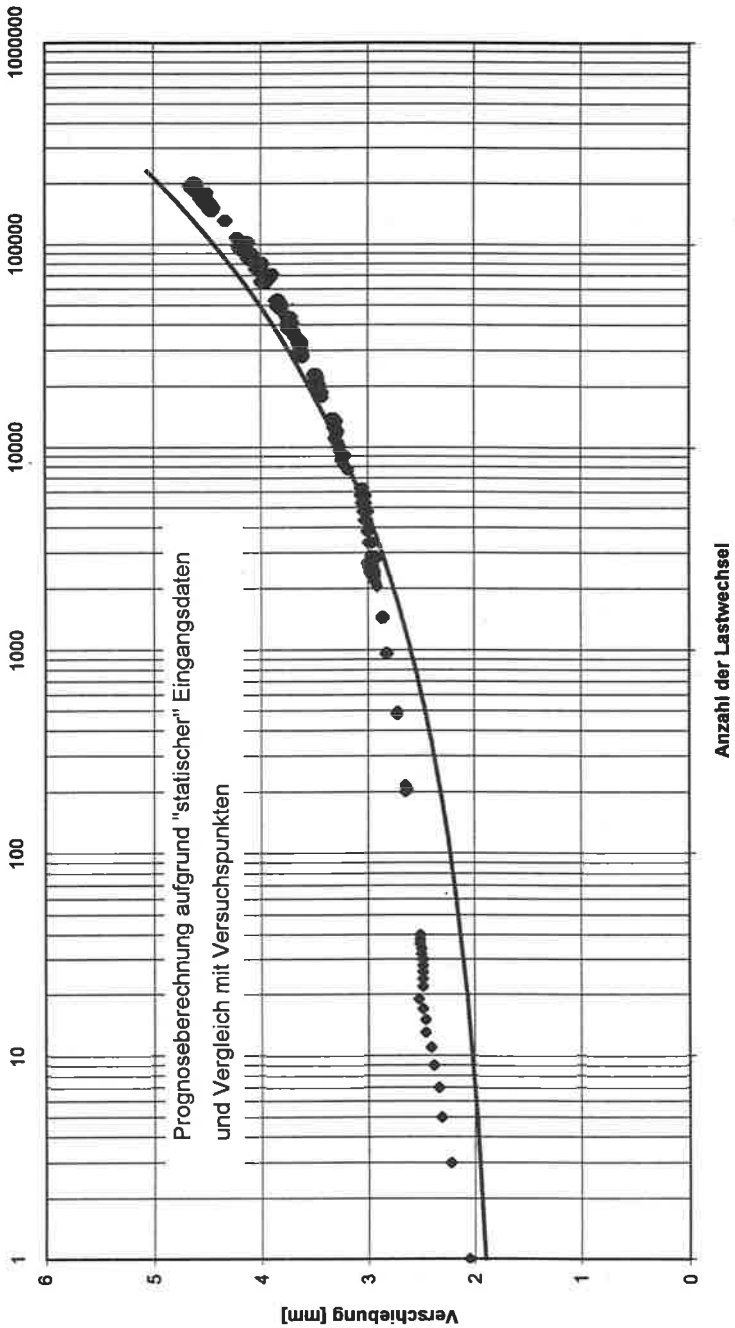
Pfahl 8/1



Anzahl der Lastwechsel N

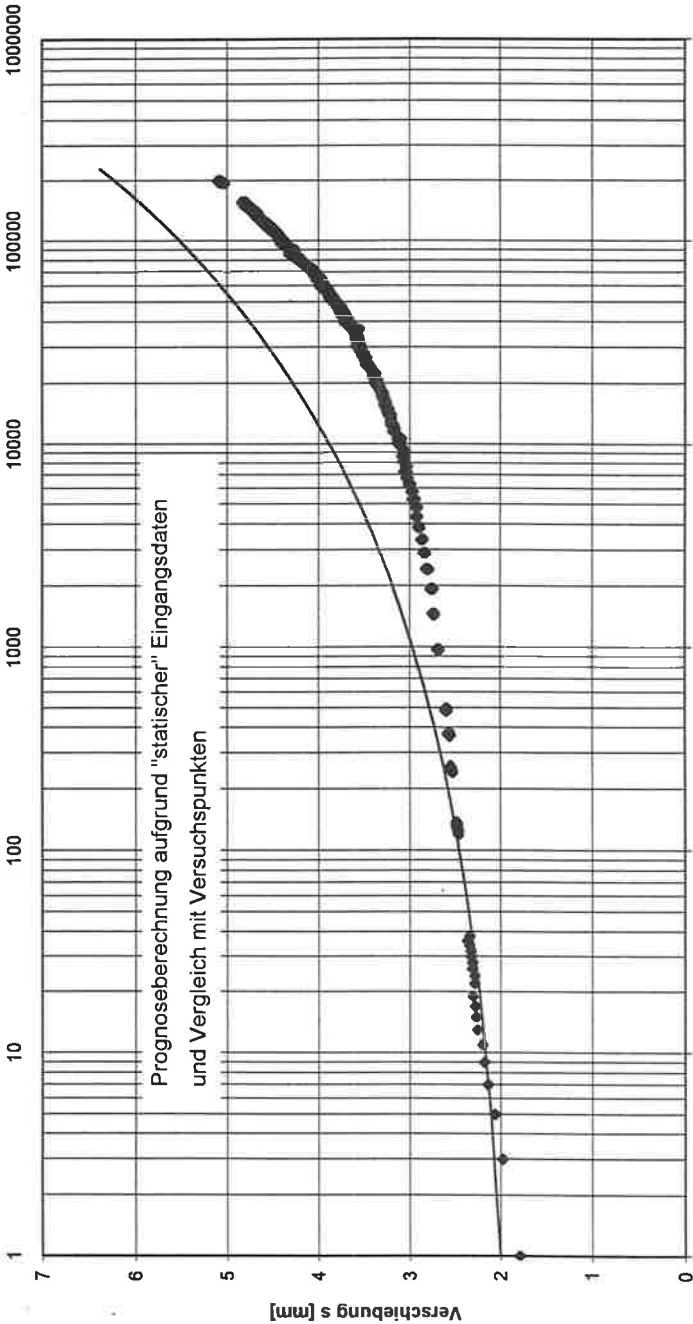
Prognose aus statischen Werten

Pfahl 9/1



Prognose aus statischen Werten

Pfahl 10/1



Anzahl der Lastwechsel

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schappach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndich- tungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmegern, M.	Untersuchungen über das Spannungs- Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002