

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

Tag der mündlichen Prüfung: 22. Juni 2004

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

kassel university press GmbH

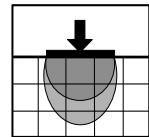
www.upress.uni-kassel.de

ISBN: 3-89958-091-5

urn:nbn:de:0002-0914

Schriftenreihe Geotechnik

Universität Kassel



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden

Melanie Witzel

Heft 15

Juni 2004

Vorwort des Herausgebers

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt ist die abgesicherte rechnerische Vorhersage von Pfahltragfähigkeiten mit erdstatistischen und numerischen Verfahren nach wie vor nicht möglich. Über den Zusammenhang der einzelnen Elemente der Pfahltragfähigkeit liegen zwar qualitative Vorstellungen aus den ingenieurmäßigen Anwendungen vor, eine quantifizierte Absicherung ist mit technisch-wissenschaftlichen Methoden noch nicht gegeben. Besonders bei der Pfahleinbringung von vorgefertigten Elementen ergeben sich Umlagerungseffekte, welche die Tragfähigkeitsvorhersage in besonderer Weise erschweren.

Andererseits liegt aus der ingenieurmäßigen Praxis eine große Anzahl von Vorschlägen zur Ermittlung der Pfahlwiderstände vor, die einer systematischen Validierung bedürfen. Neben diesen Ansätzen werden in der Praxis die Pfahltragfähigkeiten aus oftmals nur bedingt vergleichbaren statischen und dynamischen Probobelastungsergebnissen von anderen Standorten auf die aktuelle Bauaufgabe übertragen, ohne dabei in ausreichendem Maße statistisch abgesichert zu sein.

Dies war Veranlassung, die Fragestellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit vorgefertigter Verdrängungspfähle (Rammpfähle) in einer kombinierten experimentellen, theoretischen und empirischen wissenschaftlichen Untersuchung weitergehend zu bearbeiten.

Im Rahmen dieser Arbeit hat Frau Dr.-Ing. Melanie Witzel zunächst eine systematische Zusammenstellung zum Kenntnisstand aus der Literatur vorgenommen. Die kaum noch zu überschauenden Publikationen und Verfahren zur Thematik konnten systematisch nach den Themengruppen empirische Verfahren, erdstatistische Verfahren und numerische Verfahren gegliedert und analysiert werden. Für die derzeit oftmals auch unkritische Anwendung numerischer Verfahren wird aufgezeigt, dass eine Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verdrängungspfählen zum gegenwärtigen Kenntnisstand ebenfalls noch nicht abgesichert möglich ist. Die maßgeblichen Gründe und Kenntnislücken werden dafür aufgeführt.

Als Vorinformation für eine umfangreiche empirische Untersuchung zum Pfahltragverhalten auf der Grundlage von vorhandenen Pfahlprobobelastungen in verschiedenen Böden und mit unterschiedlichen Verdrängungspfahltypen hat Frau Witzel Modellversuche durchgeführt, die insbesondere eine Trennung von Fuß- und Mantelwiderstand erreichen sollten. Um sich in einem wirklichkeitsnahen Spannungszustand zu bewegen, wurde ein relativ großer Modellmaßstab gewählt.

Auf der Grundlage von etwa 200 statischen Pfahlprobobelastungen hat Frau Witzel diese Ergebnisse in eine für statistische Untersuchungen geeignete Datenbankform eingearbeitet. Der bei

diesen Versuchen i.d.R. nicht gemessene Anteil zum Verhältnis von Spitzen- und Mantelwiderstand untereinander wurde dabei für die Statistik über eine indirekte Nachweisführung bei Nutzung von Vorinformationen aus den Modellversuchen isoliert. Unter Verwendung multipler Regressionsanalysen wurde mit den Daten aus den Pfahlprobebelastungen unter der Vorgabe der geringsten Streuungen neben dem bisher üblichen ein Regressionsmodell herausgearbeitet, bei dem neben den Ergebnissen von Drucksondierungen auch die Rammarbeit Eingang findet. Die Rammarbeit berücksichtigt dabei u. a. den Parameter „Baugrundverbesserung“ durch den Einbringeffekt.

Als wesentliches Ergebnis konnten charakteristische Werte für den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bruchzustand) für Stahlbetonfertigpfähle abgeleitet werden; des Weiteren eine Konstruktionsvorschrift für einen vereinfachten Verlauf einer charakteristischen Widerstands-Setzungslinie. In ähnlicher Weise wie für die Stahlbetonpfähle wurde für Stahlpfähle und Stahlprofile vorgegangen, wobei die vorher ermittelten Werte von Spitzenwiderstand und Mantelreibung der Stahlbetonpfähle infolge der statistischen Untersuchung durch Anpassungsfaktoren η_b und η_s für die Stahlpfähle zu modifizieren sind.

Abschließend sind die vorgeschlagenen Berechnungsansätze an einigen ausgewählten Probebelastungen für unterschiedliche Pfahltypen detailliert erläutert und validiert worden. Damit liegen abgesicherte Angaben zum Trag- und Verformungsverhalten von vorgefertigten Verdrängungspfählen vor, die in geeigneter Form für die Ingenieur- und Ausführungspraxis auch in Pfahlnormen bzw. -empfehlungen Eingang finden sollen.

Dem Otto-Braun-Fond sei für die Unterstützung der Arbeit durch die Gewährung eines Promotionsstipendiums ganz herzlich gedankt. In besonderer Weise danken wir für die fachliche und finanzielle Unterstützung des Forschungsvorhabens

- dem Amt für Strom- und Hafenbau Hamburg,
- der Firma Voton Grundbau GmbH, Hamburg,
- der Firma Centrum Pfähle GmbH, Hamburg,
- der Firma Holst GmbH & Co. KG, Hamburg,
- der Arcelor Group, Esch-sur-Alzette, Luxembourg und
- bremenports GmbH & Co. KG, Bremerhaven.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort der Autorin

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel.

In den ersten zwei Jahren der Bearbeitung wurde die vorliegende Arbeit durch ein Promotionsstipendium des Otto-Braun-Fonds gefördert. Für die finanzielle Unterstützung sei an dieser Stelle der Firma B. Braun Melsungen AG gedankt.

Für die Möglichkeit zur umfassenden Auswertung von etwa 200 statischen Probefestigkeitsergebnissen, sowie für die finanzielle Unterstützung danke ich dem Amt für Strom- und Hafenbau Hamburg, den Firmen Voton Grundbau GmbH, Centrum Pfähle GmbH, Holst GmbH & Co. KG, bremenports GmbH & Co. KG und der Arcelor Group.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, der mir die Möglichkeit gegeben hat, dieses Thema zu bearbeiten, sowie für seine Anregungen, Unterstützungen und die Übernahme des Referats in meinem Promotionsverfahren. Für sein Interesse an meiner Arbeit und die Erstellung des Zweitgutachtens danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. N. Meyer. Für Ihre Mitwirkung in der Promotionskommission danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. V. Franz und Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Seim.

Für die Unterstützung bei der Durchführung der Modellversuche bedanke ich mich herzlich bei Frau Dipl.-Ing. Y. Susmann, Herrn Dipl.-Ing. H. Kopony und Herrn T. Bock. Herrn Dipl.-Ing. R. Meyer sei für seinen Beitrag zur Messtechnik herzlich gedankt.

Allen Kollegen am Fachgebiet Geotechnik danke ich für die nette Zusammenarbeit während meiner Zeit an der Universität Kassel. Besonders danke ich Herrn Dipl.-Ing. F. Böhm und Herrn Dipl.-Ing. M. Rudolf für ihre fachliche und persönliche Unterstützung.

Meiner Familie danke ich für die bedingungslose Unterstützung in jeder Phase meines Lebenswegs. Abschließend gilt der herzlichste Dank Hans Jürgen, der immer für mich da ist.

Melanie Witzel

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
2 Kenntnisstand zur Tragfähigkeitsvorhersage von Verdrängungspfählen	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Empirische Verfahren	7
2.2.1 Verfahren durch Kalibrierung von in situ Tests an den Ergebnissen von Pfahlprobobelastungen.....	7
2.2.2 Empirische Verfahren auf der Grundlage von Bodenkenngrößen	34
2.3 Erdstatische Verfahren	45
2.3.1 Verfahren auf der Grundlage von effektiven Spannungen	45
2.3.2 Theorie der Hohlraumaufweitung	62
2.4 Numerische Methoden.....	64
2.4.1 Allgemeines	64
2.4.2 Simulation der nach der Installation im Pfahl verbleibenden Spannungen.....	67
2.4.3 Simulation der durch die Pfahlrammung gestörten Bodenzonen	69
2.5 Zusammenfassende Bewertung.....	70
3 Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen	72
3.1 Allgemeines	72
3.2 Pfahltyp und Pfahlabmessungen.....	72
3.3 Methode der Pfahlinstallation.....	76
3.4 Bodenart	79
3.5 Primärspannungszustand des Bodens.....	80
3.6 Interaktion zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand.....	81
3.7 Zeit.....	86
3.8 Art der Belastung.....	89
4 Vergleich vorhandener Verfahren zur Ermittlung des Pfahltragverhaltens	94
4.1 Allgemeines	94
4.2 Berechnungsgrundlagen und Vorgehensweise für die Vergleichsrechnung	95
4.3 Verdrängungspfähle in nichtbindigen Böden	96
4.3.1 Stahl- und Spannbeton.....	96
4.3.2 Stahlträgerprofile	103
4.3.3 Stahlrohre.....	105
4.4 Verdrängungspfähle in bindigen Böden	108

5 Modellversuche.....	110
5.1 Allgemeine Versuchskonzeption.....	110
5.2 Versuchsrandbedingungen	110
5.3 Versuchsmaterial	113
5.3.1 Modellpfahl	113
5.3.2 Ramme.....	113
5.3.3 Modellsand	114
5.3.4 Voruntersuchungen zum Einbau des Modellsandes.....	116
5.4 Eingesetzte Messverfahren.....	118
5.4.1 Allgemeines.....	118
5.4.2 Dehnungsmessstreifen (DMS) am Modellpfahl.....	118
5.4.3 Spannungsmessungen im Sand.....	120
5.4.4 Fehlerbetrachtung	120
5.5 Versuchsdurchführung	121
5.5.1 Versuchseinbau.....	121
5.5.2 Rammen des Modellpfahls	122
5.5.3 Statische Probebelastung des Modellpfahls	123
5.6 Versuchsergebnisse der Messungen mit Dehnungsmessstreifen am Modellpfahl....	125
5.6.1 Allgemeines	125
5.6.2 Rammarbeit	125
5.6.3 Mantelreibung.....	126
5.6.4 Spitzenwiderstand.....	128
5.6.5 Form der Widerstands-Setzungs-Linie	130
5.7 Ergebnisse der Spannungsmessungen im Sand.....	132
5.7.1 Allgemeines	132
5.7.2 Spannungsentwicklung während der Rammung	132
5.7.3 Spannungsentwicklung während der Standzeit	138
5.7.4 Spannungsentwicklung während der Probebelastung	139
6 Empirische Auswertung von Pfahlprobebelastungen.....	145
6.1 Allgemeines	145
6.2 Datengrundlage	145
6.3 Festlegung der Grenzsetzung und Extrapolation der Widerstands-Setzungs-Linie ...	146
6.4 Eigenschaften der ausgewerteten Daten	147
6.5 Trennung der Messdaten in Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte sowie Grenzsetzung des Mantelwiderstandes.....	148
6.6 Grundlagen der statistischen Untersuchungen	151
6.6.1 Deskriptive Statistik	151

6.6.2 Analytische Statistik	152
6.7 Vorgehensweise bei der eigenen statistischen Untersuchung	155
6.7.1 Allgemeines	155
6.7.2 Isolation von zusätzlichen Einflussparametern zu vorhanden Berechnungsverfahren	156
6.8 Stahlbetonpfähle	157
6.8.1 Mantel- und Spitzenwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit	157
6.8.2 Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie	164
6.9 Stahlträgerprofil- und Stahlrohrpfähle	169
6.9.1 Allgemeines	169
6.9.2 Mantel- und Spitzenwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit	169
6.9.3 Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie	173
6.10 Weitere Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Verdrängungspfählen	174
6.10.1 Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes vom Pfahlfußdurchmesser	174
6.10.2 Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Zeit	176
6.10.3 Reduktion der Tragfähigkeit durch Vibration	177
7 Vorschlag für ein optimiertes Berechnungsverfahren und Angabe von charakteristischen Werten für Spitzenwiderstand und Mantelreibung	180
7.1 Allgemeines	180
7.2 Festlegung der charakteristischen Werte	180
7.3 Berechnungsvorschlag auf Grundlage von Erfahrungswerten	181
7.4 Bewertung der vorgeschlagenen Vorgehensweise und der charakteristischen Größen	187
7.4.1 Vorgehensweise	187
7.4.2 Beurteilung in Bezug auf vorhandene Verfahren	187
7.4.3 Statistische Bewertung	189
7.5 Anwendung	190
7.5.1 Allgemeines	190
7.5.2 Stahlbetonpfahl	191
7.5.3 Stahlträgerprofilpfahl	193
7.5.4 Stahlrohrpfahl	196
8 Zusammenfassung	198
8 Summary	202
9 Literaturverzeichnis	206
Anhänge	

1 Einleitung

Obwohl es sich bei vorgefertigten Verdrängungspfählen um eines der ältesten Gründungselemente handelt, gibt es bislang kein allgemein gültiges und angewandtes bodenmechanisches Modell um ihre Grenztragfähigkeit und das Widerstands-Setzungs (Hebungs)-Verhalten vorzusagen.

Die Abschätzung der Tragfähigkeit einer Verdrängungspfahlgründung ist insofern schwierig, da durch den Verdrängungseffekt bei Einbau des Pfahls eine Bodenverfestigung und Verspannung eintritt, durch die sich die Eigenschaften des Baugrundes verändern. Diese bodenmechanischen Veränderungen sind derzeit nicht zu quantifizieren. Ein weiterer Aspekt, der die Prognose der Tragfähigkeit erschwert, ist das komplexe Zusammenwirken von Baugrundfestigkeit, Rammarbeit, Spannungen und Verformungen, das schwer zu erfassen ist.

Die zuverlässigste Methode zur Prognose der Tragfähigkeit einer Pfahlgründung ist die Durchführung von statischen Probobelastungen, die auch in den entsprechenden Normen gefordert werden. Dennoch ist es besonders für die Vorbemessung des Planungsentwurfs und die Angebotsabgabe einer Tiefgründung auf Pfählen notwendig, bereits im Vorfeld zuverlässige Aussagen über die Tragfähigkeit der Gründungselemente machen zu können. Hierfür gibt es zahlreiche in der Literatur beschriebene empirische und erdstatistische Verfahren.

Der Pfahlwiderstand R von Verdrängungspfählen unterteilt sich bekanntlich nach Gleichung (1.1) in zwei Anteile, den Fußwiderstand $R_b(s)$ und den Mantelwiderstand $R_s(s)$, siehe Bild 1.1.

$$R = R_b(s) + R_s(s) \quad (1.1)$$

Das Verhältnis der beiden Anteile zueinander hängt überwiegend von der Pfahlgeometrie, dem Material und den Bodeneigenschaften ab.

Die meisten empirischen und erdstatistischen Verfahren zur Tragfähigkeitsermittlung liefern nur Aussagen über den Maximalwert der Tragfähigkeit eines vorgefertigten Verdrängungspfahls und somit den sogenannten Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der charakteristische Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) wird nach diesen Ansätzen in der Regel wie folgt ermittelt, siehe auch DIN 1054:2003-01.

$$R_{1,k} = R_{b1,k} + R_{s1,k} = q_{b1,k} \cdot A_b + \sum q_{s1,k,i} \cdot A_{s,i} \quad (1.2)$$

A_b	Nennwert der Pfahlfußfläche
$A_{s,i}$	Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht i
$q_{b1,k}$	charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstandes
$q_{s1,k,i}$	charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i
$R_{1,k}$	charakteristische Pfahlwiderstandskraft für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{b1,k}$	charakteristischer Pfahlfußwiderstand für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{s1,k}$	charakteristischer Pfahlmantelwiderstand für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

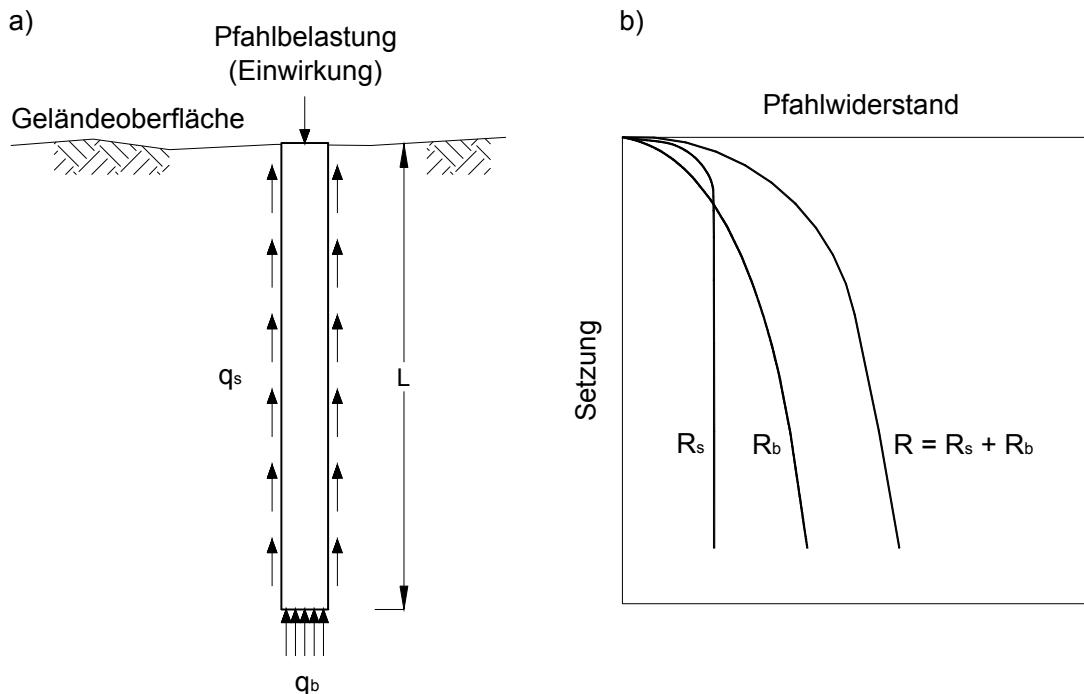


Bild 1.1: a) Vereinfachtes Modell zum Tragverhalten von Pfählen
 b) Qualitativer Verlauf der Pfahlwiderstände von Verdrängungspfählen

Derzeit liegen verschiedene Verfahren zur Abschätzung der charakteristischen Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand vor. Einige Verfahren sind rein empirisch und beruhen auf den über Jahre beobachteten Zusammenhängen zwischen bestimmten Bodenparametern und der Pfahltragfähigkeit. Diese empirischen Werte versuchen auch die anderen verschiedenenartigen Einflüsse auf die Pfahltragfähigkeit, wie z.B. den Pfahlbaustoff, zu berücksichtigen. Andere Verfahren, z.B. unter Verwendung von Drucksondierergebnissen, nutzen die Modellähnlichkeit zwischen Sondiergerät und Pfahl.

Die in der Literatur vorhandenen erdstatischen Berechnungsverfahren gehen in der Regel von einer modifizierten Grundbruchtheorie aus. Bei den derzeit eingesetzten numerischen Berechnungsverfahren ist für Verdrängungspfähle z.B. die Modellierung der durch die Pfahleinbringung gestörten Bodenzenen und der Verdrängungseffekt schwierig zu erfassen.

Verdrängungspfähle lassen sich nach *EN 12699:2001-05* in zwei Gruppen einteilen:

- vorgefertigte und
- vor Ort hergestellte Verdrängungspfähle.

Die vorliegende Arbeit befasst sich ausschließlich mit der Tragfähigkeit und dem Widerstands-Setzungs-Verhalten vorgefertigter gerammter Pfähle aus Stahlbeton und Stahl, siehe Bild 1.2. Holzpfähle haben heute in der Praxis nur noch eine untergeordnete Bedeutung und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

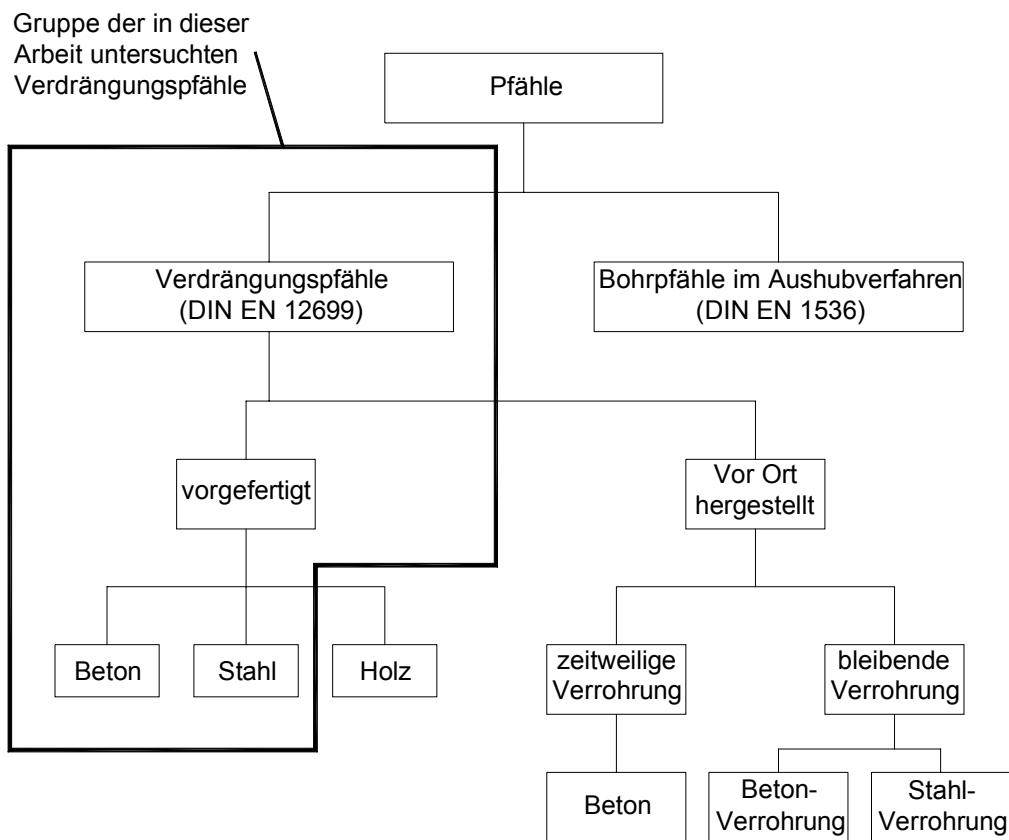


Bild 1.2: Übersicht zu den Typen von Verdrängungspfähle nach *EN 12699:2001-05*

Das Ziel der Arbeit ist es, abgesicherte und wirtschaftliche Angaben zur Bestimmung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen zu erarbeiten. Es sollen der Baupraxis im Rahmen einer wissenschaftlichen Untersuchung verbesserte Methoden an die Hand gegeben werden.

Methodisch wurde folgende Vorgehensweise gewählt.

- Darstellung des Kenntnisstandes.
- Durchführung von Modellversuchen zur Untersuchung des Einfluss der Rammung auf die Tragfähigkeit und Trennung des Gesamtwiderstandes in die Komponenten Mantelreibung und Spitzenwiderstand.
- Sammlung von Ergebnissen aus statischen Pfahlprobebelastungen an vorgefertigten Verdrängungspfählen und deren bodenmechanische und statistische Interpretation.
- Ableitung von abgesicherten charakteristischen Werten zum Pfahlspitzenwiderstand und zur Mantelreibung für möglichst viele Verdrängungspfahltypen, sowie für nicht-bindige und bindige Böden.
- Ableitung eines analytischen bzw. empirisch-analytischen Berechnungsverfahrens zur Pfahltragfähigkeit.

2 Kenntnisstand zur Tragfähigkeitsvorhersage von Verdrängungspfählen

2.1 Allgemeines

Wie bereits ausgeführt, ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen für eine konkrete Bauaufgabe aus statischen und dynamischen Probobelastungen die sicherste Methode, siehe *Empfehlung für statische und dynamische Pfahlprüfungen (1998)*. Darauf soll in der vorliegenden Arbeit aber nicht weiter eingegangen werden.

In der Literatur liegen eine Vielzahl von Verfahren zur Berechnung des Grenzwiderstandes von Verdrängungspfählen vor, die ausgewählt nachfolgend zusammengestellt sind. Dabei wurden nur die Verfahren berücksichtigt, die einerseits sehr verbreitet sind und die andererseits für die Bearbeitung dieser Arbeit in irgendeiner Form verwendet wurden.

Nach *Poulos (1989)* lassen sich die im Folgenden vorgestellten Berechnungsverfahren in drei Kategorien unterteilen. Die erste Kategorie beinhaltet empirische Verfahren, die auf bodenmechanischen Grundsätzen basieren. Diese Verfahren werden international am häufigsten in der Praxis angewendet. Die Methoden der zweiten Kategorie haben eine höhere theoretische Grundlage, wenngleich diese i.d.R. vereinfacht werden. Bei den Verfahren der dritten Kategorie handelt es sich um komplexe numerische Berechnungsverfahren.

Eine Zuordnung verschiedener in dieser Arbeit vorgestellter Berechnungsverfahren zu den oben genannten Kategorien findet sich in Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Einordnung der verschiedenen Verfahren zur Ermittlung des axialen Pfahlwiderstands, nach *Poulos (1989)*

Kategorie	Verfahren		
1	empirische Verfahren	aus in situ Tests, aus Labor- und Feldversuchen:	CPT, SPT, PMT c_u (α -Methode), I_D , D , I_c
2a 2b	erdstatische Verfahren	Methode mit effektiven Spannungen (β -Methode)	
		Methode mit effektiven Spannungen unter Berücksichtigung der Hohlraumaufweitung unterhalb des Pfahlfußes	
3	numerische Verfahren	Finite Elemente Methode (FEM) Randelementmethode: Boundary Element Method (BEM)	

Zur Vorhersage der Widerstands-Setzungs-Linie (WSL) von Verdrängungspfählen finden sich in der Literatur nur wenige Verfahren. Methoden, die in direktem Bezug zu einem der Verfahren zur Berechnung des Grenzwiderstandes stehen, sind in den zugehörigen Abschnitten erläutert. Methoden zur Vorhersage der Widerstands-Setzungs-Linie, die nicht direkt einer Kategorie nach Tabelle 2.1 zugeordnet werden können oder in der Literatur nur ansatzweise beschrieben werden, sollen im Folgenden kurz erläutert werden.

Das von *Fleming (1992)* vorgestellte Verfahren zur Vorhersage der Setzungen eines Einzelpfahls beruht auf der Annahme, dass der Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie durch eine Hyperbelgleichung ausgedrückt werden kann. Das sogenannte Hyperbelverfahren wurde erstmals von *Chin (1970), (1972), (1983)* vorgestellt und wird von Fleming in einer erweiterten Form präsentiert. Mit den vorab ermittelten Grenzwerten für Mantel- und Spitzenwiderstand, dem Pfahlfußdurchmesser und dem Steifemodul des Bodens bei 25% der Grenzspannung, kann die Setzung eines starren Pfahls unter jeder beliebigen Lastintensität über eine komplexe Gleichung ermittelt werden. Zur Berücksichtigung der elastischen Stauchung des Pfahlbaustoffs gibt *Fleming (1992)* eine vereinfachte Methode an. Hierbei wird die elastische Verformung in drei Stufen ermittelt:

- der obere Pfahlschaftbereich, der keiner oder nur sehr geringer Mantelreibung ausgesetzt ist,
- die Pfahllänge welche die Mantelreibung aufnimmt und
- die gesamte Pfahlverkürzung nachdem der Grenzmantelwiderstand erreicht wurde.

Eine ähnliche Möglichkeit zur Vorhersage der WSL von Pfählen findet sich in *Maugeri et al. (1993)*. Dabei erfolgt die Setzungsermittlung eines starren Pfahls ebenfalls in einer vereinfachten geschlossenen Form basierend auf dem Hyperbelverfahren. Die elastische Verkürzung des Pfahls wird hier in einem Schritt unter der Annahme eines homogenen Bodens abgeschätzt.

Basierend auf einer numerischen Analyse konnte von *Bartolomey et al. (1989)* für prismatische Einzelpfähle eine Abhängigkeit zwischen der Langzeitsetzung des Pfahls und der Sofortsetzung nach Aufbringung einer Laststufe unter Berücksichtigung der Poissonzahl und des Steifemoduls des Bodens, sowie des Pfahlquerschnittes gefunden werden. Für den Sonderfall $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,3$ wurde ein Nomogramm entwickelt, dem mit den Eingangswerten Pfahlbelastung, Pfahllänge, Kohäsion und Reibungswinkel des umgebenden Bodens die zugehörige Sofortsetzung entnommen werden kann. Aus verschiedenen Laststufen und den dazugehörigen Setzungen kann eine Widerstands-Setzungs-Linie konstruiert werden.

Auf Grundlage von Ergebnissen von Drucksondierungen und dem Hyperbelverfahren wird von *Behnke/von Bloh (1998)* ein Verfahren zur Vorhersage der Widerstands-Setzungs-Linie von Pfählen beschrieben. Zunächst wird aus dem Ergebnis der Drucksondierung der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{I,k}$ nach Gleichung (1.2) ermittelt, hierbei werden keine näheren Angaben zur Ermittlung der charakteristischen Werte des Pfahlspitzenwiderstandes $q_{b1,k}$ und der Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ gemacht. Mit der Hyperbelgleichung (B.9) nach Anhang B kann dann die komplette Widerstands-Setzungslinie konstruiert werden. Der Parameter b ergibt sich aus dem Kehrwert des Grenzwiderstandes $R_{I,k}$. Für die Anfangsneigung der Hyperbel a sind empirischen Werte für Ortbetonrammpfähle, Vollverdrängungsbohrpfähle und Teilverdrängungsbohrpfähle angegeben. Eine Angabe zu den in dieser Arbeit betrachteten Pfahltypen (vorgefertigte Stahlbeton- und Stahlverdrängungspfähle) wurde von *Behnke/von Bloh (1998)* nicht gemacht.

2.2 Empirische Verfahren

2.2.1 Verfahren durch Kalibrierung von *in situ* Tests an den Ergebnissen von Pfahlprobobelastungen

2.2.1.1 Drucksondierung (CPT)

Das empirische Verfahren zur Prognose der Grenztragfähigkeit von Pfählen aus dem Ergebnis der Drucksondierung ist am weitesten verbreitet. Oftmals wird dieses Verfahren nur für Pfahlgründungen in nichtbindigen Böden verwendet. Besonders in nordeuropäischen Ländern wie den Niederlanden, Belgien und Norwegen sind Verfahren dieser Art verbreitet und zum Teil mit dort gültigen Normen reglementiert.

(a) Pfahlspitzenwiderstand

Für die Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes wird in den meisten Fällen der mittlere charakteristische Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_{c,k}$ in Höhe des Pfahlfußes, siehe z.B. *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)*, *Mets (1997)*, *Bustamante/Gianeselli (1982)*, *Schröder (1995)* oder in einem definierten Bereich um den Pfahlfuß, *Bartolomey (1997)*, *Mandolini (1997)*, *Zweck (1980)*, verwendet und mit einem empirischen Faktoren ω_b abgemindert. Dieser Faktor ω_b berücksichtigt global die verschiedenen Einflüsse, auf den Fußwiderstand des Verdrängungspfahls.

$$q_{b1,k} = \omega_b \cdot q_{c,k} \quad (2.1)$$

Tabelle 2.2 stellt einige der gebräuchlichen Faktoren zur Abminderung des gemittelten Drucksondierergebnisses vergleichend dar, die nochmals in Bild 2.1 wiedergegeben sind.

Tabelle 2.2: Zusammenstellung von Faktoren ω_b zur Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstands aus der Literatur

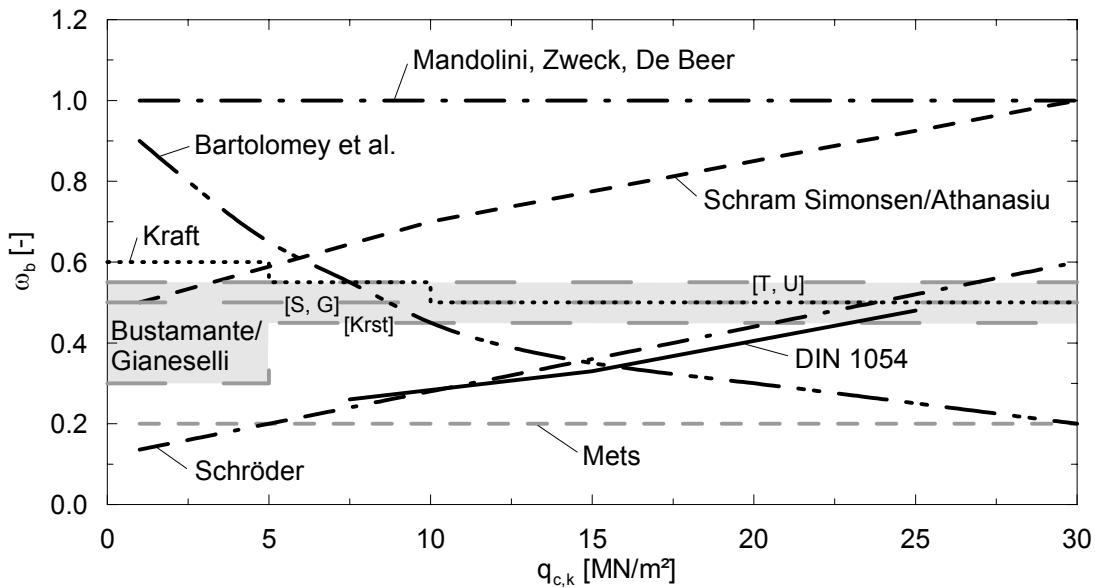


Bild 2.1: Zusammenstellung von Faktoren ω_b zur Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes aus der Literatur

Besondere Bedeutung bei der Übertragung des Spitzenwiderstandes der Drucksonde auf den Spitzenwiderstand des Verdrängungspfahls haben nach *Kraft* (1990) die Unterschiede der Spitzenform und der Eindringgeschwindigkeit, sowie der Maßstabseffekt zwischen der Drucksonde und dem Pfahl.

Erweiterte Verfahren mit mehreren einflussabhängigen Faktoren zur Prognose des Pfahlspitzenwiderstandes finden sich z.B. in *De Beer* (1971/72), *DIN ENV 1997-3:1999-10*, *Holeyman et al.* (1997).

Nach *Holeyman et al.* (1997) kann der Pfahlspitzenwiderstand mit dem mittleren Ergebnis der Drucksondierung in Höhe des Pfahlfußes nach Gleichung (2.2) abgeschätzt werden.

$$q_{b1,k} = \beta \cdot \alpha_b \cdot \varepsilon_b \cdot q_{c,k} \quad (2.2)$$

- β Formfaktor für rechteckige Querschnitte, nach Gleichung (2.3)
- ε_b Maßstabsfaktor zwischen Sondendurchmesser D_{CPT} und Pfahlfußdurchmesser D_b (für rechteckige Pfähle D_{eq} siehe Gleichung (2.8)) gemäß Gleichung (2.4) nach *Carpentier* (1985)
- α_b empirischer Faktor für die Berücksichtigung der Bodenart und Einbringtechnik, siehe Tabelle 2.3

$$\beta = \left(\frac{1 + 0,3 \cdot a/b}{1,3} \right) \quad (2.3)$$

- a* Länge der kleinsten Seite der Fußfläche
b Länge der größten Seite der Fußfläche

$$\varepsilon_b = 1 - 0,01 \cdot \left(\frac{D_b}{D_{CPT}} - 1 \right) \geq 0,476 \quad (2.4)$$

Tabelle 2.3: Werte für den Faktor α_b , nach Holeyman et al. (1997)

Pfahltyp	α_b Sand	steifer über- konsolidierter Ton
<i>hohe Bodenverdrängung:</i> gerammte Verdrängungspfähle (z.B. Stahlbetonfertigteilpfähle)	0,80 – 1,15	0,80 – 1,00
<i>geringe Bodenverdrängung oder niedrige Bodenentspannung:</i> gerammte Verdrängungspfähle (z.B. Stahlträgerprofile)	in Abhängigkeit der Pflöpfenbildung nach Weber (1985)	

Die „Méthode R.I.G.“ nach De Beer (1971/72) berücksichtigt ebenfalls die Modellähnlichkeit zwischen der Drucksonde und dem Verdrängungspfahl. Dabei wird das Ergebnis der Drucksondierung über einen empirischen Faktor abgemindert. Dieser Faktor beinhaltet die Verhältniswerte der Einbindetiefe in die tragfähige Schicht zum Durchmesser der Drucksondierspitze d/D_{CPT} bzw. des Pfahldurchmessers d/D_b , sowie den Reibungswinkel des Bodens. Der charakteristische Pfahlspitzenwiderstand kann aus Gleichung (2.5) mit $\beta_c \leq \pi/2$ und $\beta_p \leq \pi/2$ ermittelt werden.

$$q_{b1,k} = \frac{q_{c,k}}{e^{2(\beta_c - \beta_p) \tan \varphi'}} \quad (2.5)$$

Werte für $\beta_c = f\{\varphi', d/D_{CPT}\}$ und $\beta_p = f\{\varphi', d/D_b\}$ können Bild 2.2 entnommen werden.

Alternativ ist eine iterative Ermittlung der Werte für β_c [rad] und β_p [rad] nach Gleichung (2.6) möglich.

$$\frac{d}{D_{CPT}} \text{ bzw. } \frac{d}{D_b} = \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi'} \cdot \sin e^{\beta \tan \varphi'}}{1 + \sin 2\varphi'} \quad (2.6)$$

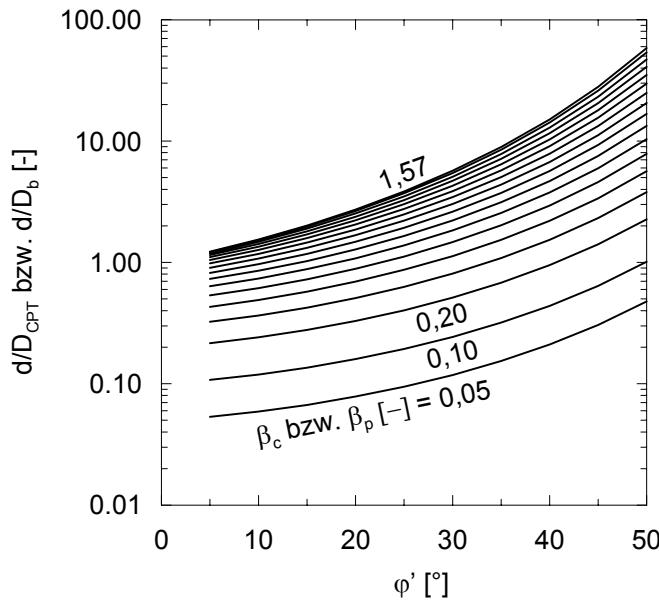


Bild 2.2: Werte für β_c und β_p , nach De Beer (1971/72)

Die niederländische Norm NEN 6743 beinhaltet ein Verfahren zur Ermittlung des Pfahlwiderstandes aus dem Ergebnis von Drucksondierungen, welches in den Entwurf des EC 7 DIN ENV 1997-3:1999-10 als informativer Anhang B.4 übernommen wurde. Dieses Verfahren wird auch von *Heijnen (1985)* zur Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes vorgeschlagen.

Der Pfahlspitzenwiderstand ergibt sich hier nach Gleichung (2.7) zu:

$$q_{b1,k} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot \left(\frac{q_{c;I;mean} + q_{c;II;mean}}{2} + q_{c;III;mean} \right) \leq 15 \frac{MN}{m^2} \quad (2.7)$$

- α_p Pfahlklassenfaktor, für die in dieser Arbeit betrachteten Pfähle gilt $\alpha_p = 1,0$; $\alpha_p < 1,0$ gilt z.B. für Schraub- und Bohrpfähle
- β Faktor, mit dem die Form der Pfahlspitze berücksichtigt wird (Bild 2.4)
- s Faktor, mit dem die Form des Pfahlfußes berücksichtigt wird (Bild 2.5)
- $q_{c;I;mean}$ Mittel der $q_{c;I}$ -Werte für die Tiefe von der Pfahlfußebene bis zu der Ebene, die mindestens um das 0,8-fache und höchstens um das vierfache des äquivalenten Durchmessers des Pfahlfußes tiefer liegt, siehe Bild 2.3

$$q_{c;I;mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{c;I} dz$$
- d_{crit} kritische Tiefe, in der der berechnete Wert von $q_{b1,k}$ sein Minimum hat
 $0,8 \cdot D_{eq} < d_{crit} < 4 \cdot D_{eq}$
- $q_{c;II;mean}$ Mittel der niedrigsten $q_{c;II}$ -Werte über die Tiefe aufwärts von der kritischen Tiefe bis zum Pfahlfuß, siehe Bild 2.3

$$q_{c;II;mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{d_{crit}}^0 q_{c;II} dz$$

$q_{c;III;mean}$ Mittelwert der $q_{c;III}$ -Werte über einen Tiefenbereich, der von der Ebene des Pfahlfußes bis zum achtfachen des Pfahldurchmessers oberhalb der Pfahlfußebene reicht. Die Vorgehensweise beginnt mit dem niedrigsten $q_{c;III}$ -Wert, der für die Berechnung von $q_{c;II;mean}$ verwendet wurde, siehe Bild 2.3

$$q_{c;III;mean} = \frac{1}{8D_{eq}} \int_0^{-8D_{eq}} q_{c;III} dz$$

Der zur Festlegung der mittleren q_c -Werte verwendete äquivalente Pfahlfußdurchmesser D_{eq} kann für rechteckige Pfahlquerschnitte nach Gleichung (2.8) berechnet werden.

$$D_{eq} = 1,13 \times a \times \sqrt{\frac{b}{a}} \quad (2.8)$$

- a Länge der kleinsten Seite der Fußfläche
- b Länge der größten Seite der Fußfläche

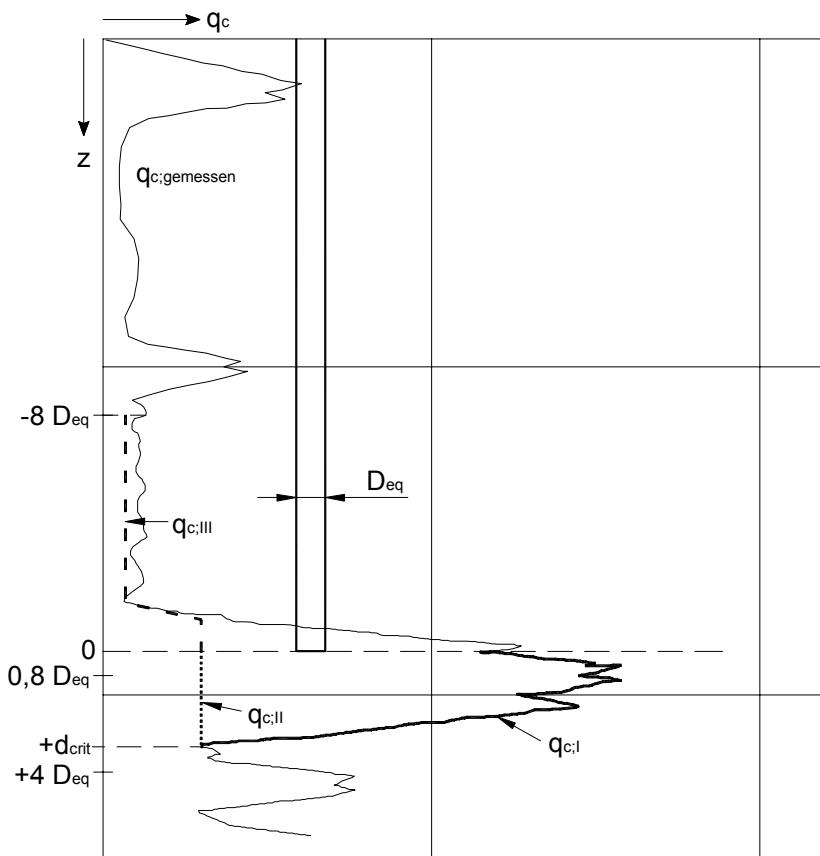
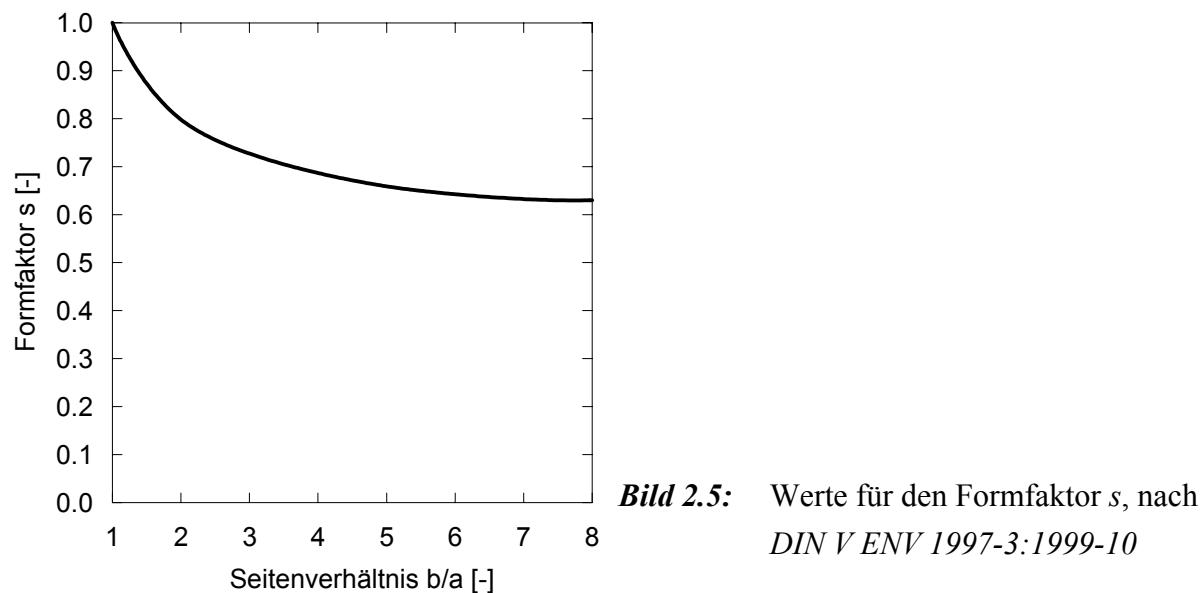
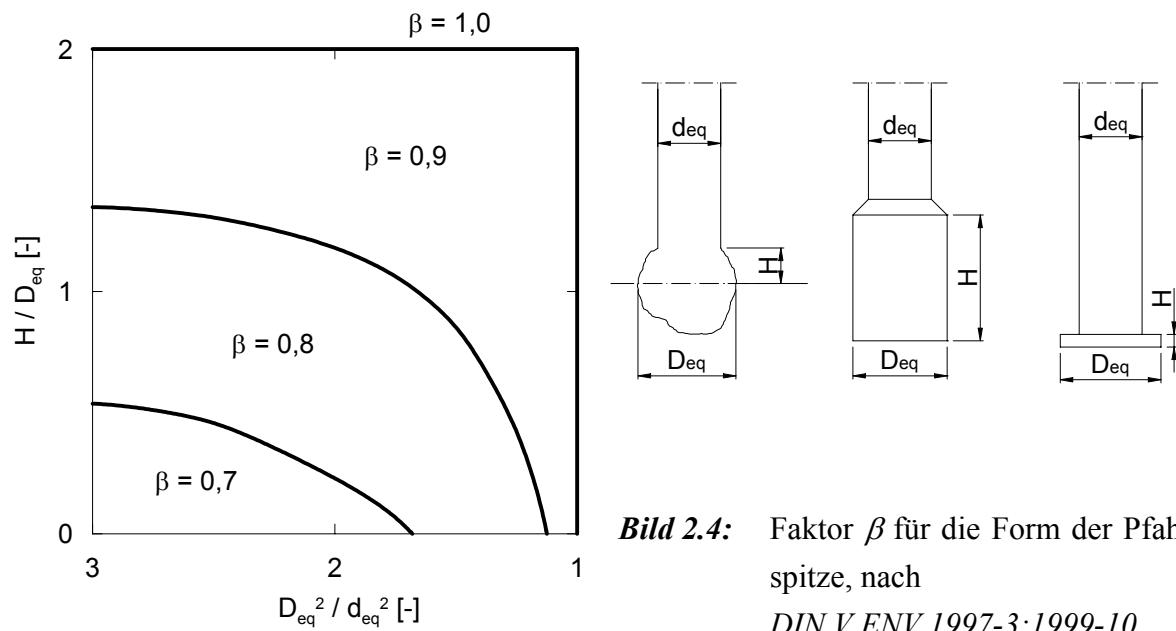


Bild 2.3: Grafische Darstellung von $q_{c;I}$, $q_{c;II}$ und $q_{c;III}$, nach DIN ENV 1997-3:1999-10



In Abhängigkeit des Verhältnisses von Einbindetiefe zu kritischer Tiefe wird von Meyerhof (1976), (1983) nach Gleichung (2.9) der Pfahlspitzenwiderstand eines Verdrängungspfahls in nichtbindigen Böden oberhalb der kritischen Tiefe ermittelt.

$$q_{b1,k} = \frac{q_c \cdot d}{d_{crit}} \leq q_c \quad (2.9)$$

d_{crit} kritische Tiefe, in nichtbindigen Böden gilt $d_{crit}/D_b = 10 \div 20$

Für lange Pfähle mit $d > d_{crit}$ kann der Pfahlfußwiderstand für zwei Fälle folgendermaßen bestimmt werden. Im ersten Fall (Bild 2.6a) befindet sich unter einer wenig tragfähigen Bodenschicht eine tragfähige Sandschicht großer Mächtigkeit ($\geq 20D_b$). Es hat sich gezeigt, dass der Pfahlspitzenwiderstand in der tragfähigen Schicht unterhalb einer Tiefe, die dem zehnfachen Wert des Pfahlfußdurchmessers entspricht, nahezu konstant bleibt, so dass der Spitzenwiderstand nach Gleichung (2.10) abgeschätzt werden kann.

$$q_{b1,k} = q_1 + (q_2 - q_1) \cdot \frac{d_b}{10D_b} \leq q_2 \quad (2.10)$$

Im zweiten Fall (Bild 2.6b) befindet sich über einer wenig tragfähigen Bodenschicht eine schmale tragfähige Sandschicht ($\leq 20D_b$). Hier wird der Pfahlspitzenwiderstand nach Gleichung (2.11) abgemindert.

$$q_{b1,k} = q_1 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{H'}{10D_b} \leq q_1 \quad (2.11)$$

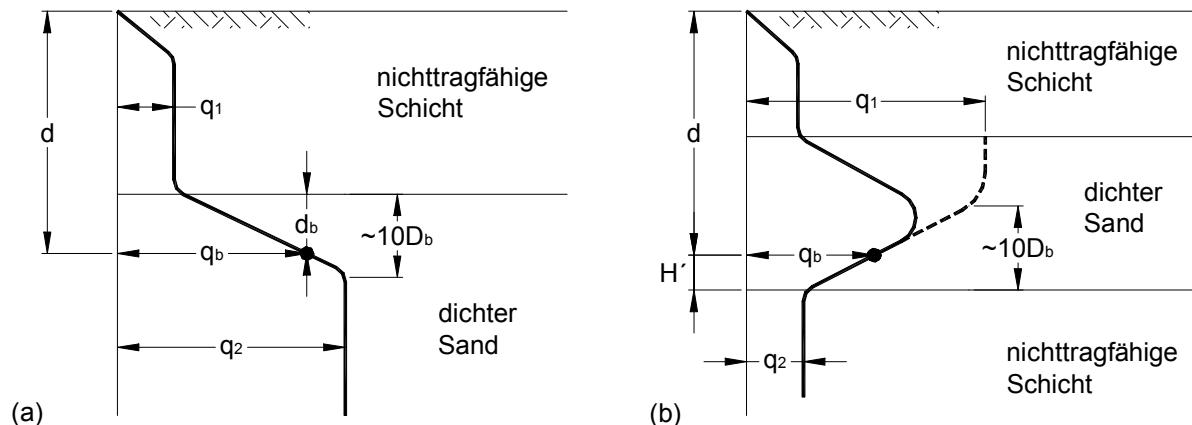


Bild 2.6: Festlegungen für das Verfahren nach *Meyerhof (1983)* zum Verhältnis zwischen dem Pfahlspitzenwiderstand und der Einbindetiefe in eine Sandschicht

Tabelle 2.4 stellt Angaben von *Schenck (1966)* zum charakteristischen Spitzenwiderstand von Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden in Abhängigkeit des mittleren charakteristischen Spitzenwiderstandes der Drucksonde $q_{c,k}$ und der Einbindetiefe in die tragfähige Schicht dar.

Tabelle 2.4: Werte für den charakteristischen Spitzenwiderstand $q_{bl,k}$ von Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden, nach Schenck (1966), Kempfert (2001)

$q_{c,k}$ [MN/m ²]	Einbindelänge [m]	Holzpfahl	Stahlbeton-pfahl	Stahlpfahl	
				Kasten offen	Träger
		$q_{bl,k}$ [MN/m ²]			
7,5	< 5	2	2	1,5	1,5
15		3,5	5	4	3
7,5	5 – 10	3	3,5	3	2,5
15		7,5	6,5	6	5
7,5	>10	3	4	3,5	3
15		7,5	8	7,5	6

Zur Prognose der charakteristischen Grenztragfähigkeit von offenen und geschlossenen Offshore-Stahlrohrpfählen wird von Jardine/Chow (1996) eine Bemessungsmethode basierend auf dem Ergebnis der Drucksondierung vorgeschlagen. Für die Ermittlung des Pfahlfußwiderstandes wird bei geschlossenen Pfählen und bei offenen Stahlrohrpfählen, in deren Fußbereich sich ein fester Bodenpropfen bildet, die volle Pfahlfußfläche angesetzt. Als Grenzwert für die Bildung eines festen Bodenpropfens ist für Pfähle in Sand ein Pfahlfußdurchmesser von D_b [m] $< 0,02 \cdot (D[\%] - 30)$ einzuhalten. In Tonböden bildet sich ein fester Bodenpropfen, wenn Gleichung (2.12) erfüllt ist.

$$\left(\frac{D_{\text{innen}}}{D_{CPT}} + 0,45 \cdot \frac{\bar{q}_c}{p_a} \right) < 36 \quad (2.12)$$

D_{CPT} Durchmesser der Drucksonde mit $D_{CPT} = 0,036$ m

\bar{q}_c Mittelwert des Drucksondierergebnisses im Bereich des 1,5-fachen Pfahldurchmessers unter- und oberhalb der Pfahlfußfläche

p_a atmosphärischer Druck mit $p_a = 0,1$ MPa

Für offene Stahlrohrpfähle ohne festen Bodenpropfen kann als Pfahlfußfläche nur die Ringfläche des Stahlrohres angesetzt werden.

Die Abschätzung des Pfahlspitzenwiderstandes $q_{b,k}$ unter dem Pfahlfuß kann nach dieser Methode anhand der in Tabelle 2.5 dargestellten Gleichungen erfolgen.

Tabelle 2.5: Methode zur Abschätzung des Pfahlspitzenwiderstandes nach *Jardine/Chow (1996)* für Sonden mit $D_{CPT} = 0,036\text{m}$

Art der Pfahlfußausbildung	Bodenart	Art der Belastung	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$
Geschlossene Spitze $A_b = \pi \cdot D_a^2 / 4$	Sand		$\bar{q}_c [1 - 0,5 \log(D/D_{CPT})]$ $\geq 0,13 \cdot \bar{q}_c$ (für $D > 2\text{m}$)
	Ton	undräniert	$0,8 \cdot \bar{q}_c$
		dräniert	$1,3 \cdot \bar{q}_c$
Offene Spitze mit festem Bodenpfropfen $A_b = \pi \cdot D_a^2 / 4$	Sand		$\bar{q}_c [0,5 - 0,25 \log(D/D_{CPT})]$
	Ton	undräniert	$0,4 \cdot \bar{q}_c$
		dräniert	$0,65 \cdot \bar{q}_c$
Offene Spitze ohne festem Bodenpfropfen $A_b = \pi \cdot (D_a^2 - D_i^2) / 4$	Sand		\bar{q}_c
	Ton	undräniert	\bar{q}_c
		dräniert	$1,6 \cdot \bar{q}_c$
mit: D_a = Außendurchmesser des Stahlrohres D_i = Innendurchmesser des Stahlrohres			

Nachfolgend sind die vorstehenden Ansätze vergleichend für ein fiktiv gewähltes Beispiel (Stahlbeton- oder geschlossener Stahlrohrpfahl $D_{eq} = 0,30\text{ m}$, $d = 10\text{ m}$) und homogene nicht-bindige Böden ober- und unterhalb der Pfahlfußebene (q_c = konstant) in Bild 2.7 zusammengefasst. Dabei sind auch die Werte aus DIN 1054:2003-01 mit aufgeführt. Es zeigt sich deutlich, wie weit die Spannweite der Angaben zum Spitzenwiderstand in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung ist. Die Untergrenze des abgebildeten Bereiches bilden die Spitzenwiderstandswerte nach *Mets (1997)*, sie betragen nur 20 % der von *Mandolini (1997)* angegebenen Werte, die in Bild 2.7 die maximalen Spitzenwiderstandswerte darstellen.

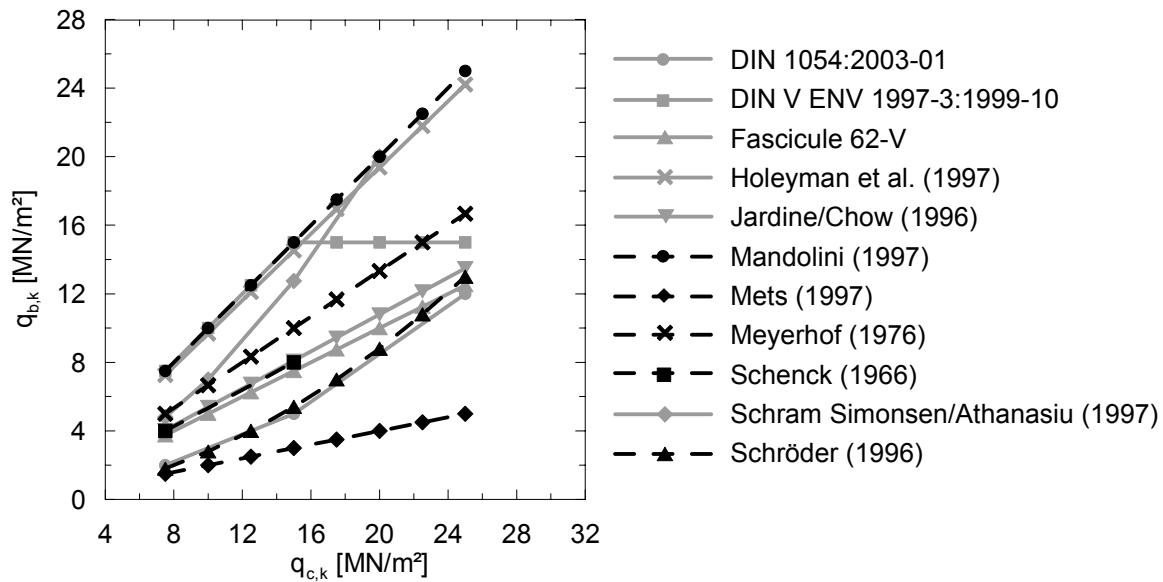


Bild 2.7: Spitzenwiderstand in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung

(b) Pfahlmantelreibung

Die Verfahren zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlmantelreibung auf der Grundlage von Drucksondierungsergebnissen können in zwei Gruppen unterteilt werden. Die erste Gruppe nutzt als Eingangsgröße für die Berechnung den gemittelten charakteristischen Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_{c,k}$, die Verfahren der zweiten Gruppe legen die gemessene lokale Mantelreibung f_s der Sonde zu Grunde. In beiden Fällen werden die Ergebnisse der Drucksondierung entsprechend Gleichung (2.13a) und (2.13b) mit empirischen Faktoren $\omega_{s,f}$ bzw. $\omega_{s,q}$ abgemindert.

$$q_{s1,k} = \omega_{s,q} \cdot q_{c,k} \quad (2.13a)$$

$$q_{s1,k} = \omega_{s,f} \cdot f_s \quad (2.13b)$$

In Tabelle 2.6 und Tabelle 2.7 sind einige der gebräuchlichen Faktoren $\omega_{s,q}$ zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung vergleichend dargestellt, die nochmals in Bild 2.8 wiedergegeben sind.

Tabelle 2.6: Zusammenstellung von Faktoren $\omega_{s,q}$ zur Prognose der Pfahlmantelreibung mit Ergebnissen des gemittelten charakteristischen Spitzenwiderstandes der Drucksonde entlang des Pfahlmantels

Literatur	<i>Schram Simonsen/Athanasiu (1997)</i>	<i>Mandolini (1997)</i>	<i>Heijnen (1985), Schröder (1996)</i>	<i>DIN 1054: 2003-01</i>	<i>DIN ENV 1997-3: 1999-10</i>	
Bodenart	-	nBB	nBB	nBB	nBB	
Pfahltyp	-	-	Stahlbeton	Stahlbeton	Stahlbeton	Stahlträgerprofil
$q_{c,k}$ [MN/m ²]					1)	
1	0,010	0,020				
2			0,015			
5					0,010 S/ S,g	
10	0,007		0,012	0,010	0,0093	0,005 gS
15						0,0075
20	0,005		0,009			0,005 G
25						
30		0,007				
1) Wenn über ein durchgehendes Tiefenintervall von $\geq 1\text{m}$ der Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_{c,k} \geq 15 \text{ MN/m}^2$ ist, dann ist $q_{c,k} \leq 15 \text{ MN/m}^2$ für dieses Intervall. Wenn das Tiefenintervall mit $q_{c,k} \geq 12 \text{ MN/m}^2$ weniger als 1m beträgt, dann ist $q_{c,k} \leq 12 \text{ MN/m}^2$ für dieses Intervall.						

Der Faktor zur Ermittlung der Mantelreibung in bindigen Böden nach *DIN ENV 1997-3:1999-10* ist nachfolgend ergänzend beschrieben. Nach diesem Verfahren darf bei Pfählen in Torfböden keine Mantelreibung angesetzt werden. In Ton- und Schluffböden mit einem Drucksondierergebnis $> 1 \text{ MN/m}^2$ wird ein Faktor von 0,035 verwendet. Wohingegen bei einem Drucksondierergebnis $\leq 1 \text{ MN/m}^2$ eine tiefenabhängige Zunahme des Faktors nach Gleichungen (2.14a) und (2.14b) angesetzt wird.

$$5 < z/D_{eq} < 20 \quad \omega_{s,q} = 0,025 \quad (2.14a)$$

$$z/D_{eq} \geq 20 \quad \omega_{s,q} = 0,055 \quad (2.14b)$$

z/D_{eq} Verhältniswert der Tiefe unter der Geländeoberkante und des äquivalenten Pfahldurchmessers gemäß Gleichung (2.8)

Von *Bustamante/Frank (1997), (1999)* wird die Vorgehensweise der französischen Norm Fascicule 62-V vorgestellt, welche wiederum auf der Auswertung von in situ Probefeststellungen (*Bustamante/Gianeselli (1982)*) beruht.

Tabelle 2.7: Faktoren $\omega_{s,q}$ zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung mit gemitteltem charakteristischem Spitzenwiderstand der Drucksonde entlang des Pfahlmantels und maximale Pfahlmantelreibung, nach *Bustamante/Frank (1997), (1999)*

Pfahltyp	Bodenart	Ton und Schluff			Sand und Kies		
	$q_{c,k}$ [MN/m ²]	< 3	3 – 6	> 6	< 5	8 – 15	> 20
geschlossenes Stahlrohr	$\omega_{s,q}$	–	1/120	1/150	1/300	1/300	1/300
	$q_{s1,k \max}$ [kN/m ²]	15	40	80	–	–	120
gerammter Betonfertigteilpfahl	$\omega_{s,q}$	–	1/75	–	1/150	1/150	1/150
	$q_{s1,k \max}$ [kN/m ²]	15	80	80	–	–	120

Tabelle 2.8: Zusammenstellung von Faktoren $\omega_{s,f}$ zur Ermittlung des Pfahlmantelwiderstands auf Grundlage der lokalen Mantelreibung f_s der Drucksonde

Literatur	Bodenart	Pfahltyp	f_s [MN/m ²]					
			$\leq 0,02$	0,04	0,06	0,08	0,10	$> 0,12$
<i>Meyerhof (1976)</i>	nbB	-				1		
<i>Mets (1997)</i>	-	-				0,8		

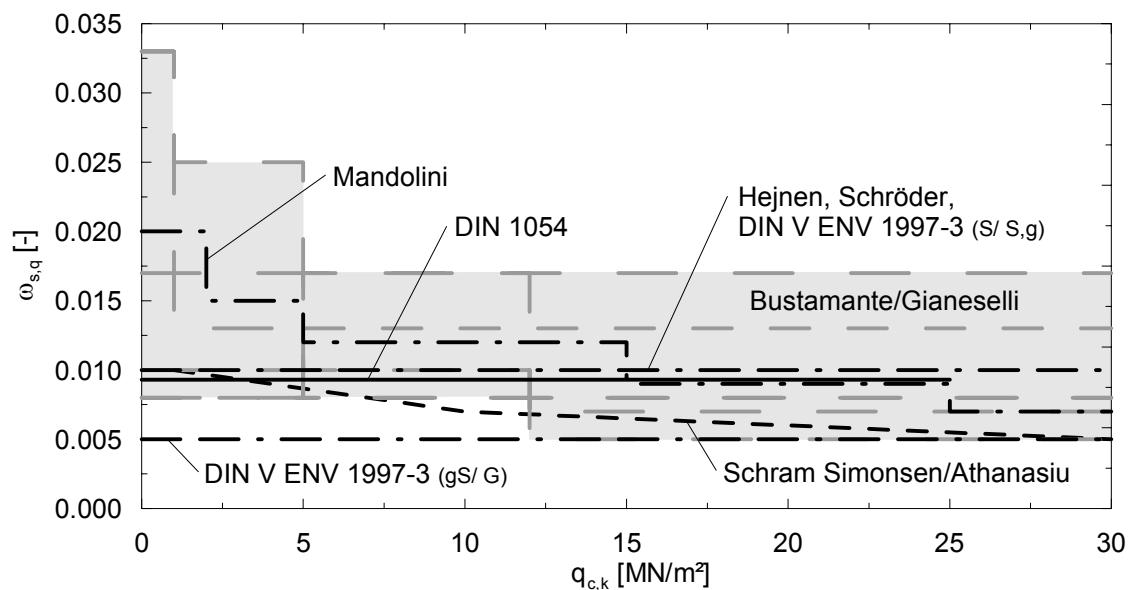


Bild 2.8: Zusammenstellung von Faktoren $\omega_{s,q}$ zur Prognose der Pfahlmantelreibung aus der Literatur

Die Werte der charakteristischen Pfahlmantelreibung von Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden werden von *Schenck (1966)* in Abhängigkeit des mittleren charakteristischen Spitzenwiderstandes der Drucksonde $q_{c,k}$ und der Pfahlschafteinbindelänge angegeben.

Tabelle 2.9: Werte für die charakteristische Mantelreibung $q_{sI,k}$ von Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden, nach *Schenck (1966)*, *Kempfert (2001)*

$q_{c,k}$ [MN/m ²]	Einbindelänge [m]	Holzpfahl	Stahlbeton-pfahl	Stahlpfahl	
				Kasten offen	Träger
		$q_{sI,k}$ [MN/m ²]			
7,5	< 5	0,020	0,020	0,020	0,020
15		0,045	0,045	0,035	0,030
7,5	5 – 10	0,040	0,040	0,035	0,030
15		0,065	0,065	0,055	0,050
7,5	>10	–	0,060	0,050	0,040
15		–		0,075	0,075

Nach *Vesic (1977a)* gilt für alle Bodenarten der folgende Zusammenhang.

$$\omega_{s,q} = 0,11 \cdot 10^{-1,3 \cdot \tan \varphi} \quad (2.15)$$

Von *De Beer (1985)* und *Holeyman et al. (1997)* werden zwei Möglichkeiten zur Ermittlung der Mantelreibung am Pfahl vorgestellt. Im ersten Fall wird die Mantelreibung direkt aus der auf die Reibungshülse übertragenen Kraft Q_s unter Berücksichtigung des Maßstabseffektes zwischen dem Durchmesser des Sondiergestänges und dem Durchmesser des Pfahls abgeleitet. Außerdem wird ein empirischer Faktor ξ_f (Tabelle 2.10) berücksichtigt, der den Effekt der Pfahlinstallationsmethode, die Rauigkeit des Pfahlschaftes und den Maßstabseffekt der Bodenstruktur beinhaltet. Die Pfahlmantelreibung errechnet sich nach Gleichung (2.16) zu

$$q_{s,k} = \left(D_s / D_{CPT} \right) \cdot \sum \xi_{fi} \cdot Q_{si} \quad (2.16)$$

Q_{si} auf die Reibungshülse übertragenen Kraft

Tabelle 2.10: Werte für den empirischen Faktor ξ_f , nach *Holeyman et al. (1997)*

Pfahltyp		ξ_f
	Sand	steifer über-konsolidierter Ton
hohe Bodenverdrängung: vorgefertigter Stahlbetonpfahl Stahlpfahl (mit Fußplatte)	0,80-1,00 0,60	0,65-1,00 0,45-0,65
geringe Bodenverdrängung: Stahlträgerprofil	in Abhängigkeit der Pflanzenbildung nach <i>Weber (1985)</i>	

Im zweiten Fall können in Tabelle 2.11 dargestellte empirische Zusammenhänge verwendet werden um den an der Spitze der Drucksonde gemessene Widerstand q_c in Werte der lokalen Mantelreibung f_s der Drucksonde umzuwandeln. Die Mantelreibung am Pfahlschaft kann mit den Angaben aus Tabelle 2.10 und Tabelle 2.11 nach Gleichung (2.17) ermittelt werden.

$$q_{s,k} = \xi_f \cdot f_s \quad (2.17)$$

Tabelle 2.11: Werte für die lokale Mantelreibung der Drucksonde,
nach Holeyman et al. (1997)

Ton	q_c [MN/m ²]	0,075	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	$\geq 3,0$
	f_s [kN/m ²]	5	10	18	31	44	58	70	82	$q_c/0,0366$
Sand	q_c [MN/m ²]	≤ 10		$10 < q_c > 20$						> 20
	f_s [MN/m ²]	$q_c/150$		Interpolation zw. $q_c/150$ und $q_c/200$						$q_c/200$

Für das fiktive Beispiel eines Stahlbetonpfahls ($D_{eq} = 0,30$ m) mit homogenem nichtbindigem Boden ($q_c = \text{konst.}$) entlang des Pfahlschaftes ist in Bild 2.9 die Mantelreibung in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung dargestellt.

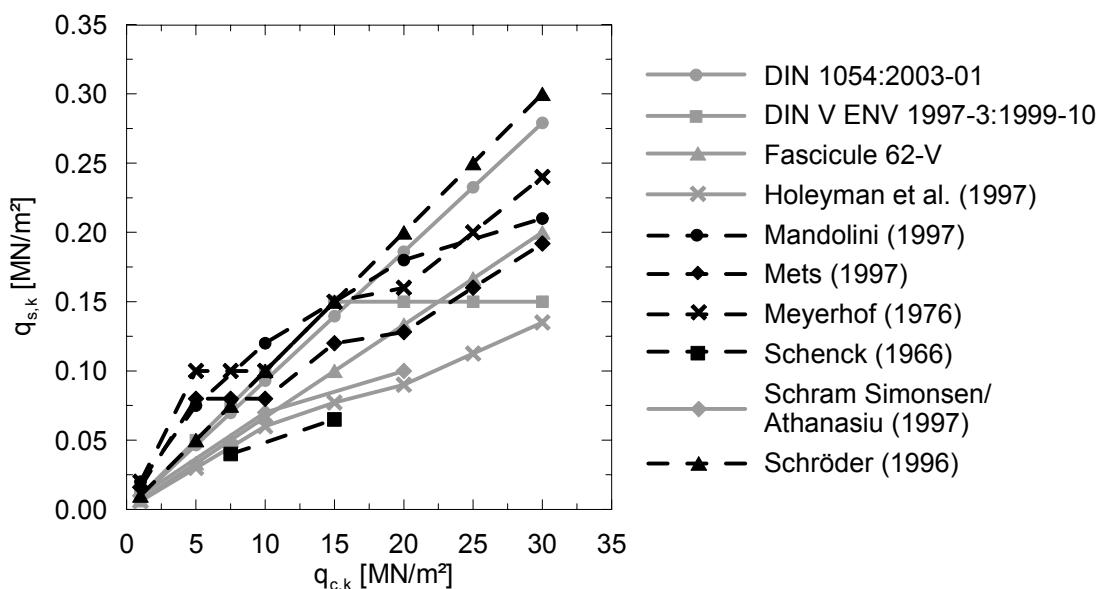


Bild 2.9: Mantelreibung in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung

Der direkte Vergleich verschiedener Ansätze zur Korrelation des Ergebnisses der Drucksondierung mit der Pfahlmantelreibung zeigt wie schon für den Spitzenwiderstand einen breit gestreuten Wertebereich. Tendenziell geben Verfahren, die den Spitzenwiderstand (Bild 2.7) niedrig einschätzen für die Mantelreibung höhere Werte an, z.B. DIN 1054:2003-01. Die Mantelreibungswerte der Untergrenze des dargestellten Bereiches liegen rund 55 % unterhalb der Obergrenze.

(c) *Widerstands-Setzungs-Linie*

Von *Everts/Luger (1997)* wird ein Verfahren zur Ermittlung des Bemessungswertes der Setzung am Pfahlkopf vorgestellt, hierbei handelt es sich um ein Verfahren der niederländischen Norm. Die Methode geht davon aus, dass zuerst die Pfahlwiderstände nach dem in *DIN V ENV 1997-3:1999-10* beschriebenen Verfahren ermittelt werden.

Die in Abschnitt 2 dieser Arbeit vorgestellten Verfahren zur Vorhersage der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen geben jeweils die charakteristischen Widerstände an, so dass die niederländische Vorgehensweise hier modifiziert ohne Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren vorgestellt wird.

Die Setzung s am Pfahlkopf eines Verdrängungspfahls setzt sich aus drei Anteilen s_1 , s_2 und s_3 zusammen.

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (2.18)$$

- s_1 Pfahlkopfsetzung infolge Lasteinwirkung
- s_2 Differenz zwischen Pfahlkopf- und Pfahlfußsetzung infolge Elastizität des Pfahls
- s_3 Setzung infolge Kompression der Bodenschichten unterhalb des Pfahlfußes, bei Einzelpfählen bzw. Pfahlabständen $\geq 10 \cdot D_{eq}$ kann vereinfachend $s_3 = 0$ gesetzt werden

Ausgehend von den charakteristischen Pfahlspitzen- und Pfahlmantelwiderständen im Grenzzustand der Tragfähigkeit $q_{bI,k}$ und $q_{sI,k}$ kann die Pfahlkopfsetzung infolge Lasteinwirkung s_1 für verschiedene Widerstandsintensitäten nach Bild 2.10 ermittelt werden. Der Setzungsanteil aus dem Pfahlspitzenwiderstand wird hierbei in Abhängigkeit des äquivalenten Pfahldurchmessers angegeben.

Der Setzungsanteil infolge Elastizität des Verdrängungspfahls kann nach Gleichung (2.19) abgeschätzt werden.

$$s_2 = \frac{4 \cdot L \cdot E_{k,s}}{\pi \cdot D_s \cdot E} \quad (2.19)$$

- $E_{k,s}$ Normalkraft im Pfahlschaft nach Gleichung (2.20)
- E Elastizitätsmodul des Pfahlschaftmaterials

$$E_{k,s} = \frac{l \cdot E_k + 0,5 \cdot (L - l) \cdot (E_k + R_{b,k})}{L} \quad (2.20)$$

- l Abstand zwischen dem Pfahlkopf und dem für die Mantelreibung betrachteten Punkt
 E_k charakteristische Beanspruchung des Pfahls
 $R_{b,k}$ maßgebender Pfahlspitzenwiderstand für die zu ermittelnde Setzung

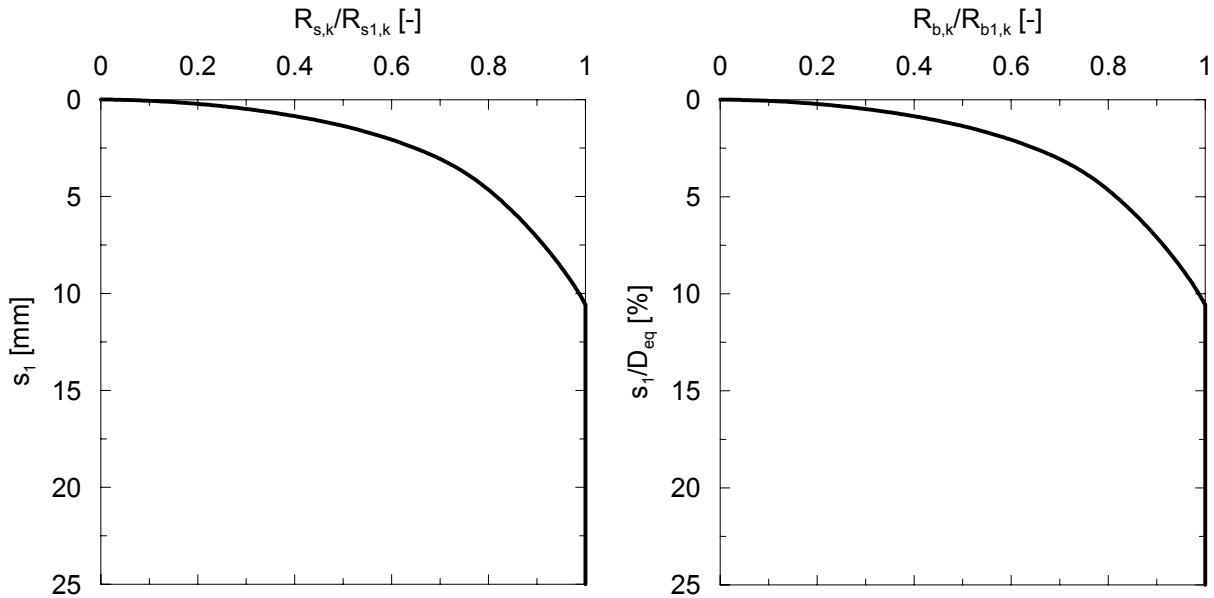


Bild 2.10: Beziehung zwischen der prozentualen Ausnutzung des Grenzwiderstandes und der Pfahlkopfsetzung, nach Everts/Luger (1997)

Die Berechnungsmethode nach *Franke (1991)* folgt der Auffassung, dass die Widerstands-Setzungs-Linien für die Anteile Mantel- und Spitzenwiderstand eine unterschiedliche Form aufweist (Bild 2.11). Während die Widerstands-Setzungs-Linie des Pfahlfußanteils etwa parabolisch verläuft, kann die WSL der Mantelreibung über einen bilinearen Verlauf angenähert werden.

Nach *Franke (1991)* kann der Spitzenwiderstandsanteil der Widerstands-Setzungs-Linie nach Gleichung (2.21) ermittelt werden.

$$R_{b,k}(s) = A_b \cdot \left[\left(\frac{s}{b^*} \right)^{1/c} \right] \quad (2.21)$$

- s Setzung in mm
 A_b Pfahlfußfläche in m^2 (bei Stahlträgerprofilen die umrissene Fläche)
 b^*, c empirische Faktoren nach Tabelle 2.12

Der Mantelwiderstandsanteil der WSL wurde bilinear gewählt. Der Mantelwiderstand steigt linear bis zu einer Grenzsetzung $s_{sg} = 5 \text{ mm}$ und einem Maximalwiderstand nach Gleichung (2.22) an.

$$R_{s,k}(s \geq s_{sg}) = \sum q_{s1,k,i} \cdot A_{si} \quad (2.22)$$

mit $q_{s1,k,i}$ nach Tabelle 2.12

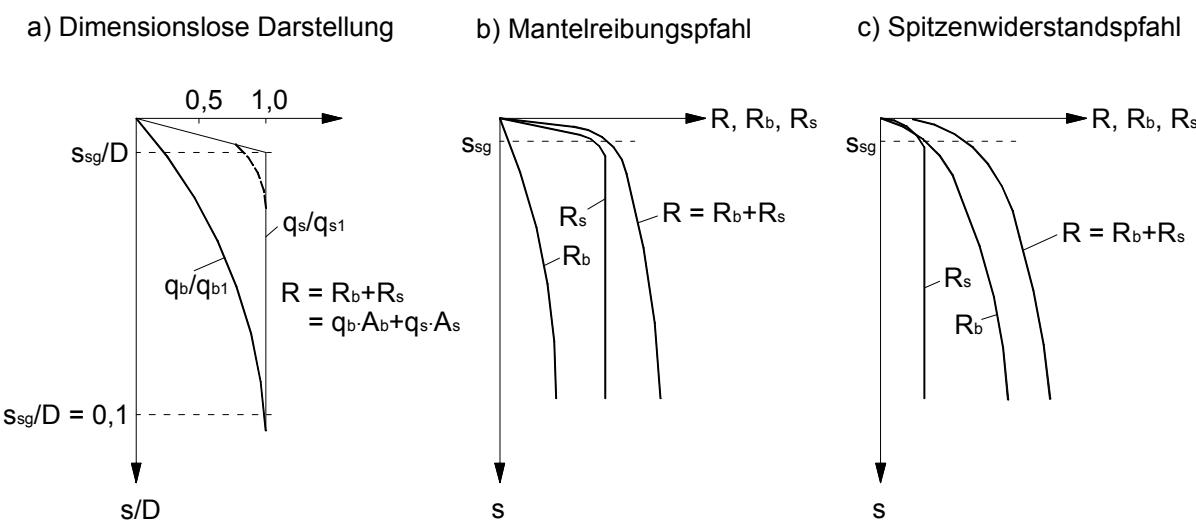


Bild 2.11: Qualitativer Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie, aus Kempfert (2001)

Tabelle 2.12: Charakteristische Werte und Parameter für Verdrängungspfähle, nach Franke (1991)

Pfahltyp	Spitzenwiderstand		Mantelreibung	
	b^* [mm · m ^{2c} /MN ^c]	c [-]	$q_{s1,k,i}$ [MN/m ²]	s_{sg} [mm]
Stahlpfähle ohne Flügel oder Backenblech,	0,65	1,90	0,002 · q_c	5
H-, Kasten- und Rohrprofile			-	-
Stahlbeton- Fertigpfähle	0,25	1,63	0,003 · q_c	5

Die Angaben nach Tabelle 2.12 gelten für alle Pfahltypen in erster Näherung für rollige und für bindige Böden.

Bei dem Verfahren nach *Rollberg (1976), (1977), (1980)* für Verdrängungspfähle in nichtbindigen Böden wird der Grenzwiderstand nicht direkt aus Einzelergebnissen oder Mittelwerten der Sondierwiderstände ermittelt, sondern aus einer Summenbildung in Form der Arbeit der Sonde W_{CPT} .

Die Arbeit der Spitzendrucksonde kann von der Geländeoberfläche bis zu einer Tiefe t nach Gleichung (2.23) ermittelt werden.

$$W_{CPT} = 0,5 \cdot \Delta t \cdot A_{CPT} \cdot 10^{-3} \sum_0^t [q_{c0} + 2(q_{c1} + \dots + q_{cn-1}) + q_{cn}] \quad (2.23)$$

W_{CPT} Arbeit der Spitzendrucksonde

Δt Tiefenabstand zwischen den Sondierablesungen $q_{c0} \div q_{cn}$

A_{CPT} Querschnittsfläche der Sonderspitze

Für die Vorhersage des Grenzwiderstandes $R_{I,k}$ und der Widerstands-Setzungs-Linie muss die Sondierarbeit über eine Tiefe von $t = L + 4 \cdot D_s$ ermittelt werden. Der Grenzwiderstand ergibt sich dann nach Gleichung (2.24).

$$R_{I,k} = 10^{(a_1 \pm a_2)} \cdot (A_b \cdot U_s \cdot W_{CPT})^{a_3} \quad (2.24)$$

a_1, a_2, a_3 Faktoren nach Tabelle 2.13

Zur Ermittlung der Funktion der Widerstands-Setzungs-Linie sind zunächst die sogenannte Halbwertsetzung s_H (die zur Hälfte des Grenzwiderstands gehörende Setzung) und die Grenzsetzung s_I zu bestimmen.

$$s_H = 10^{(b_1 \pm b_2)} \cdot (U_s \cdot W_{CPT})^{b_3} \quad (2.25)$$

W_{CPT} Arbeit der Drucksonde über die Tiefe $t = L + 4 \cdot D_s$

b_1, b_2, b_3 Faktoren nach Tabelle 2.13

$$s_I = 10^{c_1} \cdot \frac{d_1^{c_1}}{d_2^{c_2}} \quad (2.26)$$

$d_1 = s_H \cdot d_2$

$d_2 = I / R_{I,k}$

c_1, c_2 Faktoren nach Tabelle 2.13

Die Widerstands-Setzungs-Linie kann nach *Rollberg (1976), (1977), (1980)* bis zur Grenzsetzung über eine Hyperbelfunktion und danach über eine Endgerade ausgedrückt werden.

$$R_k(s) = \frac{s}{d_1 + d_2 \cdot s} \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (2.27)$$

$$R_k(s) = e_1 + s \cdot e_2 \quad s_1 \leq s \leq \infty \quad (2.28)$$

e_1, e_2 Faktoren nach Gleichung (2.29) und (2.30)

$$e_1 = \frac{s_1}{d_1 + d_2 \cdot s_1} \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_1 + d_2 \cdot s_1} \right) \quad (2.29)$$

$$e_2 = \frac{d_1}{(d_1 + d_2 \cdot s_1)^2} \quad (2.30)$$

Die vorgestellte Methode bietet neben der hier vorgestellten Tragfähigkeitsvorhersage die Möglichkeit den Grenzwiderstand in seine Anteile aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand aufzuteilen und die bleibende Eindringung des Pfahls, sowie die aufzuwendende Rammarbeit zu bestimmen.

Tabelle 2.13: Werte der verschiedenen Faktoren nach *Rollberg (1976), (1977), (1980)* für Verdrängungspfähle in nichtbindigen Böden

	$R_{I,k}$			s_H			s_I		
	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	c_1	c_2	c_3
W_{CPT}	-0,155	0,167	0,549	-0,184	0,282	0,768	0,374	0,329	0,747
W_{SPT}	-0,223	0,147	0,520	-0,541	0,210	0,822			

Im Rahmen des 2. Europäischen Sondensymposiums 1982 wurde von verschiedenen Teilnehmern eine Pfahlprobabelastung nach der von ihnen favorisierten Methode nachgerechnet. Hierbei stellte sich heraus, dass bei der Berechnung des Pfahlwiderstandes nach verschiedenen Verfahren noch immer erhebliche Streuungen unter den Verfahren und auch den Mess- und Rechenwerten bestehen. Auch das Verfahren nach *Rollberg (1976), (1977), (1980)* unterschätzte den tatsächlichen Pfahlwiderstand, so dass das vorstehende Verfahren von *Rollberg (1985)* überarbeitet und vereinfacht wurde. Die Arbeit der Drucksonde wird nun über die

Tiefe t aus dem Mittelwert des Spitzewiderstandes $q_{c,mittel}$ nach Gleichung (2.31) abgeschätzt.

$$W_{CPT} = 10^{-3} \cdot q_{c,mittel} \cdot t \quad (2.31)$$

Der Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich nach

$$R_{1,k} = A_b \cdot W_{CPT(t=L+4D_b)} \cdot \alpha + U_s \cdot W_{CPT(t=L)} \quad (2.32)$$

mit α nach Tabelle 2.14

Tabelle 2.14: Beiwerte α zur Berücksichtigung der Bodenart, nach *Rollberg (1985)*

Bodenart	Su	fS/ Su'	mS	gS	Sg/ Gs	G
α	3,00	2,0	1,0	0,7	0,3	0,2

Die Anfangsneigung d_1 des hyperbolischen Teils der Widerstands-Setzungs-Linie nach Gleichung (2.27) wird nicht länger über die Halbwertsetzung ermittelt, sondern für Verdrängungspfähle mit $d_1 = 3 \cdot 10^{-3}$ mm/kN abgeschätzt.

2.2.1.2 Standard Penetration Test (SPT)

Nach *Rollberg (1976), (1977), (1980)* kann die Arbeit der Standardsonde nach Gleichung (2.33) ermittelt werden.

$$W_{SPT} = Q_{SPT} \cdot h \cdot \frac{1}{0,30} \cdot \sum_0^t N_{30} \cdot \Delta t \quad (2.33)$$

Q_{SPT} Fallgewicht (i.d.R. 0,635 kN)

h Fallhöhe (i.d.R. 0,762 m)

Grenzwiderstand, Setzungen und Widerstands-Setzungs-Linie können mit dem Ergebnis aus Gleichung (2.33) wie im vorangegangenen Abschnitt ermittelt werden.

(a) Pfahlspitzewiderstand

Analog zu Drucksondierungen lässt sich über das Ergebnis der Rammsondierung die Grenztragfähigkeit von Verdrängungspfählen abschätzen. Zur Prognose des Pfahlspitzewiderstan-

des wird das gemittelte Ergebnis der Rammsondierung in Höhe der Pfahlfußsohle verwendet und mit einem empirischen Faktor K (Tabelle 2.15) abgemindert.

$$q_{b1,k} = K \cdot N_{30} \quad (2.34)$$

Tabelle 2.15: Faktor K zur Abschätzung des Pfahlspitzenwiderstandes aus N_{30}

Bodenart	K [MN/m ²]	Literatur
Sand	0,45	<i>Martin et al. (1987)</i> (nur Stahlbetonpfähle)
Schluff, sandiger Schluff	0,35	
Ton	0,20	
Sand	0,40	<i>Décourt/Niyama (1994)</i>
sandiger Schluff	0,25	
toniger Schluff	0,20	
Ton	0,12	
Kies, sandiger Kies	0,60	<i>Mandolini (1997)</i>
kiesiger Sand	0,50	
Sand, schluffiger Sand	0,35	
Schluff, sandiger Schluff	0,20	<i>Shioi/Fukui (1982)</i>
alle Böden	$0,1+0,4 \cdot d/D \leq 0,30$ (geschlossene Pfähle)	
	$0,06 \cdot d/D \leq 0,30$ (offene Stahlrohrpfähle)	
Sand	0,40	<i>Meyerhof (1983)</i>
Schluff	0,30	

Bild 2.12 stellt die Spitzenwiderstandsverteilung in Abhängigkeit der Schlagzahl N_{30} des Standard Penetration Tests für das bereits in Abschnitt 2.2.1.1 fiktiv gewählte Beispiel und homogene nichtbindige Böden oberhalb und unterhalb der Pfahlspitze ($N_{30} = \text{konst.}$) dar. Vergleichend sind die Ansätze aus Bild 2.7 als Schattierung eingetragen, wobei die Schlagzahl N_{30} nach E DIN 4094-2:2002-04 für enggestufte Sande mit

$$N_{30} = 2 \cdot q_c [\text{MN/m}^2] \quad (2.35)$$

abgeschätzt wurde.

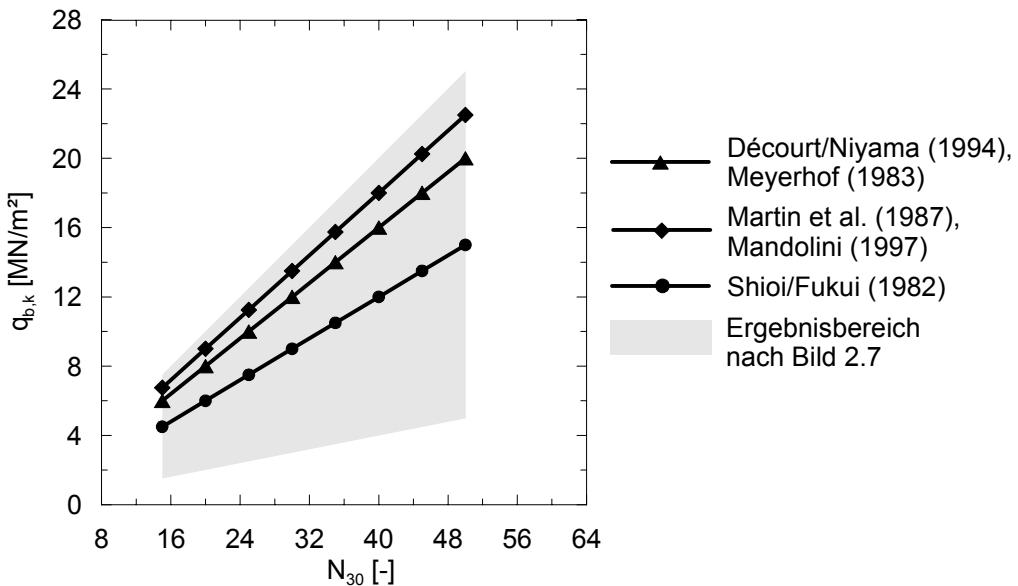


Bild 2.12: Spitzwiderstand in Abhängigkeit der Schlagzahl N_{30}

(b) Pfahlmantelreibung

Aus der schichtweise entlang des Pfahlschaftes gemittelten Schlagzahl des Standard Penetration Tests kann nach Gleichung (2.36) die Mantelreibung des Pfahls abgeschätzt werden.

$$q_{s1,k} = A + B \cdot N_{30} \quad (2.36)$$

Gebräuchliche Werte für A und B finden sich in Tabelle 2.16.

Tabelle 2.16: Parameter A und B zur Abschätzung der Pfahlmantelreibung aus N_{30}

Bodenart	A [kN/m²]	B [kN/m²]	Literatur
alle Böden	10	3,3	Décourt/Niyama (1994)
kohäsionslose Böden	0	2,0	Meyerhof (1976), (1983) Martin (1987) Mandolini (1997)
kohäsive Böden	0	10,0	Shioi/Fukui (1982)
kohäsionslose Böden	0	2,0	

Die Pfahlmantelreibungswerte der vorstehenden Ansätze sind analog zu Bild 2.9 für ein fiktives Beispiel in Abhängigkeit der Schlagzahl N_{30} in Bild 2.13 dargestellt. Der schattierte Bereich gibt auch hier die Ansätze in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung an.

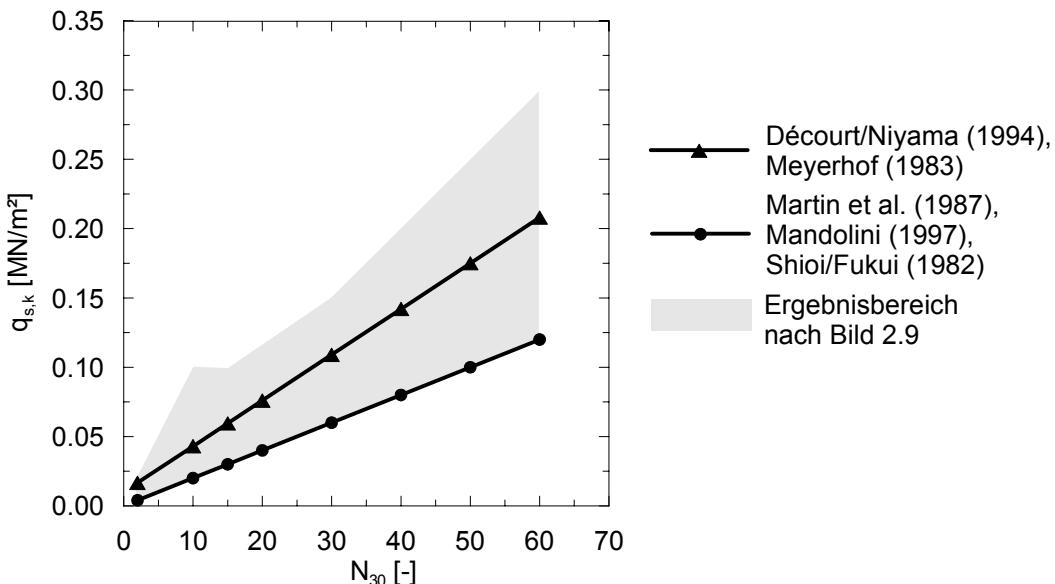


Bild 2.13: Mantelreibung in Abhängigkeit der Schlagzahl N_{30}

Die Ansätze für Mantelreibung und Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Schlagzahl N_{30} liegen im Bereich der Angaben nach Abschnitt 2.2.1.1, wobei die Mantelreibungswerte tendenziell an der Unter- und die Spitzenwiderstandswerte an der Obergrenze des Ergebnisbereichs nach Abschnitt 2.2.1.1 liegen.

2.2.1.3 Pressiometerversuch (PMT)

Die französische Norm Fascicule 62-V „Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil“ (1993) enthält ein Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen basierend auf dem Grenzdruck p_{LM} (MPa) aus dem Pressiometerversuch. Dieses Verfahren wurde als informativer Anhang C.3 in den Entwurf des Eurocode 7 DIN ENV 1997-3 (1999) übernommen.

(a) Pfahlspitzenwiderstand

Der Spitzenwiderstand eines Verdrängungspfahls ergibt sich bei diesem Verfahren nach Gleichung (2.37) aus

$$q_{b1,k} = A_b \cdot k \cdot (p_{LM} - p_0) \quad (2.37)$$

- k Tragfähigkeitsfaktor aus Tabelle 2.17
- p_{LM} repräsentativer Wert des Grenzdruckes in der Tiefe der Pfahlspitze, korrigiert für eine eventuell darunter befindliche weiche Schicht
- p_o ($K_0 (\sigma_z - u) + u$); mit K_0 üblicherweise gleich 0,5, σ_z als der totalen Vertikalspannung in der Tiefe des Einzelversuchs und u als dem Porenwasserdruck in dieser Tiefe

Tabelle 2.17: Abgeleitete Werte des Tragfähigkeitsbeiwerts k für axial belastete Pfähle, nach DIN ENV 1997-3:1999-10

Bodengruppe		p_{LM} [MPa]	k für Verdrängungspfähle
Ton und Schluff	A	< 0,7	1,4
	B	1,2 - 2,0	1,5
	C	> 2,5	1,6
Sand und Kies	A	< 0,5	4,2
	B	1,0 - 2,0	3,7
	C	> 2,5	3,2
Kreide	A	< 0,7	1,6
	B	1,0 - 2,5	2,2
	C	> 3,0	2,6
Mergel	A	1,5 - 4,0	2,6
	B	> 4,5	2,6
verwitterter Fels	A	2,5 - 4,0	(i)
	B	> 4,5	
(i) k ist für die nächst ähnliche Bodenklasse zu wählen. (ii) Die Buchstaben A, B, C kennzeichnen die jeweilige Bodenklasse einer Bodengruppe und dienen zur Identifizierung der Bemessungskurve nach Tabelle 2.18.			

(b) Pfahlmantelreibung

Die Pfahlmantelreibung kann schichtweise über Gleichung (2.38) abgeschätzt werden.

$$q_{s1,k} = U \cdot \sum (q_{si} \cdot z_i) \quad (2.38)$$

- q_{si} Einheitsmantelreibung der Bodenschicht i nach Bild 2.14, abgelesen in Verbindung mit Tabelle 2.18
- z_i Dicke der Bodenschicht i

Tabelle 2.18: Wahl der Bemessungskurven für die Einheitsmantelreibung, nach DIN ENV 1997-3:1999-10

Bodenart		Ton und Schluff			Sand und Kies			Kreide			Mergel		Fels
Pfahltyp		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Verdrängungs-pfähle	mit Spalte	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	vorgefertigter Spalte	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	Ortbetonpfahl	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	-
	Ortbeton mit Verrohrung	1	2	2	3	3	4				3	4	-

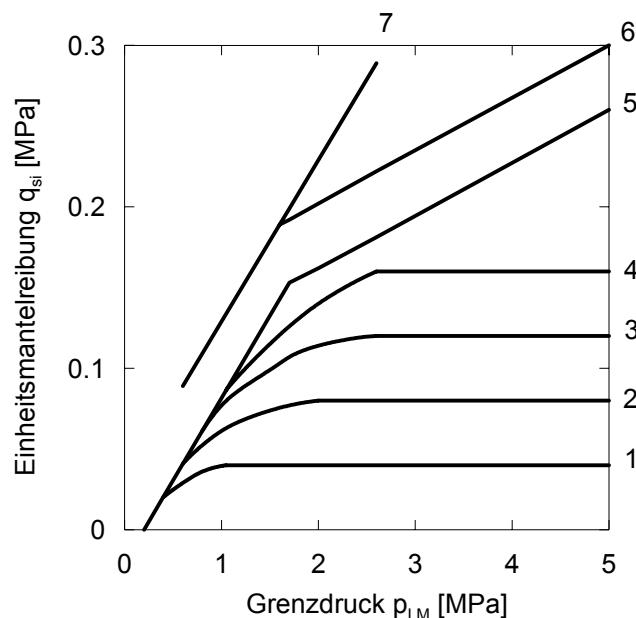


Bild 2.14: Einheitsmantelreibung für axial belastete Pfähle, nach DIN ENV 1997-3:1999-10

(c) Widerstands-Setzungs-Linie

Die bereits genannte französische Norm Fascicule 62-V gibt zusätzlich zu den Verfahren zur Abschätzung der Spitzen- und Mantelwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Möglichkeit zur Ermittlung der Widerstands-Setzungs-Linie eines Einzelpfahls unter axialem Belastung. Von Bustamante/Franke (1997) wird dieses Konzept vorgestellt, das auf einem

empirischen Zusammenhang zwischen der mobilisierten Mantelreibung, dem Spitzenwiderstand und den dazugehörigen Setzungen beruht (Bild 2.15).

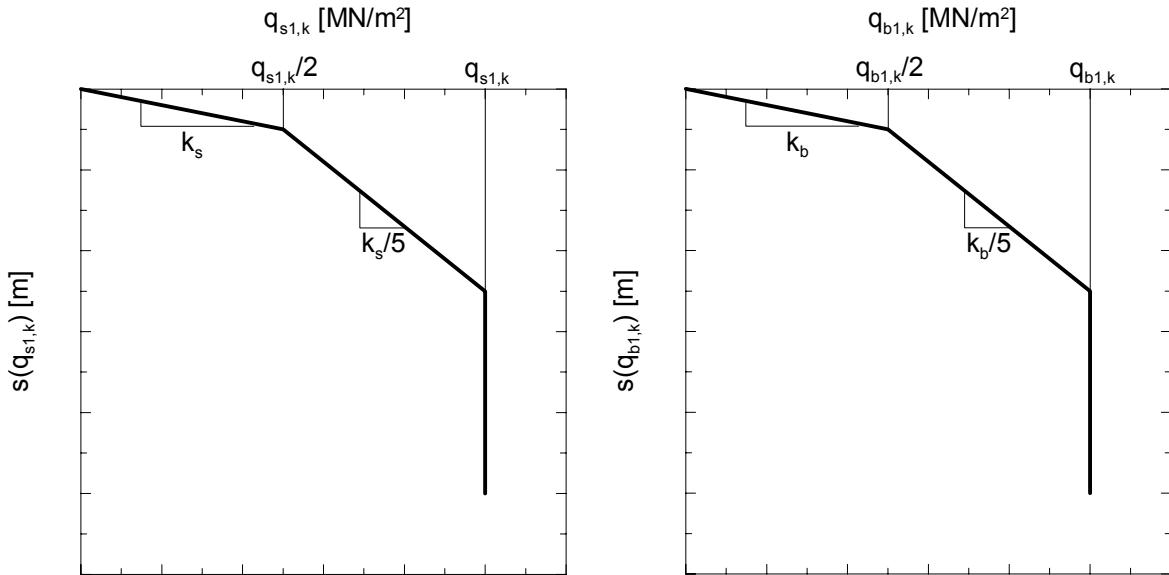


Bild 2.15: Konstruktion der Widerstands-Setzungs-Linie, nach Bustamante/Franke (1997)

Die Neigungen der Widerstands-Setzungs-Linie k_s und k_b sind als Funktionen des PMT Pressometer Moduls E_M und des Pfahldurchmessers D_s bzw. D_b nach Gleichung (2.39) für feinkörnige und Gleichung (2.40) für körnige Böden angegeben.

$$k_s = 2,0 E_M / D_s \quad \text{und} \quad k_b = 11,0 E_M / D_b \quad (2.39)$$

$$k_s = 0,8 E_M / D_s \quad \text{und} \quad k_b = 4,8 E_M / D_b \quad (2.40)$$

2.2.2 Empirische Verfahren auf der Grundlage von Bodenkenngroßen

2.2.2.1 Allgemeines

Von den nachfolgend zusammengestellten Verfahren zur Ermittlung von Pfahlwiderständen auf der Grundlage von Bodenkenngroßen ist das Verfahren nach Abschnitt 2.2.2.2 für bindige Böden und der Scherfestigkeit des undränierter Bodens c_u (α -Methode) international von Bedeutung, während die weiteren vorgestellten Verfahren nur selten angewendet werden.

2.2.2.2 α -Methode auf Grundlage der Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u

Bei der α -Methode handelt es sich um ein semi-empirisches Verfahren, dass auf der Grundlage der totalen Scherparameter des undränierten, bindigen Bodens basiert und aus diesem Grund auch totale Spannungsanalyse genannt wird. Bei dieser Methode ist der Einfluss der Zeit von entscheidender Bedeutung, da nach *Tomlinson (1994)* zum einen die Tragfähigkeit eines Verdrängungspfahls in weichen bindigen Böden durch Konsolidierungsvorgänge nach der Rammung erhöht wird, jedoch auch beobachtet werden konnte, dass die Tragfähigkeit in steifen bindigen Böden mit der Zeit abnimmt (vgl. Abschnitt 3.7). Nach *Budhu (2000)* wird dieses Verfahren verwendet, um die Anfangstragfähigkeit (Kurzzeittragfähigkeit) eines Pfahls in bindigen Böden zu bestimmen. In der Regel sind die im Folgenden dargestellten Ansätze jedoch empirische Korrelationen zwischen dem Spitz- bzw. Mantelwiderstand und der Scherfestigkeit des undränierten Bodens, die auch zur Vorhersage der Langzeittragfähigkeit verwendet werden können.

(a) Pfahlspitzenwiderstand

In der Literatur wird häufig, z.B. *API RP 2A (1989)*, *Burland (1973)*, *Findlay (1997)*, *Gwizdala (1997)*, *Kempfert (2001)*, *Mandolini (1997)*, *Poulos (1989)*, *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)*, *Skov (1997)*, der Ansatz von *Skempton (1959)* verwendet, nach dem sich der Pfahlfußwiderstand eines Verdrängungspfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Gleichung (2.41) bestimmen lässt.

$$q_{b1,k} = \alpha_b \cdot c_u = 9 \cdot c_u \quad (2.41)$$

für Pfähle mit $d/D_b \geq 3$;

c_u Scherfestigkeit des ungestörten undränierten Bodens in Höhe des Pfahlfußes

Für Pfähle mit einem geringeren Verhältnis zwischen Einbindelänge und Pfahldurchmesser ($d/D_b < 3$) werden von *Prakash/Sharma (1989)* Werte für α_b nach Tabelle 2.19 angegeben. Auch *Fleming et al. (1992)* sehen eine Reduzierung des Faktors α_b für Einbindelängen in die tragfähige Tonschicht zwischen $0 \leq d/D_b \leq 3$ vor.

Tabelle 2.19: Werte von α_b für verschiedene Verhältnisse von Pfahleinbindelänge zu Pfahl durchmesser

α_b	d/D_b				
	0	1	2	3	≥ 4
Prakash/Sharma (1989)	6,2	7,8	8,5	8,8	9,0
Fleming et al. (1992)	6,0	7,0	8,0	9,0	9,0
Budhu (2000)	6,0	7,2	8,4	9,0	9,0

Von *Budhu (2000)* wird ein den Angaben von *Prakash/Sharma (1989)* ähnelnder Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Einbindelänge zu Pfahldurchmesser und dem Faktor α_b , nach Gleichung (2.42), angegeben.

$$\alpha_b = 6 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{d}{D_b} \right) \quad \text{für } \alpha_b \leq 9 \text{ und } q_{bl,k} \leq 3,8 \text{ MN/m}^2 \quad (2.42)$$

Briaud (1985) entwickelt den Ansatz von *Skempton (1959)* unter Berücksichtigung der Belastungsgeschwindigkeit weiter. Bei Ermittlung der Scherfestigkeit des undränierter Bodens aus Laborversuchen wird die Bodenprobe üblicherweise während eines Zeitraums von ungefähr zehn Minuten zu Bruch gefahren. Auf Grundlage von Pfahlprobobelastungen kann die Aussage getroffen werden, dass der Bruch am Pfahlfuß nach einem ungefähren Belastungszeitraum von 0,13 Sekunden eintritt. Über die Quantifizierung der Zunahme der Scherfestigkeit des undränierter Bodens bei Reduzierung des Versagenszeitraums,

$$\frac{c_{u1}}{c_{u2}} = \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^n \quad (2.43)$$

- c_{u1} Scherfestigkeit des undränierter Bodens zum Zeitpunkt t_1 (Pfahlprobobelastung)
- t_1 Zeitpunkt des Versagens bei Pfahlprobobelastung ($t_1 = 0,13$ sek.)
- c_{u2} Scherfestigkeit des undränierter Bodens zum Zeitpunkt t_2 (Laborversuch)
- t_2 Zeitpunkt des Versagens beim Laborversuch ($t_2 = 10$ min.)
- n Viskositätsexponent

lässt sich unter der Voraussetzung, dass Gleichung (2.41) zutreffend ist, Gleichung (2.44) ableiten.

$$q_{b,k} = 9 \cdot \left(\frac{10 \cdot 60}{0,13} \right)^n c_u \quad (2.44)$$

Dieser Ansatz liefert Werte für α_b , die von 10,7 für $n = 0,02$ (steifer Ton) bis 21,0 für $n = 0,10$ (weicher Ton) reichen.

(b) Pfahlmantelreibung

Die Pfahlmantelreibung wird nach Gleichung (2.45) über den Adhäsionskoeffizienten α_s direkt mit der Scherfestigkeit des ungestörten undranierten Bodens korreliert.

$$q_{s1,k} = \alpha_s \cdot c_u \quad (2.45)$$

Gebräuchliche Werte für den Adhäsionskoeffizienten α_s sind in Tabelle 2.20 und Bild 2.16 dargestellt.

Tabelle 2.20: Gebräuchliche Werte für den Adhäsionskoeffizienten α_s

α_s	Bemerkung	Literatur
$m \cdot r$	$m = 0,8-1,0$ für Beton, abhängig von der Oberfläche $m = 0,7$ für Stahl $r = 0,4$	Skov (1997)
0,4 1,0	$c_u > 100 \text{ kN/m}^2$ $c_u < 30 \text{ kN/m}^2$	Lehane (1997)
1,0 $1,00 - 0,011 \cdot (c_u - 25)$ 0,5	$c_u \leq 25 \text{ kN/m}^2$ $25 \text{ kN/m}^2 < c_u < 70 \text{ kN/m}^2$ $c_u \geq 70 \text{ kN/m}^2$	Mandolini (1997)
0,6-0,8	überkonsolidierter Seeton	Findlay et al. (1997)
1,0 0,5	$c_u \leq 35 \text{ kN/m}^2$ $c_u \geq 80 \text{ kN/m}^2$ lineare Interpolation zwischen den Werten; für $L/D > 50$	Poulos (1989)
$1,5 \cdot \tan \delta'$	Langzeittragfähigkeit mit: δ' = effektiver Mantelreibungs-winkel	Clark/Meyerhof (1972)
0,8 0,5	Stahlbeton (3 Monate nach der Rammung und $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$) Stahl (6 Monate nach der Rammung und $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$)	Broms (1981)

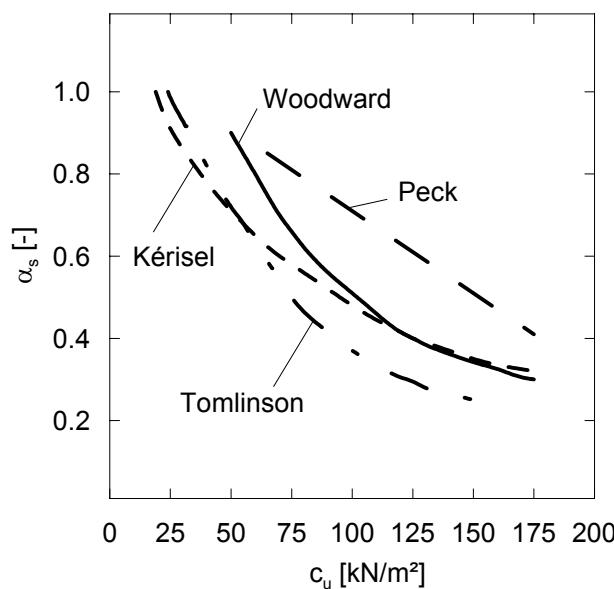


Bild 2.16: Adhäsionskoeffizient α_s , nach McClelland (1974)

Adhäsionskoeffizienten für Pfähle mit konischem Fuß finden sich, in Abhängigkeit der Einbindetiefe in die tragfähige Tonschicht und des die Tonschicht überlagernden Bodenmaterials, bei Tomlinson (1994).

Nach Semple/Rigden (1984), (1986) wird der Adhäsionskoeffizient α_s in Abhängigkeit des Verhältnisses Einbindelänge zu Pfahldurchmesser und des Spannungsverhältnisses zwischen Scherfestigkeit des undränierter Bodens und effektiver vertikaler Spannung bestimmt (Bild 2.17).

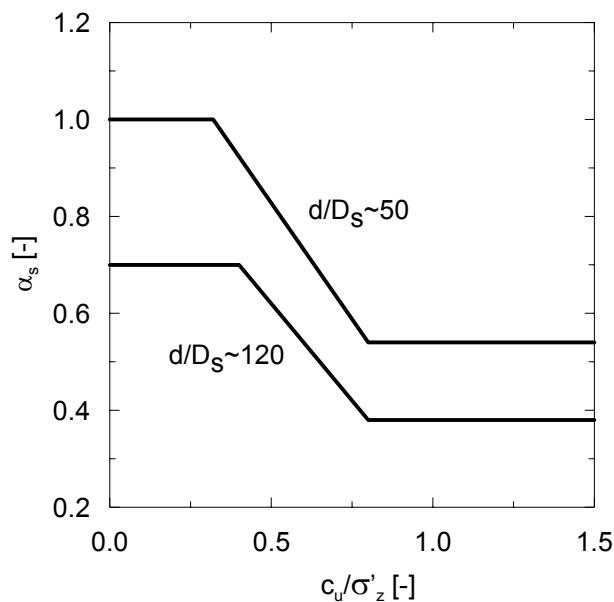


Bild 2.17: Adhäsionskoeffizient α_s , nach Semple/Rigden (1984), (1986)

Das vom American Petroleum Institute empfohlene Verfahren zur Planung, Entwurf und Konstruktion von befestigten Ölplattformen (*API RP 2A (1989)*) berücksichtigt ebenfalls eine

Abhängigkeit zwischen dem Verhältnis der Scherfestigkeit des undränuierten Bodens und der effektiven Vertikalspannung für die Ermittlung von α_s , wobei der Adhäsionsfaktor nach Gleichung (2.46) ermittelt wird.

$$\alpha_s = 0,5 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right)^{-0,5} \quad \text{für: } \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right) \leq 1,0 \quad (2.46a)$$

$$\alpha_s = 0,5 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right)^{-0,25} \quad \text{für: } \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right) > 1,0 \quad (2.46b)$$

Dieses Verfahren ist zunächst nur für offene Stahlrohrpfähle abgesichert.

Von *Fleming et al. (1992)* wird ausgeführt, dass die Mantelreibung eines Pfahls nicht ausschließlich von der Scherfestigkeit des Bodens abhängt, sondern ebenso von der Belastungsgeschichte des Bodens und dem Überkonsolidierungsgrad (OCR). Ausgehend davon, dass $\alpha_s = 1,0$ für normal konsolidierten Ton ist, konnten aus Versuchen die folgenden Zusammenhänge für den Faktor α_s entwickelt werden.

$$\alpha_s = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{zc}} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right)^{-0,5} \quad \text{für: } \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right) \leq 1,0 \quad (2.47a)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{zc}} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right)^{-0,25} \quad \text{für: } \left(\frac{c_u}{\sigma'_z} \right) > 1,0 \quad (2.47b)$$

Der Index *nc* kennzeichnet hier den normal konsolidierten Zustand des Bodens.

Demgegenüber stellt *Randolph et al. (1979)* aufgrund von numerischen Analysen mit Berücksichtigung der Auswirkung der Pfahlrammung fest, dass die Spannungsänderung bezogen auf die Anfangsscherfestigkeit unabhängig vom Überkonsolidierungsgrad ist. Dies bedeutet für die totale Spannungsanalyse wiederum, dass α unabhängig von OCR ist.

Eine vergleichende Übersicht der Ansätze, wie sie an fiktiven Beispielen in den vorangegangenen Abschnitten dargestellt wurde, ist für diesen Abschnitt nicht vorgenommen worden, da alle vorgestellten Ansätze ähnliche Ergebnisse liefern (vgl. Abschnitt 4.4).

2.2.2.3 λ -Methode basierend auf der Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u und der effektiven Vertikalspannung σ'_v

Ein weiteres Verfahren zur Ermittlung des Mantelwiderstandes auf der Grundlage von Bodenkenngrößen ist die λ -Methode. Die Mantelreibung wird nach Gleichung (2.48) mit der Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u und der effektiven Vertikalspannung σ'_v des Bodens berechnet.

$$q_{s1k} = \lambda \cdot (\sigma'_v + 2c_u) \quad (2.48)$$

Werte für λ in Abhängigkeit von der Pfahleinbindetiefe können nach *Stas/Kulhawy (1994)* Bild 2.18 entnommen werden.

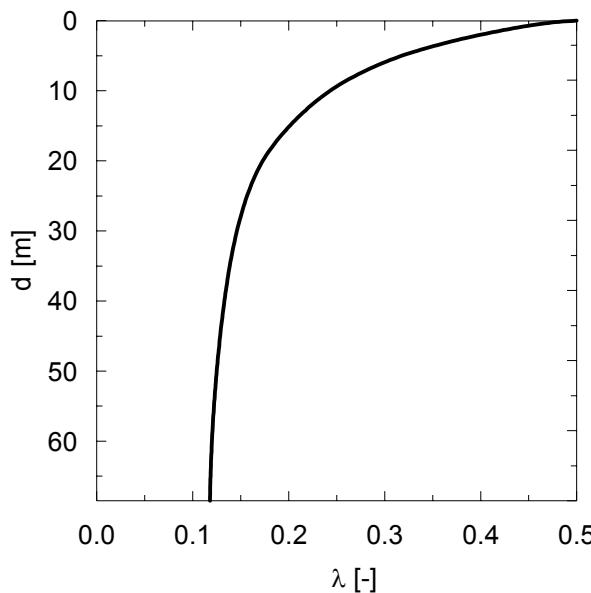


Bild 2.18: Werte für λ ,
nach *Stas/Kulhawy (1984)*

2.2.2.4 Verfahren mit der Lagerungsdichte (D) und der bezogenen Lagerungsdichte (I_D)

Nach *Vesic (1977a)* kann die Pfahlmantelreibung eines Pfahls in Sand nach Gleichung (2.49) in Abhängigkeit der Lagerungsdichte des Bodens bestimmt werden.

$$q_{s1,k} = 0,08 \cdot 10 \exp(+1,5D^4) \quad (2.49)$$

Gwizdala (1997) gibt Erfahrungswerte für den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung von Verdrängungspfählen in Abhängigkeit der Bodenart und der bezogenen Lagerungsdichte I_D entsprechend Tabelle 2.21 und Tabelle 2.22 an. Diese Erfahrungswerte sind je nach Pfahltyp und Einbringmethode mit den Faktoren der Tabelle 2.23 anzupassen.

Tabelle 2.21: Erfahrungswerte für den Pfahlspitzenwiderstand $q_{bl,k}$ [MN/m²] ^{1), 2)}, nach Gwizdala (1997)

Bodenart	I_D			
	1,00	0,67	0,33	0,20
G, sG	7,75	5,10	3,00	1,95
gS, mS	5,85	3,60	2,15	1,45
fS	4,10	2,70	1,65	1,05
Su'	3,35	2,10	1,15	0,70

¹⁾ Der Faktor S_p ist in Abhängigkeit des Pfahltyps und der Einbringmethode nach Tabelle 2.23 zu berücksichtigen.
²⁾ Die Werte gelten für Pfähle deren Länge die kritische Tiefe ($d_{crit} = 10m\sqrt{D_b / 0,4m}$) erreicht oder übersteigt.
 Werte für $q_{bl,k}$ in Tiefen kleiner als d_{crit} können mit der Annahme $q_{bl,k} = 0$ auf Höhe Geländeoberkannte linear interpoliert werden.

Tabelle 2.22: Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung $q_{sl,k}$ [MN/m²] ^{1), 2)}, nach Gwizdala (1997)

Bodenart	I_D			
	1,00	0,67	0,33	0,20
G, sG	0,165	0,110	0,074	0,059
gS, mS	0,132	0,074	0,047	0,034
fS	0,100	0,062	0,031	0,022
Su'	0,075	0,045	0,025	0,016

¹⁾ Die Faktoren S_s bzw. S^w sind in Abhängigkeit des Pfahltyps und der Einbringmethode nach Tabelle 2.23 zu berücksichtigen.
²⁾ Die Werte für $q_{sl,k}$ gelten für Tiefen ≥ 5 m unterhalb der Geländeoberkannte. Für geringere Tiefen kann zwischen dem Wert null auf Höhe der Geländeoberkannte und dem Tabellenwert linear interpoliert werden.

Tabelle 2.23: Anpassungsfaktoren S_p , S_s und S^w zur Berücksichtigung des Pfahltyps und der Einbringmethode für das Verfahren, nach *Gwizdala (1997)*

Pfahltyp	Einbringmethode	$I_D > 0,67$			$I_D = 0,67 - 0,20$		
		Druck		Zug	Druck		Zug
		S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w
Vorgefertigter Stahlbetonpfahl	gerammt	1,0	1,0	0,6	1,1	1,1	0,6
	mit Spülen auf dem letzten Meter	1,0	0,8	0,4	1,0	0,8	0,4
	mit Vibration	–	–	–	1,0	0,8	0,5
Stahlrohrpfahl mit geschlossenem Fuß	gerammt	1,0	1,0	0,5	1,1	1,0	0,5
	mit Spülen auf dem letzten Meter	1,0	0,7	0,4	1,0	0,6	0,4
	mit Vibration	–	–	–	1,0	0,8	0,5
Stahlträgerprofil	gerammt	1,0	0,8	0,5	1,0	0,9	0,5
	mit Spülen auf dem letzten Meter	1,0	0,5	0,3	1,0	0,6	0,3
	mit Vibration	–	–	–	1,0	0,7	0,4

Lings (1997) stellt ebenfalls ein auf die Lagerungsdichte bezogenes empirisches Verfahren zur Abschätzung der Mantelreibung in Sandböden vor. Hierbei wird ein maximaler Mantelreibungswert $q_{s1,k \max}$ in Höhe des Pfahlfußes für jede am Mantelwiderstand beteiligte Bodenschicht angenommen. Bis zu diesem Maximalwert findet entlang des Pfahlschaftes eine lineare Zunahme statt. Auf diese Weise kann für jede Bodenschicht die dort wirkende Mantelreibung separat bestimmt werden.

$$q_{s1,k \max} = 20 \cdot 10 \exp(+1,2D^{1,6}) \quad (2.50)$$

D Lagerungsdichte als Dezimal

$q_{s1,k \max}$ Maximalwert der Mantelreibung in kN/m²

Die gleiche empirische Vorgehensweise wird auch von *Toolan et al. (1990)* vorgeschlagen, wobei er die Maximalwerte der Mantelreibung gemäß Bild 2.19 angibt.

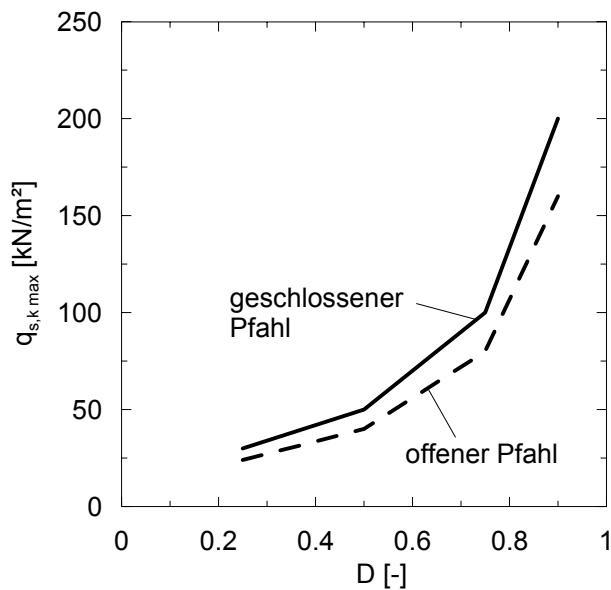


Bild 2.19: Mantelreibung in Höhe des Pfahlfußes,
nach Toolan et al. (1990)

Wie in den vorangegangenen Abschnitten werden die vorgestellten Ansätze dieses Abschnittes zum Spitzewiderstand und zur Mantelreibung anhand des bereits genannten fiktiven Beispiels vergleichend dargestellt.

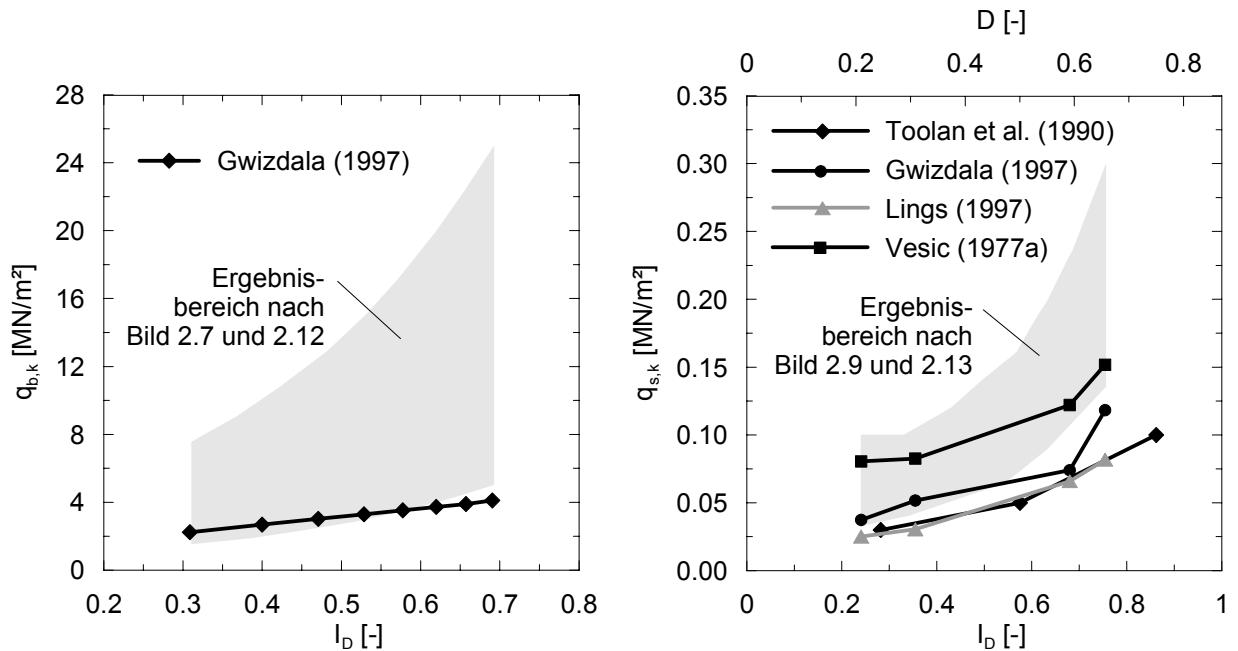


Bild 2.20: Spitzewiderstand und Mantelreibung in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte I_D und der Lagerungsdichte D

Ansätze die auf in situ Tests beruhen werden in Bild 2.20 als Schattierung angegeben. Die bezogene Lagerungsdichte I_D und die Lagerungsdichte D wurden hier nach DIN 4094-1:2002-06 mit

$$D = -0,23 + 0,60 \lg q_c \quad (2.51)$$

$$I_D = -0,33 + 0,73 \lg q_c \quad (2.52)$$

abgeschätzt.

Es zeigt sich, dass die Mantelreibungswerte nach *Vesic (1977a)* im Bereich der Ansätze anderer Verfahren liegen. Die übrigen Mantelreibungs- und Spitzenviderstandswerte liegen jeweils an der Untergrenze der schattierten Bereiche.

2.2.2.5 Verfahren, basierend auf der Konsistenzzahl (I_c) für bindige Böden

Von *Schenck (1966)* wird ein empirisches Verfahren vorgestellt, bei dem die charakteristischen Werte für Mantelreibung und Spitzenviderstand von Verdrängungspfählen in bindigen Böden in Abhängigkeit der Konsistenzzahl I_c und der Einbindetiefe festgelegt werden.

(a) Pfahlspitzenwiderstand

Tabelle 2.24: Mittlerer charakteristischer Spitzenviderstand $q_{bI,k}$, nach *Schenck (1966)*

Boden	I_c [-]	Einbindetiefe [m]	Stahlbeton-pfähle	Stahlpfähle	
				Kastenform offen	Trägerform
$q_{bI,k}$ [MN/m ²]					
Ton, toniger Schluff	0,75	–		0	
	1,00	–		2	
Geschiebemergel	>1,00	< 5	2 – 6	1,5 – 5	1,5 – 4
		5 – 10	5 – 9	4 – 9	3 – 7,5
		> 10	8 – 10	8 – 10	6 – 9

(b) Pfahlmantelreibung

Tabelle 2.25: Mittlere charakteristische Mantelreibung $q_{sl,k}$, nach Schenck (1966)

Boden	I_c [-]	Einbindetiefe [m]	Stahlbeton-pfähle	Stahlpfähle	
				Kastenform offen	Trägerform
$q_{sl,k}$ [MN/m ²]					
Ton, Lehm, Klei	0,50	–		0,005	
	0,75	–		0,020	
toniger Schluff	1,00	–		0,045	
Geschiebemergel	>1,00	< 5	0,050 – 0,080	0,040 – 0,070	0,030 – 0,050
		5 – 10	0,080 – 0,110	0,060 – 0,090	0,040 – 0,070
		> 10		0,080 – 0,100	0,050 – 0,080

2.3 Erdstatische Verfahren

2.3.1 Verfahren auf der Grundlage von effektiven Spannungen

(a) Pfahlspitzenwiderstand

Eine Abschätzung des Pfahlspitzenwiderstandes wird häufig nach der modifizierten Grundbruchtheorie mit Hilfe von Gleichung (2.53) vorgenommen, wobei das Breitenglied der Grundbruchformel wegen der im Verhältnis zur Pfahleinbindetiefe geringen Pfahlbreite vernachlässigt wird.

$$q_{b1,k} = N_q \cdot \sigma'_v + N_c \cdot c' \quad (2.53)$$

N_q, N_c Tragfähigkeitsbeiwerte nach Tabelle 2.26

σ'_v effektive Vertikalspannung im Boden in Höhe des Pfahlfußes

c' Kohäsion des dränierten Bodens

Dieses Verfahren in der Literatur vorwiegend für Pfähle in nichtbindigen Böden angewendet, da für Pfähle in bindigen Böden die in Abschnitt 2.2.2.2 beschriebene α -Methode bevorzugt

wird. Trotzdem sollen in diesem Abschnitt der Vollständigkeit halber auch einige Ansätze zum Tragfähigkeitsfaktor N_c vorgestellt werden.

Die direkte Übertragung der für die klassische Grundbruchformel geltenden Tragfähigkeitswerte N_q und N_c ist nach *Kolymbas (1989)* aus zwei Gründen nicht möglich:

- Der Spitzewiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wächst nicht, wie es die Grundbruchformel voraussetzt, uneingeschränkt mit der Einbindetiefe des Pfahls an. Ab einer bestimmten Tiefe bleibt der Spitzewiderstandswert nahezu konstant, vgl. *Meyerhof (1976), McClelland (1972), API RP 2A (1989)*.
- Mit der Pfahleinbringung wird der Reibungswinkel im Bereich der Pfahlspitze durch den hohen Spannungszustand verändert. Die Tragfähigkeitswerte N_q der klassischen Grundbruchformel in Abhängigkeit des vor der Pfahleinbringung herrschenden Reibungswinkels φ' können nicht unmittelbar auf Pfähle übertragen werden.

Tabelle 2.26: Tragfähigkeitsfaktor N_q und N_c für Verdrängungspfähle aus der Literatur

N_q, N_c	Bild / Tabelle	Literatur
$N_q = f\{\varphi'; d/D_b\}$	Bild 2.21 und Tabelle 2.27	<i>Berezantzev et al. (1961)</i>
$N_q, N_c = f\{\varphi'; d/D_b\}$	Bild 2.21	<i>Meyerhof (1976)</i>
$N_q = f\{\varphi'\}$	Bild 2.21	<i>Schram Simonsen/Athanasiu (1997)</i>
$N_q = f\{\varphi'; d/D_b\}$	Bild 2.22	<i>Coyle/Castello (1981)</i>
$N_q = f\{\psi, \varphi'\}$	Bild 2.23	<i>Janbu (1976)</i>
$N_q = f\{\text{Bodenart}; \delta\}$	Tabelle 2.28	<i>McClelland (1974)</i>
$N_q = f\{\text{Bodenart}; \delta\}$	Tabelle 2.28	<i>API RP 2A (1989)</i>

Die Faktoren N_q und N_c stehen über Gleichung (2.54) in direktem Verhältnis zueinander.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi' \quad (2.54)$$

Ein häufig verwendeter Ansatz zur Abschätzung des Tragfähigkeitsfaktors N_q von Pfählen ist der von *Berezantzev et al. (1961)* dargestellte Zusammenhang zwischen dem Reibungswinkel des Bodens φ' , dem Verhältnis Pfahleinbindelänge zu Pfahldurchmesser d/D_b und dem Tragfähigkeitsfaktor N_q . Die in Bild 2.21 dargestellten Werte für N_q müssen in Abhängigkeit des Verhältnisses Einbindelänge zu Durchmesser (Tabelle 2.27) abgemindert werden.

Entscheidend bei der Ermittlung von N_q ist die zutreffende Annahme des durch die Pfahleinbringung beeinflussten effektiven Reibungswinkels, da die Tragfähigkeitswerte N_q sehr empfindlich auf den Reibungswinkel φ' reagieren. Kleine Änderungen von φ' können bereits zu großen Veränderungen des Tragfähigkeitsfaktors führen.

Nach *Poulos/Davis (1980)* soll für die Ermittlung des Tragfähigkeitsfaktors N_q der effektive Reibungswinkel φ' nach Gleichung (2.55) angesetzt werden.

$$\varphi' = \frac{\varphi'_1 + 40}{2} \quad (2.55)$$

φ'_1 effektiver Reibungswinkel vor der Pfahlinstallation

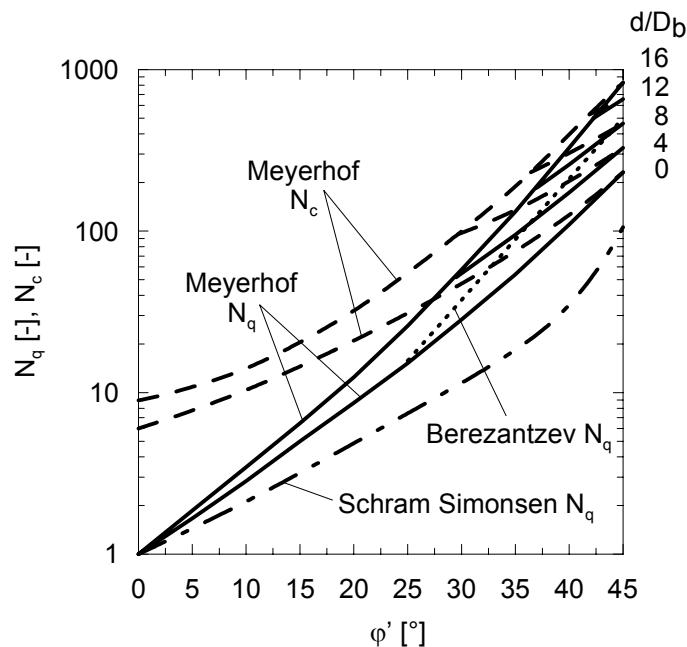


Bild 2.21: Werte für N_q und N_c für Verdrängungspfähle

Auch *Meyerhof (1976)* berücksichtigt gemäß Bild 2.21 den Einfluss des Verhältnisses von Einbindetiefe zu Pfahldurchmesser. Für geschichteten Baugrund und Einbindetiefen kleiner als $10D_b$ gelten die bereits in Abschnitt 2.2.1.1 beschriebenen Zusammenhänge nach Gleichungen (2.10) und (2.11) sowie Bild 2.6.

Von *Meyerhof (1976)* wird, wie auch von *McClelland (1974)* und *API RP 2A (1989)* ein Maximalwert für den charakteristischen Spitzenwiderstand unter dem Pfahlfuß $q_{b,max}$ angegeben.

$$q_{b,max} [MN / m^2] = 5 \cdot N_q \cdot \tan \varphi' \quad (2.56)$$

N_q Tragfähigkeitsfaktor für einen kurzen Pfahl ($d/D_b \leq d_{crit}/D_b$)

Coyle/Castello (1981) bezweifeln die Beschränkung des Spitzewiderstandes auf einen Maximalwert, da bei ihren Versuchen bis zu einer Eindringung von $60 \cdot D_b$ nicht beobachtet werden konnte, dass der Spitzewiderstand einen konstanten Wert erreicht.

Tabelle 2.27: Korrekturwerte für den Tragfähigkeitsbeiwert N_q in Abhängigkeit von d/D_b , nach *Berezantzev et al. (1961)*

d/D_b	φ'				
	26°	30°	34°	37°	40°
5	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

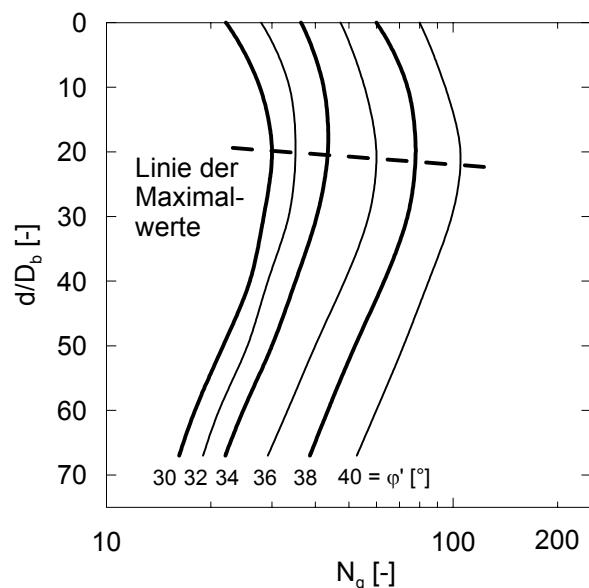


Bild 2.22: Werte für N_q , nach *Coyle/Castello (1981)*

Die von *Janbu (1976)* vorgestellte Methode stellt N_q als Funktion von φ' ($\mu = \tan \varphi'$) und dem Winkel ψ dar. Wobei ψ der Winkel der plastifizierten Bodenzone unterhalb des Pfahlfußes ist (Bild 2.23). Werte für ψ reichen von $\psi \leq 60^\circ$ für weiche feinkörnige Böden bis $\psi \leq 105^\circ$ für dichte grobkörnige Böden und überkonsolidierte feinkörnige Böden.

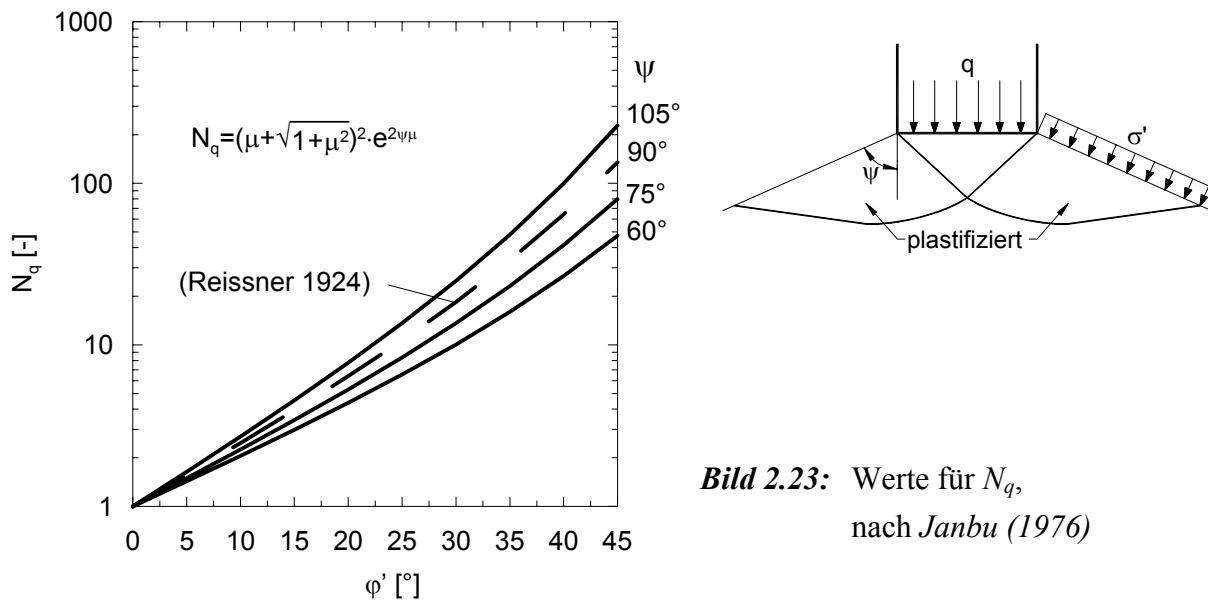


Bild 2.23: Werte für N_q ,
nach Janbu (1976)

Auch Fleming et al. (1992) weisen auf die Notwendigkeit einer zutreffenden Annahme des Reibungswinkels φ' hin. Von Bolton (1986) werden für Sande die folgenden Zusammenhänge zwischen φ' und der durch die Spannung im Boden korrigierten Lagerungsdichte und dem kritischen Reibungswinkel φ'_k (siehe Anhang C) dargestellt. Die korrigierte relative Dichte I_D^* ergibt sich aus

$$I_D^* = I_D \cdot [5,4 - \ln(\sigma'_0 / p_a)] - 1 \quad (2.57)$$

p_a Atmosphärdruk (100 kN/m²)

I_D unkorrigierte Lagerungsdichte

Dieser Zusammenhang gilt für Spannungen $\sigma'_0 \geq 150$ kN/m², unterhalb dieser Grenze kann die korrigierte Lagerungsdichte mit

$$I_D^* = 5 \cdot I_D - 1 \quad (2.58)$$

abgeschätzt werden.

Der Reibungswinkel für die Festlegung des Tragfähigkeitsfaktors kann bei triaxialer Dehnung nach Gleichung (2.59) angesetzt werden.

$$\varphi' = \varphi'_{k} + 3 \cdot I_D^* \quad (2.59)$$

Aufbauend auf diese Zusammenhänge wurden von Fleming et al. (1992) die in Bild 2.24 dargestellten Bemessungsdiagramme für den Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ in nichtbindigen Böden entwickelt.

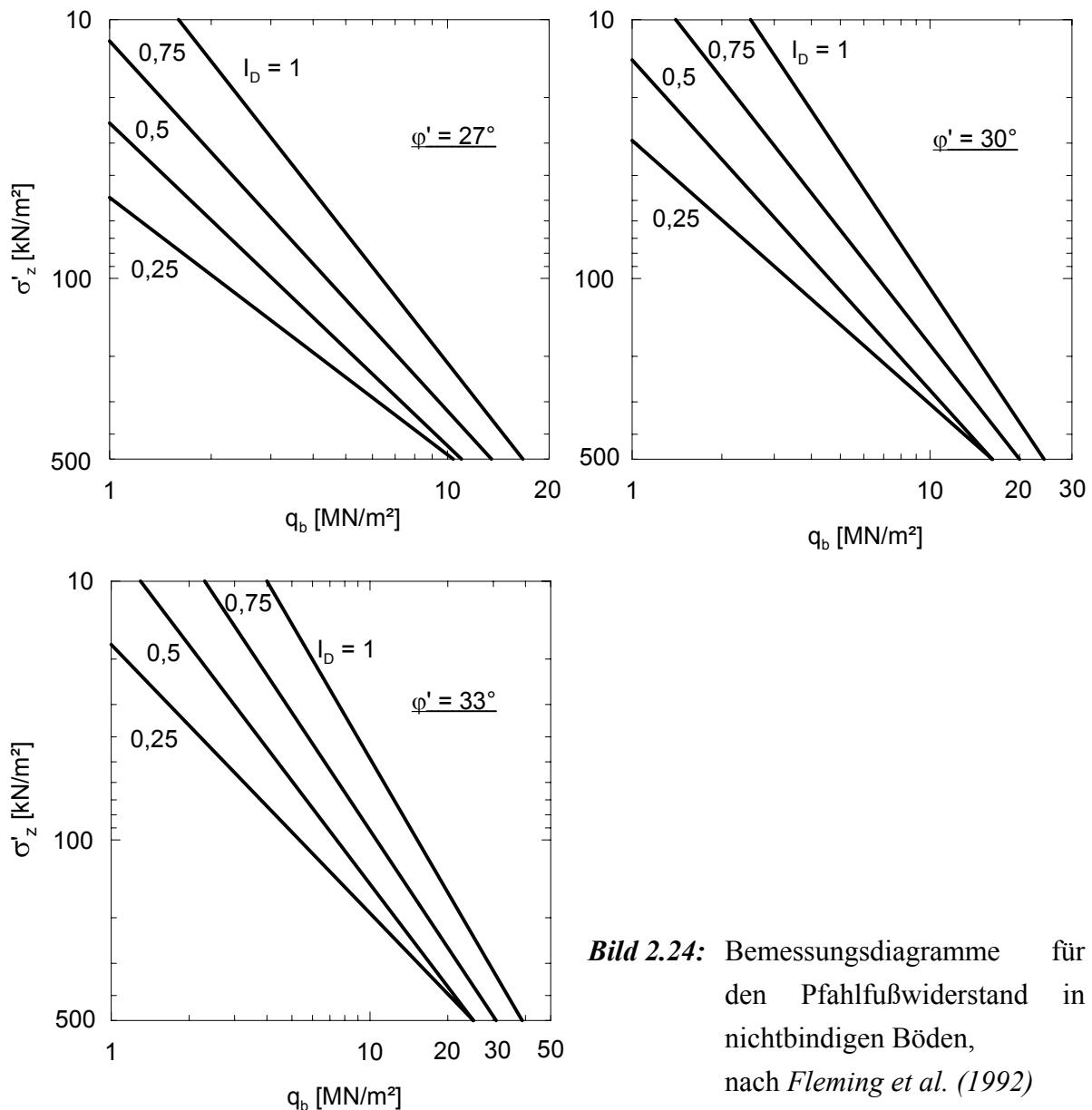


Bild 2.24: Bemessungsdiagramme für den Pfahlfußwiderstand in nichtbindigen Böden, nach Fleming et al. (1992)

Für sehr lange offene Stahlrohrpfähle (Offshore Stahlrohrpfähle) werden von *McClelland (1974)* und *API RP 2A (1989)* die Entwurfsparameter nach Tabelle 2.28 angegeben. Hierbei kann für den Fall, dass sich im Pfahl ein fester Bodenpfpfen bildet die gesamte Kreisfläche des Stahlrohrs als Spitzenwiderstandsfläche angesetzt werden. Bildet sich kein Pfpfen erfolgt die Übertragung des Spitzenwiderstandes nur über die Stahlringfläche.

Tabelle 2.28: Entwurfsparameter für die Tragfähigkeit von Stahlrohrverdrängungspfählen in Sand für Pfahlspitzen- und Pfahlmantelwiderstand

Lagerung	Bodenart	<i>API RP 2A (1989)</i>	<i>McClelland (1974)</i>	Verbundparameter zwischen Pfahl und Boden	<i>API RP 2A (1989)</i>	<i>McClelland (1974)</i>	<i>API RP 2A (1989)</i>	<i>McClelland (1974)</i>
sehr locker locker mitteldicht	S SU U	0,0478	0,0538	15	8	8	1,9	2,2
locker mitteldicht dicht	S SU U	0,0670	0,0753	20	12	12	2,9	3,2
mitteldicht dicht	S SU	0,0813	0,0915	25	20	20	4,8	5,4
dicht sehr dicht	S SU	0,0957	0,1076	30	40	40	9,6	10,8
dicht sehr dicht	G S	0,1148	–	35	50	–	12,0	–

Anhand eines fiktiven Beispiels sind verschiedene erdstatische Ansätze zum Spitzenwiderstand von Verdrängungspfählen in Bild 2.25 dargestellt. Als fiktives Beispiel wurde ein Pfahl ($D_{eq} = 0,30$ m, $d = 10$ m) mit homogenem nichtbindigem Boden oberhalb und unterhalb der Pfahlspitze gewählt. Die Ansätze von *McClelland (1974)* und *API RP 2A (1989)* gelten ausschließlich für sehr lange Stahlrohrpfähle. Die Spitzenwiderstandswerte können, wenn sich ein fester Bodenpfropfen im Pfahl gebildet hat, auf die gesamte Kreisfläche des Stahlrohres bezogen werden. Da der Bodenpfropfen nicht die gleichen Festigkeitseigenschaften aufweisen kann wie ein geschlossener Pfahlfuß, könnten die niedrigen Spitzenwiderstandswerte unter Umständen hiermit begründet werden.

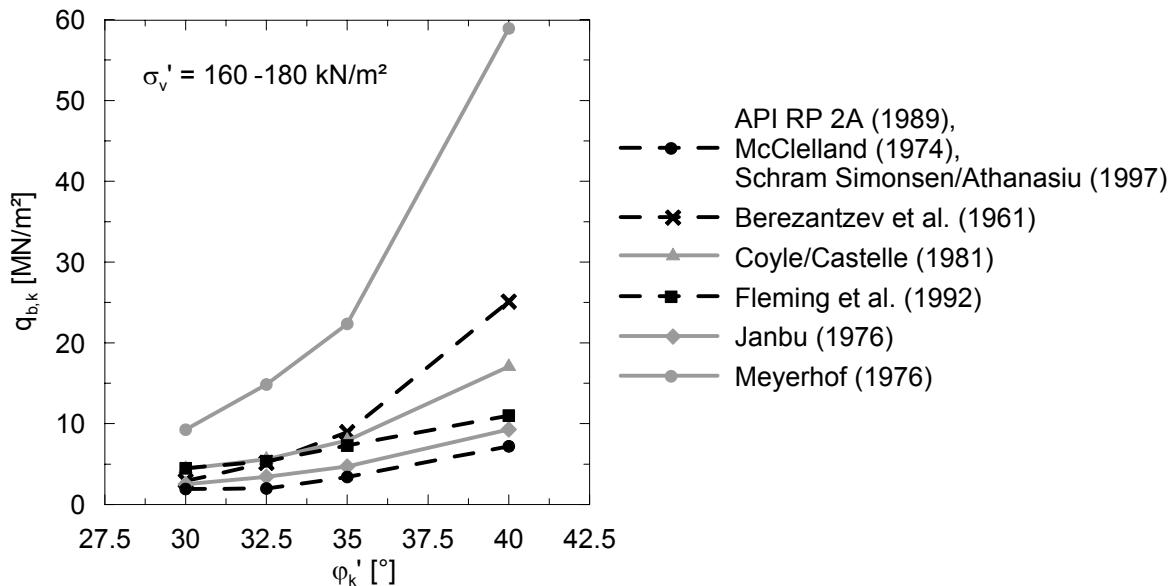


Bild 2.25: Spitzewiderstand in Abhängigkeit des Reibungswinkels

Mit Ausnahme des Verfahrens nach *Meyerhof (1976)* geben die erdstatistischen Verfahren ähnliche Spitzewiderstandswerte wie die empirischen Verfahren an.

(b) Pfahlmantelreibung

Bei der Ermittlung der Pfahlmantelreibung mit erdstatistischen Verfahren wird, wie auch bei dem Großteil der empirischen Berechnungsverfahren, von einer konstanten Pfahlmantelreibung über die Mächtigkeit einer Bodenschicht ausgegangen.

Basierend auf der Coulomb'schen Bruchbedingung kann die Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der effektiven Spannungen im Boden ermittelt werden. Die Mantelreibung am Pfahlschaft $q_{sI,k}$ setzt sich aus einem Reibungsanteil und einem Adhäsionsanteil zusammen.

$$q_{sI,k} = c_a + \sigma'_h \cdot \tan \delta \quad (2.60)$$

c_a Adhäsion zwischen Pfahl und Boden

δ Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden als Verbundparameter

σ'_h effektive Horizontalspannung

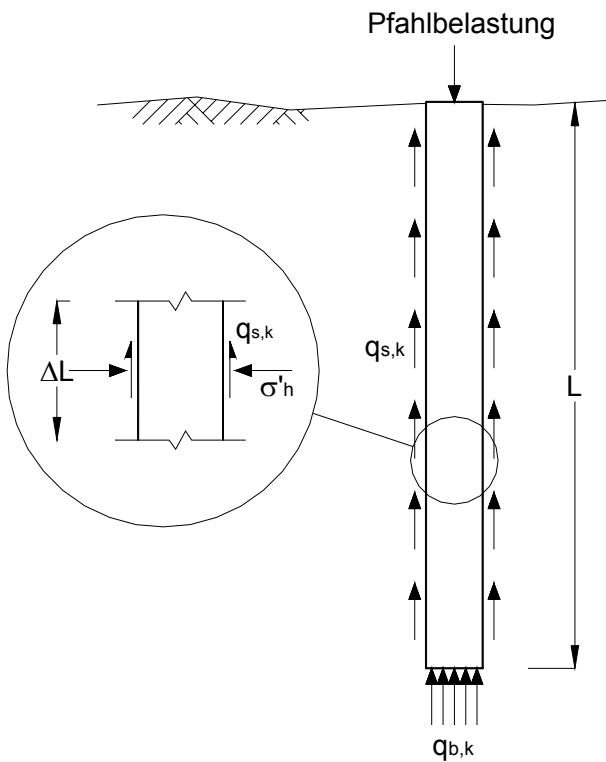


Bild 2.26: Modell der Mantelreibung am Pfahlschaft

Der Anteil der Adhäsion in Gleichung (2.60) hat einen so geringen Wert, dass er für die Ermittlung des Pfahlmantelwiderstandes i.d.R. vernachlässigt werden kann. Die effektive Horizontalspannung ist über den Erddruckbeiwert K proportional zur effektiven Vertikalspannung. Daraus ergibt sich Gleichung (2.61).

$$q_{s1,k} = K \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v = \beta \cdot \sigma'_v \quad (2.61)$$

Der Term $K \cdot \tan \delta$ wird in der Literatur auch häufig als Faktor β dargestellt.

Eine häufig verwendete Hypothese ist, dass das Versagen in der gestörten Bodenzone in unmittelbarer Umgebung des Pfahlschaftes eintritt und somit der Verbundparameter δ dem Reibungswinkel φ' des den Pfahl umgebenden Bodens gleich gesetzt werden kann (*Burland (1973), Meyerhof (1976), Vesic (1977a)*). *Fleming et al. (1992)* geben für typische Pfahloberflächen (oxidierte Stahl oder Stahlbeton) einen Parameter δ zwischen $(0,75 \div 1,0) \cdot \varphi'$ an. Mit der Annahme, dass keine Ausdehnung zwischen Pfahloberfläche und Boden stattfindet, kann der Reibungswinkel dem Reibungswinkel des Bodens im kritischen Grenzzustand („Critical State“) gleich gesetzt werden $\delta = \varphi'_{k}$.

Der Verbundparameter δ zwischen Pfahl und Boden kann auch über Scherversuche im Labor ermittelt werden. Von *Kishida/Uesugi (1987)* wurde mit Versuchen im Rahmenschergerät die Verbindung zwischen Stahl und Sand untersucht. Es wurde gezeigt, dass die normalisierte

Rauigkeit R_n , welche als der Quotient der maximalen Rauigkeit der Stahloberfläche über einen definierten Bereich $R_{max}(L=d_{50})$ und der Korngröße d_{50} festgelegt wurde, starken Einfluss auf den Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden hat. Ein ähnlicher Zusammenhang ist auch von *Jardine et al. (1992)* publiziert. Die Werte der Verbundparameter δ für eine rau Stahloberfläche sind in Abhängigkeit der Korngröße d_{50} in Bild 2.27 dargestellt.

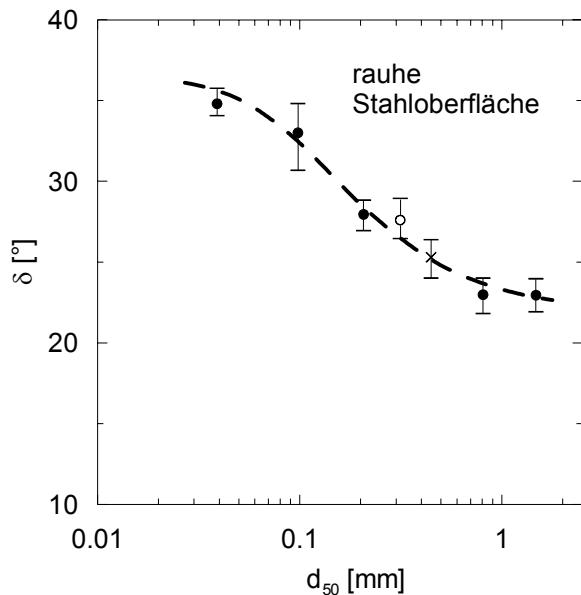


Bild 2.27: Verbundparameter δ in Abhängigkeit von d_{50} ,
nach *Jardine et al. (1992)*

Werte für den Reibungswinkel zwischen verschiedenen Baustoffen und Bodenarten finden sich auch bei *Bowles (1984)*, *Broms (1981)*, *Potyondy (1961)* und *Stas/Kulhawy (1984)*.

Tabelle 2.29 enthält Vorschläge für K und δ nach *Mandolini (1997)* für nichtbindige Böden.

Tabelle 2.29: Werte für K und $\tan \delta$, nach *Mandolini (1997)*

Pfahltyp	K		$\tan \delta$
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	
Stahlträgerprofil	0,7	1,0	$\tan 20^\circ = 0,36$
Geschlossenes Stahlrohr	1,0	2,0	$\tan 20^\circ = 0,36$
Stahlbeton (vorgefertigt)	1,0	2,0	$\tan (0,75\varphi')$

Für Offshore Stahlrohrpfähle werden von *McClelland (1972)* und *API RP 2A (1989)* die Verbundparameter nach Tabelle 2.28 angegeben. Dort finden sich auch Maximalwerte für die Mantelreibung am Pfahlschaft.

In nichtbindigen und normalkonsolidierten bindigen Böden wird der Koeffizient K üblicherweise nach *Burland* (1973) mit

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (2.62)$$

und in überkonsolidierten Böden nach *Meyerhof* (1976) mit

$$K = K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (2.63)$$

angenommen.

Von *Kolymbas* (1989) wird betont, dass es äußerst schwierig ist, den Koeffizienten K und dadurch das Seitenspannungsverhältnis σ'_h/σ'_v zu bestimmen, wobei die Werte für rollige Böden zwischen $K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$ und $K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$ liegen können. Dies wird durch die Angaben von *Prakash/Sharma* (1990) für Pfähle in Sand bestätigt. Für gerammte Stahlträgerprofile wird für K ein Wertebereich von 0,5 bis 1,0 und für Vollquerschnitte ein Wertebereich von 1,0 bis 2,0 angegeben.

Kraft (1990) empfiehlt den in Bild 2.28 dargestellten Ansatz zur Ermittlung des Erddruckbeiwertes K für Stahlrohrpfähle in Sand in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D . Der vorgestellte Zusammenhang basiert auf einer Auswertung von Probebelastungsergebnissen und einer Korrelation des Verbundparameter δ mit dem Reibungswinkel des Bodens φ' .

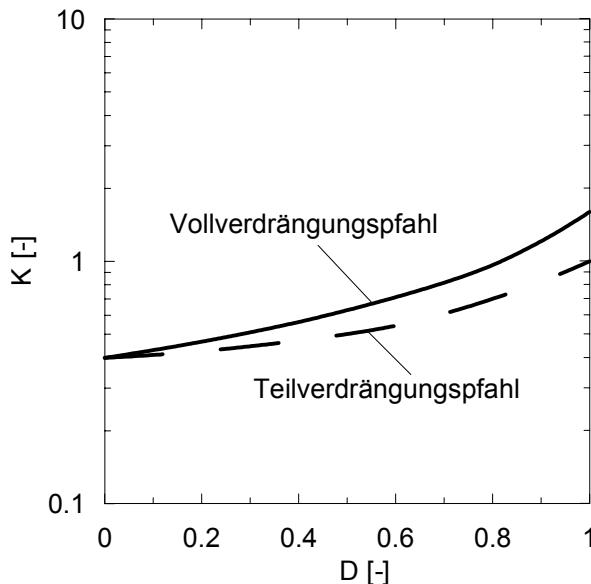


Bild 2.28: Angaben für die Entwicklung des Erddruckbeiwertes K in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D , nach *Kraft* (1990)

Stas/Kulhawy (1984) geben für Verdrängungspfähle mit einem geringen Verdrängungseffekt einen Wertebereich $K = 0,75 \div 1,25 \cdot K_0$ an. Bei einem hohen Verdrängungseffekt liegen die Werte bei $K = 1 \div 2 \cdot K_0$.

API RP 2A (1989) empfiehlt für Stahlrohrpfähle in kohäsionslosen Böden einen Wert $K = 0,8$ für Pfähle ohne festen Bodenpfropfen und $K = 1,0$ für geschlossene Rohrpfähle oder Pfähle mit einem Bodenpfropfen.

Für Pfähle in Sandböden wird von *Bhushan (1982)* die folgende Korrelation zwischen dem Faktor β und der Lagerungsdichte D angegeben.

$$\beta = 0,18 + 0,0065 \cdot D[\%] \quad (2.64)$$

In Bild 2.29 sind Diagramme zur Ermittlung des Faktors β nach *Heinonen et al. (1997)* und *Janbu (1976)* dargestellt. Die Rauhigkeitszahl r berücksichtigt bei *Janbu (1976)* die Abhängigkeit des Faktors β vom Pfahlbaustoff und der Vertikalverschiebung zwischen Pfahlmantel und Boden. Als Anhaltswerte zum Abschätzen der Rauhigkeitszahl r wird ein Zusammenhang mit der Einbindetiefe des Pfahls nach Tabelle 2.30 vorgeschlagen.

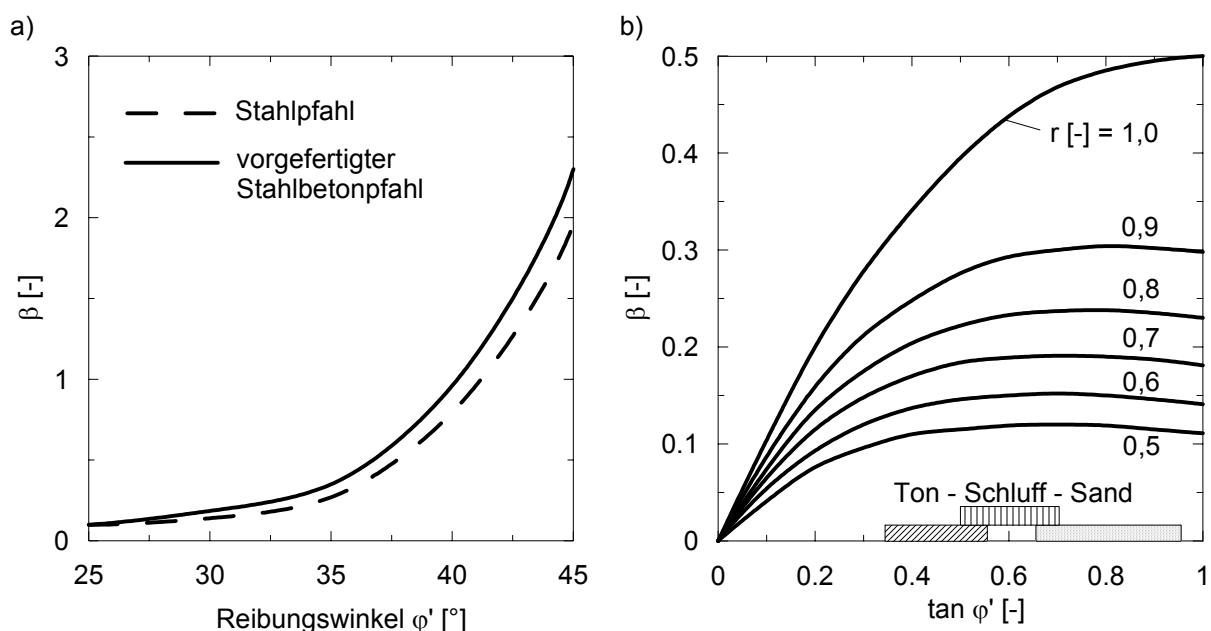


Bild 2.29: Angaben für den Wert β a) nach *Heinonen et al. (1997)*; b) nach *Janbu (1976)*

Tabelle 2.30: Werte für die Rauhigkeitszahl r , nach *Janbu (1976)*

d [m]	0	5	10	20	50	100
r [-]	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5

Untersuchungen an instrumentierten Pfählen (*Vesic (1970), Altaee et al. (1993)*) haben gezeigt, dass die Mantelreibung entlang des Pfahlschafts mit der Tiefe bis zu einem Maximalwert in der Nähe des Pfahlfußes zunimmt und dann bis zum Pfahlfuß wieder abnimmt. Diese Beobachtung wird in Abschnitt 3.6 noch einmal aufgegriffen.

In den vorangegangenen Abschnitten wurden bereits mehrfach Verfahren nach *Meyerhof (1976)* vorgestellt, welche den Einfluss der Einbindetiefe des Pfahls auf den Pfahlwiderstand berücksichtigen. Für die erdstatische Ermittlung der Mantelreibung werden von Meyerhof jedoch keine solchen Empfehlungen gegeben. Andere Autoren wie *Coyle/Castello (1981)*, *Jardine/Chow (1996)*, *Lehane/Jardine (1994)* und *Toolan et al. (1990)* geben Werte für β in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Pfahls oder des Verhältniswertes Einbindetiefe zu Pfahlschaftdurchmesser an. In Bild 2.30 und Bild 2.31 sind diese verschiedenen Zusammenhänge dargestellt.

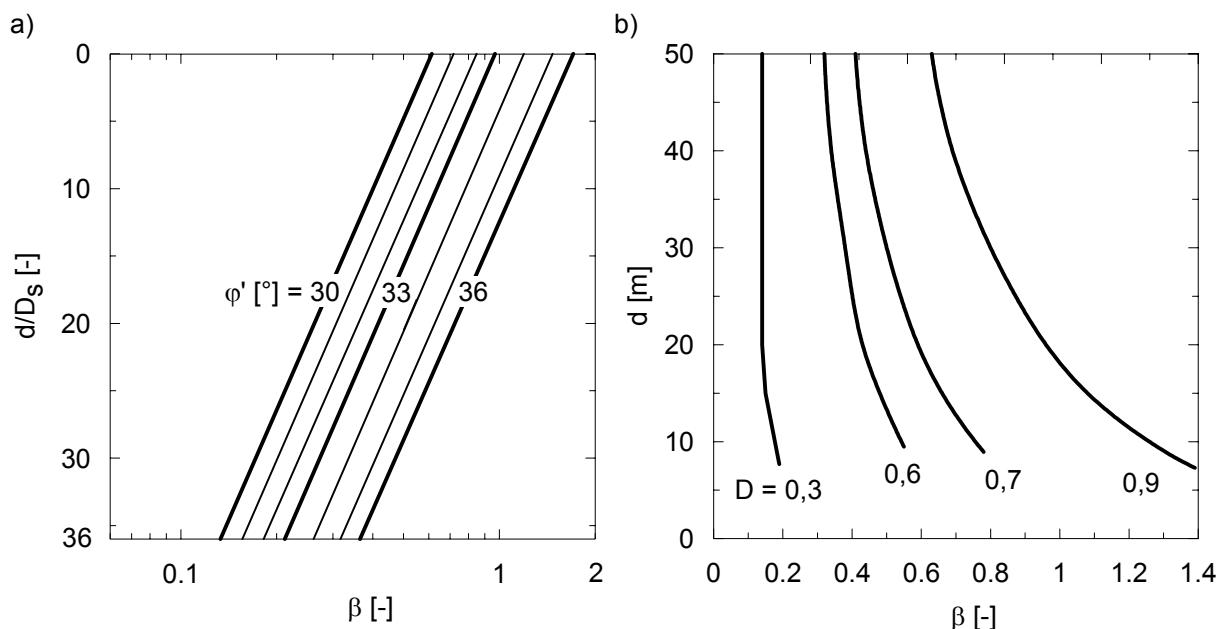


Bild 2.30: Angaben für den Wert β a) nach *Coyle/Castello (1981)*; b) nach *Toolan et al. (1990)*

Das von *Toolan et al. (1990)* vorgestellte Konzept zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung basiert auf der Annahme, dass die letzten 10 m eines langen Pfahls als kurzer Pfahl behandelt werden und der Voraussetzung, dass dem übrigen Pfahlschaft ein Minimalwert von $\beta = 0,24$ zugewiesen wird. Die Ermittlung des Mantelwiderstandes wird in vier Schritten wie folgt beschrieben:

- erstellen eines Profils der Lagerungsdichte über die gesamte Pfahllänge;

- für jede Bodenschicht: ausgehend von der Pfahlfußebene Bestimmung von β mit Hilfe der Lagerungsdichte D aus Bild 2.30b, die Unterkante der Bodenschicht gilt hierbei als Eingangswert für die Tiefenbestimmung;
- für die letzten 10 m des Pfahls: errechnen des Pfahlmantelwiderstandes aus den zuvor bestimmten β -Werten und der effektiven Vertikalspannung und
- Berechnung der Mantelreibung am restlichen Pfahlschaft, entweder mit den ermittelten β -Werten oder einem Wert von 0,24, je nachdem welcher Wert größer ist.

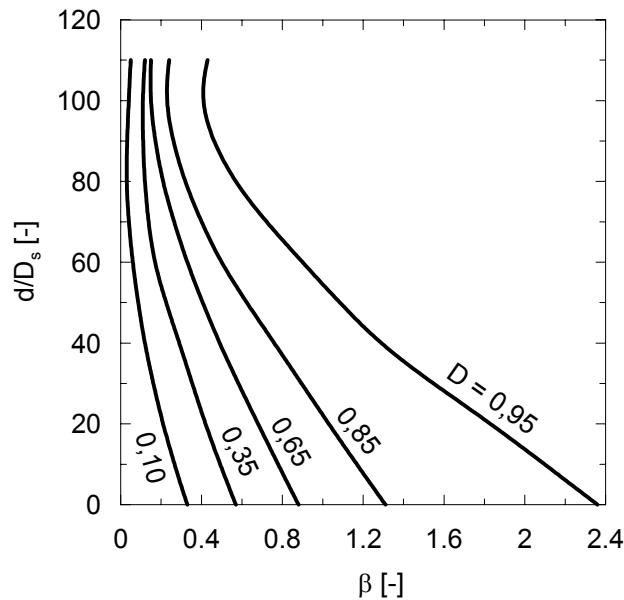


Bild 2.31: Werte für den Faktor β ,
nach Lehane/Jardine (1994)

Nach *Lehane/Jardine (1994)* kann die Mantelreibung von Pfählen in Sand nach Bild 2.31 abgeschätzt werden, wobei das nachfolgend angegebene Verfahren nach *Jardine/Chow (1996)* bevorzugt verwendet werden soll. Dabei sind auf der Grundlage von instrumentierten Pfahlprobefbelastungen verschiedene die Mantelreibung beeinflussende Größen zu berücksichtigen. Ausgehend von

$$q_{s1,k} = \sigma'_{hu} \cdot \tan \delta \quad (2.65)$$

mit σ'_{hu} als effektive Horizontalspannung zum Versagenszeitpunkt der Mantelreibung kann diese in Sandböden über die folgenden Zusammenhänge ermittelt werden.

$$\sigma'_{hu} = \sigma'_h + \Delta\sigma'_h \quad (2.66)$$

$$\sigma'_h = 0,029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0,13} \cdot \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38} \quad (2.67)$$

$$\Delta\sigma'_h = \frac{2 \cdot G \cdot \delta \cdot h}{R} \quad (2.68)$$

$$G = q_c \cdot [0,0203 + 0,00125 \cdot \eta + 1,216E - 6 \cdot \eta^2]^{-1} \quad (2.69)$$

$$\eta = \frac{q_c}{\sqrt{p_a \sigma'_{v0}}} \quad (2.70)$$

p_a atmosphärischer Druck ($p_a = 100 \text{ kN/m}^2$)

G Schubmodul

Die anderen Parameter können Bild 2.32 entnommen werden.

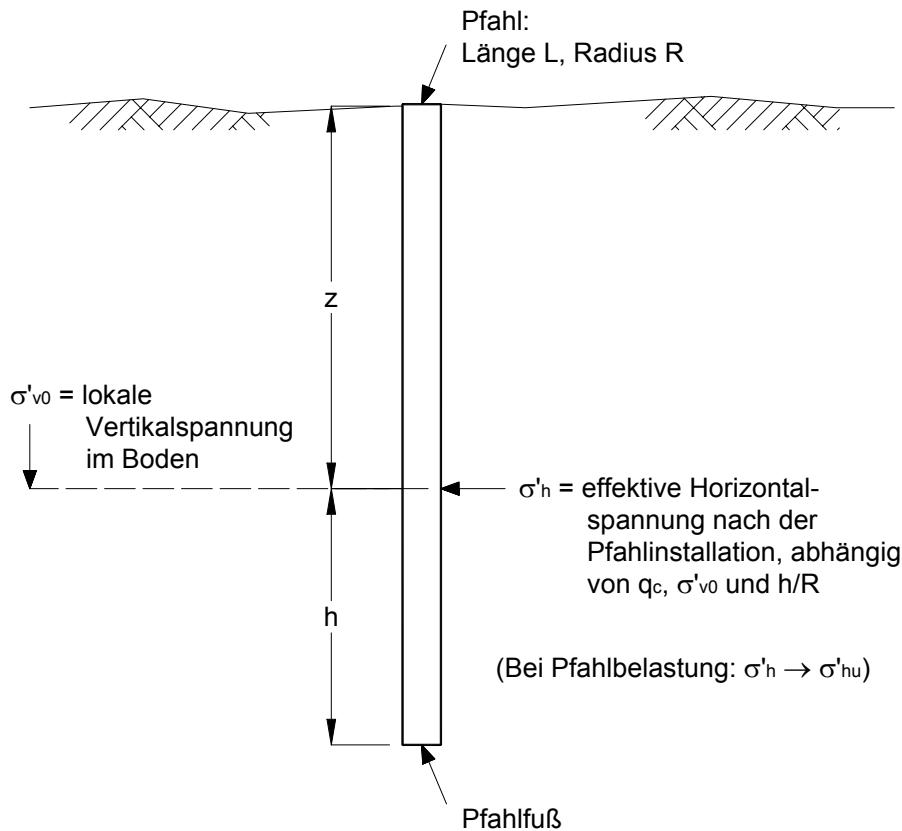


Bild 2.32: Definition der Parameter, nach Jardine/Chow (1996)

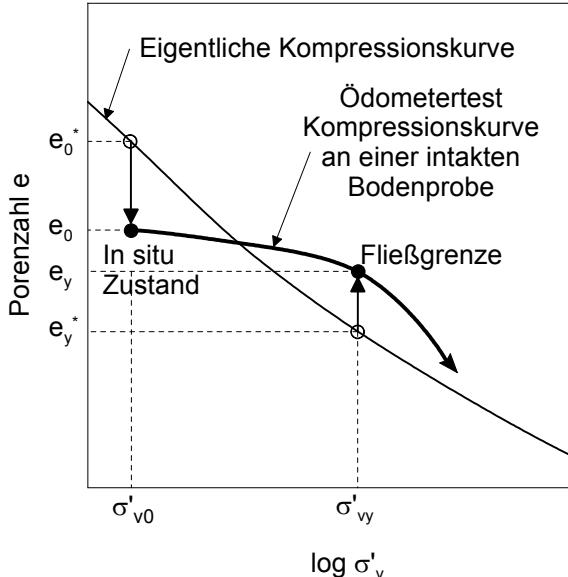
In Tonböden können Gleichungen (2.71) bis (2.73) zur Ermittlung der Mantelreibung verwendet werden.

$$\sigma'_{hu} = 0,8 \cdot \sigma'_h \quad (2.71)$$

$$\sigma'_h = K_c \cdot \sigma'_{v0} \quad (2.72)$$

$$K_c = [2 - 0,625 I_{vr}] OCR^{0,42} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,20} \quad (2.73)$$

Die in Gleichung (2.73) verwendeten Größen der relativen Porenzahl I_{vr} und der OCR sind in Bild 2.33 definiert.



$$I_{vr} = (e_0 - e_0^*) / C_c^*$$

C_c^* = tatsächlicher Verdichtungskoeffizient

$$OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{v0}$$

Bild 2.33: Definition von I_{vr} und OCR , nach Jardine/Chow (1996)

Randolph et al. (1994) geben ein tiefenabhängiges Verfahren zur Prognose der Pfahlmantelreibung in Sand an, wobei angenommen wird, dass sich der Maximalwert unmittelbar unter dem Pfahlfuß einstellt und exponentiell bis zu einem Minimalwert an der Geländeoberfläche abnimmt. Der Maximalwert der Mantelreibung ist direkt proportional zum Pfahlfußwiderstand.

$$\frac{q_{s,k \max}}{q_{b,k}} = \frac{\beta_{\max}}{N_q} = S_t \cdot \tan \delta \quad (2.74)$$

S_t Verhältnis von σ'_h im Versagenszustand in der Nähe des Pfahlfußes zum Fußwiderstand

Fleming et al. (1992) schlagen für S_t einen Wert von 0,02 vor. Basierend auf dem von Vesic (1970) vorgestellten Zusammenhang zwischen $q_{s,k}/q_b$ und φ'_{\max} wird von Randolph et al. (1994) folgender Vorschlag für die Annahme des Faktors S_t gemacht.

$$S_t = a \cdot \exp(-b \cdot \tan \varphi'_{k}) \quad (2.75)$$

Für die Parameter a und b werden Werte von $a = 2$ und $b = 7$ vorgeschlagen, welche bei Reibungswinkeln im kritischen Zustand $\varphi'_k = 27^\circ - 33^\circ$ Werte für S_t im Bereich zwischen 0,02 und 0,05 liefern.

Die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahlschafts kann nach Gleichung (2.76) berechnet werden.

$$\beta(d) = \beta_{min} + (\beta_{max} - \beta_{min}) e^{[-\mu(L-d)/D_s]} \quad (2.76)$$

β_{min} Minimalwert der Pfahlmantelreibung ($\beta_{min} = 0,2$)

μ Größe der exponentiellen Zunahme der Pfahlmantelreibung ($\mu = 0,05$)

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten, sollen auch hier die erdstatistischen Ansätze der Mantelreibung an einem fiktiven Beispiel gegenübergestellt werden. Bild 2.34 zeigt die Mantelreibung eines Verdrängungspfahls ($D_{eq} = 0,30$ m) in homogenen mitteldichten nicht-bindigen Böden in Abhängigkeit der Einbindetiefe.

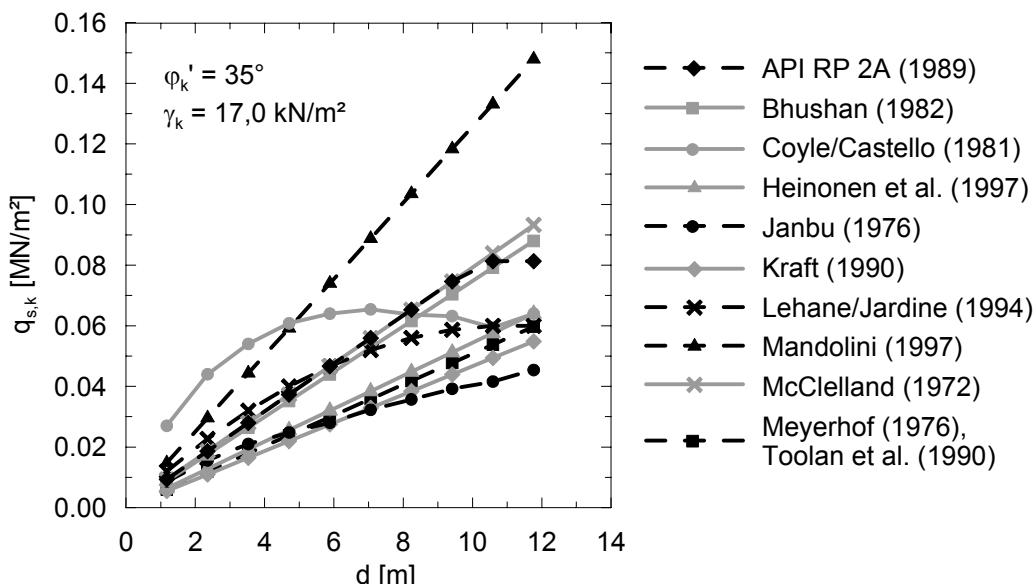


Bild 2.34: Mantelreibung in Abhängigkeit der Einbindetiefe

Bis auf den Ansatz von *Mandolini* (1997) liegen die Mantelreibungswerte relativ dicht zusammen. Tendenziell ist bei den erdstatistischen Verfahren zu beobachten, dass erst ab Einbindelängen ≥ 10 m ähnlich hohe Mantelreibungswerte, wie bei empirischen Verfahren abgesetzt werden (z.B. Bild 2.9 für $q_{c,k} = 15$ MN/m²).

2.3.2 Theorie der Hohlraumaufweitung

(a) Pfahlfußwiderstand

Eine Weiterentwicklung der modifizierten Grundbruchtheorie zur Prognose des Pfahlfußwiderstandes ist die Berücksichtigung der Hohlraumaufweitung unterhalb des Pfahlfußes. An Modellpfählen und ausgeführten Pfahlgründungen konnte beobachtet werden, dass sich unterhalb des Pfahlfußes ein hoch verdichteter konischer Keil bildet (Bild 2.35). In dichten Böden drückt der Bodenkeil I die radiale Scherzone II seitwärts in die plastische Zone III. Das Eindringen des Verdrängungspfahls wird demnach durch die seitliche Expansion des Bodens entlang des Rings (BD) und die Kompression der Zonen I und II ermöglicht.

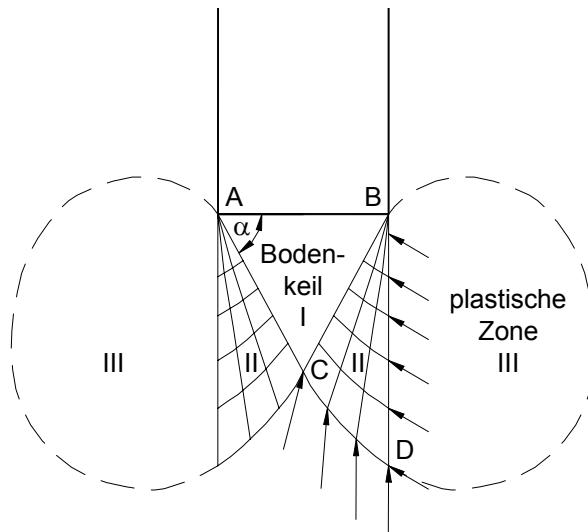


Bild 2.35: Angenommenes Versagensmuster unterhalb des Pfahlfußes, nach Vesic (1975), (1977)

Nach Vesic (1977a) ist es nicht, wie nach der klassischen Grundbruchtheorie angenommen wird, die effektive Vertikalspannung im Boden σ'_v , welche den Pfahlfußwiderstand maßgeblich steuert. Aussagekräftiger ist die mittlere Normalspannung im Boden σ'_0 , die mit σ'_v über den folgenden Zusammenhang in Verbindung steht.

$$\sigma'_0 = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma'_v \quad (2.77)$$

K_0 Erdruhedruckbeiwert

Zur Abschätzung des Pfahlfußwiderstandes wird hier empfohlen, die Gleichung (2.53) unter Berücksichtigung der Abhängigkeit von der mittleren Normalspannung umzuformulieren.

$$q_{b,k} = N_\sigma \cdot \sigma'_0 + N_c \cdot c \quad (2.78)$$

N_σ, N_c Tragfähigkeitsfaktoren nach Vesic (1977a)

Basierend auf der Geometrie und den Randbedingungen nach Bild 2.35, kann ein zutreffender Tragfähigkeitsfaktor N_σ ermittelt werden, wenn die mittlere Normalspannung entlang des Ringes (BD) gleich dem Grenzdruck gesetzt wird, der zur Aufweitung eines sphärischen Hohlraums im unendlichen Bodenkörper benötigt wird. Es wurde hierbei basierend auf *Vesic (1972)* angenommen, dass es sich bei dem Bodenkörper um ein ideal elastisch-plastisches Medium handelt, welches durch die Parameter Kohäsion c , Reibungswinkel φ , Verformungsmodul E_v , Poissonzahl ν und die Volumenveränderung Δ der den Hohlraum umgebenden plastischen Zone III charakterisiert wird.

Auswertungen von *Vesic (1977a)* haben folgende Gleichung zur Prognose des Tragfähigkeitsfaktors N_σ ergeben.

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \varphi'} \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} - \varphi'\right)^{\tan \varphi'} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot I_{rr}\left(\frac{4 \sin \varphi'}{3(1 + \sin \varphi')}\right) \quad (2.79)$$

I_{rr} reduzierter Steifigkeitsindex (rigidity index) (*Vesic (1972)*)

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (2.80)$$

Der reduzierte Steifigkeitsindex kann bei keiner (undräniert) oder nur sehr kleiner Volumenänderung (dichter Sand) gleich dem Steifigkeitsindex gesetzt werden. Der Steifigkeitsindex ergibt sich aus dem Verhältnis von Schubmodul G zu Anfangsscherfestigkeit.

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma'_v \tan \varphi'} \quad (2.81)$$

Aufbauend auf dieser Theorie der Hohlraumaufweitung wird von *Yasufuku/Hyde (1995)* ein Vorschlag für einen modifizierten Tragfähigkeitsfaktor N_q gemacht, welcher die Kompressibilität des Bodens berücksichtigt.

$$N_q = \exp\left(3,07 \sin \varphi' \frac{\log_{10} 2I_{rr}}{1 + \sin \varphi'} - 3,8 \tan \varphi'\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot \exp(\pi \tan \varphi') \quad (2.82)$$

Aus Modellversuchen wurde von *Yasufuku/Hyde (1995)* ein linearer Zusammenhang zwischen dem Komprimierbarkeitsindex C_p und dem Verhältnis zwischen Modellpfahlsetzung und Pfahldurchmesser bei einem nach der Theorie der Hohlraumaufweitung vorhergesagten Grenzfußwiderstand (s/D_b)_{CE} hergeleitet.

Ein weiterer Ansatz zur Berechnung des Pfahlspitzenwiderstandes mit Berücksichtigung der Hohlraumaufweitung unter dem Pfahlfuß ist, diesen direkt mit dem zur Expansion des Hohlraums aufgewendeten Druck in Verbindung zu setzen (Bild 2.36).

Von *Randolph et al. (1994)* wurde dafür der folgende Zusammenhang gefunden.

$$q_{b,k} = (1 + \tan \varphi' \cdot \tan \alpha) \cdot p_{lim} \quad (2.83)$$

Es wird hierbei angenommen, dass der Boden unterhalb des Pfahlfußes bis zum kritischen Zustand abschert und somit der Reibungswinkel $\varphi' = \varphi'_k$ gesetzt werden kann. Der Winkel α des Bodenkeils unter dem Pfahlfuß soll mit $(45 + \varphi'_k/2)$ abgeschätzt werden.

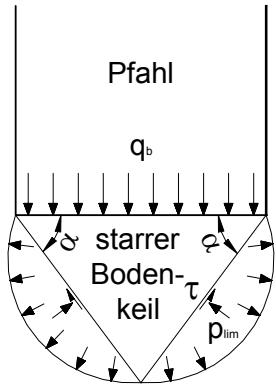


Bild 2.36: Beziehung zwischen dem Grenzdruck der Hohlraumaufweitung p_{lim} und dem Pfahlfußwiderstand, nach *Randolph et al. (1994)*

Ein ähnlich einfacher Zusammenhang wird auch von *Yasufuku/Hyde (1995)* angegeben. Hier kann der Pfahlspitzenwiderstand nach Gleichung (2.84) ermittelt werden.

$$q_{b,k} = \frac{1}{(1 - \sin \varphi')} p_{lim} \quad (2.84)$$

2.4 Numerische Methoden

2.4.1 Allgemeines

Numerische Methoden wie die Finite Elemente Methode (FEM) oder die Randelemente Methode (Boundary Element Method, BEM) haben sich in der Ingenieurpraxis zur Berechnung von komplexen Problemstellungen durchgesetzt. Auch in der Geotechnik wird seit nunmehr fast 30 Jahren zur Untersuchung der Tragfähigkeit und des Widerstands-Setzungs-Verhaltens von Pfählen versucht die Methode der Finiten Elemente anzuwenden. Hierbei wird im einfachsten Fall der Pfahl durch einen Balken nachgebildet und den Elementen lineare bzw. auch

nichtlineare elastische Spannungsdehnungsbeziehungen zugeordnet. Diese Vorgehensweise führt jedoch nur bei ausschließlich horizontal belasteten Pfählen zu brauchbaren Ergebnissen (*Krajewski (1986)*). Komplexere Vorgehensweisen sind für die Berechnung von axial belasteten Pfählen notwendig. Hierbei können für die Berechnung von Pfahlgründungen, welche bei der Einbringung keine zu hohen Veränderungen der Bodeneigenschaften verursachen, (z.B. Bohrpfähle) brauchbare Ergebnisse erzielt werden.

Die Darstellung der treffenden Eigenschaften von Boden- und Grenzflächen für Verdrängungspfähle ist ungleich schwieriger. Durch die Rammung wird der umgebende Boden in radialer Richtung um den Pfahl herum verdichtet und verdrängt und infolgedessen seine Eigenschaften in starkem Maße verändert. Diese Veränderung hat maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit des Pfahls. Die Modellierung des Verdrängungseffektes für die numerische Berechnungen von Verdrängungspfählen ist bislang noch weitgehend ungeklärt. Einige hierzu publizierte Ansätze sind in Abschnitt 2.4.3 kurz vorgestellt.

Auch innerhalb des Pfahls bleiben nach dem Rammvorgang Spannungen zurück, die sich auf das Widerstands-Setzungs-Verhalten des Pfahls auswirken können. Obwohl von *Vesic (1977b)* und *Poulos (1987)*, siehe Bild 2.37, auf die Bedeutung der Restspannungen für das Widerstands-Setzungs-Verhalten von Pfählen hingewiesen wurde, legen die meisten heute verwendeten Methoden einen spannungsfreien Pfahl für die Berechnung zugrunde. Die Vernachlässigung der nach der Pfahlinstallation verbleibenden Spannungen führt nach *Holloway et al. (1978)* zu einer Überschätzung des Mantelwiderstandes, einer Unterschätzung des Spitzewiderstandes und somit zu einer falschen Verteilung der tatsächlichen Widerstandsanteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Auch die in Abschnitt 3.6 beschriebene Konzentration der Mantelreibung im unteren Schaftbereich ist nach *Vesic (1977b)* durch die verbleibenden Spannungen zu erklären.

Eine numerische statische Simulation von *Poulos (1987)* zeigt für die nach der Pfahlinstallation im Pfahl verbleibenden Spannungen, dass

- die verbleibenden Spannungen und Kräfte steigen, wenn die relative Steifigkeit des Pfahls abnimmt,
- mit steigendem Spitzewiderstand auch die maximale verbleibende Kraft zu nimmt,
- der verbleibende Spitzendruck einen erheblichen Anteil des Grenzspitzewiderstandes ausmacht.

In Bezug auf das Widerstands-Setzungs-(Hebungs-)Verhalten konnten aus den Untersuchungen von *Poulos (1987)* folgende Erkenntnisse gewonnen werden.

- Das Auftreten von Restspannungen lässt die Pfahlkopfsteifigkeit bei Druckbelastung ansteigen, bei Zugbelastung wird die Pfahlkopfsteifigkeit gemindert.
- Je größer die Restspannungen sind, desto deutlicher ist ihr Effekt.

Die Vergleichsrechnungen mit Pfählen unterschiedlicher Steifigkeiten in verschiedenen Böden zeigen, dass Pfähle mit geringer Steifigkeit in steifem Ton oder Sand am stärksten durch die Restspannungen beeinflusst werden.

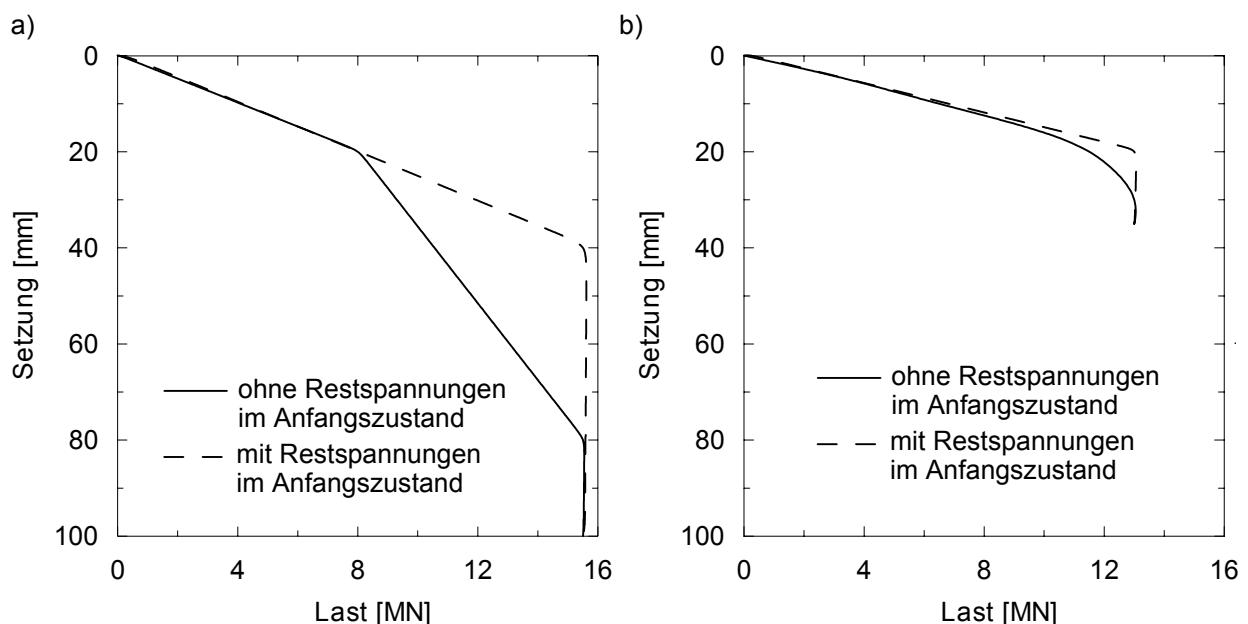


Bild 2.37: Einfluss der Restspannungen auf die Widerstands-Setzungslinie eines Pfahls mit einem Elastizitätsmodul von 25.000 MN/m^2 , nach *Poulos (1987)*
a) in Sand und b) in festem Ton

Verschiedene Möglichkeiten zur numerischen Darstellung der beschriebenen Effekte wurden bereits publiziert, hierbei wird jedoch darauf verwiesen, dass einige Ansätze zwar zufriedenstellende Ergebnisse liefern, aber für eine praktische Anwendung zu aufwendig sind. Im folgenden sollen einige aus der Literatur entnommene Verfahren zur Modellierung des Einbringeffektes, bzw. der im Boden und Pfahl nach der Pfahlinstallation verbleibenden Spannungen dargestellt werden.

2.4.2 Simulation der nach der Installation im Pfahl verbleibenden Spannungen

Mit einer von *Holloway et al. (1978)* entwickelten dynamischen Analyse kann annähernd das Interaktionsverhalten zwischen Pfahl und Boden während der Rammung und der anschließenden Belastung simuliert werden. Hierfür wurde ein auf der Finite-Differenzen-Methode beruhendes Computerprogramm (DUKFOR) entwickelt. In dem Programm DUKFOR wird die Gleichung der eindimensionalen Wellenausbreitung nach *Smith (1960)* mit den statischen Gleichgewichtsbedingungen kombiniert. Der Ansatz der Wellengleichung simuliert die Pfahlrammung, das Ergebnis des vorangegangenen Rammschlags ist der jeweilige Eingangswert für die Simulation des nächsten Schlages. Am Ende des Rammvorgangs ergeben die ermittelten Spannungen den Anfangsspannungszustand im Pfahl-Boden-System. Die statische Gleichgewichtslösung der Pfahlprobobelastung besteht aus der stufenweise an einzelnen Elementen formulierten Gleichgewichtsbedingung. Als Grenzwert des Mantelwiderstandes wird dabei das Mohr Coulomb'sche Bruchkriterium verwendet.

Von *Poulos (1987)* wird vorgeschlagen die Verhältnisse nach der Rammung vereinfachend über eine statische Analyse zu simulieren. Diese Methode stellt eine einfache erste Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse dar. Hierbei wird der Pfahl, der mit seiner endgültigen Einbindelänge in den ungestörten Boden eingebettet ist, bis zum Bruch belastet und anschließend wieder komplett entlastet. Die nach dieser Analyse im Pfahl verbleibenden Spannungen können als gute Annäherung an die Spannungen nach der Pfahlrammung für eine weitere numerische Betrachtung der Tragfähigkeit angenommen werden. Zur Durchführung der Installations- und Belastungsanalyse wurde das Computerprogramm TAPILE entwickelt. Das Programm benötigt für die Berechnungen die folgenden Eingangsgrößen:

- den tiefenabhängigen Verlauf des Steifemoduls E_s und der Poissonzahl ν des Bodens neben und unter dem Pfahl,
- den Verlauf des Grenzmantelwiderstandes entlang des Pfahlschaftes und
- den Grenzspitzenwiderstand des Pfahls.

Da die Poissonzahl keinen nennenswerten Einfluss auf das Berechnungsergebnis hat, wird diese für Pfähle in Sand mit $\nu = 0,3$ und für Pfähle in Ton mit $\nu \sim 0,5$ angenommen. Die Grenzwerte für Mantel- und Spitzenwiderstand werden gewöhnlich auf der Grundlage der totalen Spannungsanalyse (bei Pfählen in Ton, siehe Abschnitt 2.2.2.2) oder der effektiven Spannungsanalyse (siehe Abschnitt 2.3.1) abgeschätzt.

Schwachstelle der von *Holloway et al. (1978)* und *Poulos (1987)* vorgestellten Verfahren zur Ermittlung der verbleibenden Spannungen nach der Pfahlinstallation ist die Notwendigkeit der Eingabe von Grenzwerten für Mantel- und Spitzenwiderstand. Da diese Werte wie bereits beschrieben abhängig von der Größe und Verteilung der zu Beginn der Berechnungen unbekannten Restspannungen im Pfahl-Boden-System sind.

Von *Altaee et al. (1992b)* wird eine numerische Analyse des Einbring- und Belastungsvorgangs eines Betonfertigteilverdrängungspfahls vorgestellt. Die Randbedingungen und Ergebnisse der Versuche an diesem Pfahl sind im Detail bei *Altaee et al. (1992a)* beschrieben. Die Berechnung wird nach der Finite Elemente Methode durchgeführt, das Bodenverhalten wird mit einem plastischen Modell dargestellt. Der kritische Grenzzustand („Critical State“) dient in diesem plastischen Modell als Grenze (Grenzfläche). Eine Bewertung des verwendeten Modellansatzes findet sich bei *Altaee et al. (1992c)*. Die benötigten Modellparameter wurden zum einen aus den in *Altaee et al. (1992a)* angegebenen Drucksondierungen und dem Standard Penetration Test abgeleitet und zum anderen aus eigenen Erfahrungswerten und in der Literatur für vergleichbare Böden dokumentierten Werten abgeschätzt. Die Anfangsspannung im Boden (vor der Pfahleinbringung) wurde über die aus den Versuchen bekannte Lagerungsdichte, den Grundwasserspiegel und K_0 berechnet.

Die vorgestellte Methode unterscheidet zwischen drei Installationsmethoden, eine als Typ A bezeichnete Simulation stellt das Eindrücken eines Pfahles in Sand dar. Die Ermittlung der aus der Installationsmethode entstehenden Spannungen wird hierbei wie folgt durchgeführt. Der Pfahl befindet sich mit seiner vorgesehenen Einbindelänge im ungestörten Boden. Er wird bis zum Bruch belastet und anschließend wieder entlastet. Die nach der kompletten Entlastung im Pfahl verbleibende axiale Spannung wird als Ausgangsspannung (Restspannung) für die Tragfähigkeitsuntersuchung angesetzt.

Bei der Typ B Simulation handelt es sich um einen im Sand eingebetteten Pfahl. Die nach der Installation verbleibende Spannung wird durch ein inkrementelles Aufbauen der Bodenschichten um den Pfahl erzeugt. Die Methoden des Typ A und B sind die am häufigsten in Modellversuchen verwendeten Installationsmethoden.

Als dritte Methode der Einbringung wird der Rammvorgang betrachtet. Es wird die Vorstellung geäußert, dass in direktem Anschluss an den letzten Rammschlag die verbleibende Spannung der Restspannung der Typ A Simulation gleicht. Sofort nach der Rammung beginnt sich der umgebende Boden jedoch von der Störung zu erholen und eine Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden stellt sich ein. Es entstehen somit zusätzliche Spannungen, die zur

Restspannung aus Typ A addiert werden müssen. Der Rammvorgang kann daher als eine Kombination der Typen A und B gesehen werden, wobei die Typ B Simulation als Ausgangswert das Endresultat der Typ A Simulation verwendet.

Das Pfahl-Boden-System wurde von *Altaee et al. (1992b)* axialsymmetrisch abgebildet, aus diesem Grund war es notwendig den eigentlich rechteckigen Pfahl als runden Pfahl abzubilden. Da es geometrisch nicht möglich ist in der axialsymmetrischen Abbildung gleichzeitig die beim rechteckigen Pfahl vorhandene Fuß- und Mantelfläche darzustellen, wurden drei Fälle betrachtet. Die Fälle wurden wie folgt ausgewählt:

- | | | |
|-----|--|---|
| 1.) | $A_{b, FEM}$ um 27,3 % größer als $A_{b, in situ}$ | $A_{s, FEM} = A_{s, in situ}$ |
| 2.) | $A_{b, FEM} = A_{b, in situ}$ | $A_{s, FEM}$ um 11,4 % kleiner als $A_{s, in situ}$ |
| 3.) | $A_{b, FEM}$ um 11,7 % größer als $A_{b, in situ}$ | $A_{s, FEM}$ um 6,4 % kleiner als $A_{s, in situ}$ |

Nach *Altaee et al. (1992b)* erfordert die Verwendung eines rotationssymmetrischen Rechen-systems eine Anpassung der Ergebnisse an die in situ Verhältnisse. Die Ergebnisse der Finite Elemente Analyse für Grenzmantel- und Grenzspitzenwiderstand wurden daher als Funktionen der Mantel- bzw. Fußfläche dargestellt.

2.4.3 Simulation der durch die Pfahlrammung gestörten Bodenzonen

Die aus der Pfahlrammung resultierenden Spannungen und Porenwasserdrücke im umgebenden Boden können nach *Desai (1978)* auf Grundlage der Theorie der Hohlraumaufweitung abgeschätzt werden. Die Ergebnisse dieser Prognose werden als Anfangszustand für die FE Simulation des Widerstands-Setzungs-Verhaltens verwendet.

Nach *Desai (1978)* erzeugt die Pfahlrammung im Boden verschiedene Spannungs- und Porenwasserdruckzustände. Direkt am Pfahl ist das Bodenmaterial nahe dem Bruch- bzw. Versagenszustand (Zone I). Neben dieser Zone existiert ein bis zum Abstand r_0 von der Pfahlachse reichender Bereich, in dem sich der Boden im Zustand des plastischen Fließens befindet (Zone II). Jenseits der Grenze r_0 befindet sich der Boden im elastischen Zustand (Zone III).

Als Vereinfachung für die Theorie der Hohlraumaufweitung wird angenommen, dass anstelle einer allmählichen Aufweitung des Hohlraums, der zylinderförmige Hohlraum (Volumen des vollständig installierten Verdrängungspfahls) in einem Schritt ausgedehnt wird (Bild 2.38). Außerdem wird angenommen, dass der Hauptanteil der Verformungen in der horizontalen

Ebene stattfindet, was für die Bereiche am Pfahlkopf und der Pfahlspitze zwar nicht zutreffend ist, aber nach *Desai (1978)* für lange Pfähle trotzdem zu realistischen Lösungen führt.

Desai (1978) stellt in seiner Arbeit Gleichungen zur Abschätzung der totalen Spannungsänderung ($\Delta\sigma_{rr}$, $\Delta\sigma_{\theta\theta}$, $\Delta\sigma_{zz}$ und $\Delta\tau_{rz}$) und der Änderung des Porenwasserdrucks (Δp) im elastischen (Zone III) und plastischen Bereich (Zone II), sowie eine Gleichung zur Prognose der Größe der plastischen Zone (r_0) vor.

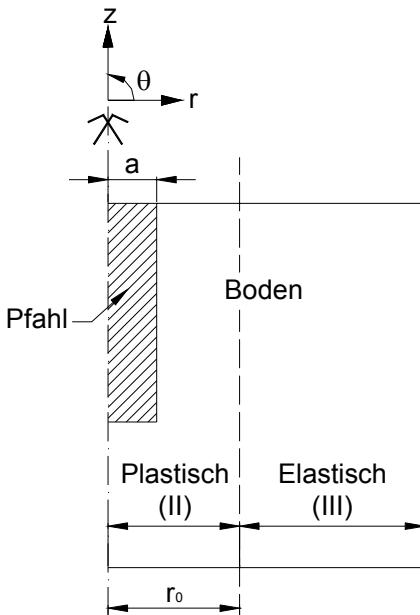


Bild 2.38: Simulation der Pfahlrammung durch Hohlraumaufweitung, nach *Desai (1978)*

2.5 Zusammenfassende Bewertung

Die vorangegangenen Ausführungen über den Kenntnisstand zur Tragfähigkeitsvorhersage von Verdrängungspfählen zeigen deutlich, dass bereits eine Vielzahl von Methoden zur Tragfähigkeitsprognose existiert. Es ist jedoch zu bemerken, dass sich die Mehrheit der Methoden auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit des Pfahls beschränkt, eine Prognose des Widerstands-Setzungs-Verhaltens ist in den wenigsten Fällen möglich.

Die dargestellten Ansätze zur numerischen Modellierung von Verdrängungspfählen sind i.d.R. für eine baupraktische Anwendung noch nicht geeignet.

Ein Vergleich der verschiedenen Ansätze zur Prognose der Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit an fiktiven Beispielen hat gezeigt, dass für empirische und erdstatische Verfahren ein großer Bereich existiert, in welchem die vorgestellten Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand liegen. Bei den empirischen Verfahren zur Ermittlung des Spitzenwider-

standes existiert eine bis zu 20 %ige Differenz zwischen den einzelnen Ansätzen (vgl. Bild 2.7, Bild 2.12 und Bild 2.20). Die Unterschiede in der Mantelreibung liegen bei bis zu 45 % (Bild 2.9, Bild 2.13 und Bild 2.20). Erdstatische Ansätze geben Spitzenwiderstandswerte mit Abweichungen von bis zu 25 %, bzw. Mantelreibungswerte mit Differenzen von bis zu 20 % an (vgl. Bild 2.25, Bild 2.34).

Woher die Differenzen zwischen den einzelnen Verfahren resultieren und welche Verfahren brauchbare Ergebnisse liefern, ist ohne einen Vergleich zwischen den ermittelten Pfahlwiderständen und den Ergebnissen von Probobelastungen nicht möglich. Offensichtlich ist jedoch, dass unter den vorgestellten Ansätzen keine einheitliche Vorstellung zur Aufteilung des Gesamtwiderstandes in die Komponenten Spitzen- und Mantelwiderstand existiert. Vergleicht man als Beispiel die Werte für Spitzenwiderstand und Mantelreibung von *Holeyman et al. (1997)* und *DIN 1054:2003-01*, ergibt sich z.B. für Verdrängungspfähle in homogenen nicht-bindigen Böden ($q_c = 15 \text{ kN/m}^2$) mit einem Verhältnis Einbindelänge zu Pfahldurchmesser von $d/D = 37,77$ nach beiden Verfahren der gleiche Gesamtwiderstand. Die Aufteilung des Gesamtwiderstandes in die Komponenten Mantelreibung und Spitzenwiderstand ist jedoch bei beiden Verfahren grundverschieden. Für das genannte Beispiel wird nach *Holeyman et al. (1997)* 44,5 % der eingeleiteten Last über die Mantelreibung und 55,5 % über den Spitzenwiderstand abgetragen. Im Gegensatz dazu hat der Spitzenwiderstand nach *DIN 1054:2003-01* einen Anteil von lediglich 19,1 % am Gesamtwiderstand. Der Hauptanteil (80,9 %) des Gesamtwiderstandes resultieren hier aus der Mantelreibung.

In Abschnitt 4 sind verschiedene empirische und erdstatiche Verfahren in Vergleichsrechnungen mit in situ Probobelastungen auf ihre Zuverlässigkeit in Bezug auf die Vorhersage des Gesamtwiderstandes überprüft worden.

3 Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen

3.1 Allgemeines

Im vorangegangenen Abschnitt wurden verschiedene aus der Literatur bekannte Berechnungsverfahren zur Vorhersage der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen vorgestellt. Die grundlegenden Einflüsse, wie z.B. das Pfahlmaterial und der anstehende Boden werden innerhalb der vorgestellten Verfahren berücksichtigt. Einige Verfahren berücksichtigen weitere Faktoren, welche das Tragverhalten der Verdrängungspfähle beeinflussen können. Im folgenden Abschnitt sollen bekannte Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen dargestellt und diskutiert werden.

3.2 Pfahltyp und Pfahlabmessungen

Unter den Begriff Verdrängungspfähle fallen einige grundlegend verschiedene Pfahltypen, die jeder durch seine Eigenschaften (z.B. Form) Einfluss auf die Tragfähigkeit nimmt. Vorgefertigte Verdrängungspfähle aus Stahl- und Spannbeton erzeugen, durch ihre massiven kreis- oder rechteckförmigen Querschnitte eine sehr hohe Bodenverdrängung und verändern somit in höherem Maße die Eigenschaften des umgebenden Bodens, als es z.B. offene Stahlrohrpfähle oder Stahlträgerprofile während des Rammvorgangs tun.

Vergleicht man die Verdrängungsbereiche quadratischer und runder Pfahlquerschnitte, so ist nach *Rodatz (1993)* festzustellen, dass sich diese unterschiedlich stark ausbilden. Bei quadratischen Pfählen entsteht keine gleichmäßige Radialspannungsverteilung entlang der abgewinkelten Mantelfläche, wie es bei runden Querschnitten der Fall ist.

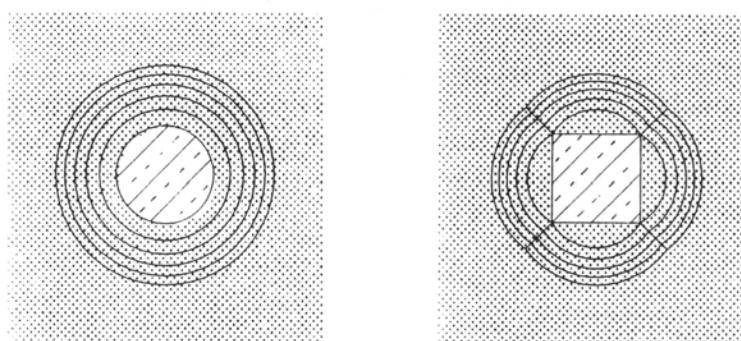


Bild 3.1: Qualitative Bereiche der Bodenverdrängung um einen runden und um einen quadratischen Pfahlquerschnitt, nach *Rodatz (1993)*

Lange Stahlrohrpfähle werden üblicherweise zur besseren Rammbarkeit ohne Fußplatte ausgeführt. Der Boden dringt während des Einbringvorgangs zu einem gewissen Teil in das Stahlrohr ein, dies wird als Ppropfenbildung bezeichnet. Je nach Durchmesser des Pfahls und Eigenschaften des anstehenden Bodens bildet sich ein fester oder weniger fester Bodenppropfen aus, der je nach dem mehr oder weniger Spitzendruck aufnehmen kann. Neben dem höheren Spitzenwiderstand ist es bei einem festen Bodenppropfen möglich, dass sich im Rohr zwischen dem Ppropfen und der Innenwandung ein zusätzlicher Widerstandsanteil aus Mantelreibung bildet.

Von *Klos/Tejchman (1981a)* wurde in Modell- und *in situ* Versuchen die Ppropfenbildung in offenen Stahlrohrpfählen untersucht. Hierbei konnte beobachtet werden, dass die Ppropfenbildung zu einer Reduktion des Mantelwiderstandes im Vergleich zu geschlossenen Pfählen führt. Der Bodenppropfen im Pfahlinneren entsteht im günstigsten Fall in den folgenden drei Phasen:

- 1.) Der Boden füllt das Rohr ohne sich zu verdichten, zu Beginn tritt sogar eine Auflockerung ein. In dieser Phase trägt der Pfahl seine Last ausschließlich über den Mantelwiderstand ab.
- 2.) Der Boden im Rohr verdichtet sich allmählich und erreicht seine maximale Verdichtung. Der Ppropfen beginnt einen Teil der Last zu übernehmen, es entstehen Spannungen im Ppropfen, die den Spannungen unter einem Vollquerschnittpfahl auf gleicher Rammtiefe entsprechen.
- 3.) Der Boden an der Pfahlspitze erreicht seine maximale Verdichtung, wobei sich unter dem Pfahl ein starrer Bodenkeil formt. Der Spitzenwiderstand gleicht nun dem eines Vollquerschnittes. Das Erreichen der maximalen Verdichtung ist jedoch mit einer spezifischen Tiefe ($\sim 17 \cdot D$) verbunden.

In den Phasen 1 und 2 wird die Ppropfenbildung durch die Rammtiefe und den Sättigungsgrad des Bodens beeinflusst, erst in der dritten Phase ist der weitere Zuwachs des Bodenppropfens vom Durchmesser abhängig. Unter Berücksichtigung der beschriebenen Einflüsse wird von *Klos/Tejchman (1981a), (1981b)* ein Vorschlag für die Bemessung offener Stahlrohrpfähle gegeben.

Um eine Ppropfenbildung bei Großrohrrammpfählen sicherzustellen, sind nach *Uhlen-dorf/Lerch (1989)* konstruktive Maßnahmen in Form von Fußauskreuzungen oder Flügeln, wie sie auch z.B. in *DIN 4026 (1975)* erläutert sind, am Pfahlfuß anzuordnen. Eine Auswer-tung verschiedener Unterlagen von Großrohrrammpfählen ergab die in Bild 3.2 angegebenen

Grenzwerte für die Abmessungen von Fußausbildungen. Nur in Ausnahmefällen (z.B. bei besonders dicht gelagerten Böden) soll auf eine Auskreuzung verzichtet werden.

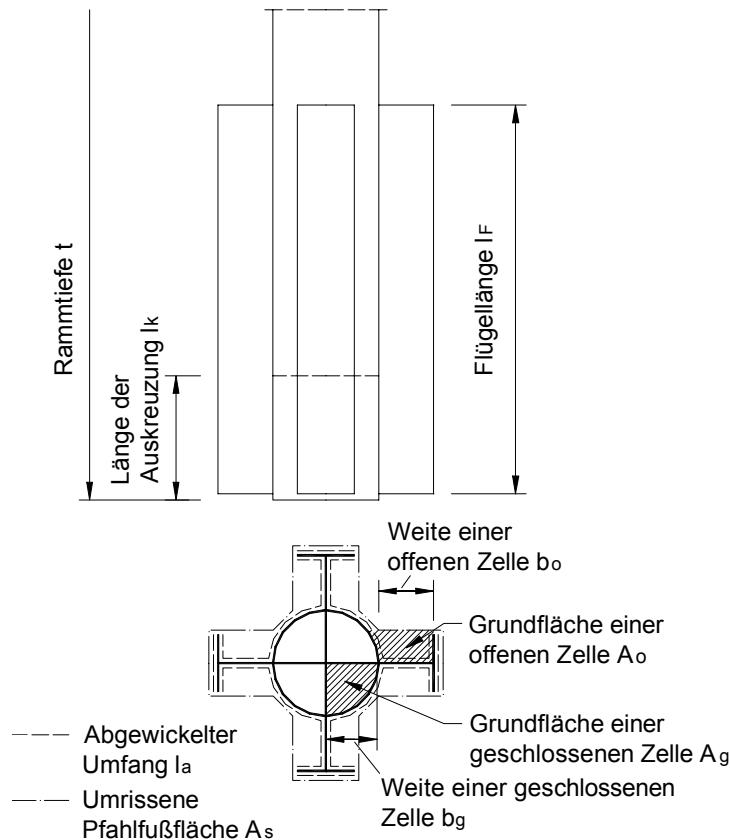


Tabelle 3.1:

Empfohlene Grenzwerte
für die Abmessungen
der Fußausbildung

$A_o = 0,05 \div 0,1 \text{ m}^2$
$b_o = 0,3 \div 0,4 \text{ m}^2$
$A_g = 0,1 \div 0,2 \text{ m}^2$
$b_g = 0,2 \div 0,4 \text{ m}$
$l_k = 0,5 \div 2,5 \text{ m}$
$l_F = i.M. 10 b_o$

Bild 3.2: Definition der Abmessungen für Pfähle mit Fußausbildung, nach Uhlen-dorf/Lerch (1989)

Von Meek (1995) wird eine konträre Meinung zur Fußausbildung offener Stahlrohrpfähle vertreten. Als Nachteile einer Fußauskreuzung werden die folgenden Aspekte angeführt.

- 1) Die leichtere Rammbarkeit offener Stahlrohrpfähle wird durch das Auskreuzen des Fußes eingeschränkt.
- 2) Treten Hindernisse im Boden während der Rammung auf (z.B. größere Steine), ist ein Ausgreifen und Bergen des Hindernisses nicht möglich.
- 3) Durch das Einschweißen einer Fußausbildung entstehen Kosten welche die Ersparnisse aufgrund der eingesparten Pfahllänge übersteigen können.

Untersuchungen von Paikowsky (1990a) zeigen, dass der Mechanismus der Pflropfenbildung auf eine Gewölbebildung des Bodens im Inneren des Pfahls zurückzuführen ist. Die Gewölbebildung basiert auf der Umorientierung der granulösen Bodenpartikel, die sich entlang der

bogenförmig verlaufenden Hauptspannungstrajektorien ausrichten. Wird die Tragfähigkeit des Gewölbes überschritten, versagt der Bogen und neuer Boden kann in den Pfahl eindringen bis sich eine neuen Gewölbe gebildet hat. *Paikowsky (1990a)* sieht seine Theorie durch die folgenden Beobachtungen bestätigt:

- Abrupte Veränderungen in der Rammenergie deuten auf das Ausbilden, das Versagen und die Neuformation der Bögen hin.
- Innerhalb des Bodenpfropfens folgen dichte auf weniger dichte Bodenschichten. Dies ist ein Hinweis auf das alternierende Verdichten des Bodens während der Bogenbildung und des Eindringens von loserem Boden während der weiteren Eindringung.

In *Paikowsky (1990b)* werden weiterführende Untersuchungen zum Einfluss der Pfropfenbildung auf das Pfahlverhalten dargestellt. Der Einfluss der Pfropfenbildung auf die statische Gesamttragfähigkeit, die zeitabhängige Tragfähigkeit und das dynamische Verhalten des Pfahles werden hier betrachtet.

Auf Grundlage der Silodrucktheorie wird von *Meek (1995)* die These aufgestellt, dass für die Größe des Spitzewiderstandes die dimensionslose Schlankheit h/D_s verantwortlich ist. Der maximale Spitzewiderstand tritt auf, wenn die Pfropfhöhe nach Gleichung (3.1) eingehalten wird.

$$h = D_s \cdot \ln\left(\frac{q_b}{\gamma \cdot D_s}\right) \quad (3.1)$$

h Höhe des Bodenpfropfens im Pfahlinneren

q_b maximal möglicher Spitzewiderstand

Von *Murff et al. (1990)* wird ein ähnliches vereinfachendes Modell zur Berechnung des Spitzewiderstandes von offenen Stahlrohrpfählen vorgestellt.

Bei Stahlträgerprofilpfählen oder Pfählen aus Spundwandprofilen wird i.A. davon ausgegangen, dass als Mantelreibungsfläche die gesamte mit dem Boden im Kontakt stehende Pfahlfläche wirkt und somit die Abwicklung des Profils zur Berechnung des Mantelwiderstandes angesetzt werden kann. Je nach Profilabmessungen und Bodenart können jedoch auch hier Abweichungen zwischen Abwicklung und Mantelreibungsfläche auftreten. Die Abmessungen der Stahlträgerprofilpfähle beeinflussen wie bei Stahlrohrpfählen die Pfropfenbildung am Pfahlfuß.

Die Rauigkeit der Pfahloberfläche beeinflusst den Verbundparameter δ zwischen Pfahl und Boden und hat somit einen entscheidenden Einfluss auf die Größe der Pfahlmantelreibung.

Eine Erhöhung der Einbindetiefe von Verdrängungspfählen bedingt zum einen eine Vergrößerung der Mantelreibungsfläche und somit eine Erhöhung des Grenzmantelwiderstandes. Zum anderen wird von einigen Autoren, z.B. *Berezantzev et al. (1961)*, *Budhu (2000)*, *Coyle/Castello (1981)*, *Fleming et al. (1992)*, *Kempfert (2001)*, *Meyerhof (1976)*, *Prakash/Sharma (1989)*, die Vorstellung einer Tiefenabhängigkeit des Spitzenwiderstandes, wie in Bild 3.3 dargestellt, vertreten. Es wird davon ausgegangen, dass ab einer sogenannten kritischen Tiefe keine Zunahme des Spitzenwiderstandes zu verzeichnen ist. Die Tiefenabhängigkeit wird i.A. über das Verhältnis Einbindelänge zu Pfahldurchmesser dargestellt. Als Richtwert für die kritische Tiefe wird häufig das Verhältnis $(d/D)_{crit} \approx 15$ angenommen.

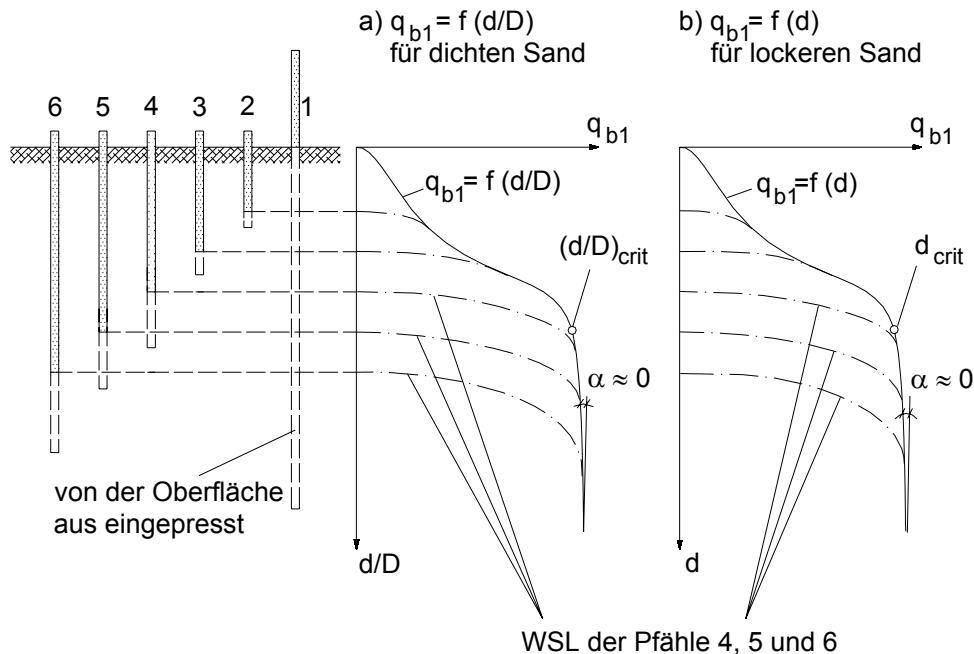


Bild 3.3: Pfahlspitzenwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Einbindetiefe, nach *Kempfert (2001)*

3.3 Methode der Pfahlinstallation

Fertigpfähle werden entweder durch Rammen oder durch Rütteln (Vibration) in den Baugrund eingebbracht. Dieser Prozess kann durch Spülhilfen unterstützt werden, hierbei werden Spüllanzen bis in die Nähe des Pfahlfußes gebracht und mit etwa 4 bis 6 bar Druckwasser eingeleitet. Es ist zu beachten, dass die Spülhilfen die Pfahltragfähigkeit herabsetzen können, da

der Boden durch das zugeführte Wasser reduzierte Festigkeitseigenschaften aufweist. DIN 4026 (1975) empfiehlt daher, das Spülen so rechtzeitig vor Erreichen der Solltiefe einzustellen, dass keine Auflockerung in den tragfähigen Bodenschichten unter dem Pfahlfuß entsteht.

Je nach Pfahlart und Rammeigenschaft des Untergrundes kommen verschiedene Ramm- und Vibrationsbäre zum Einsatz (Freifallbäre, Dieselbäre, Schnellschlagbäre, Vibrationsbäre, Hydraulikbäre). Die Auswahl des geeigneten Rammgerätes erfolgt unter Berücksichtigung des Pfahltyps, der Eigenlast, des Baustoffes, sowie des Baugrundes. Ein Überblick über die verschiedenen Rammgeräte und Einbauverfahren bietet Drees (2001).

Die Pfahlinstallation bewirkt eine Veränderung der Bodeneigenschaften gegenüber dem Primärzustand. Der Spannungszustand des Bodens, sowie die Dichte werden in schwer erfassbarer Weise verändert.

Vergleichende Untersuchungen an eingerammten bzw. einvibrierten Spundwänden von Borel et al. (2002) haben gezeigt, dass die vertikale Tragfähigkeit von Vibrationspfählen deutlich geringer ist als die von gerammten Pfählen. In Mergel erreichen Vibrationspfähle nur etwa 25% des Spitzenwiderstandes vergleichbarer gerammter Verdrängungspfähle. Die Mantelreibung von Vibrationspfählen im Vergleich zu gerammten Pfählen ist in Mergel etwa um 15%, in dichtem Kies um etwa 25% geringer.

Auch Hartung (1994) konnte bei Untersuchungen in Sand feststellen, dass einvibrierte Verdrängungspfähle nur ca. 60 – 70% der Tragfähigkeit vergleichbarer gerammter Pfähle aktivieren. Wird jedoch die Vibrationsfrequenz (üblicherweise $\approx 40 \text{ Hz} - 50 \text{ Hz}$) der Resonanzfrequenz des Boden-Pfahl-Systems (bei Sand $\approx 20 \text{ Hz} - 30 \text{ Hz}$) angepasst oder nach dem Abteufen des Pfahls mit dieser Resonanzfrequenz nachverdichtet, erreichen die Pfähle eine ca. 25 – 30% höhere Tragfähigkeit als vergleichbare gerammte Pfähle. In Bezug auf die gerammten Verdrängungspfähle konnte in den Modellversuchen kein Einfluss der Fallhöhe des Rammbär auf die Tragfähigkeit festgestellt werden. Es zeigte sich jedoch, dass das Rammgewicht und vor allem das Rammfutter die Tragfähigkeit beeinflussen.

DIN 4026 (1975) gibt an, dass das Verhältnis Bärgewicht zu Pfahlgewicht mit 1:1 bis 2:1 besonders günstig für die Rammung des Pfahles ist. Die Untersuchung von Hartung (1994) bestätigt dieses auch in Bezug auf die Tragfähigkeit. Mit Gewichtsverhältnissen von 0,42:1 bzw. 0,5:1 konnte nur eine um 25% niedrigere Tragfähigkeit erreicht werden, als bei einem Gewichtsverhältnis von 0,84:1 bzw. 1:1, siehe Bild 3.4.

Neben dem Einfluss des Verhältnisses von Bärgewicht zu Pfahlgewicht, verdeutlicht Bild 3.4 den Einfluss des Rammfutters auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen. Es konnte festgestellt werden, dass das Gummifutter die Tragfähigkeit um bis zu 30 – 50% gegenüber dem härteren PE-Futter erhöht. Der Spitzenwert des Rammschlags wird durch das weichere Gummifutter gedämpft, gespeichert und anschließend über einen längeren Zeitraum in den Pfahl weitergeleitet. Hierbei erhöht sich die Anzahl der zum Einbringen des Pfahls notwenigen Rammschläge um ca. 30 – 65%. Ob diese Faktoren eine Intensivierung des Verdichtungseffektes entlang des Pfahlmantel und eine damit zusammenhängende Steigerung des Mantelwiderstandes verursachen, bleibt offen.

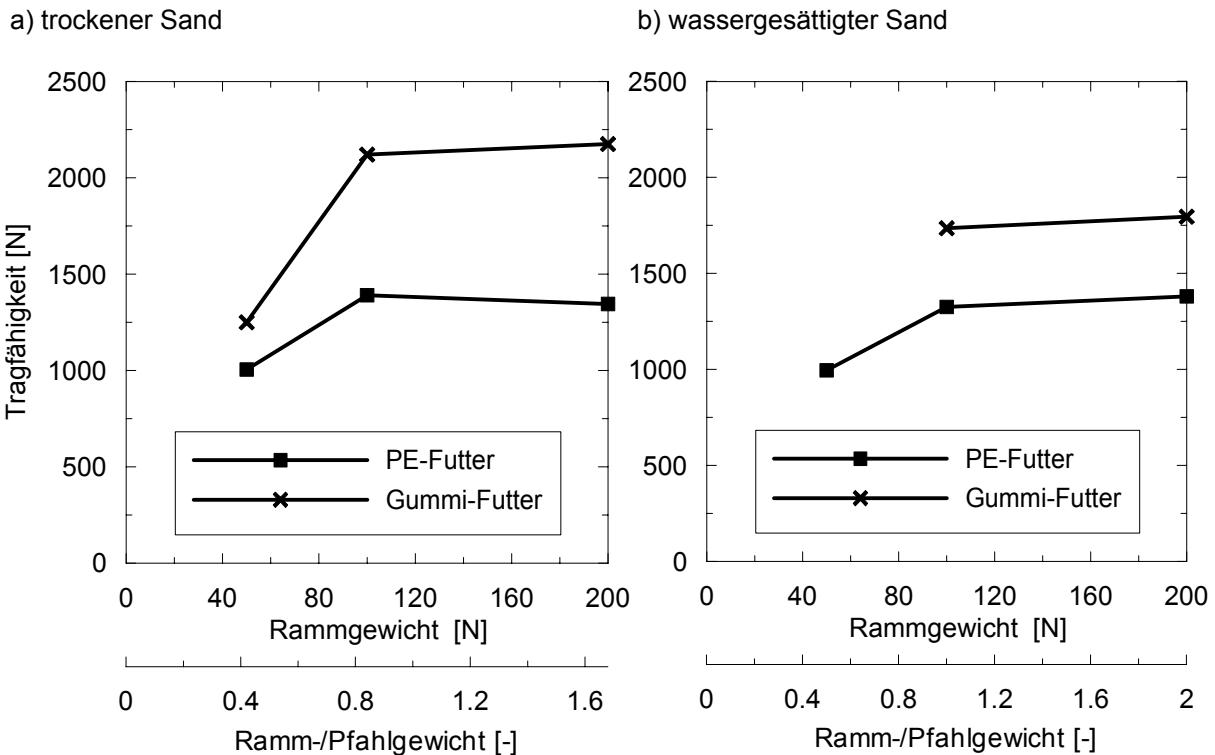


Bild 3.4: Einfluss des Rammgewichtes auf die Tragfähigkeit des Verdrängungspfahls, nach Hartung (1994)

Von Wienholz (1998) wurde der Einfluss des Einbringvorgangs von gerammten und vibrierten Verdrängungspfählen in Sand mit besonderer Berücksichtigung des Energieeintrags in den Pfahl, des Verlaufs im Pfahl und des Übergangs in den Boden untersucht. Entscheidender Faktor für die Energieaufnahme des Pfahls, und die Übertragung der Energie in den Boden ist die Impedanz des Pfahls. Diese ist für einen Pfahl mit gleichbleibendem Querschnitt und konstantem Material definiert als:

$$I = (E \cdot A)/c \quad (3.2)$$

-
- E Elastizitätsmodul
 - A Pfahlquerschnittsfläche
 - c Wellengeschwindigkeit

In den Versuchen konnte beobachtet werden, dass Pfähle in mitteldichtem Sand mit geringerer Impedanz eine höhere Tragfähigkeit erzielen, als Pfähle mit hoher Impedanz. Bei lockerer Lagerungsdichte konnten keine Unterschiede festgestellt werden. Es ist jedoch zu erwähnen, dass bei einer geringen Impedanz mehr Energie in den Pfahl eingeleitet werden muss um ihn in den Boden einzurammen. Dies bedeutet, dass in Bezug auf die Effektivität des Rammvorgangs ein Pfahl mit größerer Impedanz wirtschaftlicher ist. Die Tragfähigkeitserhöhung bei Pfählen mit geringer Impedanz resultiert nach *Wienholz (1998)* aus der längeren horizontalen Schwingdauer beim Rammvorgang, durch die es zu einer stärkeren Umlagerung des Sandes kommt.

Von *Kraft (1990)* wurde in Bezug auf die Anwendbarkeit von Drucksondierergebnissen (CPT) zur Vorhersage der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen geäußert, dass die Drucksonde mit einer um ein Vielfaches größeren Eindringgeschwindigkeit in den Boden gedrückt wird, als es beim Verdrängungspfahl der Fall ist, siehe Abschnitt 2.2.1.1. Basierend auf dieser Erkenntnis wurde von *Klotz (2000)* die These aufgestellt, dass die Eindringgeschwindigkeit des Pfahls beim Rammvorgang auch Einfluss auf die Tragfähigkeit des Pfahls nehmen könnte.

3.4 Bodenart

Die anstehende Bodenart ist bekanntlich einer der wesentlichen Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit von Pfählen. In nichtbindigen Böden können in der Regel im Vergleich zu bindigen Böden höhere Spitzenwiderstände erzielt werden. Bindige Böden hingegen können unter Umständen durch ihre stärker adhäsiven Eigenschaften einen besseren Verbund mit der Pfahloberfläche erreichen und somit eine höhere Mantelreibung erzielen.

Von *Kishida/Uesugi (1987)* wurde gezeigt, dass die Partikelgröße bei nichtbindigen Böden einen direkten Einfluss auf den Verbundparameter δ zwischen Pfahl und Boden hat.

3.5 Primärspannungszustand des Bodens

Die Belastungsgeschichte des Baugrundes hat ebenfalls einen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen.

Die in Abschnitt 2.3 vorgestellten erdstatischen Berechnungsverfahren gehen für nichtbindige Böden überwiegend von einer Korrelation zwischen der Pfahltragfähigkeit und der Lagerungsdichte aus. Von *Jovicic/Coop (1997)* wurden Sande unterschiedlicher Mineralogie und Korngröße untersucht und herausgefunden, dass der Spannungszustand und die in situ Porenzahl das Bodenverhalten bestimmen und daher ebenfalls Einfluss auf die Tragfähigkeit der Pfahlgründung haben.

Anhand von Zentrifugenversuchen mit Verdrängungspfählen in verschiedenen Sanden wurde von *Klotz (2000), (2001)* der in Bild 3.5 dargestellte linearere Zusammenhang zwischen dem Spannungsverhältnis σ'_m / σ'_{cs} und den Tragfähigkeitsfaktoren N_q und β abgeleitet. Hierbei ist σ'_m die mittlere effektive Spannung im Boden vor der Pfahlinstallation und σ'_{cs} die äquivalente mittlere effektive Spannung bei gegenwärtigem spezifischen Volumen im Critical State.

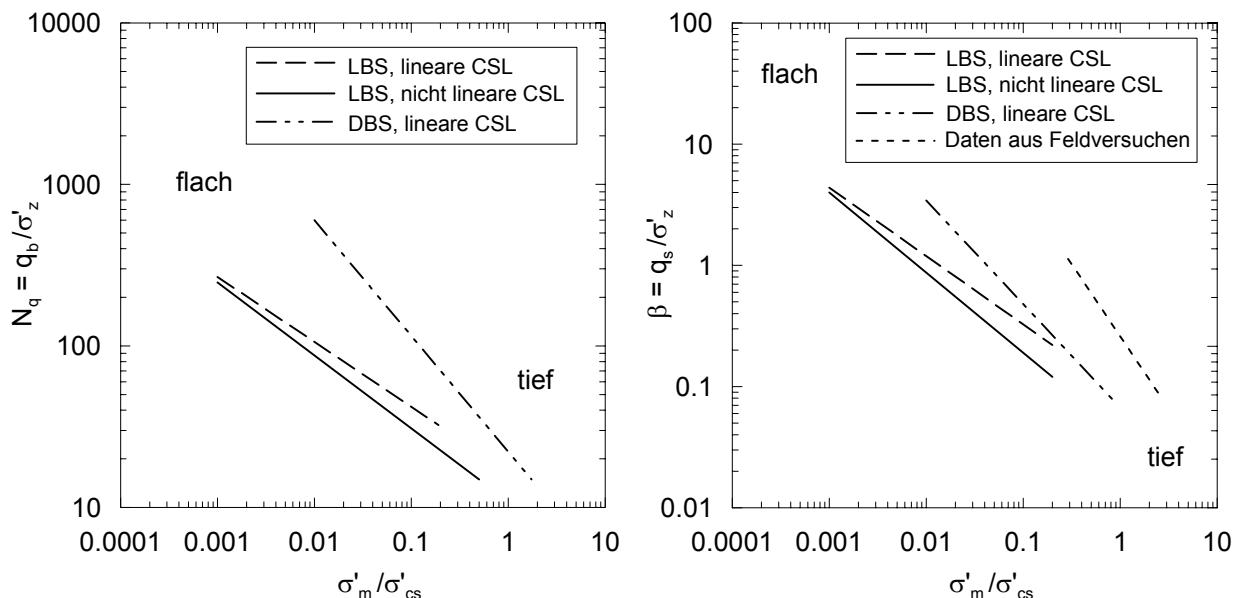


Bild 3.5: Zusammenhang zwischen den Tragfähigkeitsfaktoren N_q und β und dem Spannungsverhältnis σ'_m / σ'_{cs} für Zentrifugenversuche in Leighton Buzzard (LBS) und Dogs Bay Sand (DBS), nach *Klotz (2000)*

Verfahren zur Ermittlung des Pfahlwiderstandes anhand von Ramm- oder Drucksondierergebnissen berücksichtigen zwar nur bedingt den Einfluss der Pfahlinstallation, jedoch wird

der Primärspannungszustand des Bodens vor der Pfahlinstallation mit diesen Verfahren erfasst.

Für bindige Böden wurde in Abschnitt 2.2.2.2 der Ansatz von *Fleming et al. (1992)* zur Ermittlung des Parameters α_s für die Ermittlung des Mantelwiderstandes auf Grundlage der Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u vorgestellt. Dieses Verfahren berücksichtigt neben dem Überkonsolidierungsgrad (OCR) die Belastungsgeschichte des Bodens.

3.6 Interaktion zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Im Allgemeinen setzen die Verfahren zur Tragfähigkeitermittlung von Verdrängungspfählen vereinfachend einen linearen Verlauf des Mantelwiderstand am Pfahlschaft voraus. Untersuchungen z.B. von *Vesic (1975)* zeigen jedoch, dass die Mantelreibung am Pfahlschaft parabelförmig verläuft (Bild 3.6).

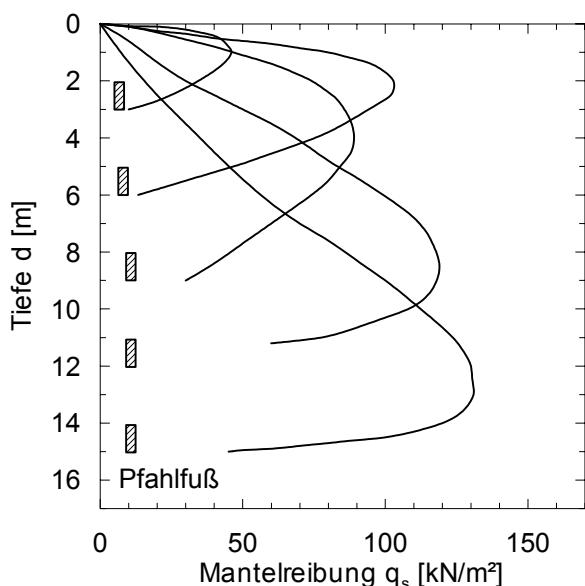


Bild 3.6: Gemessene Mantelreibung an Verdrängungspfählen in Sand, nach *Vesic (1975)*

In der Literatur existieren verschiedene Vorstellungen zur Interaktion zwischen dem Spitzenwiderstand R_b und der Mantelreibung R_s im Bereich der Pfahlspitze. Von *Linder (1977)* wurden Modellversuche durchgeführt, welche zu den in Bild 3.7, Bild 3.8 und Bild 3.10 dargestellten Zusammenhängen führen. Während des Eindringvorganges des Pfahls können drei Phasen der Interaktion zwischen Mantel- und Spitzenwiderstand beobachtet werden (Bild 3.7). In der ersten Phase bildet sich unterhalb des Pfahlfußes ein sogenannter „Kern“, hierbei handelt es sich um eine von den Rändern der Pfahlspitze ausgehende gewölbeartige Spitze

verdichteten Bodens, die mit dem Pfahl gemeinsam in den folgenden Phasen in den Boden eindringt.

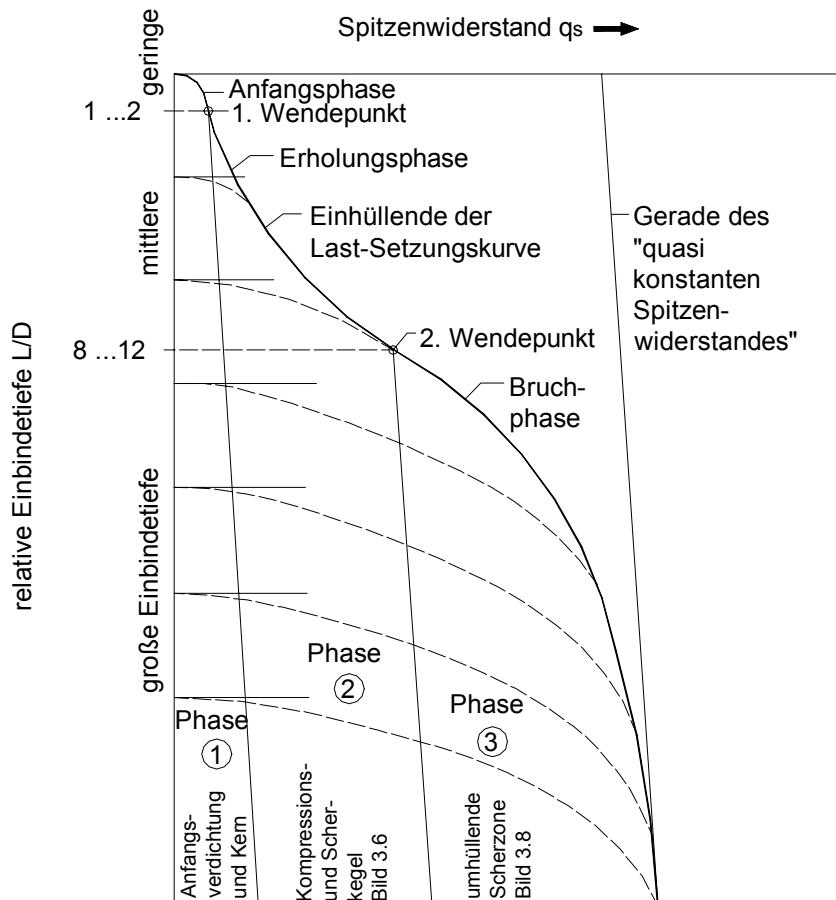


Bild 3.7:

Phasen bei der Eindringung eines Pfahles in dicht gelagertem Sand, nach Linder (1977)

Im Anschluss an die erste Phase mit starken Setzungsbeträgen beginnt eine „Erholungsphase“, hier steigen die Setzungen lediglich unterproportional mit der Sohlspannung an. Der entstehende Kompressions- und Scher- (Auflockerungs-) Bereich ist für dieses veränderte Verhalten verantwortlich (Bild 3.8). Durch Kornbruch kommt es zu einer starken Verdichtung und Komprimierung des Bodens unterhalb des Pfahlfußes. Die durch den Spitzendruck verursachte Auflockerung erzeugt einen Scherbereich neben dem Pfahlfuß, der zu reduzierten Radialspannungen am Pfahlschaft führt. Es wird davon ausgegangen, dass sich in dem von der Auflockerung betroffenen Schaftbereich eine Gewölbewirkung im Boden einstellt. Ein ähnliches Modell wird auch von Kempfert (2001) vorgestellt (Bild 3.9). Es wird hierbei davon ausgängen, dass die Pfahlbelastung eine Bodenverspannung als Wechselwirkung zwischen Spitzenwiderstand und Mantelreibung bewirkt. Es entsteht eine Zusammendrückung des Bodens unterhalb des Pfahlfußes, die auch als Falltüreffekt (Vesic (1975)) bezeichnet wird. Durch das Nachsacken des Bodens in den unter der Pfahlspitze entstehenden Hohlraum bilden sich im den Pfahlschaft umschließenden Boden Gewölbe bzw. Gewölbeglocken.

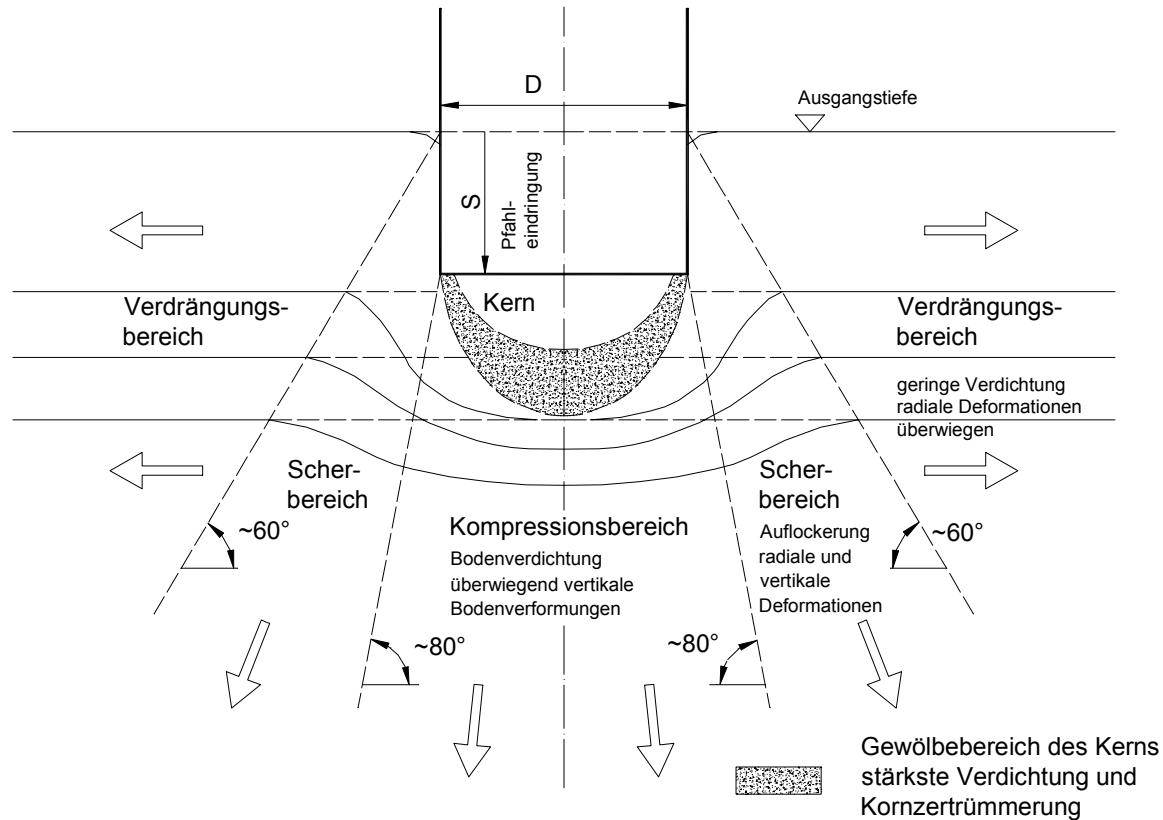


Bild 3.8: Deformation und Dichteänderung in dichtem Sand bei der Pfahleindringung $s < D$, Phase 2, nach Linder (1977)

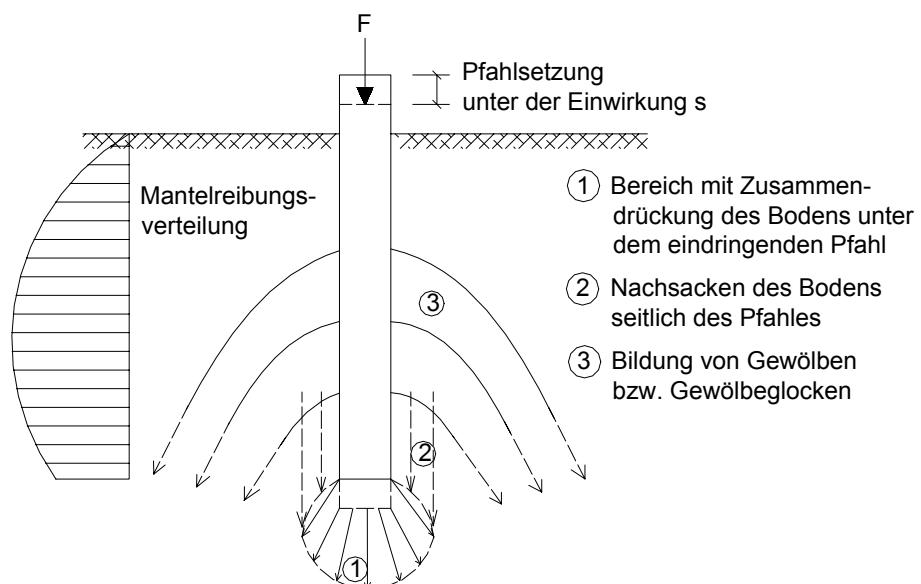


Bild 3.9: Analogie von Spitzenwiderstand und Mantelreibung zum Falltür- und Gewölbemodell, nach Kempfert (2001)

Ab einer relativen Einbindetiefe von $L/D = 8 \div 12$ befindet sich der Pfahl in der dritten Phase (Bild 3.10). Hierbei handelt es sich um die eigentliche Bruchphase. Die Setzungen nehmen stark zu, die in Bild 3.7 dargestellte Kurve nähert sich asymptotisch einer sehr steil verlaufenden Geraden, die das endgültige Versagen kennzeichnet.

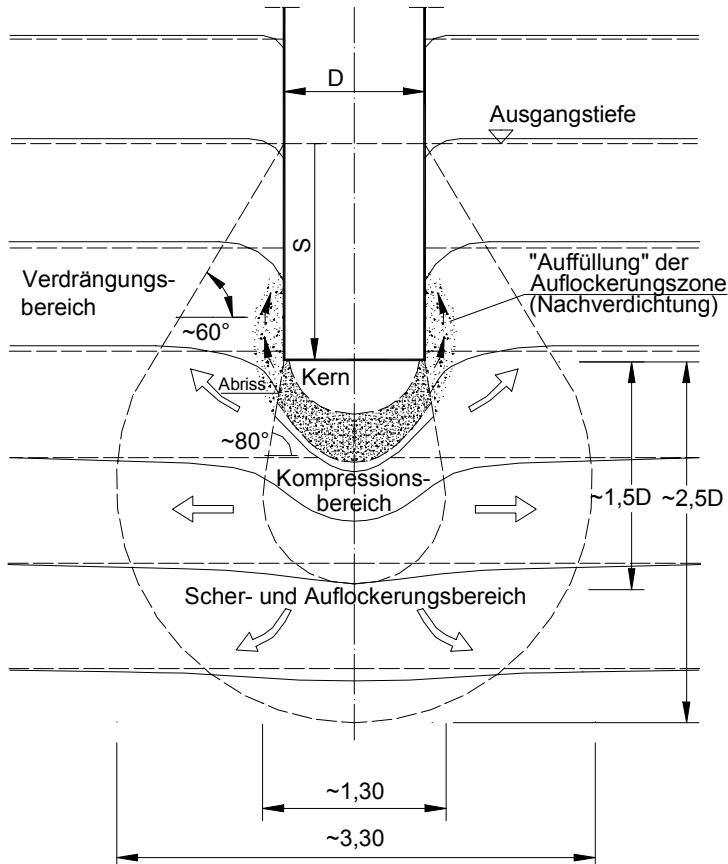


Bild 3.10: Deformation und Dichteänderung in dichtem Sand bei der Pfahleindringung $s > D$, Phase 3, nach Linder (1977)

Die Verdichtung im Kompressionsbereich nimmt immer stärker zu und bewirkt schließlich ein Aufspalten des tiefer liegenden Bodens. Die Scherzone breitete sich aus und es entsteht ein Grundbruch unterhalb der Pfahlspitze. Der Versagensmechanismus eines Pfahls mit einer Grundbruchzone unterhalb der Pfahlspitze ist nach Tomlinson (1994) in Bild 3.11 dargestellt.

Auch Eigenbrod et al. (2001) gehen davon aus, dass sich während des Belastungsvorgangs unterhalb des Pfahlfußes eine „Spannungszwiebel“ bildet, die durch eine Aufwärtsbewegung den unteren Schaftbereich des Pfahls beeinflusst. Der resultierende Spannungsanstieg erzeugt einen Anstieg der Mantelreibung in diesem Bereich.

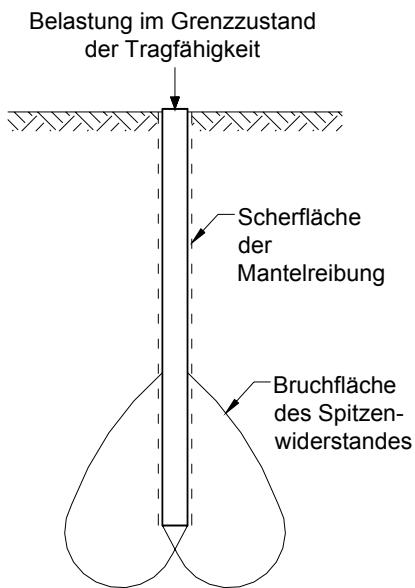


Bild 3.11: Versagensmechanismus eines Pfahls unter axialem Belastung, nach Tomlinson (1994)

Von Kempfert/Eigenbrod (2002) werden drei Beispiele für die Verteilung der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes in Abhängigkeit von den relativen Verformungen zwischen Pfahl und Boden vorgestellt (Bild 3.12). Auch hier wird für den Fall c) ein Grundbruch unterhalb des Pfahlfußes angenommen, der die Mantelreibung am unteren Pfahlschaft reduziert.

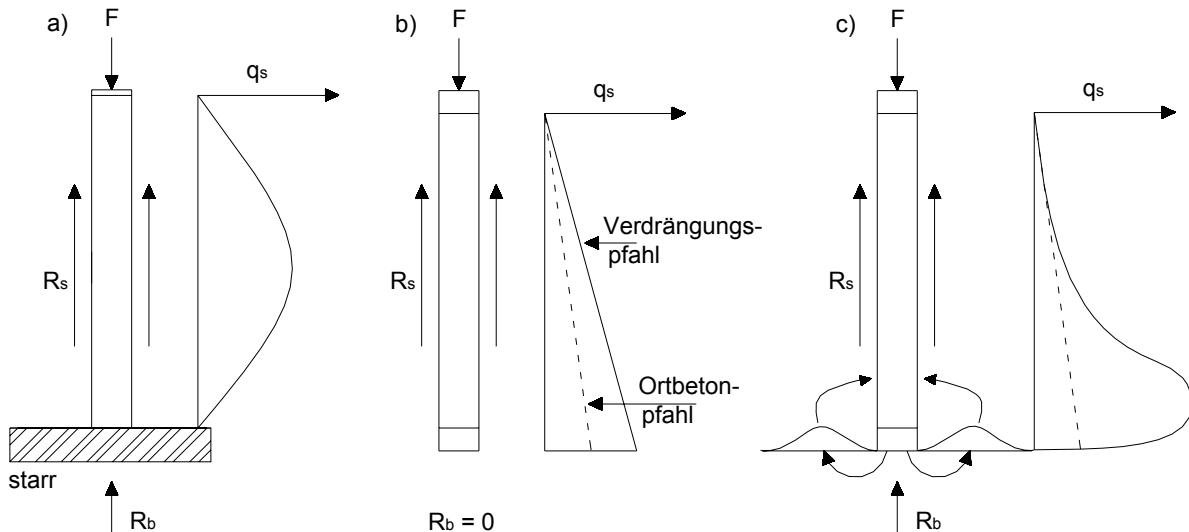


Bild 3.12: Mantelwiderstand und Spitzenwiderstand abhängig von den relativen Verformungen zwischen Pfahl und Boden, nach Kempfert/Eigenbrod (2002):
 a) starrer Grund, elastischer Pfahl $R_b > R_s$
 b) schwimmender Pfahl, kein Spitzenwiderstand $F = R_s$
 c) Mantelwiderstand und Spitzenwiderstand in elastisch-plastischem Boden
 $R_s = f(R_b)$

3.7 Zeit

Es ist allgemein bekannt, dass sich die Tragfähigkeit eines Verdrängungspfahls mit der Standzeit im Boden vergrößert. In der Vergangenheit konnten bereits Zunahmen des Mantelwiderstandes um bis zu 250 % beobachtet werden.

Von *Chow et al. (1996)* wurden Probebelastungsergebnisse von verschiedenen Stahl-, Stahlbeton- und Holzpfählen in gesättigten, ungesättigten und karbonatfreien Sanden analysiert. Hierbei stellte sich heraus, dass die Mantelreibung mit der Zeit ansteigt, wohingegen der Spitzenwiderstand nahezu gleich bleibt. Zur Erklärung dieses Effektes werden drei Hypothesen geäußert, wobei die dritte Hypothese als die plausibelste Erklärung der Zunahme gilt.

1. Chemische Prozesse, insbesondere Korrosion der Stahlpfähle.
2. Änderungen der Sandeigenschaften resultierend aus der Alterung des Sandes.
3. Langzeitzunahme der Horizontalspannung im Boden σ'_h (Radialspannung um den Pfahl).

Für die ersten fünf Jahre nach der Pfahlinstallation konnte von *Chow et al. (1996)* eine Regelmäßigkeit in der Zunahme der Tragfähigkeit der Pfähle beobachtet werden. Die Beiträge des Mantelwiderstandes folgen mit zunehmender Zeit nach der Installation einer semi-logarithmischen Linie. Der Quotient $R_{s1,k}(t)/R_{s1,k}(t = 1d)$ nimmt, wie in Gleichung (3.3) dargestellt, mit jedem logarithmischen Zeitzyklus zwischen 25 und 75 % zu.

$$\frac{R_{s1,k}(t)}{R_{s1,k}(t = 1d)} = 1 + A \cdot \log\left(\frac{t}{t = 1d}\right) \quad (3.3)$$

A empirischer Faktor, durchschnittlich 0,5 ($\pm 0,25$)

Dieser Zusammenhang ist in Bild 3.13 für den Gesamt- ($Q_T = R_{I,k}$) und Mantelwiderstand ($Q_S = R_{s1,k}$) von Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden dargestellt.

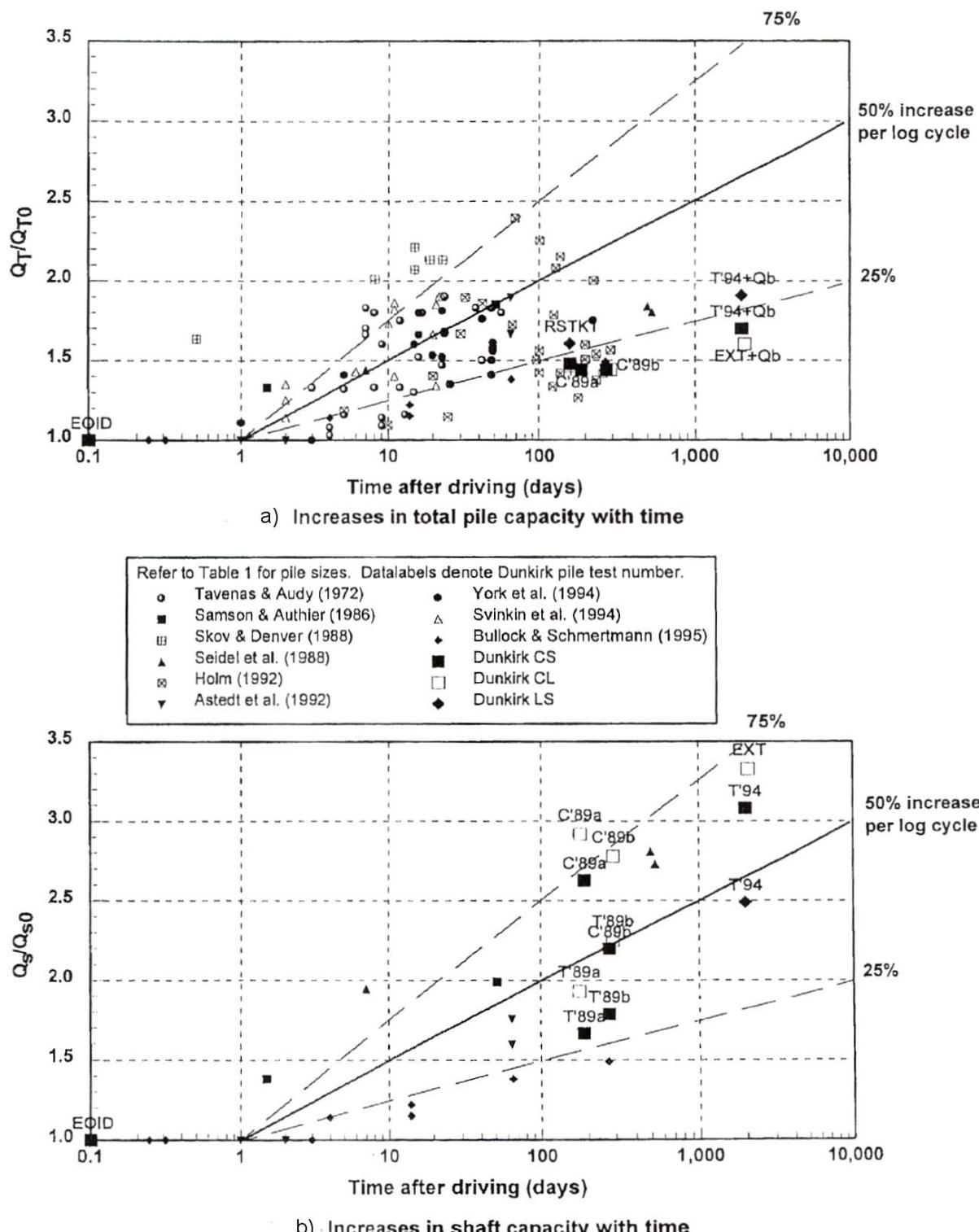


Bild 3.13: Zunahme des Widerstandes bei Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden mit der Zeit, aus *Chow et al (1996)*

- Zunahme des Gesamtwiderstandes ($Q_T = R_{I,k}$) mit der Zeit
- Zunahme des Mantelwiderstandes ($Q_S = R_{sI,k}$) mit der Zeit

Durch die Auswertung verschiedener Zugpfahlprobebelastungen im norddeutschen Raum konnte von *Berger (1986)* der Einfluss der Standzeit auf die Tragfähigkeit gerammter Zugpfähle mit einem Zeitfaktor $Z(t)$ quantifiziert werden. Der Zuwachs der Tragfähigkeit innerhalb der ersten 14 Tage der Standzeit soll unberücksichtigt bleiben, so dass sich die Mantelreibung nach Gleichung (3.4) ermitteln lässt.

$$R_{s1,k}(t) = R_{s1,k} \cdot (Z(t) - 0,82) \leq 1,32 \cdot R_{s1,k} \quad (3.4)$$

$R_{s1,k}(t)$ Grenzmantelreibung zum Zeitpunkt t

$R_{s1,k}$ Rechenwert der Grenzmantelreibung

$Z(t)$ Zeitfaktor nach Gleichung (3.5)

$$Z(t) = C \frac{(e^{\alpha t} - e^{-\alpha t})}{e^{\alpha t} + 0,5e^{-\alpha t}} \quad (3.5)$$

C Konstante ($C = 0,5$)

α Konstante ($\alpha = 1/45$)

t Anzahl der Tage nach der Rammung

In Abschnitt 2 wurde bereits angesprochen, dass für Pfähle in bindigen Böden der Mantelwiderstand im Anfangszustand am besten mit der Scherfestigkeit des undränierenden Bodens c_u (α -Methode) erfasst werden kann. Nach längerer Zeit hingegen scheinen die effektiven Scherparameter φ' und c' (β -Methode) das Reibungsverhalten am Mantel besser zu beschreiben.

Nach *Vesic (1975)* und *Jardine/Chow (1996)* wird die Zunahme des Mantelwiderstandes durch den dimensionslosen Zeitfaktor T kontrolliert.

$$T = (4 \cdot c_h \cdot t) / D^2 \quad (3.6)$$

c_h Koeffizient der horizontalen Konsolidation des Bodens

t Zeit nach der Pfahlinstallation

D Pfahldurchmesser

Von *Jardine/Chow (1996)* konnte beobachtet werden, dass bei einem Zeitfaktor $T = 10$ geschlossene Stahlpfähle und Stahlpfähle mit einem festen Bodenpfropfen in etwa 70 % ihrer maximal beobachteten Tragfähigkeit aktivieren konnten. Die Tragfähigkeitszunahme war in etwa bei $T \approx 100$ abgeschlossen.

Nach *Tomlinson* (1994) ist ein Tragfähigkeitszuwachs nur in weichen bindigen Böden zu beobachten, für steife bindige Böden kann es nach längeren Standzeiten sogar zu einer Abnahme der Tragfähigkeit kommen (vgl. Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Abnahme der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in steifem Ton, nach *Tomlinson* (1992)

Pfahltyp	Bodenart	Abnahme der Tragfähigkeit ¹⁾	Quelle
Stahlbetonpfahl, vorgefertigt gerammt	London clay	10 – 20 % 9 Monate nach der ersten Probefeststellung	<i>Meyerhof/Murdock (1953)</i>
	Aarhus (Septarian) clay	10 – 20 % 3 Monate nach der ersten Probefeststellung	<i>Ballisager (1959)</i>
Stahlrohr, gerammt	London clay	4 – 25 % 12 Monate nach der ersten Probefeststellung	<i>Tomlinson (1970)</i>
¹⁾ erste Probefeststellung jeweils einen Monat nach Rammung des Pfahls			

3.8 Art der Belastung

Pfahlgründungen können im Allgemeinen vier Belastungsarten ausgesetzt sein.

1. Axialbelastung auf Druck
2. Axialbelastung auf Zug
3. Belastung quer zur Pfahlachse
4. zyklische / dynamische Belastung

Das Tragverhalten der Pfähle ist je nach Art der Belastung sehr unterschiedlich. Die vorliegende Arbeit bezieht sich ausschließlich auf das Verhalten von Verdrängungspfählen unter den ersten beiden Belastungsarten (axial Druck und Zug). Weiterhin wird zwischen der sogenannten „aktiven“ und „passiven“ (z.B. negative Mantelreibung, Seitendruck) Pfahlbelastung unterschieden. Im Folgenden wird sich nur auf die „aktive“ Pfahlbelastung durch Bauwerkslasten (Einwirkungen) bezogen.

Bei der Frage, in wie weit sich die Mantelwiderstände bei Verdrängungspfählen in gleichen Untergrundbedingungen bei Zug- bzw. Druckbelastung unterscheiden, besteht noch dringender Forschungsbedarf. Es existieren nur wenige Veröffentlichungen zu Erfahrungswerten der charakteristischen Mantelreibung von zugbelasteten Verdrängungspfählen. Aus diesem Grund sieht DIN 1054:2003-01 eine Ermittlung der axialen Pfahlwiderstände aus Zugbelastung ausschließlich mit Probebelastungen vor. Die alte DIN 4026 (1975) hatte bislang für die Ermittlung des Mantelwiderstandes einen sehr vorsichtigen Mantelreibungswert angegeben, der im Vergleich mit den Mantelreibungswerten für druckbelastete Pfähle nach Abschnitt 2 nur ca. 35 – 60 % dieser Werte erreichte.

Zum einen wird in der Diskussion um die Zug- und Druckbelastung von Pfählen die Frage gestellt, weshalb sich die Mantelreibungswerte bei gleichen Materialien und lediglich unterschiedlichen Belastungsrichtungen unterscheiden sollen. Zum anderen macht aber gerade die in Abschnitt 3.6 geschilderte Interaktion zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand klar, dass die in der Pfahlumgebung auftretenden Spannungen bei Druckbelastung anders als bei Zugbelastung sind, so dass nicht von vornherein von gleichen Widerständen ausgegangen werden kann. Von *Eigenbrod et al. (2001)* konnte festgestellt werden, dass bei geringen Setzungen (niedrigen Belastungen), die den Spitzenwiderstand des Pfahles nicht aktivieren, der Mantelwiderstand bei Zug- und Druckbelastung nahezu der gleiche ist. Wird jedoch der Spitzenwiderstand des Pfahls mobilisiert, so können im Vergleich mit zugbelasteten Pfählen weit höhere Mantelwiderstände bei Druckbelastung gemessen werden.

Untersuchungen von *Lehane et al. (1993)* an einem instrumentierten Modellpfahl ergaben, dass die Zugtragfähigkeit des untersuchten Pfahls in etwa 20% geringer als seine Drucktragfähigkeit war. Interessant ist, dass zur Mobilisierung der Grenzzugtragfähigkeit bedeutend höhere Verformungen aufgebracht werden mussten, als es für die Grenzdrucktragfähigkeit der Fall war. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass der Verbundparameter zwischen Pfahl und Boden δ unabhängig von der Belastungsrichtung ist. Die Differenz zwischen Zug- und Druckpfahlwiderständen kann auf die Unterschiede in der aktiven Horizontalspannung während der verschiedenartigen Belastungsarten zurückgeführt werden. Die Änderung der Horizontalspannung während des Belastungsvorgangs besteht aus zwei Komponenten, ein Teil entsteht aus der Rotation der Hauptspannungsrichtungen und der andere Teil aus der Aufweitung infolge der Verschiebung an der Pfahl-Boden-Grenzfläche.

Droht bei zugbelasteten Pfählen der Boden am oberen Schaftende auszubrechen, so kann nach *Stas/Kulhawy (1984)* der Faktor β zur Ermittlung der Tragfähigkeit nach Gleichung (3.7) ermittelt werden.

$$\beta_{ZUG} = \frac{2 + \beta_{DRUCK}}{3} \quad (3.7)$$

Von *De Nicola/Randolph (1993)* wurde eine numerische Untersuchung zur Analyse der Einflüsse auf das Verhältnis zwischen Zug- bzw. Drucktragfähigkeit von Pfählen durchgeführt. Hierbei konnte festgestellt werden, dass der Unterschied zwischen Zug- (Q_z) und Drucktragfähigkeit (Q_c) abhängig von der Schlankheit des Pfahls und dem dimensionslosen Ausdruck η ist.

$$\frac{Q_z}{Q_c} \approx \left(1 - 0,2 \log_{10} \left(\frac{100}{(L/D)} \right) \right) \cdot (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (3.8)$$

$$\text{mit: } \eta = v_p \tan \delta \cdot (L/D) \cdot (G_{avg} / E_p) \quad (3.9)$$

v_p Poissonzahl des Pfahls

G_{avg} über die Einbindelänge gemittelter Schubmodul des Bodens

E_p Elastizitätsmodul des Pfahls

Von *Quarg-Vonscheidt (2000)* und *Quarg-Vonscheidt/Walz (2002)* wird ein Vorschlag zur erdstatischen Berechnung der Grenztragfähigkeit eines Zugpfahls gemacht. Diese Berechnungsmethode basiert auf der Vorstellung, dass sich an den Pfahl ein radialsymmetrischer Bodenkörper anhängt. Als mechanisches Modell zur Abbildung des Bodenkörpers wird von Quarg-Vonscheidt ein Körper aus ineinander geschachtelten dünnwandigen Schalen, bestehend aus einem granularen Baustoff, gewählt (Bild 3.14). Im Primärzustand ohne Zugkrafteinleitung (Bild 3.14a) bilden die genannten Schalen den Ruhedruckzustand. Um die Gleichgewichtsbedingungen im Ruhedruckzustand an jedem Schalenelement zu erfüllen, wirken dort drei Kräfte, die Vertikalkraft n_α , die Ringkraft n_β und die radiale Druckspannung e_r . Die radiale Druckspannung e_r stützt die Schalenelemente, da diese sonst auf Grund des granularen Bodens auseinander fließen würden und wird von der äußersten Mantelfläche der Schale N an die innere Mantelfläche der Schale N+1 usw. weitergegeben. Durch die Einleitung einer Zugkraft in den Pfahl erfolgt eine Umorientierung der Zylinderschalen in ineinander geschachtelte parabelförmige Schalen mit Auflager am Pfahlfuß. Die vertikalen Hauptspannungen werden in Richtung zum Pfahl umgelenkt und der von der äußersten Schale begrenzte Bodenkörper hält mit seinem Eigengewicht den Pfahl (Bild 3.14b).

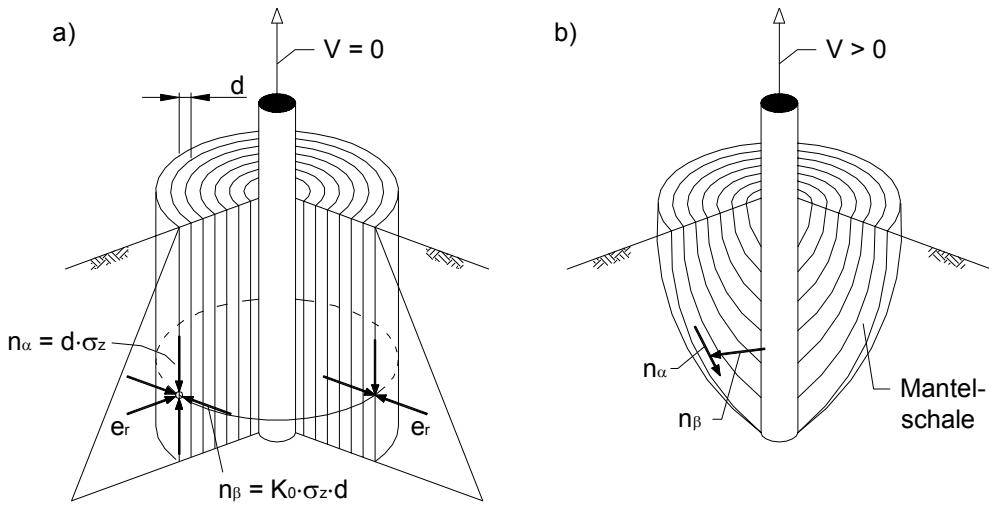


Bild 3.14: Hypothese der dünnwandigen Schalenträgerwerke in der Pfahlumgebung, nach Quarg-Vonscheidt (2000)

- a) Ausgangszustand bei Zugkraft $V=0$
- b) Zustand bei $V>0$

Auf Grundlage des oben beschriebenen Modells entwickelte Quarg-Vonscheidt (2000) das in Bild 3.15 dargestellte Bemessungsdiagramm. Mit der radialen Verschiebung u_r und der Pfahlänge wird der Wert Lu berechnet, wobei für „Boden-Verbundpfähle“ $u_r = d_{50}$ und für „Boden-Kontaktpfähle“ $u_r = d_r$ ist. Aus Bild 3.15 kann der Wert Au abgelesen werden, mit dem wiederum die Öffnungsweite A berechnet werden kann.

Mit der Kenntnis über das Volumen des angehängten Bodenkörpers, kann nun dessen Gewicht bestimmt werden. Aus Pfahl- und Bodenkörpergewicht ergibt sich die Kraft die aufzuwenden ist um den Pfahl aus dem Boden herauszuziehen.

Das von Quarg-Vonscheidt (2000) vorgestellte Bemessungsdiagramm basiert auf der Auswertung von Modellversuchen und Zugprobobelastungen in trockenem und feuchtem Sand und kann deshalb in dieser Form bislang nur für Sandböden angewendet werden.

Von Mörchen (2003) wird der von Quarg-Vonscheidt (2000) entwickelte Schalenansatz auf Druckpfähle übertragen. Der Spitzenwiderstand des Druckpfahls wird in diesem Modell über den Ansatz einer rechnerischen Pfahlverlängerung berücksichtigt. Hierbei entspricht die aus der Pfahlverlängerung entstehende zusätzliche Mantelreibung dem Betrag des wirkenden Spitzenwiderstandes.

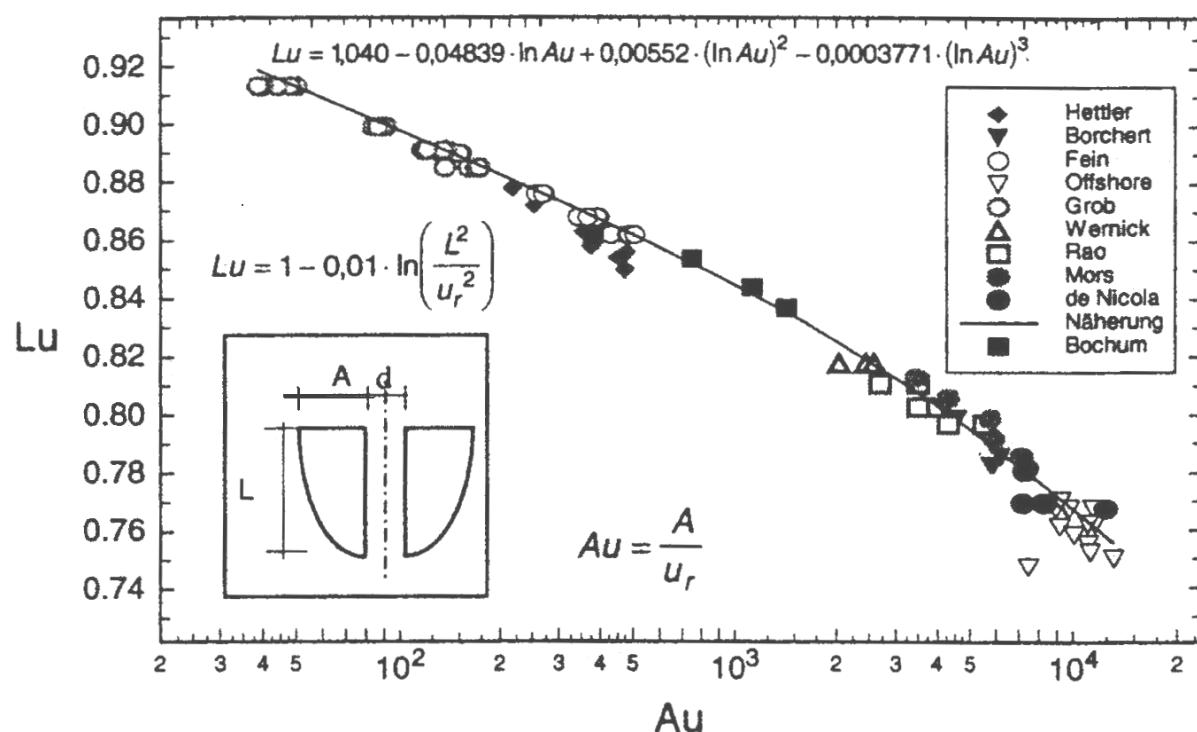


Bild 3.15: Bemessungsdiagramm für Zugpfähle in Sand, aus Quarg-Vonscheidt (2000)

4 Vergleich vorhandener Verfahren zur Ermittlung des Pfahltragverhaltens

4.1 Allgemeines

Nachfolgend sollen die in den Abschnitten 2.2 und 2.3 vorgestellten Berechnungsansätze im direkten Vergleich gegenüber gestellt und auf ihre Verlässlichkeit hin überprüft werden. Hierfür werden einige Probobelastungsergebnisse an Stahlbeton-, Stahlrohr- und Stahlträgerprofil-verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden mit den genannten Verfahren nachgerechnet. Die Ergebnisse der Berechnung werden anschließend mit den Ergebnissen der Probobelastung verglichen und bewertet.

Die in Abschnitt 2 beschriebenen Berechnungsansätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen lassen sich, neben der Einordnung in Bezug auf die Vorhersagegrundlage in Anlehnung an *Poulos (1989)*, nach weiteren Merkmalen unterscheiden. So sind zum Beispiel der Pfahlbaustoff und die anstehende Bodenart ein Kriterium für den Anwendungsbereich einiger Verfahren. Im Folgenden sind die Berechnungsverfahren nach den Parametern Bodenart und Pfahlbaustoff differenziert worden.

Bei den zur Vergleichsrechnung herangezogenen statischen Probobelastungen wurden jeweils nur Gesamtwiderstände gemessen, so dass Verfahren nach Abschnitt 2, die sich entweder nur auf den Spitzenwiderstand oder die Mantelreibung der Pfähle beziehen hier nicht weiter berücksichtigt werden.

Verfahren für Offshore-Stahlrohrpfähle, z.B. *McClelland (1974)*, beziehen sich i.d.R. auf große Pfahldurchmesser und Einbindelängen von Stahlrohrpfählen, so dass ein Grund für Verfahrensabweichungen darin begründet sein kann, dass sie an Versuchen mit sehr viel kleineren Durchmessern und Einbindelängen überprüft wurden.

Bild 4.1 zeigt, dass die empirischen Verfahren zur Tragfähigkeitsvorhersage von Verdrängungspfählen am weitesten gegenüber den erdstatistischen Berechnungsverfahren zur Tragfähigkeitsprognose verbreitet sind.

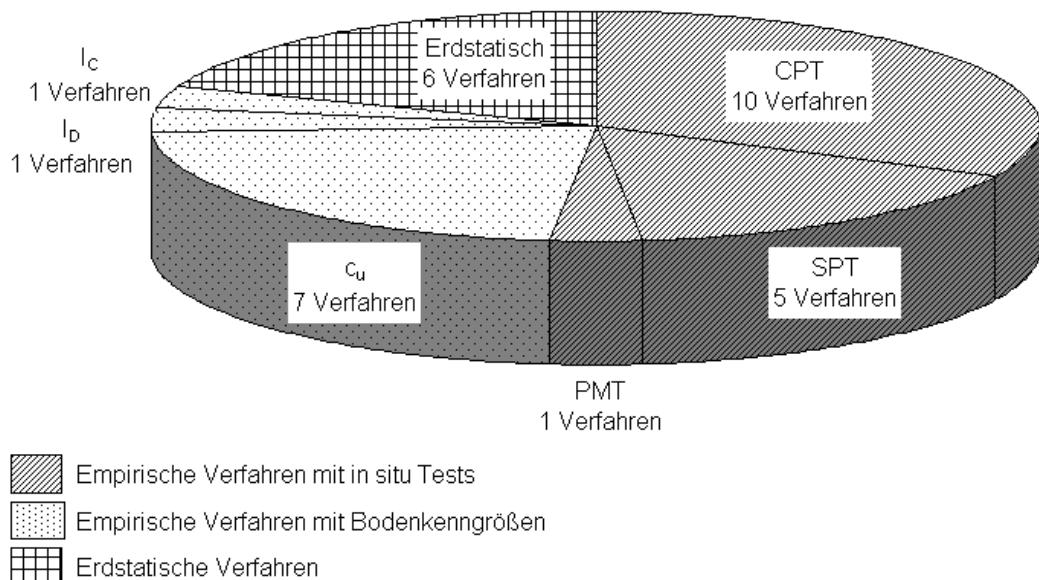


Bild 4.1: Zusammenstellung von empirischen und erdstatistischen Verfahren nach Abschnitt 2 zur Ermittlung von Spitz- und Mantelwiderstand

4.2 Berechnungsgrundlagen und Vorgehensweise für die Vergleichsrechnung

Alle Probebelastungsergebnisse, die zur Vergleichsrechnung verwendet wurden, sind Bestandteil einer im Rahmen dieser Arbeit erstellten Datenbank, siehe Abschnitt 6. Neben dem Probebelastungsergebnis wurden in der Datenbank unter anderem die zugehörigen Bohrungen und Drucksondierungen erfasst. Auf Grundlage dieser Informationen werden nach DIN 1055-2:2003-02, DIN ENV 1997-3:1999-10, DIN 4094-1:2002-06, E DIN 4094-2:2002-04 und den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 1996 (1997) die zur Verwendung der verschiedenen Verfahren notwendigen Größen abgeschätzt.

Ein Teil der statischen Probebelastungen wurde nicht bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt, sondern oberhalb der Gebrauchslast abgebrochen. Diese Widerstands-Setzungslinien wurden mit dem Hyperbelverfahren extrapoliert, siehe Anhang B. Anhand der vorhandenen Wertepaare s und $R_k(s)$ können bekanntlich die Faktoren a und b der Hyperbelgleichung (4.1)

$$R_k(s) = \frac{s}{a + b \cdot s} \quad (4.1)$$

aus der Geradengleichung (4.2)

$$\frac{s}{R_k(s)} = a + b \cdot s \quad (4.2)$$

ermittelt werden. Die Widerstands-Setzungs-Linie wurde mit der Hyperbelgleichung (4.1) bis zur Grenzsetzung extrapoliert. Das Hyperbelverfahren ist ausführlich z.B. in *Rollberg (1976)* dargestellt. Für die hier vorgenommene Vergleichsrechnung wird als Grenzsetzung nach *DIN 1054:2003-01* ein Wert von 10 % des Pfahlfußdurchmessers festgelegt.

4.3 Verdrängungspfähle in nichtbindigen Böden

4.3.1 Stahl- und Spannbeton

Zur Beurteilung der Verfahren zur Tragfähigkeitsprognose von Stahlbetonverdrängungspfählen in nichtbindigen Böden stehen 121 statische *in situ* Probobelastungen in überwiegend nichtbindigen Böden zur Verfügung.

Zunächst wurden alle 121 Probobelastungsergebnisse mit den in der Praxis häufig verwendeten empirischen Berechnungsverfahren nachgerechnet und im Anschluss daran die Abweichung des berechneten vom gemessenen Pfahlwiderstand statistisch beurteilt. Eine Bewertung der erdstatischen Verfahren und ein Vergleich mit dem Ergebnis der empirischen Verfahren erfolgte dann im Anschluss mit einem reduzierten Datensatz, der 20 willkürlich ausgewählte Ergebnisse aus der Gesamtheit der vorliegenden *in situ* Probobelastungsergebnisse umfasste.

Es handelt sich hierbei zunächst um eine rein deskriptive Statistik. Grundlagen statistischer Methoden sind in Abschnitt 6.6 zusammengefasst.

Im Folgenden sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung, der prozentualen Differenz ΔR_1 (Abweichung) zwischen dem Einzelwert des Probobelastungsergebnisses R_{1m} und dem Berechnungsergebnis nach diversen empirischen Prognoseverfahren $R_{1\ cal.}$ nach Gleichung (4.3), dargestellt.

$$\Delta R_{1,i} = 100 \cdot \frac{(R_{1m,i} - R_{1\ cal.,i})}{R_{1m,i}} \quad (4.3)$$

Bei der Interpretation der Abweichung ΔR_I stellen negative Werte eine Überschätzung und positive Werte eine Unterschätzung des Pfahlwiderstandes durch das Berechnungsverfahren dar. In Tabelle 4.1 sind als statistische Kenngrößen von ΔR_I das arithmetische Mittel \bar{x} , die Standardabweichung vom arithmetischen Mittel s und die Varianz s^2 angegeben.

Tabelle 4.1: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen von Verdrängungspfählen in überwiegend nichtbindigen Böden nach verschiedenen Verfahren

Verfahren	Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand $\Delta R_I [\%]$			
	Arithmetisches Mittel ¹⁾ \bar{x}	Standard- abweichung s	Varianz s^2	
<i>CPT</i>	<i>Schram Simonsen/Athanasiu (1997)</i>	-7,25	37,37	1396,5
	<i>Fascicule 62-V</i>	31,61	30,24	914,5
	<i>DIN 1054:2003-01</i>	36,69	37,20	1383,8
	<i>DIN ENV 1997-3:1999-10</i>	-10,64	49,98	2498,0
	<i>Holeyman et al. (1997)</i>	34,15	26,96	726,8
	<i>Mets (1997)</i>	47,49	31,01	961,6
	<i>Schröder (1996)</i>	8,59	38,34	1470,0
	<i>Mandolini (1997)</i>	-49,76	53,36	2847,3
	<i>Schenck (1966)</i>	37,26	25,37	643,6
<i>SPT</i>	<i>Meyerhof (1976), (1983)</i>	-24,90	54,63	2984,4
	<i>Martin et al. (1987)</i>	3,57	31,79	1010,6
	<i>Décourt/Niyama (1994)</i>	27,73	22,41	502,2
	<i>Mandolini (1997)</i>	-4,06	34,17	1167,6
	<i>Shioi/Fukui (1982)</i>	17,39	28,80	829,4
¹⁾ negative Werte bedeuten eine Überschätzung des gemessenen Pfahlwiderstandes durch das Berechnungsverfahren, positive Werte eine Unterschätzung				

In Anhang D sind die zur statistischen Auswertung gehörenden Streudiagramme und Histogramme der Abweichung ΔR_1 dargestellt.

Die Auswertung zeigt, dass einige Berechnungsverfahren den gemessenen Pfahlwiderstand zum Teil sehr stark unterschätzen. Zu dieser Gruppe gehörende Bemessungsverfahren auf Grundlage des Ergebnisses der Drucksondierung unterschätzen den tatsächlichen Pfahlwiderstand im Bereich zwischen 32 und 48 %, für Berechnungsverfahren auf der Grundlage des Standard Penetration Test ergeben sich Abweichungen zwischen 11 und 28 %. Mit einer Standardabweichung vom Differenzmittelwert von 22 bis 37,5 % liegt eine für bodenmechanische Auswertungen normale bis hohe Streuung der Ergebnisse vor.

Zur Gruppe der unterschätzenden Verfahren gehören auch die Verfahren der deutschen (*DIN 1054:2003-01*) und französischen (*Fascicule 62-V*) Norm. Diese schätzen die Tragfähigkeit von Stahlbetonverdrängungspfählen in nichtbindigen Böden mit nur etwa 65 % des gemessenen Widerstandes zu niedrig ein. Damit liegen diese Verfahren zwar auf der „sicheren Seite“, es können aber i.d.R. insgesamt erhebliche wirtschaftliche Reserven vorhanden sein.

Eine hohe Überschätzung des Grenzwiderstandes erhält man bei Verwendung der Verfahren auf Grundlage des Ergebnisses der Drucksondierung nach *Mandolini (1997)* und *Meyerhof (1976), (1983)*. Neben der starken Überbewertung der Tragfähigkeit fallen diese beiden Verfahren auch durch die erhebliche Streuung der Ergebnisse auf. Die Standardabweichung vom Differenzmittelwert beträgt jeweils über 50 %. Die Auswertung lässt vermuten, dass diese beiden Verfahren für die Bemessung von Stahlbetonpfählen in nichtbindigen Böden nicht geeignet sind.

Relativ gute Ergebnisse liefern die Verfahren auf der Grundlage der Ergebnisse von Drucksondierungen nach *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)*, *DIN V ENV 1997-3:1999-10*, *Schröder (1996)*, und des Standard Penetration Tests nach *Martin et al. (1987)* und *Mandolini (1997)*. Die mittlere Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Widerstand ist bei diesen Verfahren jeweils kleiner als 10 %, die Streuung der Ergebnisse ist jedoch i.M. mit einer Standardabweichung von 35 % relativ hoch. Diese fünf empirischen Berechnungsverfahren sollen im Folgenden den erdstatistischen Berechnungsverfahren gegenübergestellt werden.

Zwanzig willkürlich ausgewählte *in situ* Probefeststellungen sind mit den erdstatistischen Verfahren nach *Coyle/Castello (1981)*, *Fleming et al. (1992)*, *Janbu (1976)* und *Meyerhof (1976)* ausgewertet worden. Die Tragfähigkeitsbeiwerte N_q für die Vorhersage des Pfahlspitzenwiderstands von *Meyerhof (1976)* erscheinen bereits bei direktem Vergleich mit anderen Trag-

fähigkeitsbeiwerten aus der Literatur (vgl. Abschnitt 2.3.1) sehr hoch. Diesen Eindruck bestätigte die Nachrechnung der 20 Probebelastungen, das erdstatistische Verfahren nach *Meyerhof (1976)* überschätzt den gemessenen Pfahlwiderstand in allen Fällen um ein Vielfaches und wurde deshalb nicht weiter berücksichtigt.

Für den reduzierten Datensatz zeigt das Verfahren nach *Coyle/Castello (1981)* eine i.M. 20 %ige Überschätzung des Pfahlwiderstandes, wohingegen *Janbu (1976)* den Widerstand mit i.M. 12,5 % unterbewertet. Das Verfahren nach *Fleming et al. (1992)* liefert mit einer mittleren Abweichung von etwa -3,5 % die zuverlässigste erdstatistische Berechnungsmethode.

In Bild 4.2 sind die Ergebnisse der drei erdstatistischen und zwei empirischer Berechnungsverfahren für die ausgewählten Probebelastungen dargestellt.

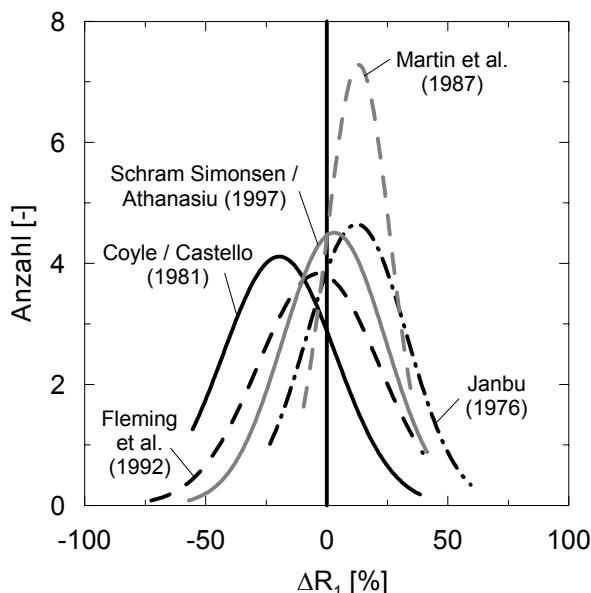


Bild 4.2: Normalverteilung von ΔR_1 nach erdstatistischen und empirischen Verfahren

Es zeigt sich, dass in der Literatur einige geeignete Verfahren zur Prognose des Widerstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Stahlbetonpfähle in überwiegend nichtbindigen Böden existieren, wobei zu berücksichtigen ist, dass bei direktem Vergleich der Berechnungsergebnisse die Anteile von Mantelreibung und Spitzenwiderstand am Gesamtwiderstand oft sehr unterschiedlich gewichtet werden. Dies ist im Folgenden an einem Beispiel verdeutlicht. Es handelt sich hierbei um einen vertikal gerammten 30×30 cm Stahlbetonverdrängungspfahl. Angaben zur Pfahlgeometrie und den Untergrundverhältnissen finden sich in Bild 4.3. Es ist zu erkennen, dass Bohrprofil und Sondierdiagramm nicht exakt zueinander passen, dies ist unter den ausgewerteten in situ Probebelastungen häufig der Fall. Außerdem existieren keine Aufzeichnungen in welcher Lage sich Pfahl, Bohrung und Drucksondierung zueinander befinden. Im Folgenden wurde davon ausgegangen, dass die Drucksondierung in direkter Um-

gebung des Pfahls durchgeführt wurde, ergänzend wurde die Bohrung mit Bezug auf das Ergebnis der Drucksondierung interpretiert.

Die Widerstands-Setzungs-Linie ist in Bild 4.4 ohne die Ent- und Wiederbelastungszyklen bis zur Grenzsetzung von 10 % des Ersatzdurchmessers dargestellt.

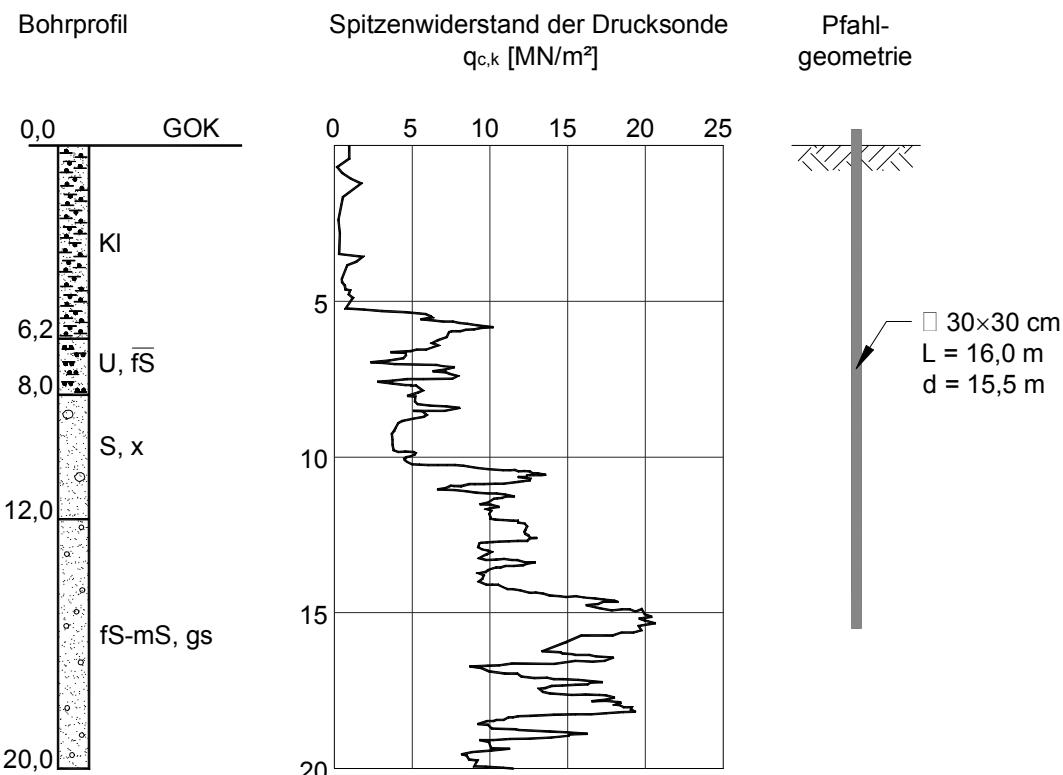


Bild 4.3: Untergrundverhältnisse und Pfahlgeometrie (Beispiel 1)

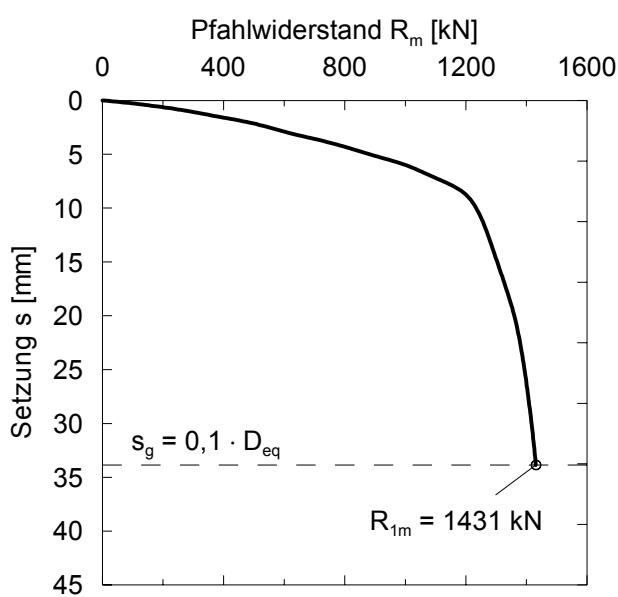


Bild 4.4: Widerstands-Setzungs-Linie (Beispiel 1)

Die Tragfähigkeitsprognose verschiedener Verfahren wurde auf Grundlage der in Bild 4.3 dargestellten Randbedingungen nachfolgend in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Hierbei handelt es sich um Berechnungsansätze, die nach der statistischen Untersuchung als geeignet beurteilt wurden.

Tabelle 4.2: Berechnungsergebnisse zu Beispiel 1 für verschiedene Verfahren

Verfahren		ΔR_I [%]	$R_{I\ cal.}$ [kN]	$R_{s1\ cal.}$ [kN]	$R_{b1\ cal.}$ [kN]	$\frac{R_{s1\ cal.}}{R_{I\ cal.}}$ [%]	$\frac{R_{b1\ cal.}}{R_{I\ cal.}}$ [%]
empirische Verfahren	<i>Schram Simonsen/Athanasiu (1997)</i>	-12,8	1614	742	872	46,0	54,0
	<i>DIN ENV 1997-3:1999-10</i>	-6,4	1523	465	1058	30,5	69,5
	<i>Schröder (1996)</i>	+3,1	1386	1026	360	74,0	26,0
	<i>Martin et al. (1987)</i>	-5,4	1509	496	1013	32,9	67,1
	<i>Mandolini (1997)</i>	-13,3	1621	496	1125	30,6	69,4
erdstatistische Verfahren	<i>Coyle/Castello (1981)</i>	+4,82	1362	472	890	34,7	65,3
	<i>Fleming et al. (1992)</i>	+5,24	1356	276	1080	20,4	79,6
	<i>Janbu (1976)</i>	+24,11	1086	314	772	28,9	71,1

Die Berechnungsverfahren liefern, mit Ausnahme des Verfahrens nach *Janbu (1976)*, für das gewählte Beispiel gute Ergebnisse. Zwei erdstatistische und drei empirische Verfahren weichen mit ihrem Prognosewert $R_{I\ cal.}$ weniger als 7 % vom gemessenen Wert R_{Im} ab. Obwohl die Verfahren zur Berechnung des Gesamtwiderstandes gute Ergebnisse liefern, ist wie bereits in Abschnitt 2.5 erwähnt festzustellen, dass zum Teil erhebliche Unterschiede zwischen den Anteilen von Spitzen- bzw. Mantelwiderstand am Gesamtwiderstand bestehen. Den mit Abstand geringsten Spitzenwiderstandsanteil für dieses Beispiel liefert mit nur 26 % das Verfahren nach *Schröder (1996)*. Obwohl Schröder mit einer nur 3%igen Abweichung das Probobelastungsergebnis sehr gut voraussagt, passt sein Ansatz nicht mit der Vorstellung zusammen, dass ein in nichtbindige Böden gerammter Verdrängungspfahl einen größeren Anteil seiner

Lasten über den Spitzenwiderstand in den Baugrund abträgt, die Verfahren der anderen Autoren bestätigen dagegen diese These.

Um auch die Ansätze der nicht in Tabelle 4.2 dargestellten Verfahren zur Aufteilung des Gesamtwiderstandes beurteilen zu können, sind in Bild 4.5 die Anteile des berechneten Spitzen- und Mantelwiderstandes als Häufigkeitsverteilung dargestellt.

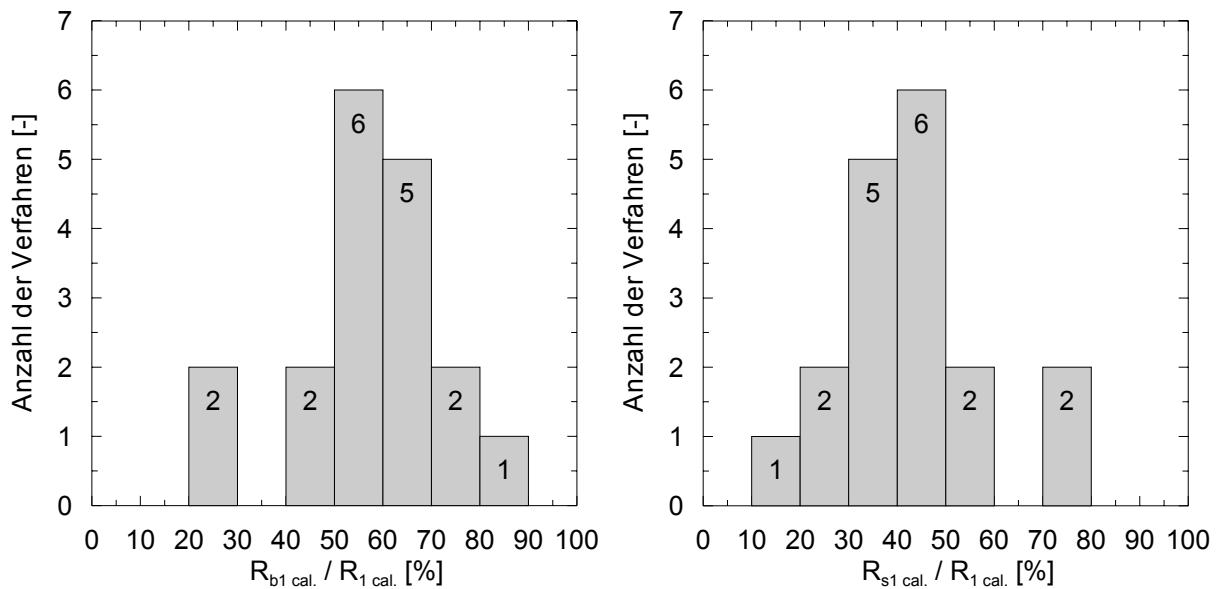


Bild 4.5: Anteil von Spitzen- und Mantelwiderstand am berechneten Gesamtwiderstand der untersuchten Verfahren für Beispiel 1

Es ist zu erkennen, dass die Mehrheit der Verfahren den Spitzenwiderstand als Hauptwiderstandskomponente in diesem Beispiel einschätzt, bzw. die Komponenten Spitzen- und Mantelwiderstand mindestens gleich groß einschätzt.

Da während der *in situ* Probobelastungen von Verdrängungspfählen i.d.R. nur ein Gesamtwiderstand gemessen werden kann, ist eine eindeutige Beurteilung der Verfahren über die Widerstandsanteile zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht möglich. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Ansatz zur Trennung der Widerstands-Setzungs-Linie (vgl. Abschnitt 6.5) in die Anteile Spitzenwiderstand und Mantelreibung entwickelt. Abschnitt 7 greift einige der Verfahren unter diesem Aspekt noch einmal auf.

4.3.2 Stahlträgerprofile

Die Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandsfläche von vorgefertigten quadratischen oder runden Verdrängungspfählen aus Vollquerschnitten ist durch die geometrischen Gegebenheiten fest definiert. In Abschnitt 3.2 wurde der Effekt der Ppropfenbildung bei Stahlträgerprofil- und offenen Stahlrohrpfählen beschrieben. Unter der Voraussetzung, dass sich am Pfahlfuß ein fester Bodenppropfen bildet, wird für Stahlträgerprofile häufig die umrissene Pfahlfußfläche angesetzt. Bekanntermaßen weist der Bodenppropfen im Vergleich zum Vollquerschnitt eine reduzierte Festigkeit auf. Um der daraus resultierenden verminderten Tragfähigkeit des Pfahlfusses Rechnung zu tragen, werden in Berechnungsansätzen, die auch für Vollquerschnitte gelten, üblicherweise Anpassungsfaktoren η_b (vgl. Tabelle 4.3) für die angegebenen Spitzenwiderstandswerte vorgesehen.

Tabelle 4.3: Anpassungsfaktoren für den Spitzen- (η_b) und Mantelwiderstand (η_s) nach *Fascicule 62-V*

Bodenart	Ton		Sand	
	η_b	η_s	η_b	η_s
Stahlträgerprofil	0,50	1,00	0,75	1,00
Spundbohle	0,50	1,00	0,30	0,50
offener Senkkasten	0,50	1,00	0,50	1,00

Es verwenden jedoch nicht alle Berechnungsansätze die umrissene Fläche des Stahlträgerprofils als Pfahlfußfläche, nach DIN ENV 1997-3:1999-10 wird z.B. nur die reine Stahlträgerprofilfläche als Pfahlfußfläche angesetzt. Andere Verfahren berücksichtigen den geringeren Spitzenwiderstand über Spitzenwiderstandsflächen, die zwischen der reinen Stahlträgerprofilfläche und der umrissenen Pfahlfußfläche liegen. Von Holeyman *et al.* (1997) wurde z.B. ein Ansatz nach Weber (1985) zur Festlegung der Spitzenwiderstandsfläche verwendet, der die reine Stahlträgerprofilfläche in Abhängigkeit der Profilabmessungen vergrößert.

Als Mantelreibungsfläche wird bei Stahlträgerprofilen üblicherweise die abgewickelte Fläche des Stahlträgerprofils angenommen.

Im Folgenden wurden 48 Probefeststellungen an Stahlträgerprofilpfählen in überwiegend nicht-bindigen Böden mit ausgewählten Berechnungsansätzen nachgerechnet und deren Zuverlässigkeit in Bezug auf die Vorhersage der Tragfähigkeit statistisch beurteilt. Der Datensatz be-

inhaltet auch einige Stahlträgerprofile mit Fußausbildungen wie sie z.B. in Bild 3.2 dargestellt sind.

Zur Nachrechnung der Probebelastungen von Stahlträgerprofilpfählen wurden aus Abschnitt 2 die Berechnungsansätze nach *DIN V ENV 1997-3:1999-10, Fascicule 62-V, Holeyman et al. (1997)*, *Schenck (1966)* und *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)* ausgewählt. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung der prozentualen Differenz ΔR_I zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand wurden in Tabelle 4.4 zusammengestellt. Ergänzend ist die Normalverteilung der prozentualen Abweichung nach verschiedenen Berechnungsansätzen in Bild 4.6 dargestellt.

Tabelle 4.4: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen von Stahlträgerprofilpfählen in überwiegend nichtbindigen Böden nach verschiedenen Verfahren

Verfahren	Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand ΔR_I [%]		
	Arithmetisches Mittel \bar{x}	Standardabweichung s	Varianz s^2
<i>Holeyman et al. (1997)</i>	-5,58	46,71	2181,48
<i>Fascicule 62-V</i>	8,67	36,06	1300,58
<i>Schenck (1966)</i>	4,34	45,30	2052,44
<i>DIN V ENV 1997-3:1999-10</i>	-10,58	50,65	2565,74
<i>Schram Simonsen/Athanasiu (1997)</i>	-11,87	49,65	2465,34

¹⁾ negative Werte bedeuten eine Überschätzung des gemessenen Pfahlwiderstandes durch das Berechnungsverfahren, positive Werte eine Unterschätzung

Die in Tabelle 4.4 dargestellten statistischen Kenngrößen zur prozentualen Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Stahlträgerprofilwiderstand zeigen, dass die ausgewählten Verfahren für den arithmetischen Mittelwert brauchbare Ergebnisse liefern. Von *DIN V ENV 1997-3:1999-10* und *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)* werden die gemessenen Pfahlwiderstände mit einer Abweichung von ca. -11 % leicht überschätzt. Die anderen Verfahren liegen mit dem arithmetischen Mittelwert der prozentualen Abweichung in einem Bereich zwischen $\pm 10 \%$.

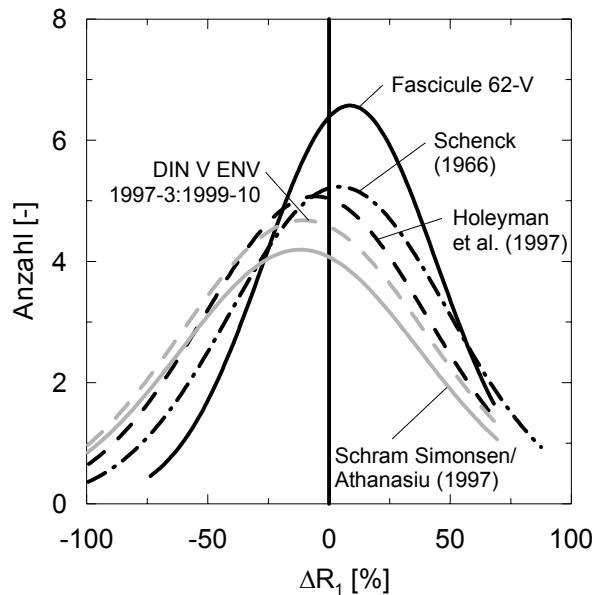


Bild 4.6: Normalverteilung von ΔR_1 für Berechnungsergebnisse von Stahlträgerprofilen

Bei der Auswertung der Ergebnisse der Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlträgerprofilpfählen ist auffällig, dass sich eine große Streuung der prozentualen Differenz ΔR_1 ergibt. Bis auf den Berechnungsansatz nach *Fascicule 62-V* liegt die Standardabweichung über 45 %, dies wird auch aus der Darstellung der Normalverteilung von ΔR_1 nach Bild 4.6 deutlich. Die hohe Streuung der Ergebnisse ist auf den Effekt der Ppropfenbildung am Pfahlfuß zurückzuführen. Die Bildung und Tragfähigkeit eines Bodenppropfens am Pfahlfuß wird in Berechnungsansätzen nach bestimmten Kriterien (Pfahlgeometrie, Bodenkenngrößen) abgeschätzt und birgt daher durch Fehleinschätzungen eine Fehlerquelle in der Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlträgerprofilen.

Die Auswertung zeigt, dass mit dem Verfahren der französischen Norm (*Fascicule 62-V*) gute Ergebnisse zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Stahlträgerprofilpfähle erzielt werden können.

4.3.3 Stahlrohre

Die Tragfähigkeit offener Stahlrohrpfähle ist maßgeblich durch die Bildung eines festen Bodenppropfens am Pfahlfuß beeinflusst. Bildet sich im Pfahl kein Ppropfen aus, dient lediglich die Ringfläche des Stahlrohres als Spitzenwiderstandsfläche.

Vorhandene Berechnungsansätze des Spitzenwiderstandes bei Bildung eines festen Bodenppropfens in offenen Pfählen können wie auch bei Stahlträgerprofilen in zwei unterschiedliche

Vorgehensweisen unterteilt werden. Unter Berücksichtigung, dass der Pfropfen weniger tragfähig ist als der Vollquerschnitt, ist die eine Vorgehensweise die volle Pfropfenfläche und reduzierte Spitzenwiderstandswerte $q_{b,k}$ zu verwenden (z.B. *API RP 2A (1989)*). Andere Vorgehensweisen berücksichtigen die geringere Tragfähigkeit des Pfropfens dagegen über eine Reduktion der Spitzenwiderstandsfläche und bezieht diese Fläche auf Spitzenwiderstandswerte, die auch für Vollquerschnitte gelten. In der praktischen Anwendung können mit beiden Vorgehensweisen richtige Endergebnisse erzielt werden. Aus physikalischer Sicht erscheint der Weg über eine Anpassung der Spitzenwiderstandswerte jedoch sinnvoller, da sich ein fester Pfropfen nur über die gesamte Kreisfläche ausbilden kann.

Die Pfropfenbildung ist abhängig von den Eigenschaften des Baugrundes und dem Pfahl durchmesser. Neuere Untersuchungen nach *Jardine/Chow (1996)* zeigen, dass bis zu einem definierten Grenzwert des Pfahldurchmessers mit der Bildung eines festen Bodenpfropfens gerechnet werden kann (siehe Abschnitt 2.2.1.1). Der Grenzwert wird für Offshore-Stahlrohrpfähle in Abhängigkeit von Bodenkenngrößen angegeben. Für nichtbindige Böden mit mitteldicht bis dichter Lagerung und feste bindige Böden beträgt dieser Grenzdurchmesser ca. 0,8 m.

Nach *Franke (1992)* gilt als Voraussetzung zur Pfropfenbildung, dass der Querschnitt der pfropfenbildenden Zelle eine Größe von $0,1 \text{ m}^2$ nicht überschreitet. Für offene Stahlrohrpfähle ohne eine Fußauskreuzung würde dies bedeuten, dass nur bis zu einem Durchmesser von 0,36 m mit der Bildung eines festen Bodenpfropfens gerechnet werden kann.

Die Mantelreibungsfläche von offenen Stahlrohrpfählen ergibt sich wie auch bei geschlossenen runden Vollquerschnitten aus der Summe von Einbindetiefe und Pfahlumfang. Der eventuell entstehende Mantelreibungsanteil zwischen der Pfahlinnenseite und dem Bodenpfropfen wird i.d.R. vernachlässigt.

Im Folgenden wurden 12 Probobelastungen an offenen und geschlossenen Stahlrohrpfählen in überwiegend nichtbindigen Böden mit ausgewählten Berechnungsansätzen nachgerechnet und deren Zuverlässigkeit in Bezug auf die Vorhersage der Tragfähigkeit statistisch beurteilt. Hierbei wurden auch Stahlpfähle mit Fußauskreuzungen berücksichtigt.

Zur Nachrechnung der Probobelastungen wurden aus Abschnitt 2 die Berechnungsansätze nach *Jardine/Chow (1996)*, *API RP 2A (1989)*, *McClelland (1974)* und *Schenck (1966)* ausgewählt. Als Grenzwert für die Bildung eines festen Bodenpfropfens wurde für alle Berechnungsansätze ein Pfahlfußdurchmesser von $D_b \leq 0,80 \text{ m}$ festgelegt.

Die Ergebnisse der statistischen Auswertung finden sich in Tabelle 4.5. Neben dem arithmetischen Mittelwert der Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand für alle Stahlrohrtypen wurde der Mittelwert von ΔR_1 auch separat für offene und für geschlossene Pfähle dargestellt.

Tabelle 4.5: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen von Stahlrohrpfählen in überwiegend nichtbindigen Böden nach verschiedenen Verfahren

Verfahren	Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand ΔR_1 [%]				
	Arithmetisches Mittel ¹⁾ x	Standard-abweichung s	Varianz s^2	Arithmetisches Mittel ¹⁾ x	
	offen und geschlossen			offene	geschlossene
Jardine/Chow (1996)	25,25	24,88	619,16	33,09	1,72
API RP 2A (1989)	21,22	20,23	409,40	28,68	3,83
McClelland (1974)	20,86	20,74	430,34	28,43	3,22
Schenck (1966)	14,83	15,79	249,37	24,64	5,01

¹⁾ negative Werte bedeuten eine Überschätzung des gemessenen Pfahlwiderstandes durch das Berechnungsverfahren, positive Werte eine Unterschätzung

Die Auswertung zeigt, dass die gewählten Berechnungsansätze zur Ermittlung des Grenzwiderstandes von Stahlrohrpfählen im Mittel tendenziell auf der sicheren Seite liegen. Werden offene und geschlossene Stahlrohrpfähle in der statistischen Auswertung gemeinsam betrachtet, schätzen die gewählten Berechnungsansätze den Grenzwiderstand um ca. 15 bis 25 % geringer als den gemessenen Grenzwiderstand ein. Die Streuung der Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Widerstand erscheint relativ gering. Dies kann jedoch auf den Umfang des Datensatzes zurückgeführt werden, da für Stahlrohrpfähle im Vergleich zu Stahlbeton- und Stahlträgerprofilpfählen sehr viel weniger Probebelastungen untersucht werden konnten.

Werden die Daten in der statistischen Auswertung getrennt für offene und geschlossene Stahlrohrpfähle beurteilt, so zeigt sich, dass die gewählten Berechnungsansätze für geschlossene Stahlrohrpfähle gute Ergebnisse liefern. Das arithmetische Mittel der Abweichung ΔR_1 beträgt

für alle Verfahren weniger als 5 %. Sowohl für offene als auch für den gesamten Datensatz der Stahlrohrpfähle ergeben sich nach dem Berechnungsansatz von *Schenck* (1966) die höchsten Übereinstimmungen zwischen gemessenem und berechnetem Pfahlwiderstand.

Die tendenzielle Unterschätzung der Tragfähigkeit offener Stahlrohrpfähle macht die Problematik der zutreffenden Einschätzung der Ausbildung und der Tragfähigkeit des Bodenpropfens in offenen Stahlrohren deutlich.

4.4 Verdrängungspfähle in bindigen Böden

Bei den hier zugrunde liegenden *in situ* Probebelastungsergebnissen an Fertigteilverdrängungspfählen handelt es sich um Pfähle, die überwiegend in nichtbindige Böden einbinden. Es existieren nur wenige Probebelastungen, bei denen ein Großteil des Mantels oder die Pfahlspitze in tragfähige bindige Böden einbindet. Somit kann eine Beurteilung der vorhandenen Berechnungsverfahren für Verdrängungspfähle in bindigen Böden nicht analog zu Abschnitt 4.3 durchgeführt werden. Anstelle dessen wird nachfolgend versucht einen direkten Vergleich der Berechnungsansätze vorzunehmen.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in bindigen Böden ist in der Literatur die α -Methode auf der Grundlage der undranierten Scherfestigkeit am weitesten verbreitet. Es werden jedoch auch einige empirische Verfahren mit den Ergebnissen von *in situ* Tests angewendet. Bild 4.7a stellt, zusätzlich zu den bereits in Bild 2.16 dargestellten Zusammenhängen (helle Linien), Ansätze weiterer Autoren dar. Zusammenfassend lässt sich aus den verschiedenen Verfahren, der in Bild 4.7b dargestellte Bereich für den Adhäsionskoeffizienten α_s der Mantelreibung festlegen.

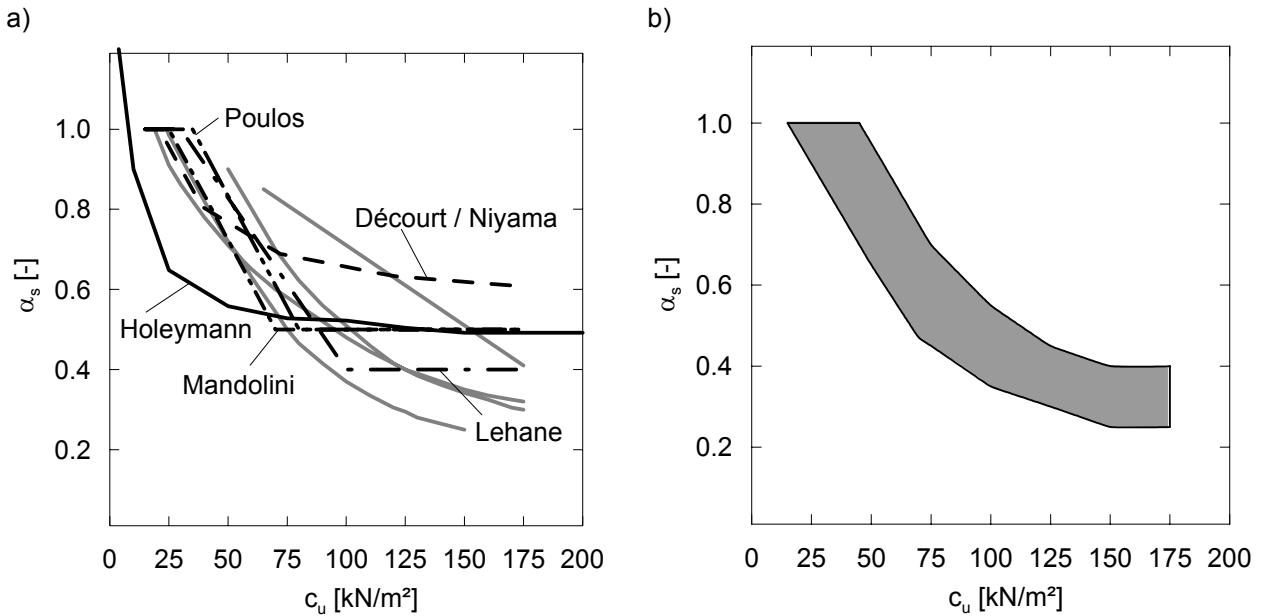


Bild 4.7: Zusammenhang zwischen dem Adhäsionskoeffizienten α_s und der Scherfestigkeit des undränierter Bodens c_u

Für Pfähle mit einem Verhältnis Einbindelänge zu Pfahlspitzendurchmesser $d/D_b > 3$ wird in der Literatur einheitlich der Spitzenwiderstand $q_{b1,k}$ mit dem neunfachen Wert der Scherfestigkeit des undränierter Bodens in Höhe des Pfahlfußes angegeben. Ähnliche Festlegungen werden auch z.B. in der französischen Norm *Fascicule 62-V* und von *Décourt/Niyama (1994)* getroffen. Nur wenige Verfahren schätzen den Spitzenwiderstandsbeiwert $\alpha_b > 9$ ein.

5 Modellversuche

5.1 Allgemeine Versuchskonzeption

Wie schon ausführlich bei Zäske (2001) beschrieben, lassen sich nach Pregl (1998) Modellversuche mit Böden je nach Anwendungsziel in folgende Gruppen einteilen:

- Demonstrationsmodellversuche,
- Modellversuche zur Ermittlung von Verformungs- und Bruchmechanismen und
- Modellversuche zur Übertragung der Ergebnisse auf die Natur (Prototyp).

Im Rahmen des Modellversuchsprogramms wurden Spannungsmessungen im Boden, sowie Messungen der Pfahlspitzenwiderstände und der Pfahlmantelreibung durchgeführt. Die eigenen Modellversuche können der o.g. zweiten Kategorie nach Pregl (1998) zugeordnet werden. Die Modellversuche erheben nicht den Anspruch der direkten Übertragung von Kräften, Widerständen und Spannungen auf das *in situ* Verhalten, sondern sollen lediglich Zusammenhänge und Zugehörigkeiten verschiedener Eingangsgrößen klären, um eine umfassende Analyse der *in situ* Probobelastungen nach Abschnitt 6 zu ermöglichen.

Anhand der Spannungsmessungen wurden die während der Rammung und Probobelastung entstehenden Spannungsfelder, sowie die Bruchmechanismen im Boden erfasst. Dehnungsmessungen geben Aufschluss über die am Pfahlschaft und an der Pfahlspitze wirkenden Widerstände. Die Instrumentierung der Modellpfähle erfüllt nach den *Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen* des *Arbeitskreis 2.1 (1998)* die Anforderungsstufe „Hohe Anforderungen“, da über die Trennung von Spitzendruck und Mantelreibungskraft hinaus die Entwicklung der Pfahllängskraft in Abhängigkeit der Tiefe erfasst werden konnte.

5.2 Versuchsrundbedingungen

In der Regel wird bei *in situ* Probobelastungen an gerammten Fertigteilpfählen nur der Gesamtwiderstand des Pfahls und die Pfahlkopfsetzung gemessen. Anhand der durchgeführten Modellversuche wurde die Aufteilung des Gesamtwiderstandes in die Anteile Mantel- und Spitzenwiderstand und die Entwicklung der Mantelreibung entlang des Pfahlschafts in nichtbindigen Böden untersucht.

Wie bereits erläutert, ist die aus der Rammung des Pfahls resultierende Veränderung des Baugrundes bislang weitestgehend unerforscht. Im Rahmen der Modellversuchsreihe wurden

Spannungsmessungen durchgeführt, wobei innerhalb der Versuchsreihe die Anordnung der Erddruckgeber entweder mit dem Ziel der Erfassung der am Pfahlschaft resultierenden radialen Spannungsfelder oder des Spannungsfeldes im Bereich der Pfahlspitze vorgenommen wurde. Hauptbestandteil waren jedoch Spannungsmessungen am Pfahlschaft. Anhand dieser Messungen konnten erste Erkenntnisse über die aus der Rammung resultierenden Baugrundveränderungen gewonnen werden.

Je Versuch wurde ein Modellpfahl in einen Behälter mit definiert eingebautem Sand gerammt und anschließend probbelastet.

Die Versuche hatten folgenden schematischen Ablauf:

- a) definierter Einbau (einrieseln) des trockenen Sandes und der Erddruckgeber,
- b) Rammung des Modellpfahls,
- c) nach einer Standzeit von mindestens drei Tagen (*Arbeitskreis 2.1 (1998)*) Ausführung der statische Pfahlprobobelastung.

In Tabelle 5.1 sind die Randbedingungen der durchgeführten Modellversuche im Einzelnen aufgelistet.

Detaillierte Angaben zum Einbau des Sandes und zum Versuchsablauf finden sich in Abschnitt 5.3.4 und 5.5.

Im Einzelnen werden folgende Randbedingungen in den Versuchen variiert:

- Oberflächenrauigkeit des Modellpfahls: glatt / besandet,
- Einbindelänge des Pfahls: 0,60 m / 1,00 m / 1,40 m und
- Messebenen der Erddruckgeber: Pfahlschaft / Pfahlspitze.

Vor Beginn der eigentlichen Versuchsreihe wurden zwei Vorversuche durchgeführt, diese Versuche werden im Folgenden als Versuche A und B bezeichnet.

Im Anschluss an die Probobelastung der Pfähle mit Einbindetiefen von 0,60 m wurden diese auf eine Einbindetiefe von 1,40 m nachgerammt und nach einer verkürzten Standzeit erneut probbelastet.

Tabelle 5.1: Zusammenstellung des Modellversuchsprogramms und Versuchsrandbedingungen

Versuch Nr.	Prüfkörper	Durchmesser [cm]	Einbindelänge in den Boden [m]	Verhältnis d/D	Messebenen Erddruckgeber	Boden
A	rauer Pfahl (besandet)	5,0	1,40	28	Schaft / Spitze	Sand dicht gelagert
B	glatter Stahlpfahl	5,0	1,40	28	Schaft / Spitze	Sand dicht gelagert
1	rauer Pfahl (besandet)	5,0	1,40	28	Schaft	Sand dicht gelagert
2	rauer Pfahl (besandet)	5,0	1,00	20	Spitze	Sand dicht gelagert
3a	rauer Pfahl (besandet)	5,0	0,60	12	Schaft	Sand dicht gelagert
3b	rauer Pfahl (besandet) <i>nachgerammt</i>	5,0	1,40	28	Schaft	Sand dicht gelagert
3a_2	rauer Pfahl (besandet)	5,0	0,60	12	Schaft	Sand dicht gelagert
3b_2	rauer Pfahl (besandet) <i>nachgerammt</i>	5,0	1,40	28	Schaft	Sand dicht gelagert
4	glatter Stahlpfahl	5,0	1,40	28	Schaft	Sand dicht gelagert
5	glatter Stahlpfahl	5,0	1,00	20	Spitze	Sand dicht gelagert
6a	glatter Stahlpfahl	5,0	0,60	12	Schaft	Sand dicht gelagert
6b	glatter Stahlpfahl <i>nachgerammt</i>	5,0	1,40	28	Schaft	Sand dicht gelagert

5.3 Versuchsmaterial

5.3.1 Modellpfahl

Als Modellpfähle wurden Stahlpfähle mit einem Durchmesser von 5 cm und einer Länge von 151 cm verwendet, wobei die Pfahloberfläche glatt und rau (besandet) variiert wurde. Damit wurden zwei mögliche Extreme der Oberflächenbeschaffenheit von Verdrängungspfählen untersucht.

Die Modellpfähle hatten ein Gewicht von ca. 14,0 kg und bestanden aus mehreren zylindrischen Stahlhülsen. Es gab jeweils zwei Typen von Stahlhülsen, innerhalb der kürzeren Hülsen befanden sich die Messquerschnitte, die längeren Stahlhülsen dienten als Verbindungsstücke zwischen den Messquerschnitten, siehe Bild 5.6 und Bild 5.7. Im Inneren des Pfahls wurde die Verkabelung der Messquerschnitte zum Pfahlkopf geführt. Durch die Kabelführung innerhalb des Modellpfahls musste dieser einen Durchmesser von mindestens 5 cm aufweisen. Für die gegebenen Versuchsverhältnisse konnte jedoch nur eine maximale Pfahleinbindelänge von 1,40 m bei vertretbaren Zwängungen durch die Systemgrenzen realisiert werden. Die Modellpfähle weisen demnach eine maximale Schlankheit von $d/D = 28$ auf, wohingegen in situ Stahlbetonverdrängungspfähle i.M. eine Schlankheit von $d/D > 40$ besitzen. Bei Offshore Stahlpfählen kann der Schlankheitsgrad wesentlich höher liegen. Allerdings ist in situ die Einbindelänge der Pfähle in den tragfähigen Baugrund häufig in einer Größenordnung von $d/D = 10$ bis 20 gegeben.

Das Messprinzip der Modellpfähle ist in Abschnitt 5.4.2 beschrieben.

5.3.2 Ramme

Als Rammgerät zum Einbau des Modellpfahls im Versuchskasten wurde eine mittelschwere Rammsonde (DPM) gewählt. Die Masse der Rammbären betrug 10 kg, so dass sich ein Verhältnis Bär- zu Pfahlgewicht von 1:1,4 ergab.

Die Bärfallhöhe der Rammsonde wurde auf 20 cm eingestellt, damit wurde eine Rammenergie von 0,02 kNm/Schlag auf den Pfahl ausgeübt. Die Schlaggeschwindigkeit betrug ca. 42 Schläge/Minute.

5.3.3 Modellsand

Zur Durchführung der Modellversuche wurde ein gewaschener, feuergetrockneter Industrie-Spezialsand aus einem Kieswerk in Bobenheim-Roxheim (Rheinland Pfalz) verwendet. Bei dem Modellsand handelt es sich um einen enggestuften Sand (SE) mit einer Körnung 0,063 - 4,0 mm.

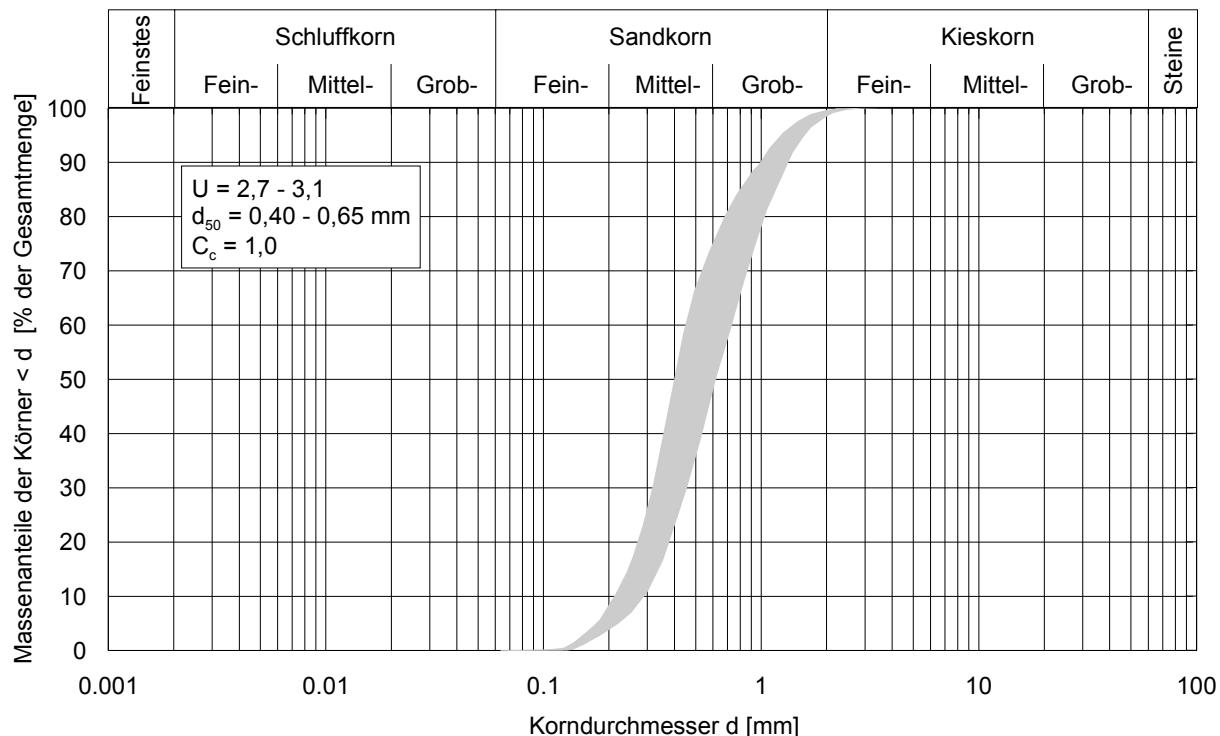


Bild 5.1: Körnungsband des Modellsandes

Zur Ermittlung der bodenmechanischen Kenngrößen des Versuchssandes wurde eine umfangreiche Versuchsreihe der üblichen Laborversuche durchgeführt. Einige Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 5.2 dargestellt. Die Scherfestigkeit des Versuchssandes entwickelt sich zwischen der lockersten und dichtesten Lagerung im Bereich von etwa $\varphi' = 32^\circ$ bis $\varphi' = 40^\circ$.

Tabelle 5.2: Bodenmechanische Kenngrößen des trockenen Versuchsandes

lockerste Lagerung	$\rho_d = 1,440 \text{ g/cm}^3$	$\max n = 0,456$
dichteste Lagerung	$\rho_d = 1,746 \text{ g/cm}^3$	$\min n = 0,340$
Korndichte	$\rho_s = 2,646 \text{ g/cm}^3$	
Steifemodul bei $\sigma' = 100\text{-}200 \text{ kN/m}^2$ ($\rho_d = 1,660 \text{ g/cm}^3$), siehe Bild 5.2	$E_s = 12,0 - 32,5 \text{ MN/m}^2$	

Eindimensionale Kompressionsversuche ergaben für den Sand bei der im Modellversuch gewählten dichte bis sehr dichte Lagerungsdichte ($D = 0,71$) eine Steifemodulverteilung nach Bild 5.2.

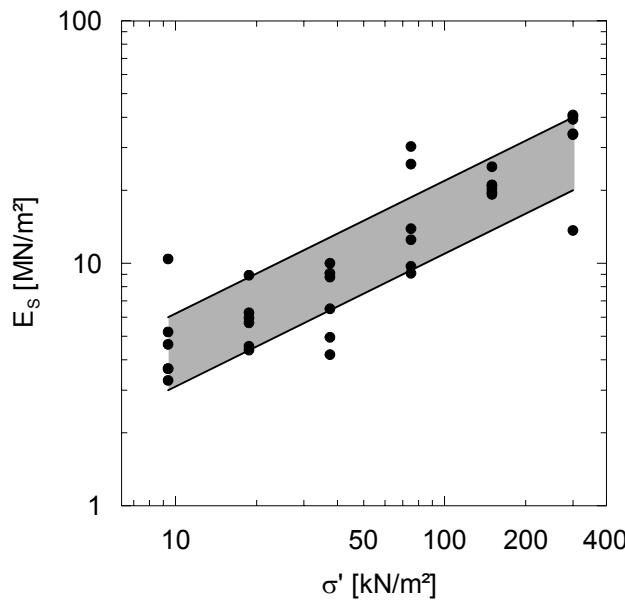


Bild 5.2: Steifemodulverteilung des Versuchssandes aus eindimensionalen Kompressionsversuchen ($D = 0,71$)

Bei dem verwendeten Sand handelt es sich um einen weitgehend starrkörnigen Boden, was durch die Darstellungsweise der Triaxialversuchsergebnisse nach Bild 5.3 verifiziert wurde. Die Ergebnispunkte der normierten Spannungen und der Volumendehnungen der Triaxialversuche liegen auf einer Kurve, demnach können entsprechend Kempfert (1987) die Kornbrucherscheinungen im vorliegenden Spannungsbereich vernachlässigt werden.

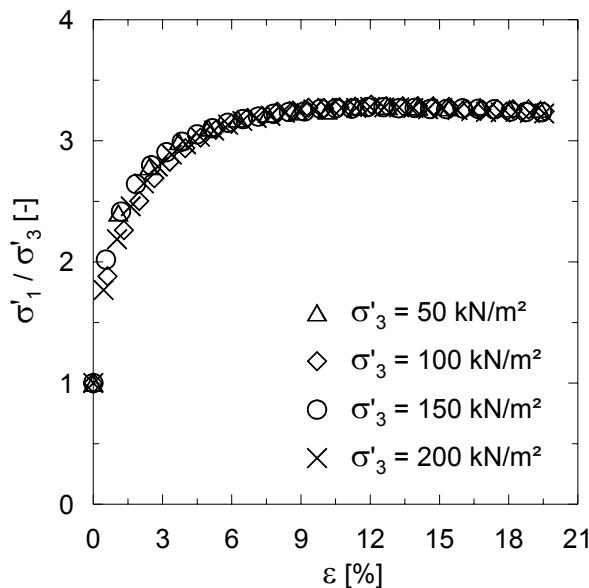


Bild 5.3: Spannungs-Stauchungs-Linie des Modellsandes

5.3.4 Voruntersuchungen zum Einbau des Modellsandes

Zum Einbau des Modellsandes wurde das Konzept eines flächigen Sandregens gewählt, um eine über die Höhe des Versuchsbehälters konstante und reproduzierbare Einbaudichte zu erzeugen. Dabei wurde zum Einbau des Modellsandes entsprechend Bild 5.4 eine Rieselanlage bestehend aus zwei übereinander liegenden Lochblechen verwendet. Die zum Bau der Rieselanlage gewählten Lochbleche waren mit einer versetzten Rundlochung (Lochdurchmesser 5,0 mm) perforiert. Die Lochbleche wurden zunächst mit einer Folie beklebt um die erzielbare Lagerungsdichte mit verschiedenen Lochmustern zu prüfen. Das obere und untere Lochblech wurde jeweils so gegeneinander verdreht, dass sich eine undurchlässige Bodenplatte bildete, wenn beide Lochbleche aufeinander lagen. Wurde das obere Lochblech angehoben, konnte der Sand durch die Löcher auf das untere Lochblech (Diffusor-Sieb) fallen und von diesem als Sandregen verteilt in den Versuchsbehälter grieselt werden. Während der Vorversuche wurde der Loch zum Gesamtquerschnitt des oberen Lochblechs konstant gehalten um eine konstante Fallintensität bzw. Fallgeschwindigkeit beizubehalten, da auch diese nach *Vaid/Negussey (1984)* Einfluss auf die Lagerungsdichte hat. Das Verhältnis Loch zu Gesamtquerschnitt des unteren Blechs wurde, ebenso wie die Fallhöhe variiert. Die Ergebnisse der Vorversuche sind in Bild 5.5 dargestellt.

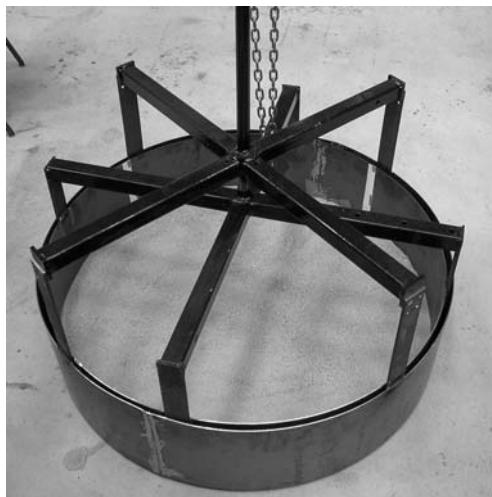


Bild 5.4: Die Rieselanlage (links) erzeugt einen flächenhaften Sandregen (rechts) zum definierten Sandeinbau

Wie zahlreich in der Literatur angeführt, z.B. *Kolbuszewski (1948)*, *Wernick (1978)*, *Vaid/Negussey (1984)*, *Rad/Tumay (1987)*, *Cudmani (2001)*, hat die Fallhöhe des Sandes einen entscheidenden Einfluss auf die mit der Rieselanlage erzielte Lagerungsdichte. Weiterhin konnte die Beobachtung von *Rad/Tumay (1987)* bestätigt werden, dass eine gleichmäßiger

verteilte Lochung, einen feiner verteilten Sandregen erzeugt und somit höhere Lagerungsdichten erzielbar sind (Bild 5.5).

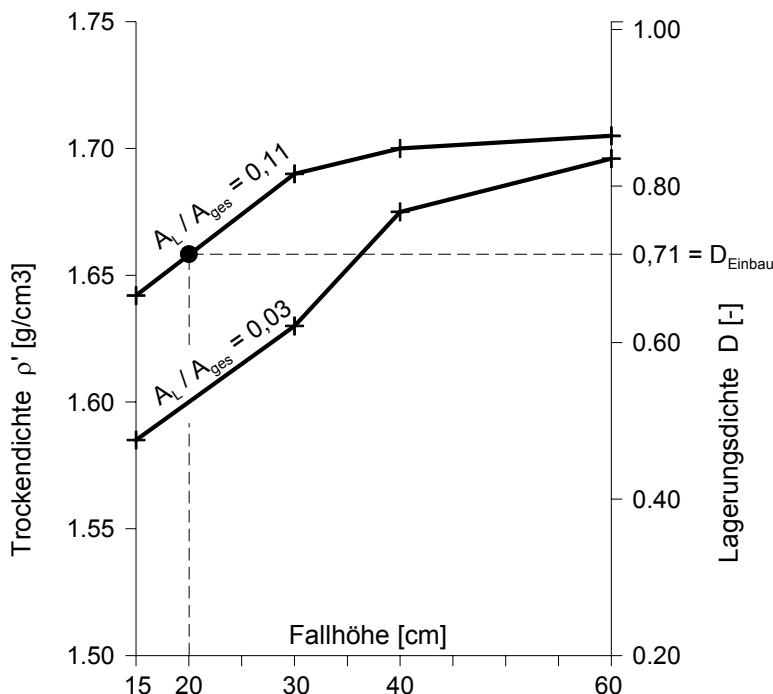


Bild 5.5: Mit der Rieselanlage erzielte Einbaudichten (Vorversuche)

Für die Modellversuche wurde eine dichte bis sehr dichte Lagerung des Sandes angestrebt. Da die Staubentwicklung bei niedrigen Fallhöhen bedeutend geringer war und sich die Bleche nach jeder Riesellage sauberer verschließen ließen je poröser das Diffusor-Sieb war, wurde eine Fallhöhe von 20 cm bei einem Loch zu Gesamtquerschnitt des Diffusor-Siebs von 0,11 gewählt. Der Sand wurde lagenweise in Schichten von 5 cm in den Versuchsbehälter geriebelt, wobei die Fallhöhe vor jedem Befüllen der Rieselanlage angepasst und damit etwa konstant gehalten wurde. Mit diesen Randbedingungen konnte für die Modellversuche eine reproduzierbare Einbautrockendichte von $\rho_d = 1,66 \text{ g/cm}^3$ (Lagerungsdichte $D = 0,71$) erzielt werden.

5.4 Eingesetzte Messverfahren

5.4.1 Allgemeines

In den Modellversuchen wurden zwei Messverfahren eingesetzt. Zum einen wurden die am Pfahl abgetragenen Kräfte über Dehnungsmessstreifen innerhalb des Modellpfahls erfasst. Diese Messungen lassen eine Differenzierung des Gesamtwiderstandes in seine Anteile aus Mantelreibung und Spitzendruck zu. Außerdem werden im Rahmen der Modellversuchsreihe verschiedene Spannungsmessungen im Sand durchgeführt. Diese sollten unter anderem der Untersuchung der sich durch die Pfahlrammung verändernden Bodenstruktur dienen. Hierfür wurden im Sand dynamische Erddruckgeber angeordnet, die während und nach der Rammung sowie während der Pfahlprobobelastung die Spannungen aufnahmen.

In den folgenden Abschnitten sind die eingesetzten Messverfahren detailliert beschrieben.

5.4.2 Dehnungsmessstreifen (DMS) am Modellpfahl

Die Messquerschnitte zur Messung der am Pfahlschaft bzw. über die Pfahlspitze abgetragenen Kräfte bestanden aus einer Stahlhülse, in der ein mit Dehnungsmessstreifen bestückter Vierkantstahl befestigt wurde. Zum Schutz gegen chemische sowie mechanische Einwirkungen wurden die Dehnungsmessstreifen mit einer Silikonabdeckmasse versiegelt. Der Vierkantstahl wurde jeweils mit der Ober- und Unterseite der Stahlhülse fest verschraubt. Die Stahlhülsenenteile konnten sich reibungsfrei gegeneinander verschieben, so dass bei einer Stauchung der Hülse die gesamte Kraft über den Vierkantstahl geleitet wurde. Bild 5.6 zeigt beispielhaft einen in seine Einzelteile zerlegten Messquerschnitt.

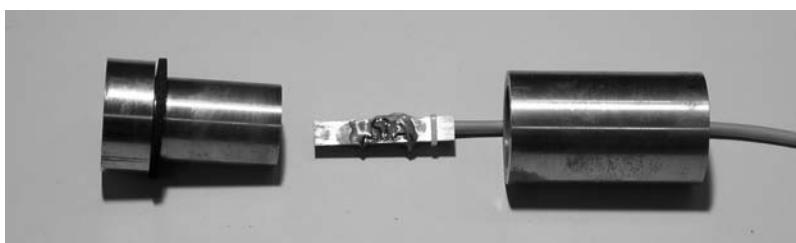


Bild 5.6: Aufbau eines Messquerschnitts am Modellpfahl

Vor und nach jedem Versuch wurden die Modellpfähle jeweils neu kalibriert. Die Kalibrierung nach dem Versuch wurde durchgeführt, um ausschließen zu können, dass eine Messstelle durch die Pfahlrammung Schaden genommen hatte. Zur Kalibrierung wurde der Pfahl in eine Vorrichtung gespannt und stufenweise belastet. Da innerhalb der Kalibriervorrichtung

keine Kraft über Mantelreibung abgetragen werden konnte, müssen die von den DMS gemessenen Spannungen jeweils der eingeleiteten Kraft entsprechen. Anhand der so ermittelten linearen Abhängigkeit von Spannung und Kraft konnten die am Pfahl wirkenden Kräfte während der Modellversuche gemessen werden.

Bild 5.7 zeigt das Messprinzip des Modellpfahls, die Abkürzungen F_{DMS1} bis F_{DMS6} stehen für die vom jeweiligen Messquerschnitt gemessenen Kräfte.

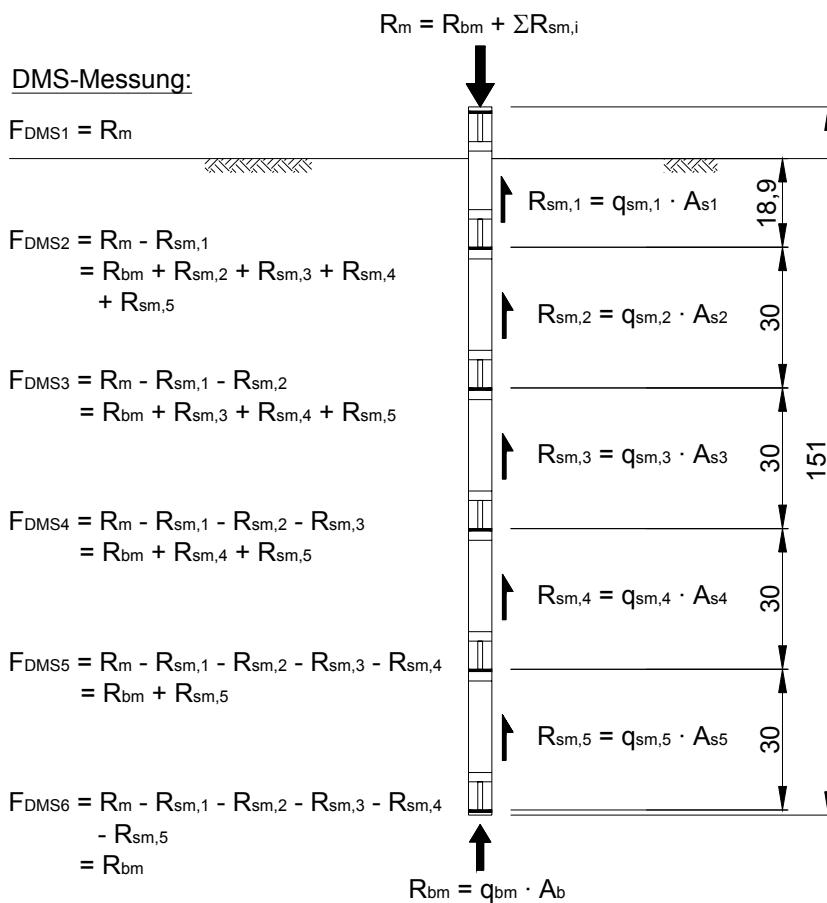


Bild 5.7: Messprinzip der Modellpfähle

Der oberste Messquerschnitt befand sich während der Versuche oberhalb der Sandoberfläche und misst somit die gesamte in den Pfahl eingeleitete Kraft. Die tiefer liegenden Messquerschnitte messen jeweils die eingeleitete Kraft abzüglich des Kraftanteils, der über den oberhalb des Messquerschnittes liegenden Mantel abgetragen wurde. Mit dem Messquerschnitt an der Pfahlspitze wurde demnach der Fußwiderstand des Modellpfahls gemessen.

5.4.3 Spannungsmessungen im Sand

Zur Messung der Spannungen im Sand wurden dynamische Erddruckgeber der Firma Preusser Messtechnik Typ TLM KDE-PA verwendet. Das Messprinzip der Erddruckgeber vom Typ KD beruht darauf, dass die Spannung von der Druckplatte aufgenommen und über eine mit Quecksilber gefüllte Kammer auf eine Membran, die mit einer DMS-Vollbrücke (Membranrosette) bestückt ist, geleitet wird (Bild 5.8). Die Widerstandsänderung der DMS wird durch einen geeigneten Messverstärker (Spider8 / SR55, Firma Hottinger) erfasst und stellt ein Maß für die auf die Druckplatte einwirkende Spannung dar.

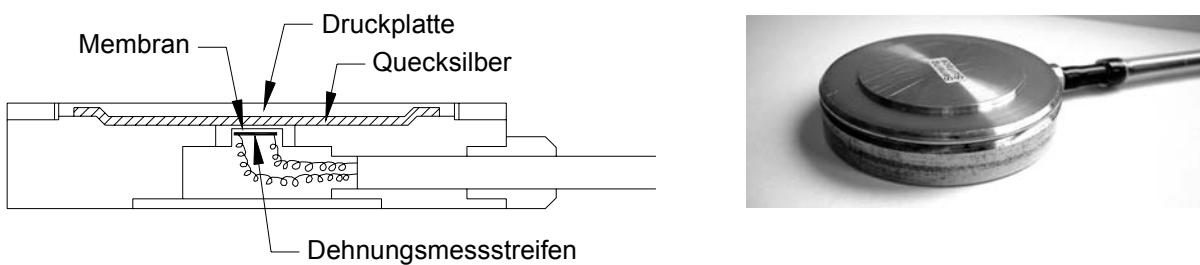


Bild 5.8: Erddruckgeber vom Typ KD

Die durchgeführten Prüfungen bei dynamischer Lasteinwirkung lieferten gute Ergebnisse.

Der Einsatz der Erddruckgeber wurde so gewählt, dass je Versuch entweder primär der radiale Verdrängungseffekt durch die Einbringung des Modellpfahls oder die Spannungsveränderung unterhalb des Pfahlfußes untersucht wurde. Mit einem Durchmesser von 5 cm sind die Erddruckgeber vom Typ KD kleinmaßstäblich und stellen somit einen relativ geringen Störfaktor im Bodengefüge dar. Außerdem wurde die Anordnung der Erddruckgeber so abgestimmt, dass bei möglichst geringen Störeinflüssen durch die Messgeber und deren Zuleitungen eine möglichst große Zahl an Informationen gewonnen werden konnte.

5.4.4 Fehlerbetrachtung

Messabweichungen setzen sich nach *DIN 1319-1:1995-01* additiv aus den zufälligen Messabweichungen e_r und den systematischen Messabweichungen e_s zusammen. Die systematischen Messabweichungen wiederum setzen sich aus den bekannten ($e_{s,b}$) und den unbekannten systematischen Messabweichungen ($e_{s,u}$) zusammen. Systematische Fehler haben einen bestimmten Betrag und ein bestimmtes Vorzeichen und können prinzipiell korrigiert werden.

Ursache systematischer Messabweichungen kann in der Regel sein:

- a) Unvollkommenheit der Messgeräte (Herstellertoleranzen),
- b) fehlerbehaftete Bauteile und Bauteiltoleranzen,
- c) ungünstige Messaufbauten und
- d) Unterschiede zwischen idealen und realen Bauelementen und Messgeräten.

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen wurde im Vorfeld versucht die systematischen Messabweichungen durch fehlerhafte Bauteile, Bauteiltoleranzen und ungünstige Messaufbauten zu eliminieren. Die aus der Begrenzung des elastisch isotropen Halbraums durch die Behälterwand resultierenden Messfehler liegen in einem Bereich < 10 % und sind für die Ziele der Versuche vernachlässigbar.

Für die verwendeten Erddruckdosen ist eine Messabweichung von 0,3 – 0,7 % der Nennleistung angegeben. Die Erddruckgeber haben einen Messbereich von $\sigma = 0 - 200 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\sigma = 0 - 500 \text{ kN/m}^2$. Der große Messbereich ist aufgrund der hohen Spannungen während der statischen Probefestigkeit notwendig. Die im Ausgangszustand wirkenden Spannungen und die Spannungsänderungen während und nach der Rammung haben im Vergleich dazu geringe Beträge, so dass Fehlereinflüsse möglich sind.

5.5 Versuchsdurchführung

5.5.1 Versuchseinbau

Vor dem Einrieseln des Modellsandes wurden die Seitenflächen des Versuchszylinders mit einem Gleitmittel (Vaseline) bestrichen und mit einer dünnen Kunststofffolie ausgekleidet. Hierdurch sollte der Reibungseinfluss zwischen dem Sand und der Stahlwandung reduziert werden.

Der Modellsand wurde anschließend mit dem in Abschnitt 5.3.4 beschriebenen Verfahren in Riesellagen von jeweils 5 cm eingebaut. Da sich bei der verwendeten Einbautechnik am Behälterrands eine leichte Böschung einstellte, wurde nach jeder zweiten Riesellage der Randbereich mit einem Handrieselgerät aufgefüllt, um eine ebene Sandoberfläche zu erhalten. Mit dem Handrieselgerät konnte in gleicher Lagerungsdichte ausgeglichen werden.

Bei erreichen einer Messebene der Erddruckgeber wurde die Sandoberfläche ausgeglichen und die Erddruckgeber eingebaut. Hierbei wurden die Erddruckgeber vorsichtig auf den Sand gesetzt und die Zuleitung auf kürzestem Weg zum Behälterrand und nach oben aus dem Behälter geführt.

5.5.2 Rammen des Modellpfahls

Nach Einbau des Modellsandes und der Messebenen wurde am Versuchsbehälter eine Führungsvorrichtung für den Modellpfahl während der Rammung angebracht. Die Führungsvorrichtung sollte eine Schrägstellung des Pfahls während der Rammung verhindern. Der Pfahl wurde locker an drei Punkten entlang des Pfahlschaftes mit Schellen gehalten. Durch die Schellen konnte der Pfahl reibungsfrei ohne Energieverlust gleiten. Erreichte der Pfahlkopf eine der Schellen, musste diese demontiert werden um eine Tieferrammung des Pfahls zu ermöglichen. Dies geschah entweder während des laufenden Rammbetriebs oder, wenn dies nicht möglich war, während einer Rammpause, die im Rammprotokoll festgehalten wurde. Der Pfahl wurde mit einer regelmäßigen Schlagzahl von ca. 42 Schlägen / Minute in den Versuchsbehälter gerammt.



Bild 5.9: Rammung des besandeten Modellpfahls mit der mittelschweren pneumatischen Rammsonde

Während des Rammvorgangs wurde ein Rammprotokoll analog dem Großen Rammbericht nach DIN 4026 (1975) angefertigt. Folgende Daten wurden im Protokoll erfasst:

- Datum
- Pfahldaten:
 - Pfahlart: besandet / glatt
 - Querschnitt
 - Pfahllänge
 - Einbindelänge
 - Pfahleigenlast
- Rammgerät:
 - Typ der Ramme
 - Fallgewichtskraft
 - Bärfallhöhe
 - Gewicht der Ramme
- Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringung
- Rammenergie je 10 cm Eindringung
- Zeitlicher Ablauf (Rammbeginn, Rammpausen, Rammende)

Der Zeitpunkt für die Rammung wurde so gewählt, dass der Pfahl jeweils nach einer Standzeit von ca. 72 Stunden probbelastet werden konnte. Während der Standzeit wurden die Spannungen im Sand und die Kräfte am Pfahl weitgehend kontinuierlich gemessen.

5.5.3 Statische Probbelastung des Modellpfahls

Für die statische Probbelastung des Modellpfahls wurde am Versuchsbehälter ein Belastungsrahmen angebracht, der als Widerlager für eine hydraulische Presse diente. Die Presse kann eine maximale Kraft von 25 kN ausüben und hat einen Hub von 183 mm. Die auf den Pfahl ausgeübte Kraft wurde während der Probbelastung über die in der MTS Anlage integrierte Kraftmessdose, sowie die DMS-Messstelle am Pfahlkopf gemessen. Außerdem wurde zwischen Pressenfuß und Pfahlkopf eine weitere Kraftmessdose zur Überprüfung angeordnet.

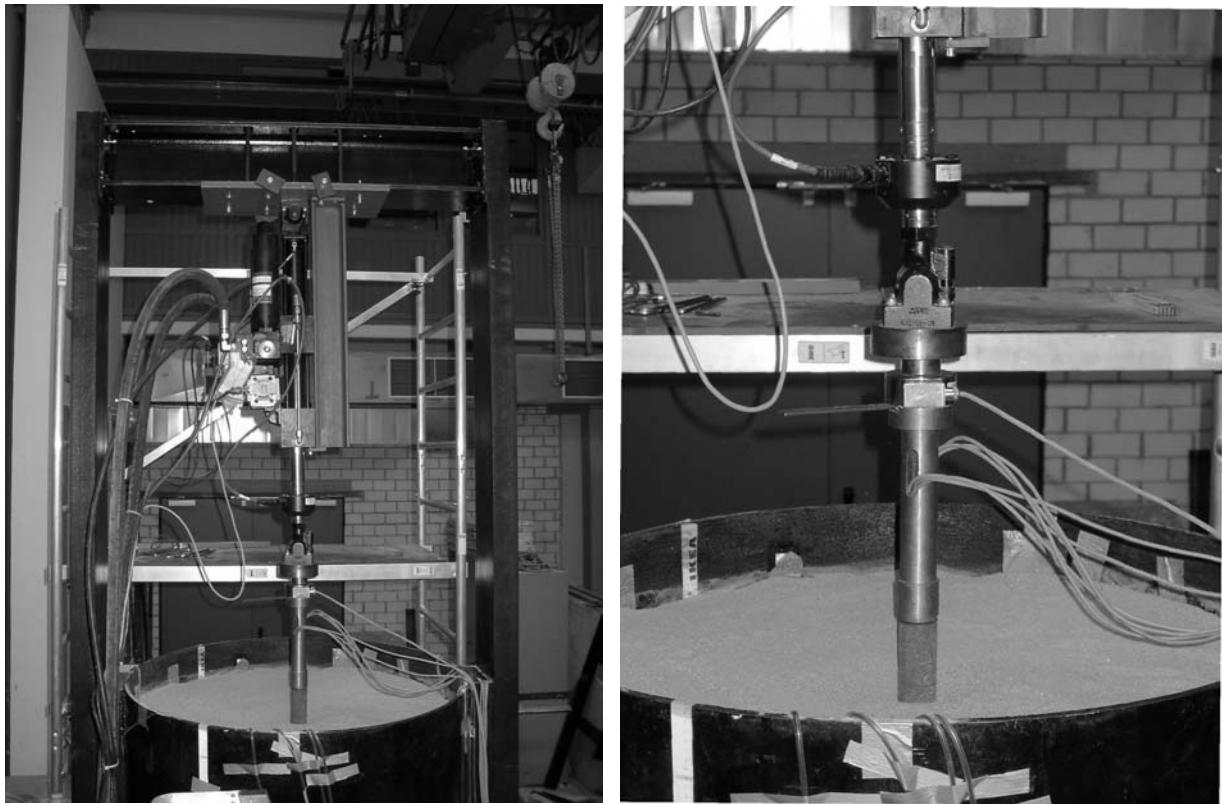


Bild 5.10: Probebelastung des Modellpfahls mit hydraulischer Presse

Vorversuch A wurde zunächst weggesteuert belastet, um die zuvor prognostizierten Grenzkräfte für die Modellpfähle zu verifizieren. Bei den folgenden Versuchen wurde die Zahl der Belastungsstufen so geplant, dass die erwartete Grenzlast R_{Im} in etwa acht gleich großen Belastungsstufen erreicht wurde (*Arbeitskreis 2.1 (1998)*). Nach den ersten vier Laststufen erfolgte eine Entlastung bis zur gewählten Vorlast. Anschließend wurde die Last stufenweise wie in Bild 5.11 dargestellt bis zur Grenzlast gesteigert. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so angepasst, dass die Zeit für die Laststeigerung zur nächst höheren Stufe jeweils > 5 Minuten betrug. Entlastungen wurden mit der doppelten Geschwindigkeit ausgeführt.

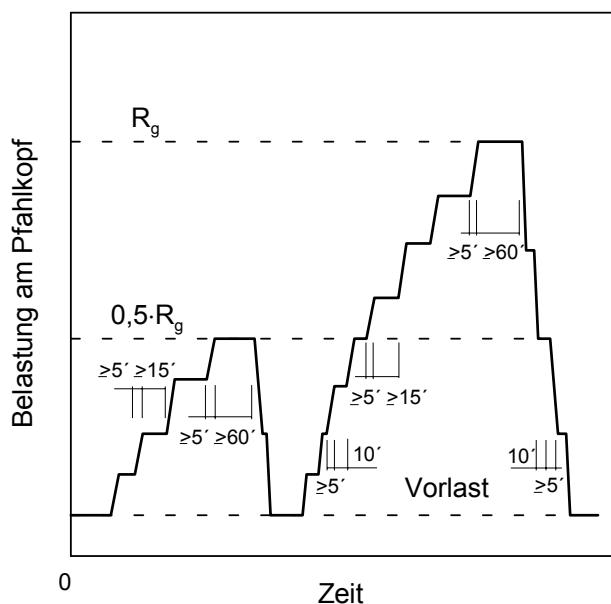


Bild 5.11: Gewählte Belastungsstufen für die Modellversuche,
nach *Arbeitskreis 2.1 (1998)*

5.6 Versuchsergebnisse der Messungen mit Dehnungsmessstreifen am Modellpfahl

5.6.1 Allgemeines

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen der Modellversuche dargestellt und interpretiert. Anhang E.1 enthält ergänzend zu Abschnitt 5.6.2 bis 5.6.5 Widerstands-Setzungs-Linien von Mantel-, Spitzen- und Gesamtwiderstand, sowie Rammdiagramme (W [kNm/m] und ΣW [kNm]) und Mantelreibungsverläufe im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

5.6.2 Rammarbeit

Die Rammdiagramme der Modellversuche zeigen wie erwartet einen Anstieg der zur Rammung aufzuwendenden Energie mit der Einbindetiefe. Ebenfalls wird deutlich, dass die Rammarbeit ab einer bestimmten Rammtiefe durch die Oberflächenrauigkeit des Pfahls beeinflusst wird. In Bild 5.12a ist die Zunahme der Rammarbeit mit ansteigender Rammtiefe dargestellt. Dabei handelt es sich jeweils um den Mittelwert der Versuchsreihe des betreffenden Pfahltyps. Es fällt auf, dass die Rammenergie bis zu einer Rammtiefe von ca. 50 cm für beide Pfahltypen nahezu gleich verläuft. In diesem Bereich kann also davon ausgegangen werden, dass die Rammarbeit unabhängig von der Oberflächenbeschaffenheit ist. In tiefer liegenden Bereichen entfernen sich die Rammdiagramme immer weiter voneinander. Um die

mit der Rammtiefe ansteigende Abweichung zwischen der Rammarbeit des rauen (besandten) und glatten Pfahls zu verdeutlichen sind diese in der rechten Bildhälfte direkt gegenübergestellt worden. Die Datenreihe kann mit sehr guter Übereinstimmung über ein Polynom 2. Grades korreliert werden.

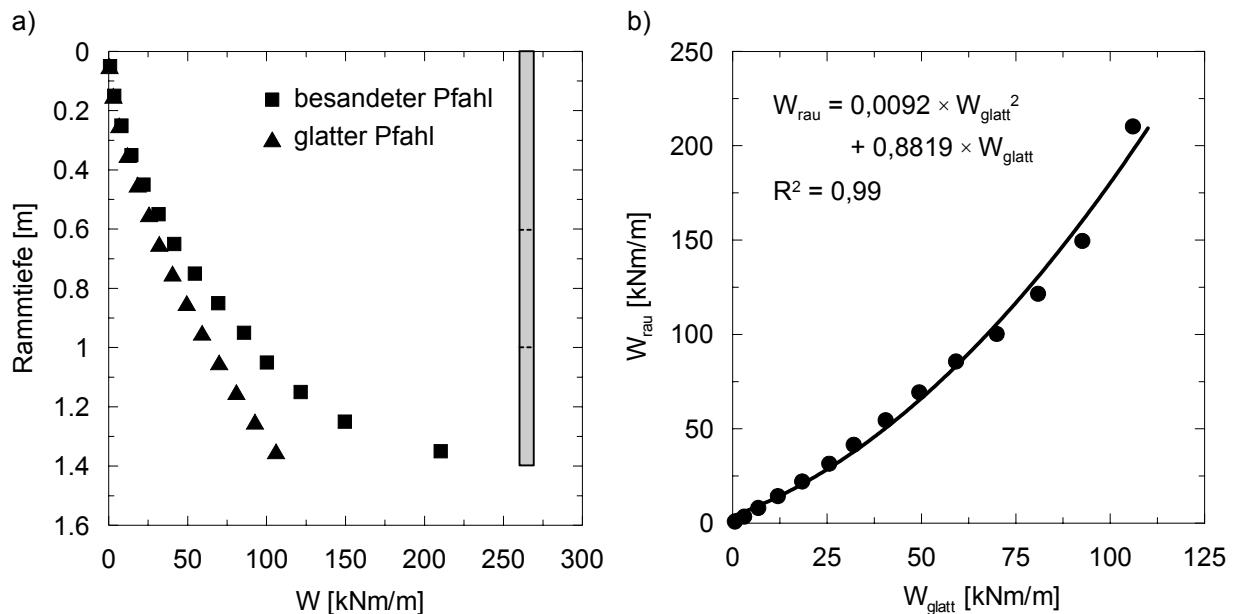


Bild 5.12: Vergleich der Rammarbeit von Pfählen unterschiedlicher Oberflächenstruktur

Aus den vorstehenden Beobachtungen kann geschlossen werden, dass sich erwartungsgemäß die Oberflächenbeschaffenheit eines Pfahls mit zunehmender Rammtiefe stärker auf die Rammenergie auswirkt.

5.6.3 Mantelreibung

In Anhang E wurden für die durchgeführten Versuche Rammarbeit und Mantelreibung im Grenzzustand der Tragfähigkeit tiefenabhängig dargestellt. Mit zunehmender Einbindetiefe steigen sowohl die Rammenergie als auch die Mantelreibung an. Der besandete Pfahl (Versuch 1 – 3) hat, wie erwartet, bei gleicher Rammarbeit eine höhere Mantelreibung als der glatte Pfahl (Versuch 4 – 6). In Bild 5.13 sind Mantelreibungswerte einzelner Pfahlabschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit der Rammenergie des betreffenden Bereiches korreliert worden. Ein linearer Zusammenhang zwischen Rammarbeit und Mantelreibung kann mit guter Übereinstimmung für Versuche mit glatten Pfählen erwogen werden. Für besandete Pfähle bietet eine lineare Korrelation weniger hohe, jedoch zufriedenstellende Übereinstimmung. Die

dargestellten linearen Korrelationen sind um einen Mantelreibungswert von $q_{s1m} \approx 25 \text{ kN/m}^2$ annähernd parallel verschoben.

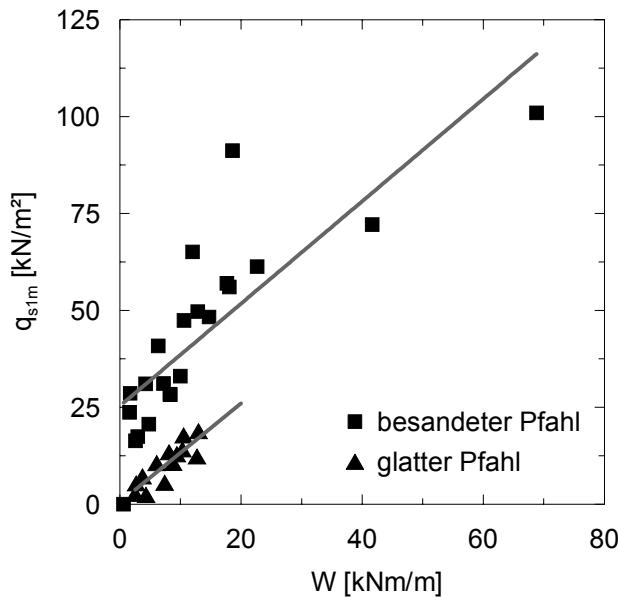


Bild 5.13: Korrelation von Mantelreibung und Rammarbeit

In Abschnitt 2.3.1 und 3.6 wurde bereits erwähnt, dass die Zunahme der Mantelreibung tiefenabhängig ist. In Anhang E ist für die jeweiligen Versuche der schichtweise gemittelte Verlauf der Mantelreibung über die Einbindetiefe dargestellt. Zusammenfassend lässt sich die in Bild 5.14 darstelle tiefenabhängige Zunahme der Mantelreibung entsprechend Gleichung (2.61) ableiten. Für den besandeten Pfahl ergibt sich ein Wert β von 4,125, für den glatten Pfahl liegt β bei 0,905.

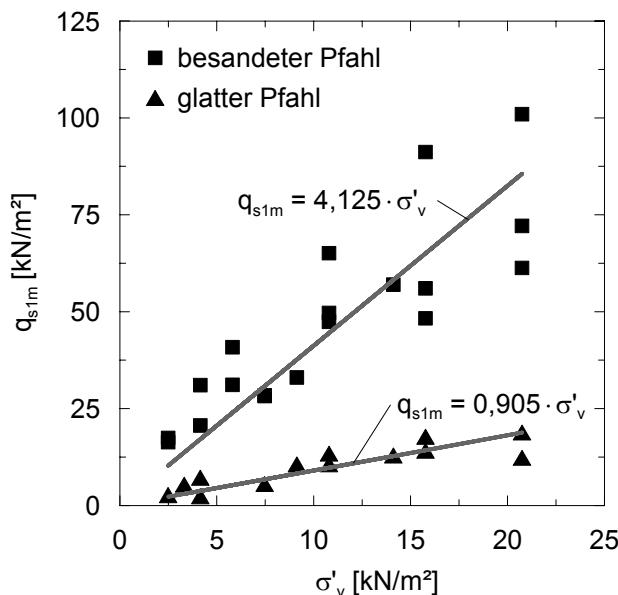


Bild 5.14: Korrelation von Mantelreibung und effektiver Vertikalspannung

5.6.4 Spitzenwiderstand

Untersuchungen zum Spitzenwiderstand zeigen, dass offensichtlich keine Beziehung zwischen dem Spitzenwiderstand q_{b1m} und dem Material, bzw. der Oberflächenbeschaffenheit des Pfahls bestehen.

In Abschnitt 3.2 wurde bereits erwähnt, dass in einigen Ansätzen z.B. nach *Meyerhof (1976)* der Zuwachs des Spitzenwiderstandes nur bis zu einer kritischen Tiefe d_{crit} berücksichtigt wird. Für die kritische Tiefe in nichtbindigen Böden werden Werte zwischen $d_{crit}/D_b = 10 \div 20$ angegeben. Das Verhältnis Einbindelänge zu Pfahldurchmesser lag in den Modellversuchen zwischen $d/D = 12 \div 28$. In diesem Bereich wurde in Bild 5.15 die Einbindelänge des Pfahls in Anlehnung an *Kempfert (2001)* mit dem Spitzenwiderstand korreliert. Hierbei war eine eindeutige Unterscheidung zwischen dem besandeten und glatten Pfahl nicht möglich, so dass ein allgemeingültiger Ergebnisbereich für die Modellversuche angegeben wurde. Unabhängig davon ergab sich bei den Modellversuchen auch eine kritische Tiefe um $d/D \approx 15$, siehe Bild 5.15 b).

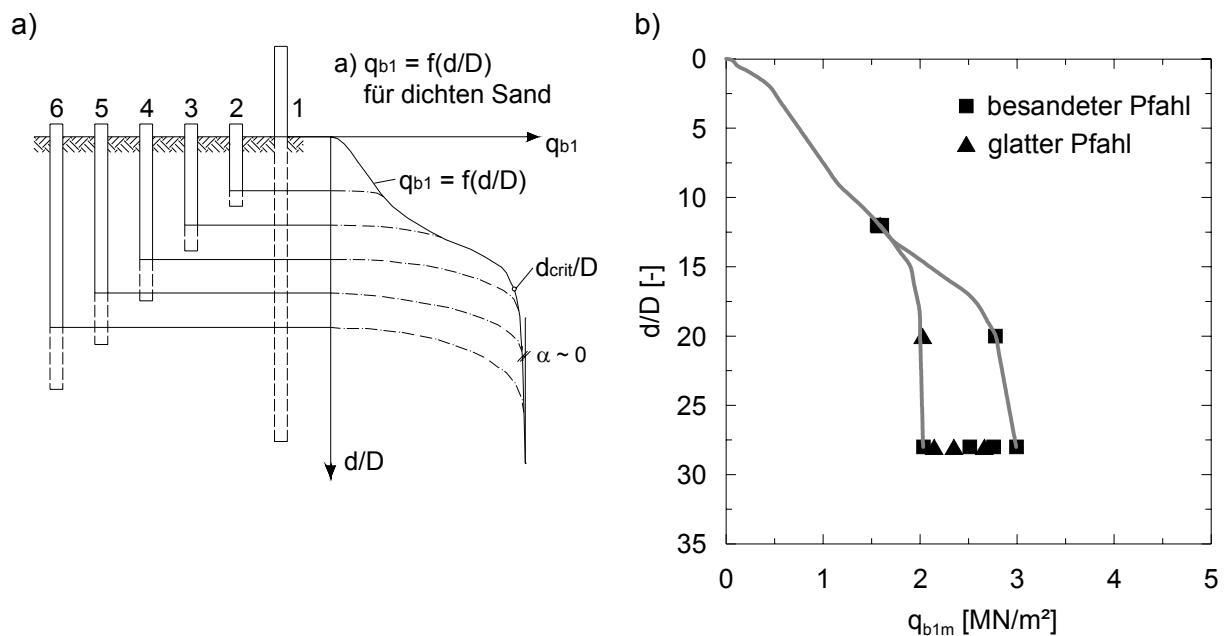


Bild 5.15: Korrelation zwischen dem Pfahlspitzenwiderstand und der Einbindetiefe

a) nach *Kempfert (2001)*

b) aus Modellversuchen

Der Betrag der zur Rammung des Pfahls aufzuwendenden Energie ist durch die Faktoren Oberflächenbeschaffenheit und Einbindelänge beeinflusst, somit werden diese Faktoren im Folgenden indirekt über die Rammarbeit berücksichtigt. Im vorangegangenen Abschnitt wur-

de bereits eine Abhängigkeit von Mantelreibung und Rammenergie an Hand der Modellversuche verifiziert. Auch für den Spitzewiderstand kann von der Vorstellung ausgegangen werden, dass die durch die Rammung in den Boden eingeleitete Energie ein Maß für das Pfahltragverhalten des Bodens an der Pfahlspitze ist.

Einige der in Abschnitt 2 vorgestellten empirischen Berechnungsverfahren berücksichtigen zur Abschätzung des Spitzewiderstandes aus dem Ergebnis der Drucksondierung Mittelwerte definierter Bereiche zwischen 1 und $8 \cdot D_b$ oberhalb der Pfahlspitze. In Anlehnung an diese Vorgehensweise wurde der Zusammenhang zwischen dem Spitzewiderstand und der Rammarbeit in definierten Bereichen oberhalb der Pfahlspitze untersucht. Der Bereich oberhalb der Pfahlspitze wurde zwischen 1, 2, 4 und $8 \cdot D_b$ variiert, wobei sich für W_{8D} die beste Übereinstimmung ergab.

Zwischen der Rammarbeit im Bereich $8 \cdot D_b$ über dem Pfahlfuß und dem Spitzewiderstand kann der in Bild 5.16 dargestellte Zusammenhang konstruiert werden.

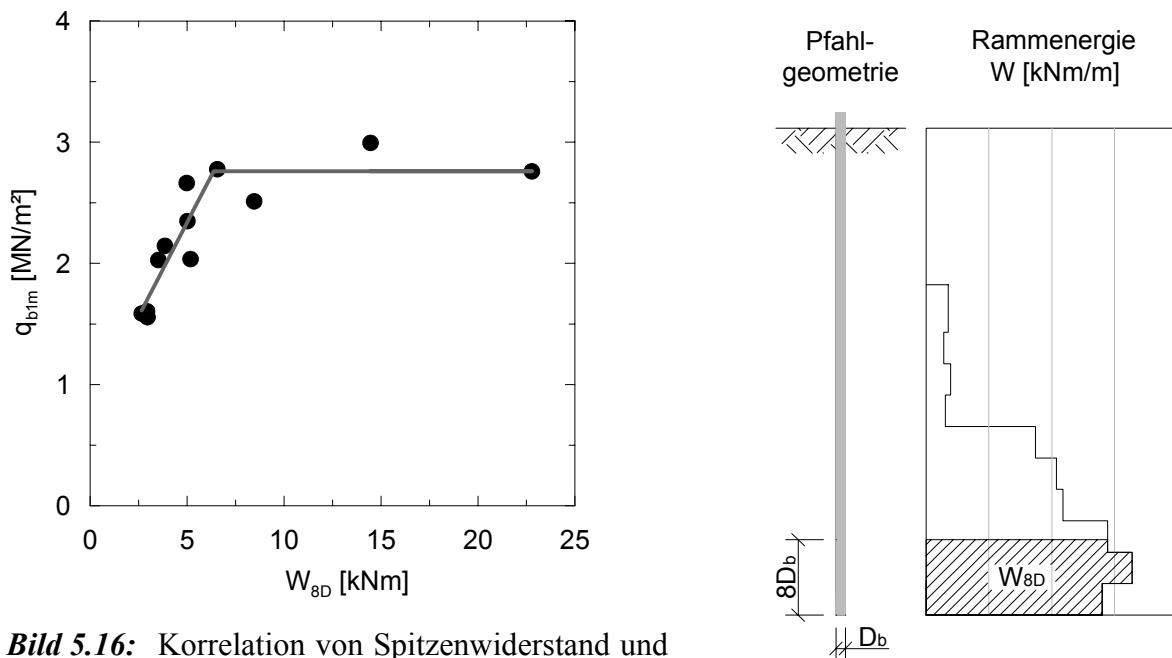


Bild 5.16: Korrelation von Spitzewiderstand und Rammarbeit

Die dargestellte Beziehung zwischen den Messwerten q_{b1m} und W_{8D} weist einen Strukturbruch auf, dieser zeichnet sich durch eine Trendänderung des Zusammenhangs aus. Bis zum Grenzwert $W_{8D} \approx 6,5 \text{ kNm}$ kann eine lineare Korrelation $q_{b1m} = 310 \cdot W_{8D} / m^3 + 786$ gewählt werden. Im Bereich $W_{8D} > 6,5 \text{ kNm}$ ist kein weiterer Anstieg des Spitzewiderstandes zu verzeichnen, so dass als Korrelation für diesen Bereich ein konstanter Spitzewiderstandswert gewählt wird.

5.6.5 Form der Widerstands-Setzungs-Linie

Für Bohrpfähle wird nach *Elborg* (1993) davon ausgegangen, dass die Bohrlochsohle durch den Bohrvorgang gestört wurde, so dass ein voller Kraftschluss, der den Spitzenwiderstand aktiviert, erst nach einer Anfangssetzung zustande kommt. In den Boden gerammte Verdrängungspfähle haben dagegen durch den Rammvorgang bereits zu Beginn der Probobelastung einen intensiven Verbund zwischen Pfahlspitze und Boden. Somit tragen Verdrängungspfähle, wie aus den Widerstands-Setzungs-Linien in Anhang E.1 entnommen werden kann, bereits zu Beginn der Probobelastung die eingeleitete Last über beide Widerstandskomponenten ab.

Die beobachteten Widerstands-Setzungs-Linien des Gesamtwiderstandes R_m lassen sich im Anfangsbereich durch eine Gerade beschreiben, die nach Überwindung der Grenzmantelreibung (s_{sg}) in eine Hyperbel übergeht.

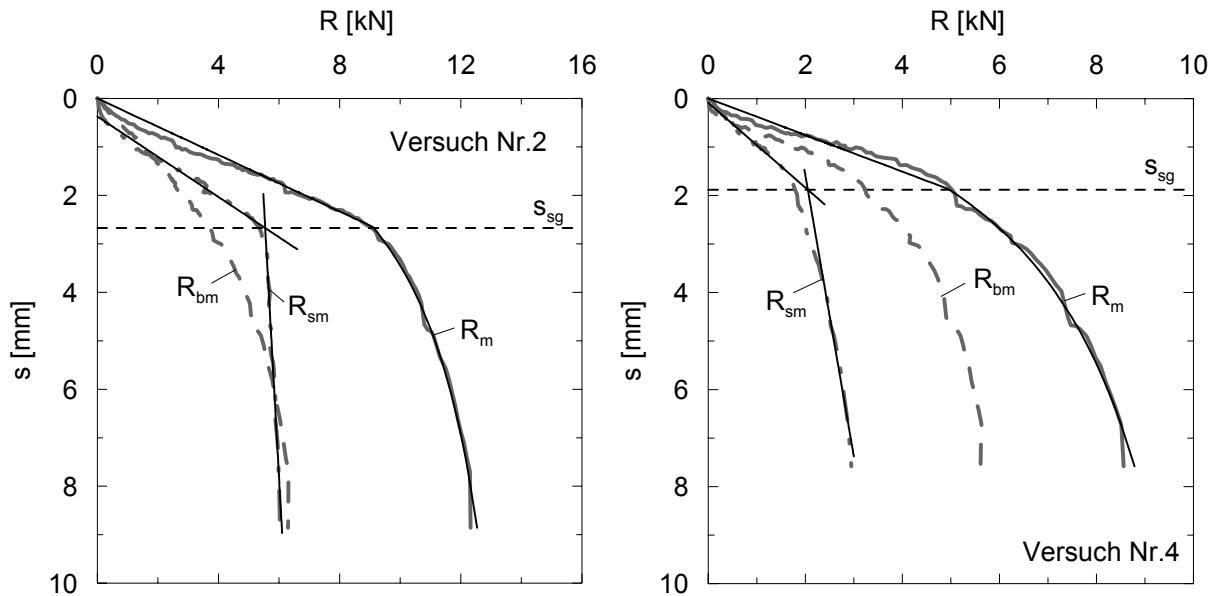


Bild 5.17: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche Nr. 2 und 4

Der Punkt des Mantelversagens s_{sg} ist in Bild 5.17 exemplarisch für Versuch Nr. 2 (besandeter Pfahl) und Versuch Nr. 4 (glatter Pfahl) dargestellt. Die Mantelwiderstands-Setzungs-Linie des rauen Pfahls hat einen eindeutigen Knick, dieser kennzeichnet die Grenzsetzung s_{sg} . Ein solch abruptes Versagen ist für den Mantelwiderstand des glatten Pfahls nicht zu erkennen, die Grenzsetzung s_{sg} kann jedoch mit zwei Tangenten an die Mantelwiderstands-Setzungs-Linie festgelegt werden.

Von *Elborg* (1993) und *Bruns* (1998) werden Grenzmantelsetzungen von Bohr- bzw. Ortbetonschraubpfählen mit dem Mantelwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{sI,k}$ korre-

liert. Auch die Ergebnisse der Modellversuche lassen eine Abhängigkeit zwischen R_{s1m} und s_{sg} vermuten. In Bild 5.18 sind die Ergebnisse der Modellversuchsreihe dargestellt, mögliche Korrelationen sind ein logarithmisches oder wie bei *Elborg (1993)* und *Brunn (1998)* ein bilinearer Zusammenhang.

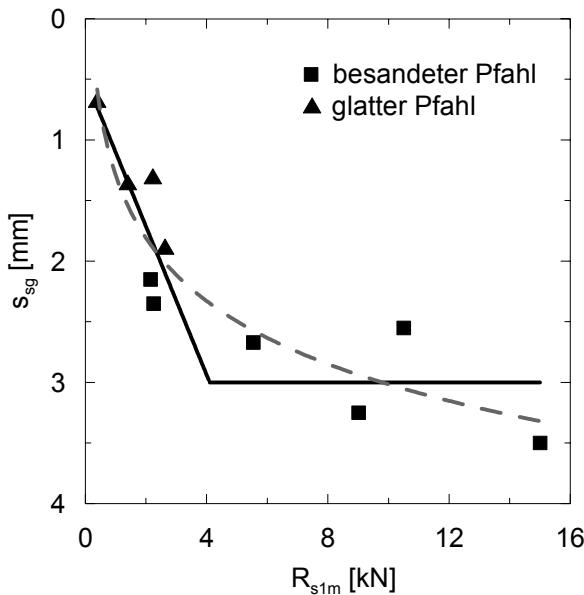


Bild 5.18: Korrelation von Grenzmantelsetzung s_{sg} und Grenzmantelwiderstand R_{s1m}

Der Verlauf des Spitzenwiderstandes R_{bm} kann im Anfangsbereich ($s \approx 0,5 - 1 \text{ mm}$) mit einer Geraden, an die im Weiteren eine Hyperbelfunktion anschließt, beschrieben werden (Bild 5.19). Kurz nach Erreichen der Grenzsetzung ($s/D = 0,10$) geht der Hyperbelbereich in eine Gerade über. Mit anwachsender Setzung kann keine weitere Steigerung des Spitzenwiderstandes beobachtet werden, der Pfahl „versinkt“.

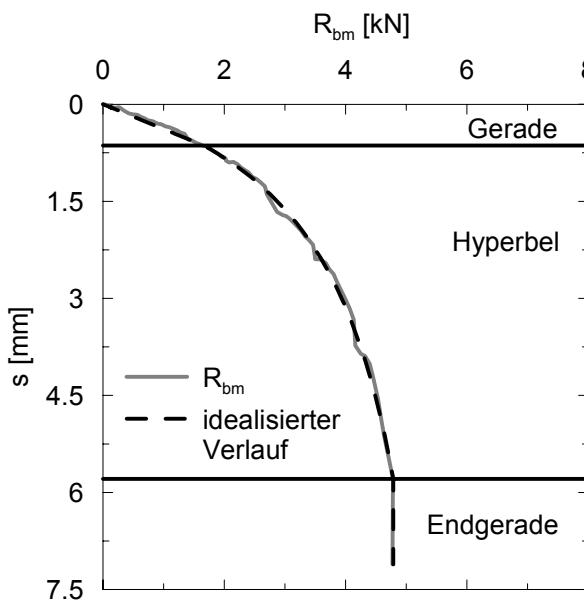


Bild 5.19: Verlauf des Spitzenwiderstandes am Beispiel von Versuch 6b

5.7 Ergebnisse der Spannungsmessungen im Sand

5.7.1 Allgemeines

Der Terminus „Spannung“ bezieht sich im folgenden Abschnitt auf die während des Versuchsablaufes im Sand gemessenen Spannungsänderungen.

Die im Rahmen der Modellversuchsreihe gemessenen Spannungsänderungen im Sand unterscheiden sich in ihrem Betrag je nach Anordnung und Versuchsstadium (Rammung, Standzeit, Probebelastung) erheblich. Die Spannungen im Ausgangszustand und während der Standzeit des Pfahles sind teilweise sehr gering, so dass die gemessenen Größen durch die Messgenauigkeit der Geber mit $0,6 - 1,4 \text{ kN/m}^2$ ($\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$) und $2,5 \text{ kN/m}^2$ ($\sigma = 500 \text{ kN/m}^2$) beeinflusst sind, was im Rahmen der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt wurde.

Insgesamt zeigen die nachfolgend dargestellten Ergebnisse zunächst nur eine eher tendenzielle Richtung, da sich die Spannungsmessungen während der Rammung als sehr anfällig erwiesen haben.

5.7.2 Spannungsentwicklung während der Rammung

In Anhang E.2 und E.3 ist ergänzend die Entwicklung der Spannungen während des Rammvorgangs in Abhängigkeit der Zeit dargestellt.

5.7.2.1 Spannungen im Mantelbereich neben dem Pfahl

Der Ablauf der Rammung lässt sich am deutlichsten über die Entwicklung der horizontalen Spannungen verfolgen. Die Horizontalspannung beginnt i.d.R. kontinuierlich zu steigen, sobald der Pfahlfuß einen Abstand von ca. 50 cm zur Messebene erreicht. Hierbei richtet sich die Intensität des Anstieges erwartungsgemäß nach dem Abstand zur Pfahlaußenkante. Je näher eine Messstelle am Pfahl positioniert ist, desto stärker ist der Spannungsanstieg. Kurz bevor die Pfahlspitze die jeweilige Messebene passiert, erreicht die horizontale Spannung ihren Maximalwert. Dies bestätigt die Vorstellung, dass sich unterhalb des Pfahlfußes ein komprimierter Bodenpfropfen ausbildet, der vom Pfahlfuß vorangetrieben wird. Nach Errei-

chen des Maximalwertes fällt die Horizontalspannung wieder ab. Die horizontale Spannung sinkt zum Ende der Rammung annähernd auf ihren Ausgangswert zurück.

Während ablaufbedingter Rammpausen, die im Anhang schattiert gekennzeichnet wurden, bleiben die horizontalen und vertikalen Spannungen konstant.

Die Vertikalspannung im Sand nimmt im Laufe des Rammvorgangs ab. Auch hier richtet sich die Intensität der Abnahme nach dem Abstand zur Pfahlaußenkante, wobei i.d.R. gilt, je geringer der Abstand zum Pfahl, desto höher die Abnahme der vertikalen Spannung. Der Punkt, an dem der Pfahlfuß die Messebenen erreicht, scheint im Gegensatz zu den Horizontalspannungen keinen Einfluss auf die Entwicklung der vertikalen Spannungen zu haben. Ein starker Abfall der vertikalen Spannung ist im Bereich bis ca. 20 cm um die Pfahlachse zu beobachten.

Neben dem Abstand zur Pfahlaußenkante scheint auch die Summe der Rammarbeit Einfluss auf die Abnahme der Vertikalspannung zu haben. Bild 5.20 stellt die vertikale Spannungsveränderung $\Delta\sigma'_v$ in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse dar, hierbei wurden die Daten in drei Bereiche der Summe der Rammarbeit unterteilt. Bis zu einem Abstand von ca. 20 cm zur Pfahlachse bewirkt eine höhere Summe der Rammarbeit ein stärkeres Absinken der vertikalen Spannung im Boden.

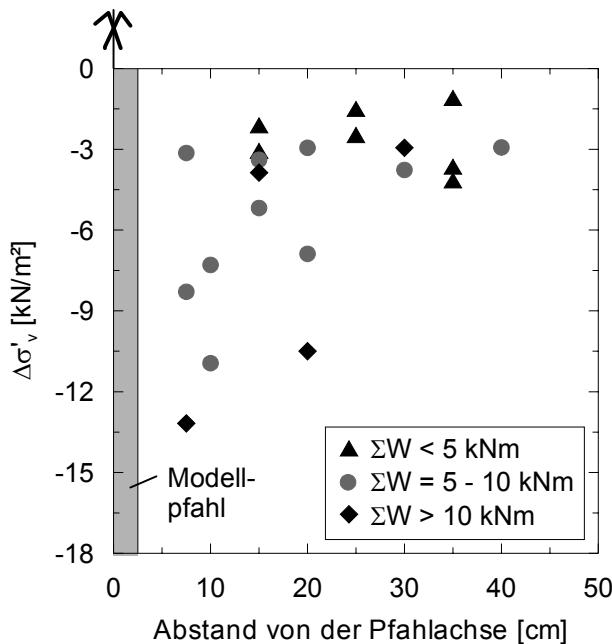


Bild 5.20: $\Delta\sigma'_v$ [kN/m²] in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse [cm] und der Rammarbeit ΣW [kNm]

Die Spannungsmessungen der Modellversuche ergeben, dass der Rammvorgang in direkter Umgebung um den Pfahlschaft eine Auflockerung des Bodens bewirkt und sich nicht wie erwartet eine Verdichtung einstellt. Nach Abschnitt 5.6.3 steigt die Mantelreibung jedoch mit

zunehmender schichtbezogener Rammarbeit W [kNm/m] an. Dieser scheinbare Widerspruch wird nachfolgend mit dem Anstieg des Erdruhedruckbeiwertes K_0 durch den Rammvorgang erklärt, da die Veränderung des Verhältnisses σ'_h / σ'_v positive Auswirkung auf die Abtragung der Mantelreibung erwarten lässt.

Ausgehend von K_0 nach Jaky für erstverdichtete Böden mit

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (5.1)$$

liegt bei dichter Lagerung in den Modellversuchen für $\varphi' \approx 37^\circ$ im Ausgangsspannungszustand einen Erdruhedruckbeiwert von etwa $K_0 = 0,40$ vor.

Bild 5.21 zeigt die Veränderung von $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ in Abhängigkeit des Abstandes zur Pfahlachse.

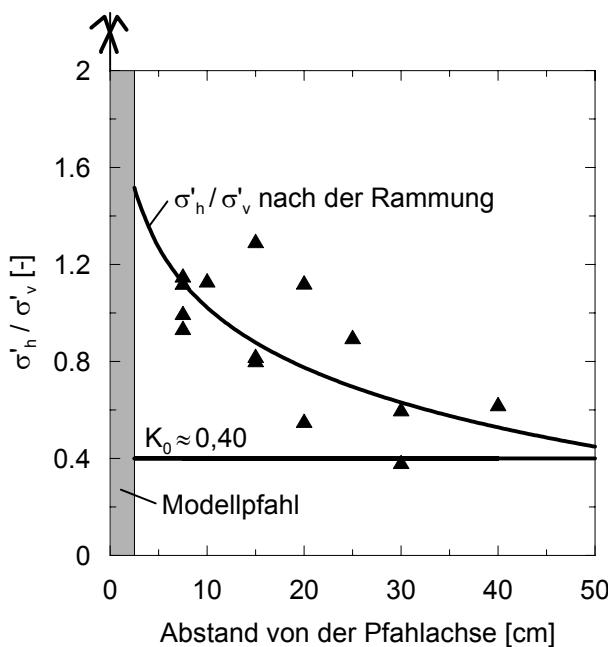


Bild 5.21: Änderung von $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ neben dem Pfahl durch den Rammvorgang

Die Veränderung kann näherungsweise mit der logarithmischen Funktion

$$\Delta K_0 = -0,36 \cdot \ln(x/D_b) + 0,87 \quad (5.2)$$

mit

x Abstand zur Pfahlachse

D_b Pfahlfußdurchmesser

approximiert werden. Durch die Entspannung des Bodens in der Zeit zwischen dem Rammvorgang und der Probebelastung ist ein leichtes Absinken der veränderten K_0 Werte zu beobachten, worauf in Abschnitt 5.7.3 näher eingegangen wird.

5.7.2.2 Spannungen im Bereich unterhalb des Pfahlfußes

In Anhang E.3 angegebene Abstände zwischen Messgebern und Pfahlspitze beziehen sich auf den Abstand zum Pfahlfuß nach Abschluss des Rammvorgangs (Absetztiefe). Die im folgenden Abschnitt dargestellten Spannungsmessungen sind demnach nicht die während des Rammverlaufes direkt unter der Pfahlspitze entstehenden Spannungen, sondern Spannungsmessungen unterhalb der Pfahlabsetztiefe.

Die Anordnung der Erddruckgeber wurde so gewählt, dass die Veränderung der Spannung in verschiedenen Abständen zum Pfahlfuß aufgenommen werden konnte. In Anlehnung an die Untersuchungen von *Linder (1977)* wurde die horizontale Position der Erddruckgeber so gewählt, dass sich diese bezogen auf die Außenkante des Pfahlfußes jeweils auf unter 60° bzw. 80° geneigten Linien befanden.

Zu Beginn des Rammvorganges fällt die Vertikalspannung zunächst leicht ab. Mit Erreichen einer Rammtiefe von ca. 50 cm beginnt ein Spannungsanstieg. Die Definition der Positionsbezeichnung der Erddruckgeber ist in Bild 5.22 dargestellt.

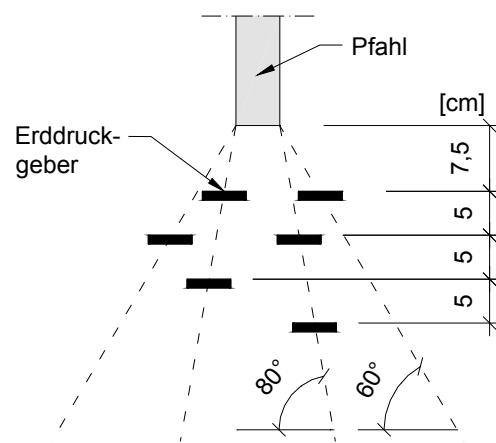
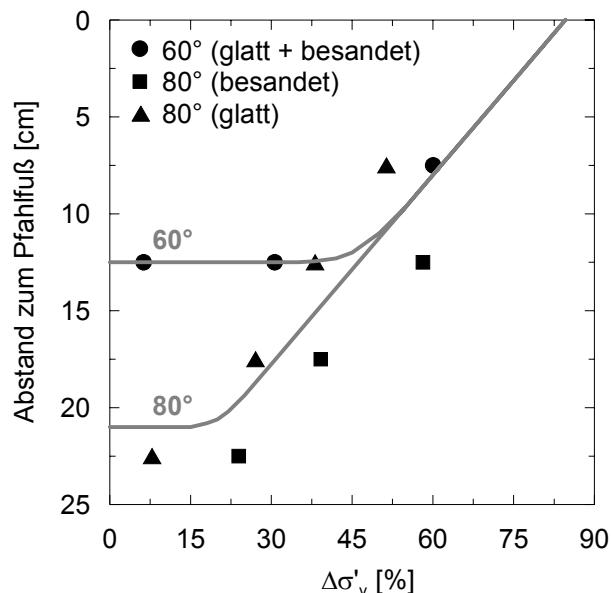


Bild 5.22: Veränderung von σ'_v unter der Pfahlspitze durch den Rammvorgang

Auf Grundlage der Spannungsmessungen kann der in Bild 5.22 dargestellte Zusammenhang zur Ausbildung des verdichteten Bodenbereiches abgeleitet werden. Die prozentuale Zunahme der vertikalen Spannung $\Delta\sigma'_v$ [%] ist hier in Abhängigkeit des Abstandes zum Pfahlfuß und der horizontalen Position (60° und 80° Linie) dargestellt. Die Zunahme der Vertikalspannung durch den Rammvorgang ist zunächst erwartungsgemäß abhängig vom Abstand zur Pfahlfußebene. Je näher ein Messpunkt am Pfahlfuß positioniert ist, desto höher ist die Spannungszunahme durch den Rammvorgang. Eine Begrenzung der Zunahme der vertikalen Spannung kann auf der 60° Linie in ca. 12,5 cm Entfernung zum Pfahlfuß und auf der 80° Linie in ca. 21 cm Entfernung beobachtet werden.

Neben der Abhängigkeit vom Abstand zum Pfahlfuß, ist die vertikale Spannungszunahme $\Delta\sigma'_v$ auch von der aufgewendeten Rammarbeit W abhängig. Zum Erreichen der gleichen Tiefe muss für den glatten Pfahl nur ca. 60 % der Rammarbeit des besandeten Pfahles aufgewendet werden. Aufgrund der geringeren Rammarbeit ist die Zunahme der Vertikalspannung auf der 80° Linie für den glatten Pfahl um ca. 16 % geringer als die Spannungszunahme des besandeten Pfahles.

5.7.2.3 Zusammenfassende Bewertung zum Rammvorgang

Aufgrund der Spannungsmessungen lassen sich folgende Erkenntnisse zur Spannungsentwicklung im Pfahlnahbereich während des Rammvorganges ableiten, die allerdings durch weitere systematische Versuche mit entsprechenden Parametervariationen weiter abgesichert werden müssen.

- Durch den Rammvorgang tritt neben dem Pfahl im Mantelbereich eine Auflockerung des Bodens auf. Dies äußert sich durch ein Absinken der vertikalen Spannungen im Bereich $\leq 4 \cdot D_b$ zur Pfahlachse.
- Aus den horizontalen und vertikalen Spannungsveränderungen ergibt sich am Ende des Rammvorgangs ein veränderter Erdruhedruckbeiwert K_0 . Die höchste Veränderung ergibt sich direkt am Pfahlschaft. Hier beträgt der Betrag des veränderten Verhältnisses σ'_h / σ'_v nahezu das Vierfache des Ausgangswertes von K_0 (vgl. Bild 5.21).
- Die angegebenen Zusammenhänge gelten zunächst für den gesamten Mantelbereich. Eine Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe der Erddruckgeber oder der Einbindetiefe des Pfahls konnte in den durchgeführten Untersuchungen nicht nachgewiesen werden.

- Durch den Rammvorgang entsteht unterhalb des Pfahlfußes ein verdichteter Bodenpfropfen, der im Laufe des Rammvorgangs von der Pfahlspitze vorangetrieben tiefer gerammt wird (vgl. Bild 5.23).
- Über dem Bodenpfropfen hinausgehend entsteht durch den Rammvorgang ein Bereich erhöhter Vertikalspannungen unterhalb des Pfahlfußes (vgl. Bild 5.23).

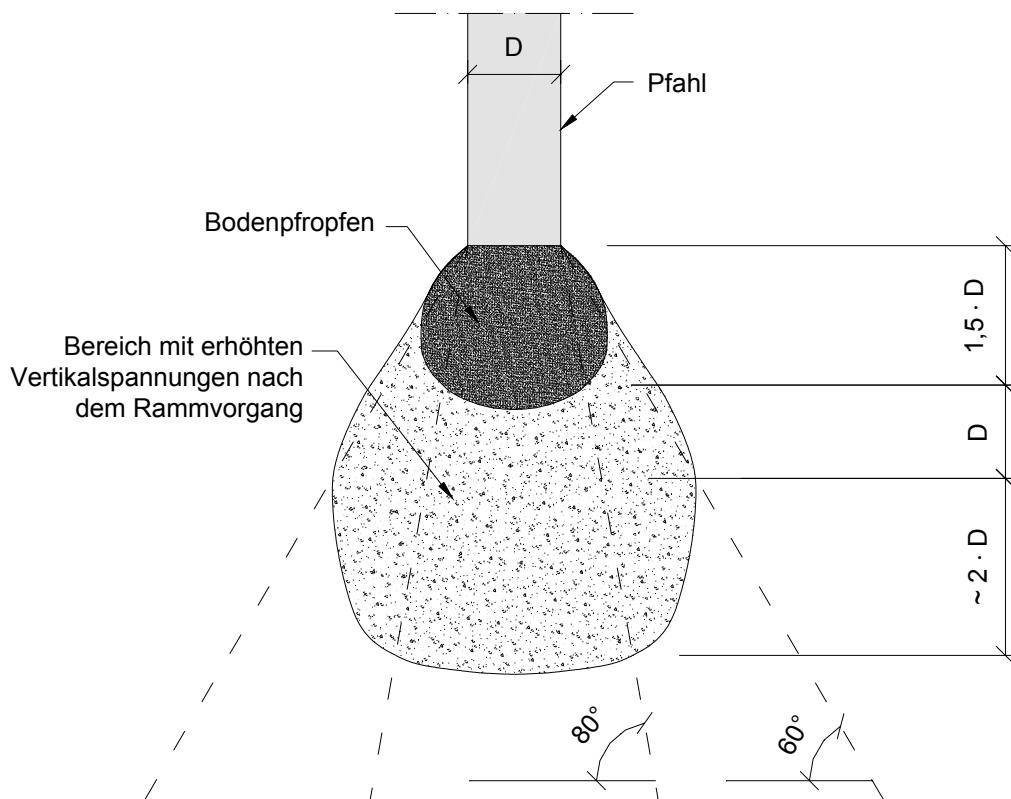


Bild 5.23: Vorstellung zur Situation unterhalb der Pfahlspitze nach Abschluss des Rammvorganges

Es wird empfohlen weitere Versuche zur Ausbildung der verdichtenen Bereiche durchzuführen, da vermutet werden kann, dass sich Umfang und Eigenschaften in diesem Bereich mit der Rammenergie und der Absetztiefe des Pfahles verändern.

5.7.3 Spannungsentwicklung während der Standzeit

Während der Standzeit zwischen Pfahlrammung und Probebelastung stellt sich wie erwartet eine leichte Entspannung ein. Die Horizontalspannung nimmt über einen Zeitraum von 72 Stunden leicht ab, die vertikale Spannung bleibt hingegen in diesem Zeitraum annähernd konstant. Die Abnahme der horizontalen Spannung bewirkt eine Reduktion des K_0 -Wertes neben dem Pfahl, siehe Bild 5.24.

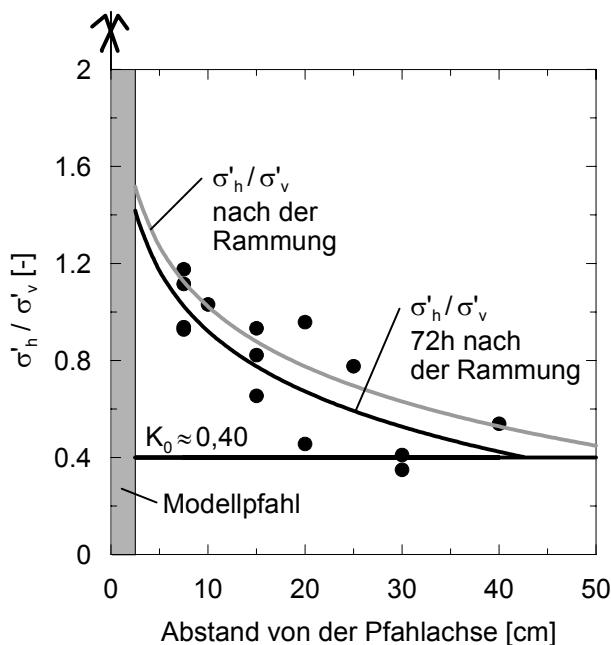


Bild 5.24: Änderung von $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ neben dem Pfahl durch den Rammvorgang, abhängig von der Standzeit

Die Veränderung von K_0 kann für das Zeitintervall $t = 0 - 72$ h nach Abschluss des Rammvorganges näherungsweise mit der logarithmischen Funktion (5.3) angenähert werden.

$$\Delta K_0 = -0,36 \cdot \ln\left(\frac{x}{D_b}\right) + 0,87 - \left(\frac{t}{720}\right) \quad (5.3)$$

t Zeit nach Abschluss des Rammvorgangs [h]

5.7.4 Spannungsentwicklung während der Probebelastung

5.7.4.1 Spannungen im Mantelbereich neben dem Pfahl

Die Entwicklung der Spannung neben dem Pfahl ist während der Probebelastung durch die am Pfahlschaft über die Mantelreibung abgetragene Kraft in den umgebenden Boden bestimmt. In Anhang E.4 ist die Zunahme der vertikalen und horizontalen Spannungen in Abhängigkeit der Mantelreibung für Messpunkte in unterschiedlicher Position zur Pfahlachse dargestellt. Es zeigt sich, dass sowohl die horizontalen als auch vertikalen Spannungen linear mit der Mantelreibung ansteigen. Das Verhältnis der Zunahme von horizontaler und vertikaler Spannung zu der in Höhe der Messgeber wirkenden Mantelreibung ist erwartungsgemäß vom Abstand zur Pfahlachse abhängig.

Das Verhältnis der Zunahme der horizontalen Spannung zur Pfahlmantelreibung $\Delta\sigma'_h/q_{sm}$ kann, wie in Bild 5.25 dargestellt, über eine logarithmischen Funktion mit dem Abstand zur Pfahlachse korreliert werden. Der Abstand zur Pfahlachse wird hierbei dimensionslos mit Bezug auf den Pfahlfußdurchmesser x/D_b dargestellt.

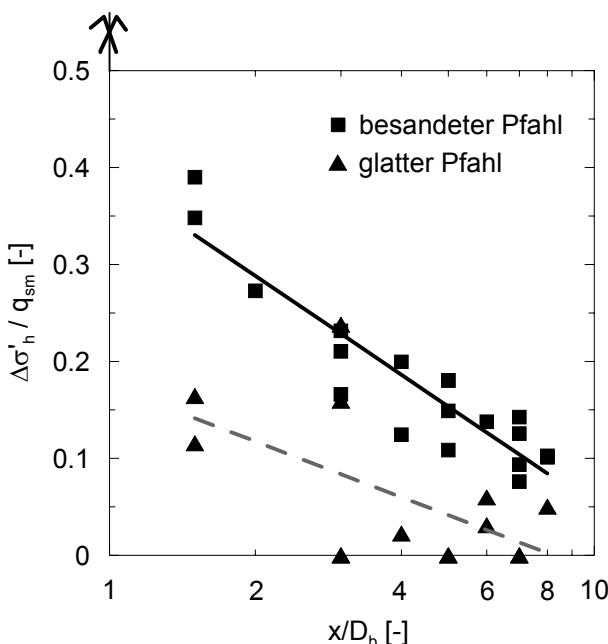


Bild 5.25: Verhältnis der Zunahme von $\Delta\sigma'_h$ neben dem Pfahl zur Mantelreibung q_{sm} in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse

In Versuchen mit dem glatten Pfahl ergab sich ein schnellerer Abbau der aus Mantelreibung entstehenden horizontalen Spannungen im Boden. Die Zunahme der horizontalen Spannungen betrug in einem Abstand von 5 cm zur Pfahlaußenkante für den besandeten Pfahl ca. 35 % der Pfahlmantelreibung. Für den glatten Pfahl betrug die Zunahme an diesem Punkt nur ca. 15 % der Pfahlmantelreibung. In einem Abstand von ca. 37,5 cm war die Horizontalspannung in

Versuchen mit dem glatten Pfahl bereits vollständig abgebaut, in Versuchen mit dem besandeten Pfahl war eine Zunahme der Horizontalspannung von weniger als 10 % der Pfahlmantelreibung zu beobachten.

Der Abbau der Horizontalspannungen lässt sich näherungsweise mit den logarithmischen Funktionen (5.4) für Versuche mit dem besandeten Pfahl und (5.5) für Versuche mit dem glatten Pfahl approximieren.

$$\frac{\Delta\sigma'_h}{q_{sm}} = 0,147 \cdot \frac{x}{D_b} + 0,390 \quad (5.4)$$

$$\frac{\Delta\sigma'_h}{q_{sm}} = 0,083 \cdot \frac{x}{D_b} + 0,175 \quad (5.5)$$

Eine Zunahme der vertikalen Spannung durch die Mantelreibung zeigte sich im betrachteten Bereich (Abstand zur Pfahlaußenkante ≥ 5 cm) nur in den Versuchen mit dem besandeten Pfahl. Der Anstieg der Vertikalspannung beträgt in einem Abstand von 5 cm zur Pfahlaußenkante ca. 30 % der Pfahlmantelreibung. Im Vergleich zum Abbau der Horizontalspannung erfolgt der Abbau der vertikalen Spannungen schneller und kann mit der in Bild 5.26 dargestellten Exponentialfunktion angenähert werden. In einem Abstand von ca. 20 cm zur Pfahlaußenkante beträgt die Zunahme der Vertikalspannung bereits weniger als 5 % der Pfahlmantelreibung.

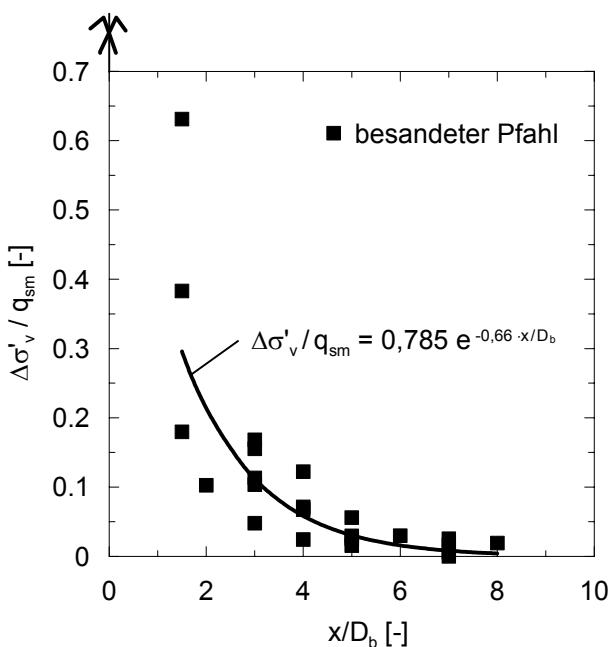


Bild 5.26: Verhältnis der Zunahme von $\Delta\sigma'_v$ neben dem Pfahl zur Mantelreibung q_{sm} in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse

5.7.4.2 Spannungen im Bereich unterhalb des Pfahlfußes

Unterhalb des Pfahlfußes wurden in zwei Versuchen Spannungsmessungen durchgeführt. Aufgrund der Komplexität der Spannungsausbreitung unterhalb des Pfahlfußes können mit den vorhandenen Daten nur erste Tendenzen und Anregungen für weiterführende Versuche angegeben werden.

Die Spannungsveränderung unterhalb des Pfahlfußes ist während der Belastung bekanntermaßen durch den Spitzewiderstand bestimmt. In Anhang E.5 ist die Spannungszunahme $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] in Abhängigkeit des Spitzewiderstandes q_{bm} [kN/m^2] für die Versuche Nr. 2 und 5 dargestellt. In beiden Versuchen ergibt sich ein linearer Zuwachs der Vertikalspannung mit dem Spitzewiderstand des Pfahles. Das Verhältnis $\Delta\sigma'_v / q_{bm}$ hängt erwartungsgemäß vom Abstand des Messpunktes von der Pfahlspitze ab. Durch den Spannungsabbau im Sand ist die Zunahme der Vertikalspannung geringer je weiter ein Messpunkt vom Pfahl entfernt ist. Einzige Ausnahme bilden hier die mit einem Abstand von 7,5 cm auf der 80° Linie unterhalb des Pfahlfußes angeordneten Messstellen. In beiden Versuchen werden hier bedeutend geringere Spannungen als von den 5 cm tiefer auf gleicher Wirkungslinie liegenden Erddruckgebern gemessen. Dies deutet darauf hin, dass die Messgeber durch den Rammvorgang aus der ursprünglichen Position verdrängt wurden und sich eventuell verschoben oder verkantet haben.

Wie es auch schon für die Spannungsentwicklung neben dem Pfahl beobachtet wurde, erfolgt der Spannungsabbau im Versuch mit dem glatten Pfahl schneller als im Versuch mit dem besandeten Pfahl.

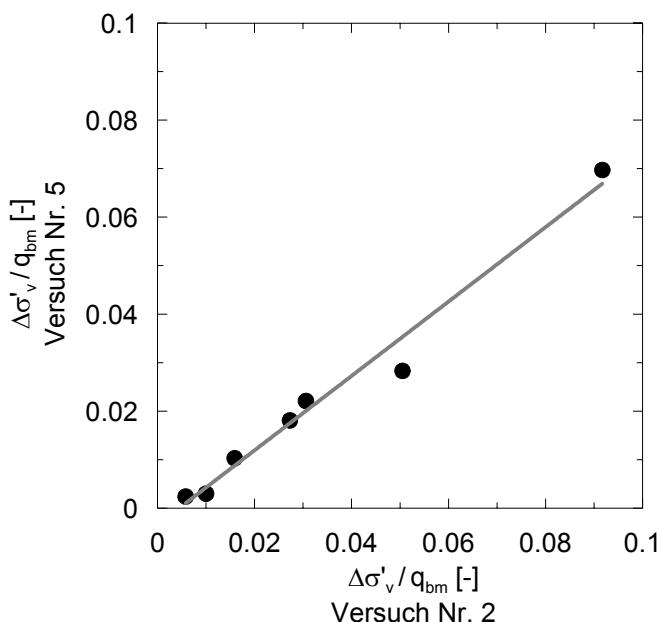


Bild 5.27: Gegenüberstellung der Verhältniswerte $\Delta\sigma'_v / q_{bm}$ der Versuche Nr. 2 und 5

Bild 5.27 stellt das Verhältnis der vertikalen Spannungszunahme $\Delta\sigma'_v$ und des Pfahlspitzenwiderstandes q_{bm} verschiedener Messpunkte gegenüber. Es zeigt sich, dass an gleicher Stelle im Versuch mit dem glatten Pfahl ca. 25 % weniger Vertikalspannung gemessen wurde als im Versuch mit dem besandeten Pfahl.

Der Spannungsabbau während der Probobelastung scheint neben und unter dem Pfahl vom Grad der Bodenstörung durch den Rammvorgang abhängig zu sein. Je stärker die Störung, desto langsamer erfolgt der Spannungsabbau, bzw. desto weiter reicht der Einfluss der eingeleiteten Kraft im Baugrund. Um dies für den Bereich unterhalb des Pfahlfußes zu verdeutlichen wurde im Folgenden die gemessene vertikale Spannungsänderung im Vergleich zu einer Spannungsverteilung nach *Mindlin* für eine senkrechte Einzellast innerhalb des elastisch isotropen Halbraumes nachgerechnet. Für den Ansatz nach *Mindlin* wurde der Pfahlspitzenwiderstand vereinfachend als axial angreifende Einzellast R_{bm} angenommen. Die Vertikalspannung im Abstand von 7,5 cm auf der 80° Linie unterhalb des Pfahlfußes wurde für die Versuche mit dem besandeten und glatten Pfahl nach Bild 5.28 extrapoliert.

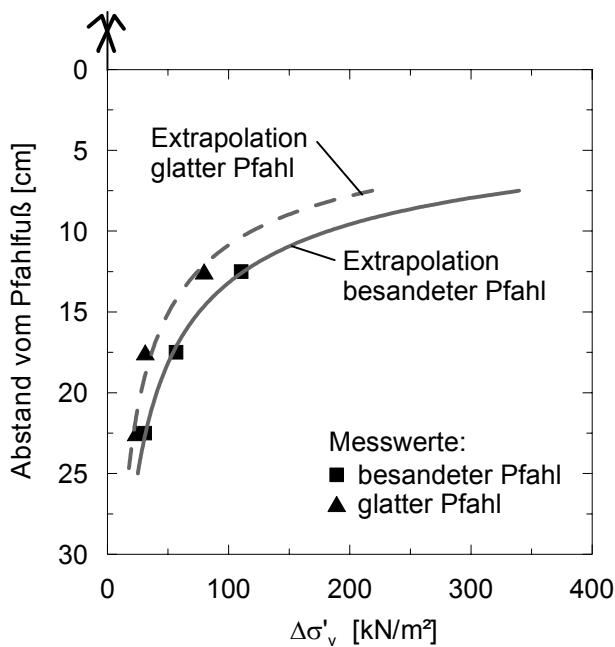


Bild 5.28: Extrapolation der vertikalen Spannungsänderung $\Delta\sigma'_v$

In Bild 5.29 wurde exemplarisch für den Fall $q_{bm} = 1500 \text{ kN/m}^2$ die Vertikalspannungsverteilung aus den Versuchen mit dem besandeten und glatten Pfahl, sowie die Spannungsverteilung nach *Mindlin* dargestellt.

Besonders im Bereich direkt unterhalb der Pfahlspitze liegen die gemessenen vertikalen Spannungen weit über den mit dem Ansatz nach *Mindlin* berechneten Spannungen. Nach *Mindlin* beträgt die Vertikalspannung für das gewählte Beispiel im Abstand von 7,5 cm auf

der 80° Linie nur noch 3,9 % der eingeleiteten Kraft. Der tatsächliche Spannungsabbau in den Modellversuchen erfolgt bedeutend langsamer, dort wurde in diesem Punkt eine vertikale Spannung gemessen die noch 14,6 % (glatter Pfahl) bzw. 22,6 % des eingeleiteten Spitzenwiderstandes (besandeten Pfahl) betrug.

Der Ansatz von *Mindlin* geht von einer Spannungsverteilung im ungestörten elastisch isotropen Halbraum aus. Der Boden unterhalb des Pfahlfußes ist in den Modellversuchen jedoch durch den Rammvorgang gestört worden. Je größer die Störung des Bodens durch den Rammvorgang desto langsamer erfolgt der Spannungsabbau (vgl. auch Bild 5.30). Obwohl sich die Differenz zwischen den gemessenen und nach *Mindlin* berechneten Spannungen mit zunehmender Tiefe verringert, wurden im Abstand von 22,5 cm zur Pfahlspitze noch Spannungen, mit dem dreifachen Wert der Spannungen nach *Mindlin*, gemessen.

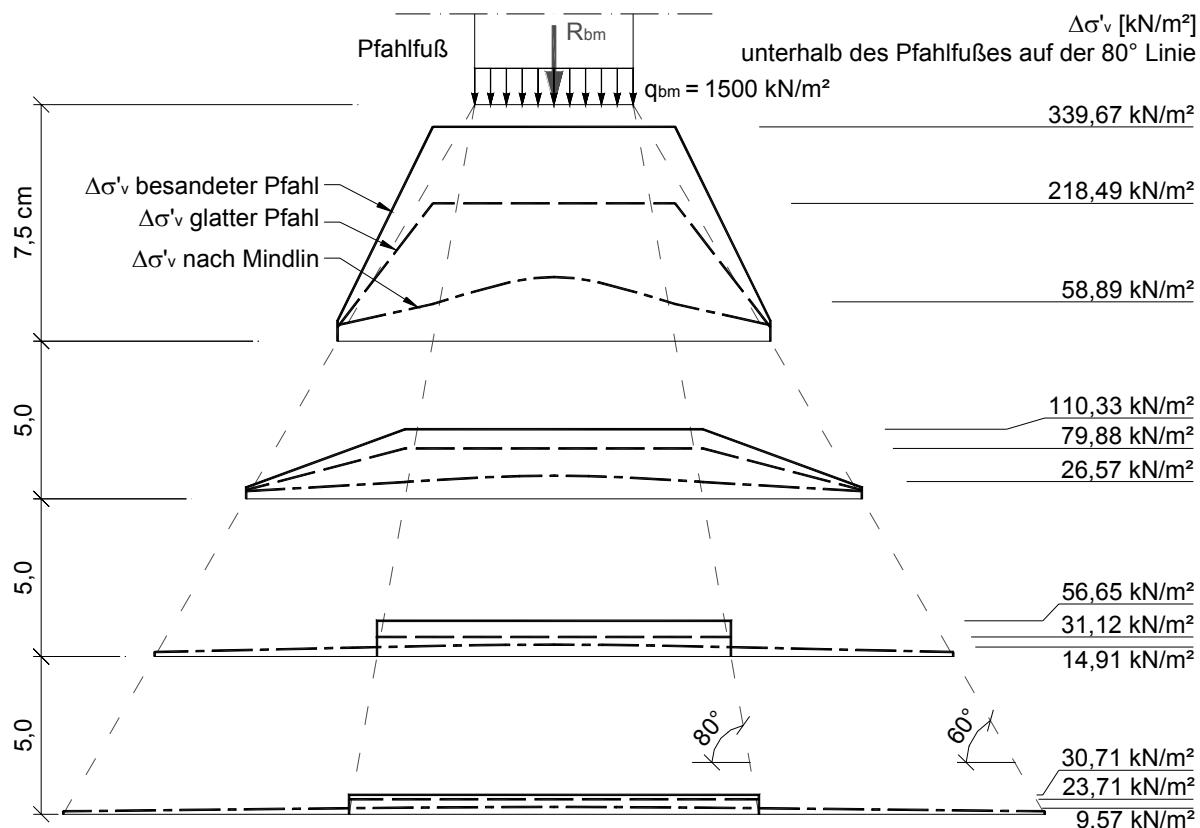


Bild 5.29: Spannungsverteilung unter dem Pfahlfuß für $q_{bm} = 1500 \text{ kN/m}^2$ für Versuche mit glattem und besandetem Pfahl und nach *Mindlin*

5.7.4.3 Zusammenfassende Bewertung zur Probebelastung

Aufgrund der Spannungsmessungen lassen sich die folgenden Erkenntnisse zur Spannungsentwicklung im Sand während der Probebelastung zusammenfassen. Die Hypothesen zum Spannungsabbau sollten durch weitere systematische Versuche mit entsprechenden Parametervariationen ergänzt und abgesichert werden.

- Die Spannungsveränderungen im Pfahlmantelbereich während der Probebelastung bestätigt die Theorie des Lastabtrags der Mantelreibung über eine Gewölbebildung im Boden. Während der Belastung kommt es zu einer Drehung der Hauptspannungen, die in den Modellversuchen gemessenen sind jedoch jeweils horizontale und vertikale Spannungen. Die Abbildung eines anschaulichen Modells zum Tragverhalten mit Darstellung der Hauptspannungsverteilung im Boden ist anhand der bislang vorliegenden Messungen nicht möglich, deswegen sollten weitere Modellversuche und ergänzende numerische Simulationen durchgeführt werden.
- Der Spannungsabbau im Boden unterhalb des Pfahlfußes ist abhängig vom Grad der aus dem Rammvorgang resultierenden Verdichtung. Bild 5.30 stellt den Spannungsabbau auf der 80° Linie unterhalb des Pfahlfußes dar. Im ungestörten Boden ist nach *Mindlin* mit einem schnellen Abbau der Spannungen zu rechnen, im Abstand von 7,5 cm zum Pfahlfuß sind bereits über 95 % des Pfahlspitzenwiderstandes abgebaut. In den Modellversuchen ergab sich diese Spannung erst in einem Abstand von ca. 12 bis 15 cm vom Pfahlfuß.

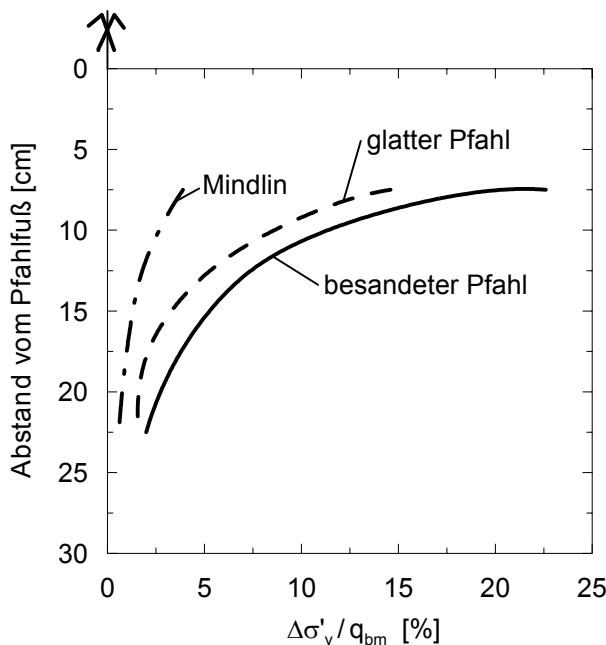


Bild 5.30: Spannungsabbau auf der 80° Linie unter dem Pfahlfuß während der Probebelastung und nach *Mindlin*

6 Empirische Auswertung von Pfahlprobebelastungen

6.1 Allgemeines

Als Grundlage für weitergehende Bewertungen und Ableitungen von charakteristischen Werten der Pfahlmantelreibung und des Spitzenwiderstandes wurden statische in situ Probebelastungen an Verdrängungspfählen in verschiedenen Böden mit statistischen Methoden untersucht. Hierbei wurden verschiedene Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen untersucht und deren Wertigkeit bestimmt. Mit den Zusammenhängen, die in diesem Abschnitt ermittelt wurden und den Erkenntnissen aus Abschnitt 4 wurde ein Verfahren zur Prognose der Widerstands-Setzungs-Linie von Fertigverdrängungspfählen entwickelt.

Zur statistischen Datenanalyse wurde das Programmsystem SPSS (Version 11) verwendet.

6.2 Datengrundlage

Als Datengrundlage wurde eine umfangreiche Datenbank aus statischen in situ Probebelastungen an vorgefertigten Verdrängungspfählen erstellt. Dies war durch die Kooperation mit verschiedenen Pfahlfirmen und Behörden möglich, welche die von ihnen dokumentierten Probebelastungsergebnisse dem Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel zur weiteren Auswertung überließen. Die Unterlagen wurden durchgesehen und für eine Auswertung als geeignet erachtete Probebelastungen ausgewählt. Entscheidendes Kriterium für die Aufnahme einer statischen Probebelastung in die Datenbank waren die Dokumentation eines Bodenprofils und einer Drucksondierung, sowie Aussagen über den Pfahlbaustoff, den Pfahlquerschnitt und die Pfahleinbindetiefe. Außerdem sollten nach Möglichkeit ergänzende Angaben zur Rammung vorhanden sein. Hierbei wurde besonderer Wert auf vollständige Rammdiagramme gelegt, welche die während der Rammung auf den Pfahl ausgeübte kinetische Rammenergie $W [MNm]$ über die Tiefe enthalten.

Die ausgewählten statischen Probebelastungen wurden in Datenblätter übertragen. Die Datenblätter enthielten - soweit vorhanden - die folgenden Angaben:

a) Allgemeine Daten:

Referenz, Bauvorhaben und Ort, Datum der Rammung und der Probebelastung

b) Pfahldaten:

Baustoff,

Querschnitt, Ersatzdurchmesser, Pfahllänge,
Einbindelänge, Fußfläche, Mantelfläche

c) Daten über die Rammung:

Typ der Ramme und Bäre, Bärfallgewichtskraft, Pfahleigenlast, Bärfallhöhe,
Summe der Rammenergie, max. Rammenergie pro Schlag, Rammdiagramm, Eindringung
auf den letzten drei Hitzen

d) Baugrund:

Bodenprofil, Drucksondierung, für bindige Bodenschichten c_u -Wert, Grundwasser

e) Probebelastungsergebnis:

Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie

6.3 Festlegung der Grenzsetzung und Extrapolation der Widerstands-Setzungs-Linie

Eine große Zahl der vorliegenden Probebelastungen wurde nur bis zu einem vielfachen Wert der Gebrauchslast und nicht bis zum Grenzwert des Pfahlwiderstandes R_{Im} geführt. Aus diesem Grund war es notwendig, entsprechende Probebelastungsergebnisse bis zum Grenzwert des Pfahlwiderstandes zu extrapolieren. Hierfür musste eine Grenzsetzung $s_I = s_g$ festgelegt werden, die den Pfahlgrenzwiderstand mit $R_{Im} = R_m(s_g)$ beschränkt.

Als Grenzsetzung wurde in dieser Arbeit das häufig verwendete Kriterium

$$s_g = 0,10 \cdot D_{eq} \quad (6.1)$$

gewählt. Für Pfähle, die nicht rund waren, wurde der Ersatzdurchmesser D_{eq} über die Flächengleichheit aus der jeweiligen Pfahlfußfläche bestimmt. Bei Stahlträgerprofilen wurde hierfür die umrissene Pfahlfußfläche nach Bild 6.1 verwendet.

Nach Festlegung der Grenzsetzung für betroffene Probebelastungen wurden diese mit dem Hyperbelverfahren extrapoliert.

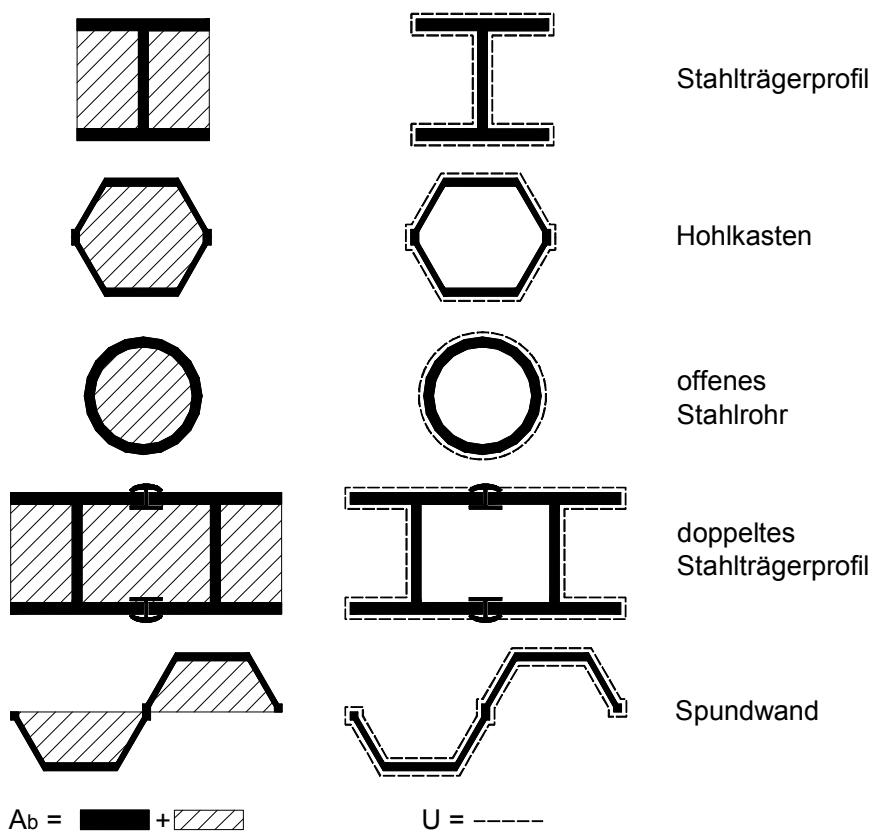


Bild 6.1: Pfahlfußfläche und Mantelfläche von Stahlpfählen

6.4 Eigenschaften der ausgewerteten Daten

Wie bereits in Abschnitt 6.2 beschrieben handelt es sich bei den statistisch ausgewerteten Daten um in situ Probobelastungen von Verdrängungspfählen, die aus den Unterlagen verschiedener Pfahlfirmen und Behörden zusammengestellt wurden. In einigen Fällen existierte in den Unterlagen keine Eintragung darüber, in welcher Lage sich der geprüfte Pfahl und die Drucksondierung zueinander befanden. Es ist also durchaus möglich, dass die Drucksondierung nicht in direkter Umgebung des geprüften Pfahls durchgeführt wurde und somit die Tragfähigkeit des Pfahls nur eingeschränkt in Zusammenhang mit der Drucksondierung zu setzen ist. Gleichermaßen gilt auch für die zugehörige Bohrung.

Das Ergebnis der Drucksondierung wurde jeweils über definierte Tiefenbereiche gemittelt. Die Mittelwertbildung erfolgte als vorsichtiger Mittelwert auf Grundlage der visuellen Interpretation der vorhandenen Sondierdiagramme.

Berücksichtigt man die genannten Eigenschaften der ausgewerteten Daten und die in der Bodenmechanik ohnehin großen Streuungen bei der Interpretation der statistischen Untersuchung, so wird deutlich, dass nicht die üblichen mathematischen Maßstäbe an die geführte Untersuchung gesetzt werden dürfen, sondern die Ergebnisse „ingenieurgerecht“ interpretiert werden müssen.

6.5 Trennung der Messdaten in Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte sowie Grenzsetzung des Mantelwiderstandes

In der Datenbank erfasste Probobelastungsergebnisse enthalten nur Angaben zum Gesamtwiderstand der Verdrängungspfähle. Um Aussagen über Spitzenwiderstands- q_b und Mantelreibungswerte q_s machen zu können ist eine Aufteilung der Widerstands-Setzungs-Linie in die Anteile Spitzen- und Mantelwiderstand notwendig. In Abschnitt 2 vorgestellte und Abschnitt 4 beurteilte Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen zeigen wie unterschiedlich die Vorstellung über die Aufteilung des Widerstandes in diese beiden Komponenten ist.

In der Literatur dargestellte analytische Methoden zur Trennung der Widerstands-Setzungs-Linie sind z.B. das Hyperbelverfahren mit zwei Regressionsgraden (Bild 6.2), dass von *Erborg (1993)* für Bohrpfähle und *Bruns (1998)* für Ortbetonschraubpfähle angewendet wird.

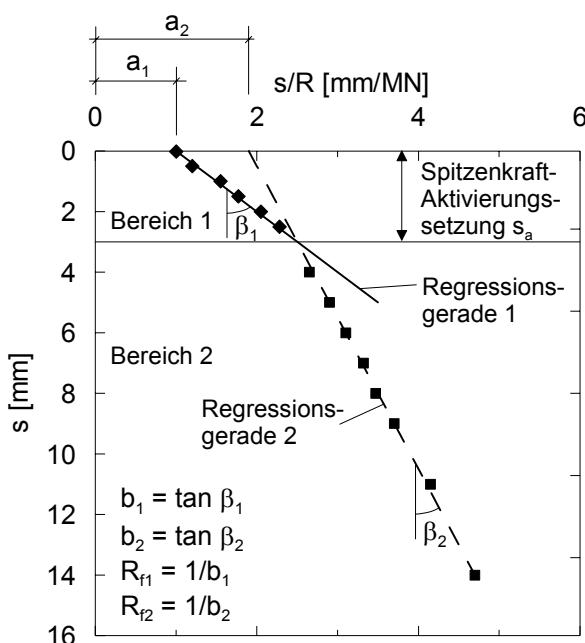


Bild 6.2: Hyperbelverfahren mit zwei Regressionsgeraden nach *Bruns (1998)*

Für die in dieser Arbeit betrachteten vorgefertigten Verdrängungspfähle ist das Verfahren nicht zielführend, da durch den aus der Rammung resultierenden Verdichtungseffekt unterhalb der Pfahlspitze bereits zu Beginn der Probebelastung ein Lastabtrag über die Pfahlspitze zu verzeichnen ist (vgl. Abschnitt 5.6.5). Eine Spitzenkraft-Aktivierungssetzung s_a ist bei Verdrängungspählen demnach nicht vorhanden und eine Aufteilung der Messdaten im s/R-s-Koordinatensystem mit zwei Regressionsgeraden nicht möglich.

Einige von *Rollberg (1976)* ausgewertete Pfähle wurden im Anschluss an ihre Druckprobebelastung auf Zug beansprucht. Für diese Pfähle wurde zur Teilung der Widerstands-Setzungs-Linie der Grenzmantelwiderstand aus der Zugbelastung mit dem Grenzmantelwiderstand der Druckbelastung gleichgesetzt. Das Gleichsetzen des Mantelwiderstandes bei Zug- und Druckbelastung ist jedoch umstritten.

Außerdem benutzte *Rollberg (1976)* zur Trennung der Widerstands-Setzungs-Linie ein modifiziertes Hyperbelverfahren nach *Schäffner (1967)*. Basierend auf der Vorstellung, dass der Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie zunächst als Hyperbel beginnt und ab einer bestimmten Setzung in eine geneigte Gerade übergeht, wurde die Teilung über eine Tangente an die Endgerade und den damit festgelegten Achsenabschnitt berechnet. Hierbei wurde davon aus gegangen, dass der Lastabtrag im hyperbolischen Bereich der WSL über den mit der Setzung anwachsenden Spitz- und Mantelwiderstand erfolgt. In den Modellversuchen nach Abschnitt 5 konnte jedoch beobachtet werden, dass das Versagen des Mantelwiderstandes mit Erreichen des hyperbolischen Bereiches der Widerstands-Setzungs-Linie eintritt, so dass das Verfahren in dieser Arbeit ebenfalls keine Anwendung fand.

Auswertungen dieser Arbeit beruhen auf einem aus Modellversuchen hergeleiteten Ansatz zur Aufteilung der Widerstands-Setzungs-Linie. In Modellversuchen konnte der in Bild 6.3 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Flächenverhältnis Pfahlfußfläche zu Mantelfläche A_b/A_s und dem Anteil des Mantelwiderstandes am Gesamtwiderstand zum Zeitpunkt $s = s_{sg}$ beobachtet werden.

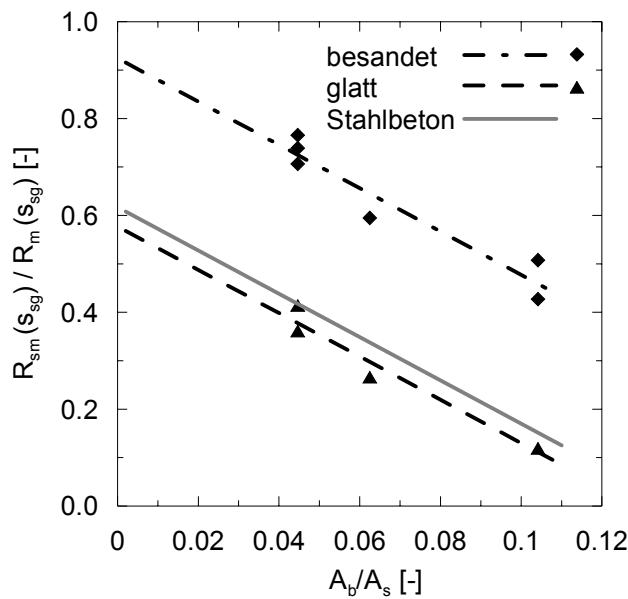


Bild 6.3: Korrelation von A_b/A_s und R_{sm}/R_m zum Zeitpunkt des Mantelversagens für Pfähle in Sand aus Modellversuchen

Eine Rauigkeitsuntersuchung der verschiedenen Oberflächen wurde durchgeführt um die aktivierbare Mantelreibung eines vorgefertigten Stahlbetonpfahls mit der Mantelreibung der beiden Modellpfahltypen (besandeter und glatter Stahlpfahl) vergleichen zu können. Die Oberflächenrauigkeit der beiden Modellpfähle, sowie von vier Teilstücken eines Stahlbetonfertigpfahls der Firma VOTON GmbH wurden mit dem Weißlicht eines optischen 3D-Messgerätes erfasst (Bild 6.4).



Bild 6.4: Optisches 3D-Messgerät zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit

Das Messprinzip des Gerätes basiert auf der Grundlage der sogenannten chromatischen Aberration (Abbildungsfehler von Linsen durch Farbzerstreuung). Durch die Rauigkeitsuntersuchung lässt sich der Stahlbetonpfahl wie in Bild 6.3 dargestellt zwischen den Modellpfählen einordnen.

Die Modellversuche haben gezeigt (Abschnitt 5.6.5), dass der Anfangsbereich der Widerstands-Setzungs-Linie für Fertigverdrängungspfähle annähernd linear verläuft. In diesem Bereich wird die Last über ein Zusammenwirken von Mantelreibung und Spitzenwiderstand abgetragen. Es wurde beobachtet, dass im Anschluss an den linearen Bereich die Widerstands-Setzungs-Linie in einen hyperbolischen Verlauf übergeht. Dieser Übergang kennzeichnete in den Modellversuchen den Versagenspunkt s_{sg} des Mantelwiderstandes. Die Beobachtungen des Widerstands-Setzungs-Verlaufes wurden auf in situ Probobelastungen übertragen und nach diesem Kriterium die Grenzsetzung s_{sg} der Mantelreibung festgelegt.

6.6 Grundlagen der statistischen Untersuchungen

6.6.1 Deskriptive Statistik

Die deskriptive Statistik stellt eine beschreibende Methode bereit um umfangreiches und zunächst ungeordnetes Datenmaterial übersichtlich zu beschreiben, zu strukturieren und eventuell zu analysieren. Zur übersichtlichen Gestaltung der Variablen bietet sich zunächst eine tabellarische und graphische Darstellung an. Oftmals ist es nützlich große Datenmengen durch wenige charakteristische Größen (Kenngrößen) bzw. Datenbereiche grob zu beschreiben.

In dieser Arbeit genutzte deskriptive statistische Methoden sind zum Beispiel die Darstellung beobachteter Häufigkeiten in Histogrammen. Diese Darstellung eignet sich nach *Hartung (1991)* vor allem dann, wenn das beobachtete Merkmal stetig ist. Als statistische Kennwerte der Häufigkeitsverteilung werden die im Folgenden beschriebenen Größen ermittelt. Das arithmetische Mittel eines Merkmals X mit der Ausprägung a_1, \dots, a_k ergibt sich aus Gleichung (6.1).

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i = \frac{1}{n} \cdot \sum_{j=1}^k a_j \cdot H_n(a_j) \quad (6.1)$$

Als Streuungsmasse der Häufigkeitsverteilung werden die Varianz s^2 , die Standardabweichung s und der Variationskoeffizient v verwendet. Das in der Statistik am häufigsten

verwendete Streuungsmaß ist die Varianz. Mit x_1, \dots, x_n Merkmalswerten ergibt sich die Varianz nach Gleichung (6.2).

$$s^2 = \frac{I}{n-I} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (6.2)$$

Die Standardabweichung s ist die Wurzel der Varianz s^2 . Sie hat gegenüber der Varianz den Vorteil, dass sie die gleiche Dimension wie die Beobachtungswerte und damit wie \bar{x} besitzt.

Varianz und Standardabweichung benutzen als Bezugspunkt das arithmetische Mittel \bar{x} , das bedeutet, sie messen mittlere Abstände von \bar{x} , werden jedoch nicht mit \bar{x} ins Verhältnis gesetzt. Der Variationskoeffizient hingegen stellt das Verhältnis von Standardabweichung zu arithmetischem Mittel dar und wird auch in der Bodenmechanik häufig für die Beschreibung von streuenden Größen verwendet.

$$v = \frac{s}{\bar{x}} \quad (6.3)$$

Der Variationskoeffizient ist nur für ausschließlich positive Beobachtungsreihen ein sinnvolles Maß. Da sich in dieser Arbeit deskriptiv untersuchte Datenreihen aus der prozentualen Abweichung des gemessenen zum berechneten Pfahlwiderstand zusammensetzen, liegen positive sowie negative Werte vor. Der Variationskoeffizient liefert somit für diese Beobachtungsreihen keine brauchbaren Ergebnisse. Die Beurteilung der Streuung erfolgt in diesem Fall auf der Grundlage der Standardabweichung s .

Auch Häufigkeitstabellen werden gerne in der deskriptiven Statistik verwendet, zur anschaulichen Aufbereitung der Daten und Analyse der Ergebnisse dieser Arbeit sind sie jedoch nicht geeignet.

6.6.2 Analytische Statistik

Bei fast allen statistischen Auswertungen sind neben der rein deskriptiven Aufbereitung passende Analyseverfahren (Signifikanztests) durchzuführen, bei denen die Berechnung der Irrtumswahrscheinlichkeit p von zentraler Bedeutung ist, siehe z.B. *Bühl/Zöfel (2002)*.

Das Erkennen von Abhängigkeiten und Zusammenhängen verschiedener Merkmale ist die zentrale Intention bei der Analyse statistischen Datenmaterials. Zum einen sollen über die betrachteten Daten qualitative Aussagen gemacht werden, zum anderen ist es erstrebenswert

die Zusammenhänge auch zu quantifizieren. In dieser Arbeit werden die Verfahren der Korrelation und Regression verwendet und sollen im Folgenden genauer erläutert werden.

6.6.2.1 Korrelationsrechnung

Die Korrelation von Variablen beschäftigt sich mit dem Grad der Abhängigkeit verschiedener Merkmale. Die Korrelation zwischen zwei Merkmalen gibt vornehmlich den Grad des linearen Zusammenhangs zwischen den beiden Variablen wieder. Im Rahmen der Korrelation werden neben der Visualisierung des Zusammenhangs von Merkmalen, i.A. über Streudiagramme, Tests auf die Signifikanz des Zusammenhangs (z.B. Korrelationskoeffizient nach Pearson) sowie Vergleiche zwischen den Korrelationen verschiedener Merkmalskombinationen durchgeführt.

Die Stärke des Zusammenhangs zwischen zwei Merkmalen wird über den Korrelationskoeffizienten angegeben. Der Koeffizient liegt zwischen -1 und $+1$. Ein negativer Korrelationskoeffizient bedeutet einen gegenläufigen Zusammenhang, d.h. je größer der Wert der einen Variablen wird, desto kleiner wird der Wert der anderen. Die Bedeutung der Beträge von r sind in Tabelle 6.1 dargestellt.

Tabelle 6.1: Bedeutung der Korrelationskoeffizienten r nach Bühl/Zöfel (2002)

Betrag von r	Interpretation
bis 0,2	sehr geringe Korrelation
bis 0,5	geringe Korrelation
bis 0,7	mittlere Korrelation
bis 0,9	hohe Korrelation
über 0,9	sehr hohe Korrelation

Für in dieser Arbeit verwendete Datensätze kann der Korrelationskoeffizient nach Pearson nach Gleichung (6.4) bestimmt werden.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})}{(n - 1) \cdot s_x \cdot s_y} \quad (6.4)$$

Die Abhängigkeitsanalyse eines Merkmals von verschiedenen anderen Variablen (multiple Korrelation) wird in Abschnitt 6.6.2.2 behandelt.

6.6.2.2 Regressionsanalyse

Die Regressionsanalyse spezifiziert den Zusammenhang zwischen einer abhängigen und einer oder mehrerer unabhängigen Variablen. Hierbei wird unterstellt, dass alle Variablen auf metrischem Skalenniveau gemessen wurden. Ziele sind hierbei nach *Hartung (1991)*

- der Nachweis einer bekannten Beziehung,
- das Schätzen der Parameter einer bekannten funktionalen Beziehung,
- das Erkennen eines funktionalen Zusammenhangs,
- die empirische Repräsentation großer Datenmengen oder
- die Interpolation fehlender bzw. Prognose zukünftiger Werte.

Nach *Backhaus et al. (2000)* stellt die Regressionsanalyse ein außerordentlich flexibles Verfahren dar, dass sowohl für die Erklärung von Zusammenhängen wie auch für die Durchführung von Prognosen große Bedeutung besitzt. Eine Möglichkeit der Regressionsanalyse, die auch in dieser Arbeit angewendet wurde, ist die multiple lineare Regression. Der funktionale Zusammenhang zwischen Y und n unabhängigen Variablen (X_1, \dots, X_n) nach der multiplen linearen Regression lässt sich über Gleichung (6.5) wie folgt darstellen.

$$y = \alpha + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_n x_n \quad (6.5)$$

Hierbei sind α das Absolutglied und β_1, \dots, β_n die Regressionskoeffizienten der unabhängigen Variablen. Das verwendete Programmsystem SPSS bietet die Möglichkeit die Konstante α in Gleichung (6.5) auszuschließen. Damit wird eine Regression durch den Ursprung erzwungen, welche unter Umständen eine höhere Übereinstimmung liefert.

Im Anschluss an die Formulierung des Regressionsmodells und die Schätzung der Regressionsfunktion ist die Eignung des Modells zu überprüfen. Die Überprüfung lässt sich in zwei Bereiche gliedern.

- 1) globale Prüfung der Regressionsfunktion
- 2) Prüfung der Regressionskoeffizienten

Die globale Prüfung der Regressionsfunktion beurteilt die Funktion als Ganzes, d.h. ob und wie gut die abhängige Variable durch das Regressionsmodell erklärt wird. Maße der globalen Prüfung sind das Bestimmtheitsmaß, die F-Statistik und der Standardfehler.

Bei der Prüfung der Regressionskoeffizienten geht es um die Frage, ob und wie gut einzelne Variablen des Regressionsmodells zur Erklärung der abhängigen Variablen beitragen. Maße zur Prüfung des Regressionskoeffizienten sind der t-Wert und der Beta-Wert (standardisierte Koeffizienten \hat{b}). Zeigt sich aufgrund der Prüfung, dass eine Variable keinen Beitrag leistet, so ist diese aus der Regressionsfunktion zu entfernen.

Weiterführende Erläuterungen zu den genannten Beurteilungsmaßen finden sich z.B. bei *Backhaus et al. (2000)*.

Lässt sich aufgrund der Korrelationsbetrachtung kein linearer Zusammenhang zwischen Regressand und Regressoren vermuten, stehen weitere Modelle zur Verfügung (z.B. nichtlineare Regression, binäre logistische Regression, ordinale Regression), deren Anwendbarkeit jedoch von der Art der Variablen abhängt.

6.7 Vorgehensweise bei der eigenen statistischen Untersuchung

6.7.1 Allgemeines

Zu Beginn der Untersuchung wurden zunächst nur Stahlbetonfertigpfähle betrachtet. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da zum einen für Stahlbetonpfähle die größte Datenmenge vorlag. Außerdem war unter diesen Pfählen mit einer höheren geometrischen Ähnlichkeit und damit besseren Vergleichbarkeit zu rechnen, da die Pfähle z.B. über die gesamte Pfahllänge gleichbleibende Querschnitte haben, d.h. keine Spitzenausbildungen vorhanden sind. Anschließend wurden die Ergebnisse auf andere Pfahltypen übertragen.

Die statistische Untersuchung wurde in einem iterativen Prozess durchgeführt. Es wurden über analytische statistische Untersuchungen an reduzierten Datensätzen Annahmen getroffen, diese an erweiterten Datensätzen überprüft, gegebenenfalls optimiert und zum Abschluss der Untersuchung am Gesamtdatensatz verifiziert. Die genaue Vorgehensweise ist in den Abschnitten 6.8 und 6.9 beschrieben.

6.7.2 Isolation von zusätzlichen Einflussparametern zu vorhanden Berechnungsverfahren

In Abschnitt 4 wurden verschiedene Berechnungsverfahren auf ihre Verlässlichkeit zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Verdrängungspfählen überprüft. Es zeigte sich, dass einige Verfahren recht gute Ergebnisse lieferten, jedoch lediglich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit anwendbar sind.

In Abschnitt 2 vorgestellte Verfahren nutzen Bodenkenngroßen des ungestörten Bodens zur Spezifizierung des Baugrundes. Durch den Rammvorgang des Fertigverdrängungspfahls wird die Bodenstruktur jedoch verändert; je höher die zur Rammung des Pfahls aufgewendete Energie, desto stärker ist auch die Veränderung des Bodens.

Modellversuche haben gezeigt, dass trotz gleicher Einbaulagerung des Sandes der Mantel- und Spitzenwiderstand mit dem Betrag der Rammarbeit zunimmt. Somit erscheint es sinnvoll für die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen, neben Bodenkenngroßen des ungestörten Bodens die Rammenergie zu berücksichtigen.

Eine Auswahl des Kenntnisstandes über verschiedene Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Pfählen wurde in Abschnitt 3 dargestellt. Einige der Einflussfaktoren wurden in der statistischen Untersuchung dieser Arbeit berücksichtigt. Bild 6.5 zeigt die berücksichtigten Einflussfaktoren nochmals schematisch auf.

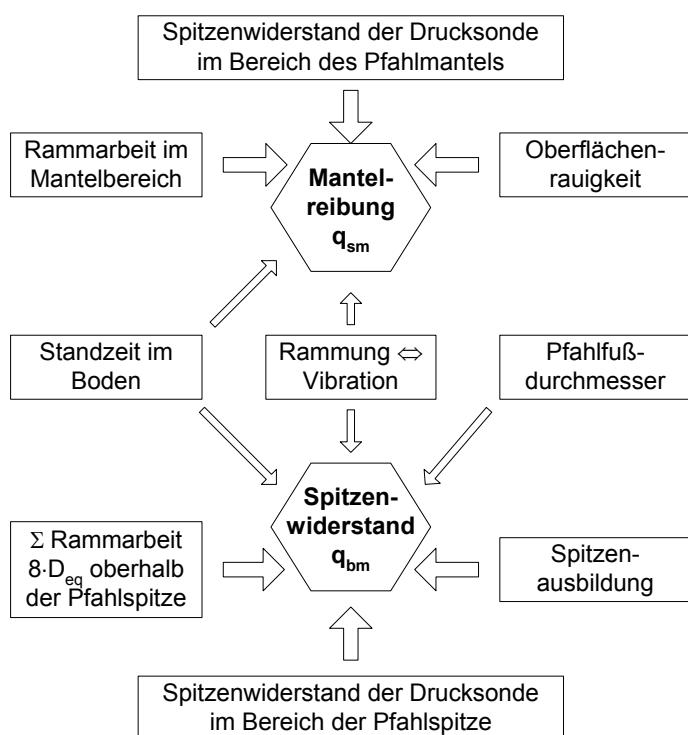


Bild 6.5: Für die statistische Untersuchung berücksichtigte Einflussfaktoren

6.8 Stahlbetonpfähle

6.8.1 Mantel- und Spitzenwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.8.1.1 Vorgehensweise

Der Ablauf der statistischen Untersuchung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Form eines Ablaufdiagramms in Bild 6.6 dargestellt.

Als erstes wurden aus der Datenbank diejenigen Pfahlprobobelastungen ausgewählt, bei denen Stahlbetonpfähle in ähnliche Bodenverhältnisse einbinden, wie es bei den Modellversuchen der Fall war. In der Datenbank lagen 41 Probobelastungen an Stahlbetonpfählen in überwiegend mitteldicht bis dicht gelagertem Sand vor. Die Widerstands-Setzungs-Linie dieser Pfähle wurden nach der in Abschnitt 6.5 beschriebenen Vorgehensweise in ihre Anteile aus Spitzenwiderstand und Mantelreibung getrennt. Mit Berücksichtigung der vermuteten Haupteinflussfaktoren (Bild 6.5) wurden multiple Regressionen für den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Stahlbetonpfählen in nichtbindigen Böden durchgeführt. Neben der statistischen Untersuchung mit mehreren Regressoren wurde eine Regression mit dem Drucksondierergebnis als alleinigem Regressor, wie es DIN 1054:2003-01 bislang vorsieht, vorgenommen.

Im Rahmen der statistischen Untersuchung wurde als Einflussfaktor auf den Spitzenwiderstand der Pfähle das gemittelte Drucksondierergebnis verschiedener Bereiche um die Pfahlspitze untersucht. Diese Bereiche hatten unterschiedliche Größen und lagen zwischen $8 \cdot D_{eq}$ ober- und unterhalb der Pfahlspitze. Die Summe der Rammarbeit wurde über einen Bereich von $8 \cdot D_{eq}$ oberhalb der Pfahlspitze berücksichtigt (W_{8D} [MNm]). Die Summe der Rammarbeit dieses Bereichs hatte bereits bei Auswertung der Modellversuche eine hohe Korrelation mit den Spitzenwiderständen gezeigt.

Als Einflussgröße auf den Mantelwiderstand wurde das gemittelte Drucksondierergebnis einer Schicht gewählt. Zur Normierung der Rammarbeit verschieden starker Schichten, wurde die Rammarbeit für einzelne Schichten jeweils auf einen Meter Schichtdicke bezogen (W [MNm/m]).

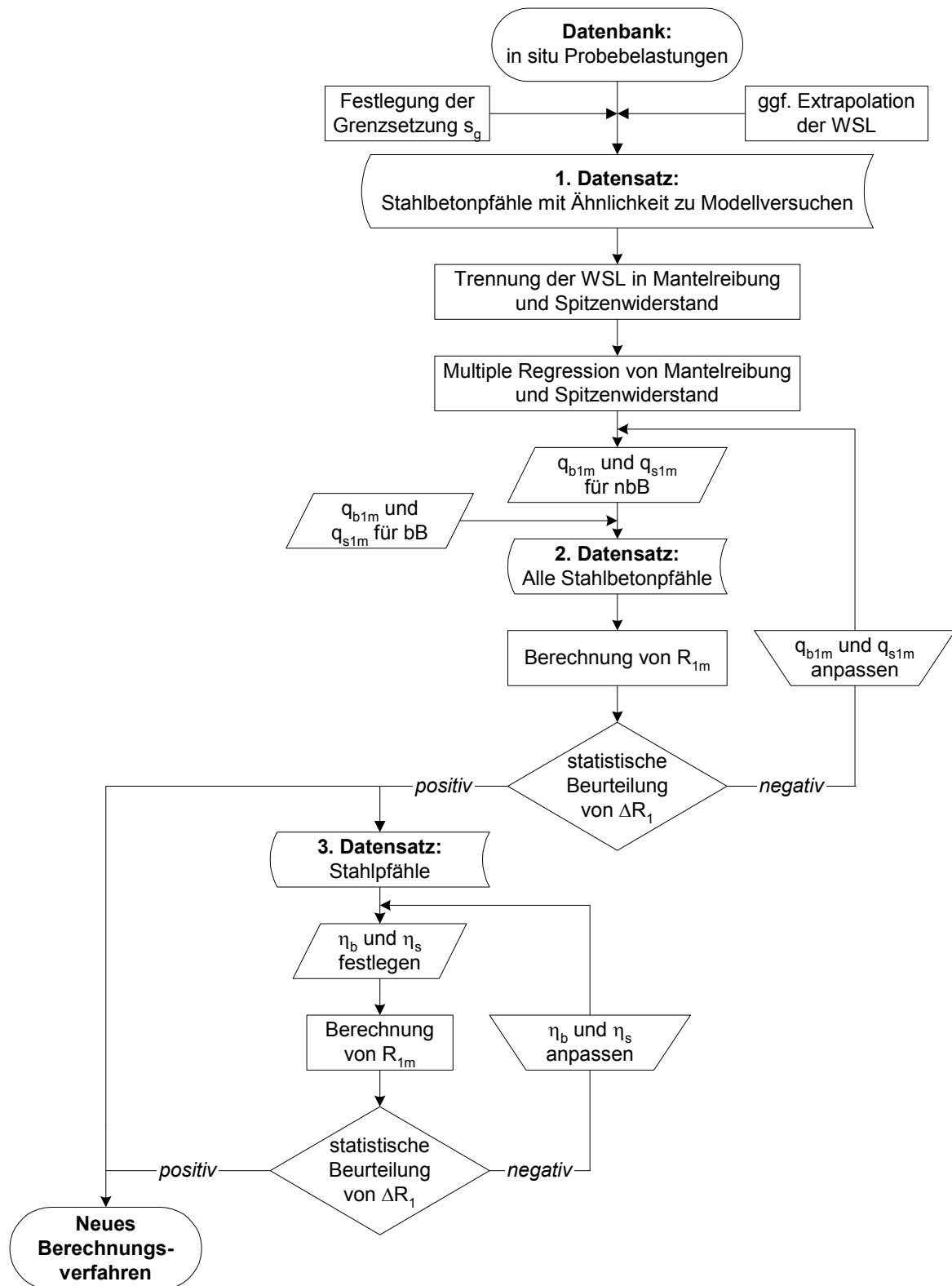


Bild 6.6: Ablaufschema der statistischen Untersuchung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1

Auf Grundlage der durchgeföhrten Untersuchungen wurden Pfahlspitzenwiderstands- und Pfahlmantelreibungswerte für nichtbindige Böden bestimmt. Für bindige Böden wurden aus Abschnitt 4.4 Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte festgelegt. Mit diesen Ergebnissen wurden die Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für alle Stahlbetonpfähle der Datenbank (121 Stück) berechnet und diese mit dem Ergebnis der Probobelastung verglichen und statistisch beurteilt. In einem iterativen Prozess wurden die Spitzen- und Mantelreibungswerte angepasst um die mittlere Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Wert ΔR_1 sowie die Streuung s zu minimieren.

$$\Delta R_1 \rightarrow 0 \quad \text{und} \quad s \rightarrow 0 \quad (6.6)$$

Nach Abschluss der Optimierung der Spitzen- und Mantelwiderstandswerte wurde auf Grundlage der Werte mit der höchsten Korrelation das in Abschnitt 7 vorgestellte Berechnungsverfahren entwickelt.

6.8.1.2 Ergebnisse

Im Folgenden ist eine Auswahl der Ergebnisse der statistischen Untersuchung für Mantel- und Spitzenwiderstände von Stahlbetonpfählen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt. Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4 geben Ergebnisse von Regressionen des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung in nichtbindigen Böden wieder. Angegeben sind für lineare Modelle die Regressionskoeffizienten des gewählten Modells α und $\beta_1 \dots \beta_n$ (vgl. Gleichung (6.5)), der Standardfehler des Koeffizienten, sowie der standardisierte Regressionskoeffizient \hat{b} . Der standardisierte Regressionskoeffizient ist auf den jeweiligen Wertebereich standardisiert, hierdurch wurden die unterschiedlichen Messdimensionen der Variablen, die sich in den Regressionskoeffizienten niederschlagen, eliminiert und diese vergleichbar gemacht. Der Betrag des standardisierten Koeffizienten lässt die Einflussstärke der unabhängigen Variablen für die Erklärung der abhängigen Variablen erkennen. Die angegebene Signifikanz spiegelt das Ergebnis des t-Tests wieder, sie gibt an, in wie weit die einzelnen Variablen zur Klärung der abhängigen Variablen beitragen. Der Grad der Bedeutsamkeit wird nach einheitlichem Sprachgebrauch der Statistik im Allgemeinen nach Tabelle 6.2 angegeben.

Tabelle 6.2: Bedeutung der Irrtumswahrscheinlichkeit p nach Bühl/Zöfel (2002)

Irrtumswahrscheinlichkeit	$p > 0,05$	$p \leq 0,05$	$p \leq 0,01$	$p \leq 0,001$
Bedeutung	nicht signifikant	signifikant	sehr signifikant	höchst signifikant

Die Ergebnisse globaler Prüfungen der Regressionsfunktionen wurden nicht dargestellt, da sich die hier vorgestellten Modelle in Bezug auf die Regressionsfunktion als geeignet erwiesen.

Für den Spitzenwiderstand erscheint es unter Berücksichtigung des in Bild 5.15 dargestellten Zusammenhang zwischen Spitzenwiderstand und Rammarbeit sinnvoll, neben Modellen mit linearen Regression auch nichtlineare Modelle zu untersuchen. Eines der untersuchten Modelle ist in Gleichung (6.7) dargestellt.

$$q_{blm} = \beta_1 \cdot q_c^{\beta_2} + \beta_3 \cdot \ln(W_{8D}) \quad (6.7)$$

Dieses Modell berücksichtigt das Ergebnis der Drucksondierung über einen potenziellen und der Einfluss der Rammarbeit über einen logarithmischen Term.

Die Regression der Spitzenwiderstandswerte zeigte, dass das Absolutglied α für die verwendeten Modelle einen nicht signifikanten Einfluss hat. Das heißt, dieser Term trägt nicht zur Klärung der Regressionsgleichung bei und kann verworfen werden. In Tabelle 6.3 sind daher keine Modelle mit konstantem Term dargestellt. Bei den aufgeführten linearen Modellen handelt es sich um Regressionen durch den Ursprung.

Die standardisierten Koeffizienten zeigen, dass das Ergebnis der Drucksondierung den maßgeblichen Einfluss auf den Spitzenwiderstand des Pfahls hat. Dies erklärt sich zum Teil aus dem Einfluss der Baugrundfestigkeit auf die Rammarbeit, da die Statistik i.d.R. eine Unabhängigkeit der Variablen untereinander fordert. Mit Berücksichtigung der aufgewendeten Rammarbeit als zweiter Variablen können jedoch Tragfähigkeitszuwächse durch den Verdichtungseffekt jedes Rammpfahls explizit berücksichtigt werden und eine bessere Anpassung an die Messwerte erfolgen.

Tabelle 6.3: Zusammenstellung einiger Ergebnisse der Regression für den Spitzewiderstand q_{blm} von Stahlbetonpfähle in nichtbindigen Böden

Modell		Regressionskoeffizient		Standardfehler	standardisierte Koeffizienten	Signifikanz des Regressionskoeffizienten	
1	Drucksondierergebnis [MN/m ²] (Bereich D_{eq} über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	0,738	0,072	0,796	0,000	höchst signifikant
	Summe der Rammarbeit auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ [MNm]	β_1	0,070	0,028	0,192	0,018	signifikant
2	Drucksondierergebnis [MN/m ²] (Bereich $8 \cdot D_{eq}$ über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	0,747	0,080	0,771	0,000	höchst signifikant
	Summe der Rammarbeit auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ [MNm]	β_2	0,077	0,030	0,212	0,014	signifikant
3	Drucksondierergebnis [MN/m ²] (Bereich D_{eq} über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	0,866	0,053	0,934	0,000	höchst signifikant
4	Drucksondierergebnis [MN/m ²] (Bereich D_{eq} über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	0,3683	nichtlineares Modell nach Gleichung (6.7)			
	Summe der Rammarbeit auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ [MNm]	β_2	1,1530				
		β_3	1,6098				

Für den Mantelwiderstand von Stahlbetonpfählen in nichtbindigen Böden kommen ausschließlich lineare Regressionsmodelle ohne konstanten Term in Betracht. Nichtlineare Modelle, die neben den linearen Regressionen untersucht wurden, brachten keine brauchbaren Übereinstimmungen.

Für Stahlbetonpfähle mit Spitzewiderstands- und Mantelreibungsanteilen aus bindigen Bodenschichten konnte über die Korrelation mit der Scherfestigkeit des undränierter Bodens nach Abschnitt 4.4 eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen erreicht werden. Hierbei wurde $q_{blm} = 9 \cdot c_{u,k}$ und q_{slm} als Mittelwert des in Bild 4.7 dargestellten Bereiches gewählt.

Tabelle 6.4: Zusammenstellung einiger Ergebnisse der Regression für die Mantelreibung q_{slm} von Stahlbetonpfähle in nichtbindigen Böden

Modell		Regressionskoefizient		Standardfehler	standardisierte Koeffizienten	Signifikanz p des Regressionskoefzienten	
1	mittleres Ergebnis der Drucksondierung [MN/m ²]	β_1	0,004	0,001	0,755	0,000	höchst signifikant
	bezogene Rammarbeit [MNm/m]	β_2	0,002	0,001	0,217	0,027	signifikant
2	mittleres Ergebnis der Drucksondierung [MN/m ²]	β_1	0,005	0,000	0,927	0,000	höchst signifikant

Maßgebenden Einfluss auf die Mantelreibung hat, wie schon für den Spitzewiderstand beobachtet, das Ergebnis der Drucksondierung. Die Rammarbeit kann jedoch auch hier als ergänzende Variable verwendet werden.

Mit den Zusammenhängen nach Tabelle 6.3, Tabelle 6.4 und den aus Abschnitt 4.4 hergeleiteten Abhängigkeiten wurde der gesamte Datensatz von in situ Probebelastungen an Stahlbetonpfählen nachgerechnet und die Übereinstimmung zwischen gemessenem und berechnetem Wert überprüft. In einem iterativen Prozess wurden die Mantelreibungs- und Spitzewiderstandswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit der Zielrichtung nach Gleichung (6.6) optimiert.

Für Regressionsmodelle mit dem Ergebnis der Drucksondierung als alleiniger Variablen, wie es bislang nach DIN 1054:2003-01 vorgesehen ist, wurden Abweichungen ΔR_1 nach Bild 6.7 erzielt. Mit einem arithmetischen Mittelwert der Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Widerstand von 0,45 % und einer Standardabweichung von 26,93 % erzielt dieses Modell im Vergleich zu bislang vorhandenen Verfahren (vgl. Abschnitt 4) bessere Ergebnisse.

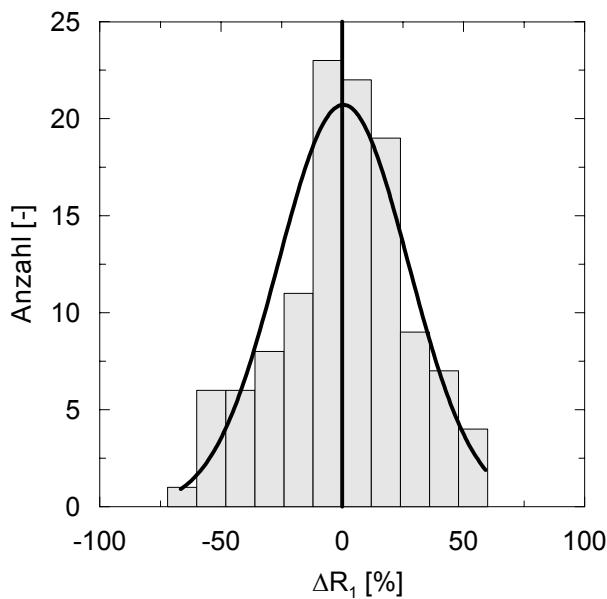


Bild 6.7: Normalverteilung von ΔR_1 für Berechnungen auf Grundlage des Ergebnisses der Drucksondierung, ohne Berücksichtigung der Rammarbeit

Auf Grundlage multipler Regressionen, die neben dem Ergebnis der Drucksondierung auch die Rammarbeit berücksichtigen, ist es möglich die Streuung der Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Wert weiter zu optimieren. Der arithmetische Mittelwert der Abweichung liegt für das multiple Modell mit $\bar{x} = 0,06\%$ in einem äußerst zufriedenstellenden Bereich. Durch Berücksichtigung der Rammarbeit als weiterer Einflussgröße ist es möglich die Standardabweichung auf 21,05 % zu reduzieren.

In Bild 6.8 ist die Abweichung ΔR_1 des optimierten Modells als Histogramm dargestellt. Die Ergebnisse basieren auf einer optimierten Form der Modelle 4 nach Tabelle 6.3 und 1 nach Tabelle 6.4.

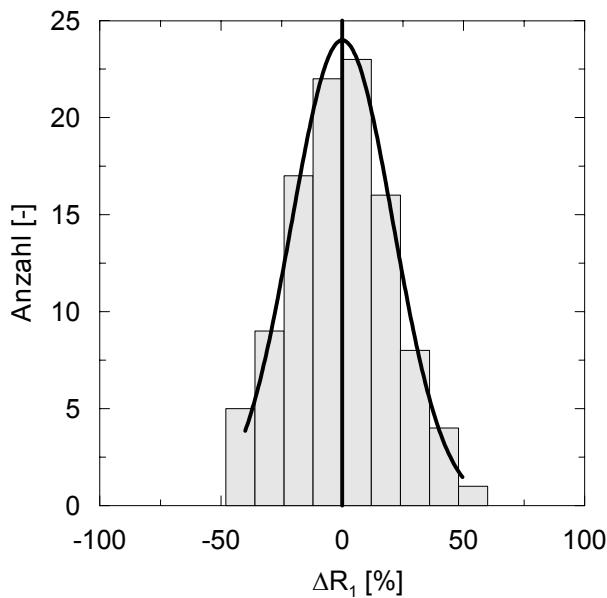


Bild 6.8: Histogramm ΔR_1 für das optimierte Modell auf Grundlage des Ergebnisses der Drucksondierung und der Rammarbeit

Basierend auf der vorangegangenen Regression und Optimierung wurden für einen neuen Bemessungsvorschlag charakteristischen Pfahlmantelreibungswerte nach Tabelle 7.3 und Tabelle 7.4 sowie die charakteristischen Spitzenwiderstandswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2 angegeben.

6.8.2 Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie

Wie bereits erläutert haben Modellversuche gezeigt, dass der Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie von Verdrängungspfählen mit einem linearen Anfangsbereich beginnt. Der Übergang des geraden in einen hyperbolischen Verlauf kennzeichnet den Punkt des Mantelversagens. Im hyperbolischen Bereich ist die Form der Widerstands-Setzungs-Linie und der Lastzuwachs durch den Verlauf des Spitzenwiderstandes bestimmt. Auch die Verläufe der in situ Probebelastungen bestätigen die Aufteilung des Gesamtwiderstands-Setzungs-Verlaufs in einen linearen und einen hyperbolischen Bereich, wobei in vielen Fällen der hyperbolische Bereich ab einer bezogenen Setzung s/D_{eq} von ca. 3,5 % in eine geneigte Tangente mündet.

In einer ersten statistischen Untersuchung der in situ Probebelastungen wurde versucht, die formgebenden Hyperbelfaktoren a und b (Anhang B) und verschiedene die Tragfähigkeit beeinflussende Parameter zu korrelieren. Da sich die Form der Hyperbel primär aus dem Lastzuwachs an der Pfahlspitze ergibt, wurden Einflussgrößen wie das Drucksondierergebnis im Bereich der Pfahlspitze, die Rammarbeit im Bereich von $8 \cdot D_{eq}$ oberhalb der Pfahlspitze und die Form der Pfahlspitze auf eine Beziehung mit den Hyperbelfaktoren untersucht. Es konnten jedoch keine eindeutigen Abhängigkeiten zwischen Einflussgrößen des Spitzenwiderstandes und der Hyperbelform abgeleitet werden.

Es ist demzufolge nicht möglich die Widerstands-Setzungs-Linie der vorliegenden in situ Probebelastungen über Geraden- und Hyperbelgleichungen in Abhängigkeit der Untergrundbedingungen zu formulieren. Aus diesem Grund wurde die Form der Widerstands-Setzungs-Linie mit einem vereinfachten Verlauf angenähert. Für den vereinfachten Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie von Verdrängungspfählen wurde, ebenso wie es DIN 1054:2003-01 für Bohrpfähle vorsieht, ein linearer Anstieg des Mantelwiderstandes bis zu einer Grenzsetzung s_{sg} angenommen, ab der kein weiterer Zuwachs der Mantelreibung zu verzeichnen ist.

$$R_s(s \geq s_{sg}) = R_s(s_{sg}) = R_{s1} \quad (6.8)$$

Von *Elborg (1993)* und *Brunns (1998)* wurde eine Abhängigkeit der Grenzsetzung s_{sg} vom Grenzmantelwiderstand für Bohr- bzw. Ortbetonschraubpfähle beobachtet und über die in Bild 6.9a dargestellten Kurven vorsichtig abgeschätzt. Auch die durchgeführten Modellversuche können die These einer Korrelation von R_{s1m} und s_{sg} bestätigen, vgl. Abschnitt 5.6.5.

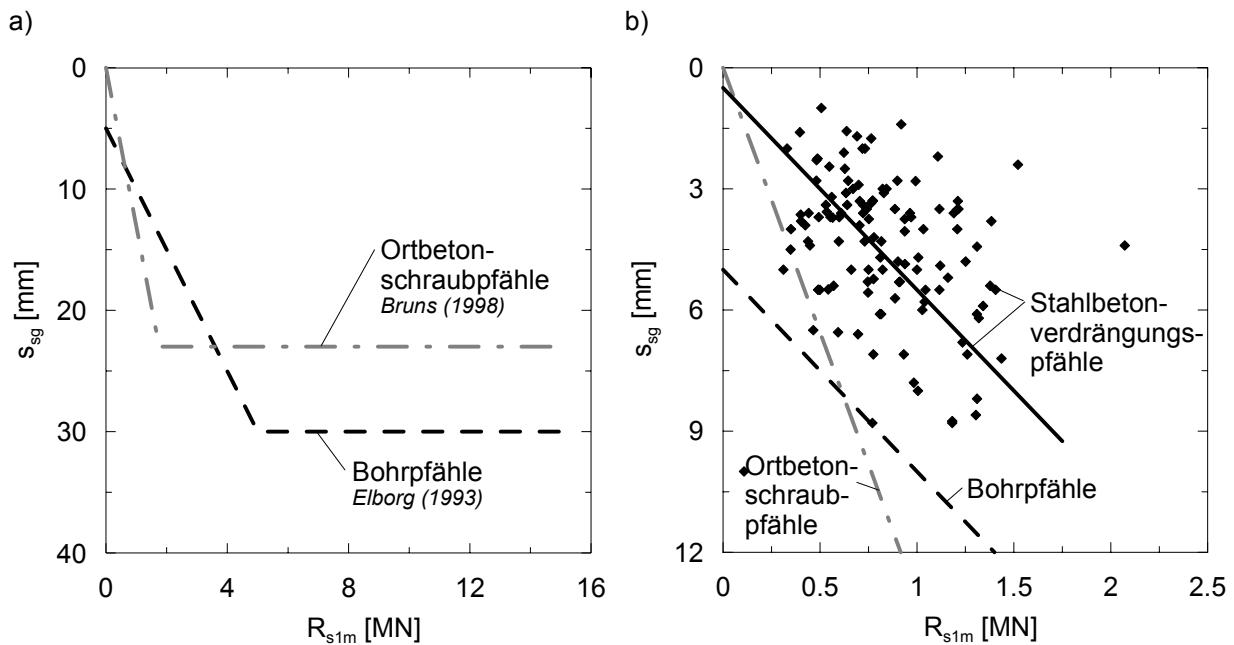


Bild 6.9: Grenzsetzung der Mantelreibung s_{sg}

- a) Bohrpähle nach *Elborg (1993)* und Ortbetonschraubpfähle nach *Brunns (1998)*
- b) Stahlbetonverdrängungspfähle

Bild 6.9b zeigt Grenzwerte des Pfahlmantelwiderstandes von Stahlbetonpfählen mit den dazugehörigen Setzungen s_{sg} . Die Wertepaare lassen sich annähernd mit einem parallel zu *Elborg (1993)* verlaufenden linearen Zusammenhang nach Gleichung (6.9) korrelieren.

$$s_{sg} [\text{mm}] = 5 \cdot R_{s1m} [\text{MN}] + 0,5 [\text{mm}] \quad (6.9)$$

Die Kongruenz zwischen Gleichung (6.9) und den Wertepaaren der in situ Probobelastungen scheint auf den ersten Blick nicht besonders hoch. Betrachtet man jedoch die Übereinstimmung zwischen den von Elborg und Bruns gewählten Regressionsgeraden mit den dazugehörigen Wertepaaren, so ist festzustellen, dass auch dort keine höheren Übereinstimmungen erreicht werden und sich der Ansatz von *Elborg (1993)* trotzdem in der Praxis bewährt hat.

Wie bereits erwähnt ist zu beobachten, dass der hyperbolische Verlauf der Gesamtwiderstands-Setzungs-Linie von in situ Probobelastungen ab einer Setzung von ca. $s_g = 0,035 \cdot D_{eq}$

in eine geneigte Tangente übergeht. Um einen vereinfachten Verlauf für die Spitzenwiderstands-Setzungs-Linie zu konstruieren, wurde dieser Punkt als charakteristisches Element des Spitzenwiderstandes gewählt. Bei einer bezogenen Setzung $s/D_{eq} = 3,5\%$ ist der gesamte Mantelwiderstand des Pfahls bereits aktiviert, so dass vom gemessenen Gesamtwiderstand der Grenzmantelwiderstand abgezogen werden kann, um den Spitzenwiderstand zu erhalten. Im Weitern wurde folgendermaßen vorgegangen. Der Grenzmantelwiderstand wurde aus den in Abschnitt 6.8.1 ermittelten Zusammenhängen berechnet und vom gemessenen Widerstand $R_m(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ abgezogen. Die Spitzenwiderstandswerte $R_{bm}(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ wurden einer statistischen Untersuchung in Bezug auf ihre Korrelation mit den bereits im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Einflussfaktoren unterzogen. Tabelle 6.5 stellt einige Ergebnisse der Untersuchung exemplarisch zusammen. Bei linearen Regressionen ergab sich, dass die Rammarbeit einen zu vernachlässigenden Einfluss auf den Spitzenwiderstandswert $R_{bm}(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ hat. In einer nichtlinearen Regression analog zu Gleichung (6.7) ist die Berücksichtigung der Rammarbeit jedoch zielführend.

Tabelle 6.5: Zusammenstellung einiger Ergebnisse der linearen Regression für den Spitzenwiderstand $q_{bm}(s=0,035 \cdot D_{eq})$ von Stahlbetonpfähle in nbB

Modell		Regressionskoeffizient		Standardfehler	standardisierte Koeffizienten	Signifikanz p des Regressionskoeffizienten	
1	Absolutglied	α	4,178	1,357		0,003 sehr signifikant	
	Drucksondierergebnis [MN/m^2] (Bereich D_{eq} über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	0,292	0,091	0,310	0,002 sehr signifikant	
2	Drucksondierergebnis [MN/m^2] (Bereich D_{eq} über und $4 \cdot D_{eq}$ unter der Pfahlspitze)	β_1	2,0580	nichtlineares Modell analog zu Gleichung (6.7)			
	β_2	0,5141					
	Summe der Rammarbeit auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ [MNm]	β_3	0,1224				

Gute Ergebnisse für die Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen lassen sich bei Berücksichtigung der Spitzenwiderstandsanteile bindiger Böden nach Gleichung (6.10) erzielen.

$$q_b(s = 0,035 \cdot D_{eq}) = 6 \cdot c_{u,k} \quad (6.10)$$

Für den untersuchten Punkt $s = 0,035 \cdot D_{eq}$ kann ebenfalls unter Berücksichtigung der Rammarbeit und der Drucksondierung eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Gesamtwiderständen erzielt werden. Der arithmetische Mittelwert der Abweichung beträgt bei Anwendung des zweiten Modells -0,25 % mit einer Standardabweichung vom Mittelwert von 22,95 %. Bild 6.10 stellt dieses Ergebnis graphisch dar. Der Einfluss der Rammarbeit ist jedoch bei einer bezogenen Setzung von 3,5 % nicht so hoch wie im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

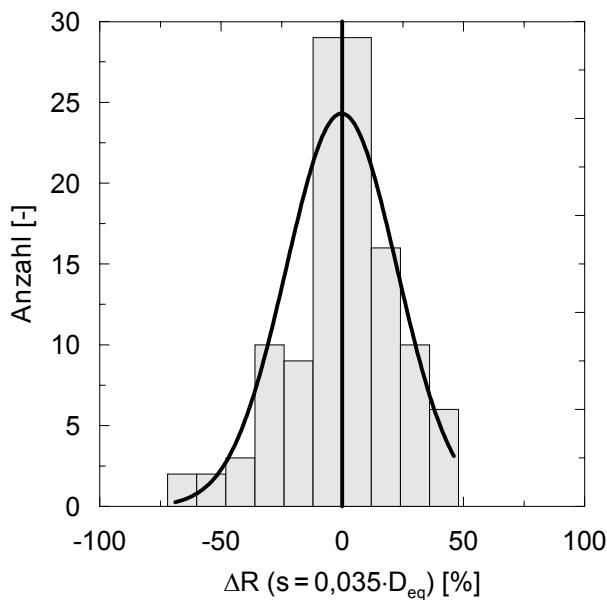


Bild 6.10: Histogramm

$\Delta R(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ für das optimierte Modell auf Grundlage des Ergebnisses der Drucksondierung und der Rammarbeit

Als Ansatz zur Vorhersage der Widerstands-Setzungs-Linie von Verdrängungspfählen wurde die folgende Vorgehensweise gewählt. Anhand der vorstehend abgeleiteten Spitzen- und Mantelwiderstandswerte wurden vereinfachte Widerstands-Setzungs-Linien berechnet. Hierbei wurden Spitzenwiderstände für bezogene Setzungen s/D_{eq} von 3,5 % und 10 % berechnet. Der Spitzenwiderstandsverlauf wurde zwischen den charakteristischen Punkten $s = 0$, $s = 0,035 \cdot D_{eq}$ und $s_1 = 0,1 \cdot D_{eq}$ geradlinig interpoliert. Grenzmantelwiderstand und Grenzmantelsetzung wurden mit den abgeleiteten Ansätzen berechnet. Zwischen $s = 0$ und $s = s_{sg}$ wurde ein linearer Anstieg bis zum Grenzwert der Mantelreibung angenommen. Für Setzungen $s > s_{sg}$ bleibt der Mantelwiderstand konstant. Der Verlauf der Gesamtwiderstands-Setzungs-Linie ergibt sich aus der Addition der Spitzen- und Mantelwiderstandslien. Bild 6.11 demonstriert die Anwendung des beschriebenen vereinfachten Verfahrens am Beispiel des in Abschnitt 4.3.1 als Beispiel 1 vorgestellten Stahlbetonpfahls.

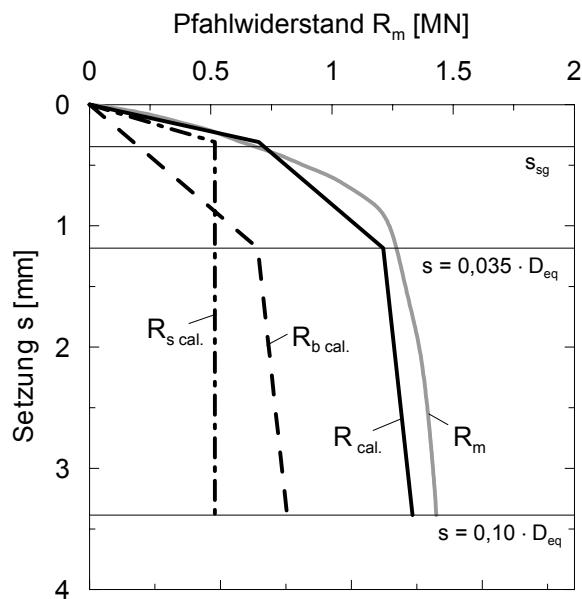


Bild 6.11: Beispiel für den Verlauf einer Widerstands-Setzungs-Linie

Im Anschluss wurde überprüft, ob sich durch Einführung weiterer charakteristischer Spitzenwiderstandspunkte höhere Übereinstimmungen zwischen vereinfachten und gemessenen Widerstands-Setzungs-Linie ergeben. Es zeigte sich jedoch, dass weitere Punkte keine Erhöhung der Übereinstimmung brachten, da sie zum einen keine entscheidende Formanpassung liefern konnten und zum anderen die Korrelation zwischen den betrachteten Einflussgrößen und dem Spitzenwiderstand in Bereichen geringer Setzungen sehr niedrig war.

6.9 Stahlträgerprofil- und Stahlrohrpfähle

6.9.1 Allgemeines

Im folgenden Abschnitt sind Angaben zu Spitzewiderstand und Mantelreibung von Stahlträgerprofil- und Stahlrohrpfählen abgeleitet worden. Die Auswertung basiert auf einem Datensatz von 82 statischen Probobelastungen an Stahlträgerprofil- und Stahlrohrpfählen. Im einzelnen handelt es sich um die folgenden Pfahltypen:

- Stahlträgerprofile und doppelte Stahlträgerprofile,
- offene Stahlrohre, Hohlkästen,
- geschlossene Stahlrohre und
- Spundwandprofile.

Der Hauptanteil der Probobelastungen wurde an Stahlträgerprofilen ausgeführt.

Die Auswertung erfolgte auf der Basis der im vorangegangenen Abschnitt für Stahlbetonpfähle ermittelten Spitzewiderstands- und Mantelreibungswerte. Als Angriffsfläche der Mantelreibung und des Spitzewiderstandes wurden die in Bild 6.1 dargestellten Flächen gewählt. Für offene Stahlrohrpfähle mit festem Bodenpfropfen ($D_b \leq 0,8$ m) gelten dabei die gleichen Zusammenhänge wie für zusammengesetzte Profilpfähle (Hohlkastenpfähle). Eventuell entstehende Mantelreibungsanteile im Inneren von Stahlrohrpfählen oder im von doppelten Stahlträgerprofilen eingeschlossenen Bereich wurden vernachlässigt.

Mit dem Programmsystem SPSS wurden Regressionsanalysen zur Ableitung von Anpassungsfaktoren der Spitzewiderstands- und Mantelreibungswerte für die vorliegenden Pfahltypen durchgeführt.

Die folgende Auswertung berücksichtigt keine erdstatistischen Ansätze zur Pfropfenbildung, es wurden lediglich rein empirische Anpassungsfaktoren η abgeleitet.

6.9.2 Mantel- und Spitzewiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Zur Ableitung der Anpassungsfaktoren η wurde zunächst für alle Pfahltypen ein Regressionsmodell nach Gleichung (6.11) festgelegt.

$$R_{1m} = \eta_b \cdot q_{b1m} \cdot A_b + \sum_i \eta_{s,i} \cdot q_{s1m,i} \cdot A_{s,i} \quad (6.11)$$

- η_b Anpassungsfaktor des Spitzenwiderstandes
 η_s Anpassungsfaktor der Mantelreibung
 q_{b1m} Spitzenwiderstand nach Abschnitt 6.8 für vorgefertigte Stahlbetonverdrängungspfähle
 q_{s1m} Mantelreibung nach Abschnitt 6.8 für vorgefertigte Stahlbetonverdrängungspfähle
 A_b Pfahlfußfläche nach Bild 6.1
 A_s Pfahlmantelfläche mit Umfang U nach Bild 6.1

Für Stahlträgerprofile erschien im Laufe der Auswertung eine differenzierte Betrachtung des Anpassungsfaktors η_b sinnvoll. Zu diesem Zweck wurde die in der Literatur häufig verwendete Korrelation zwischen dem Spitzenwiderstand bzw. der Pfahlfußfläche und den Profilabmessungen untersucht. Die höchste Übereinstimmung konnte dabei mit einem Regressionsmodell für den Anpassungsfaktor η_b nach Gleichung (6.12) erzielt werden.

$$\eta_b = \beta_1 + \beta_2 \cdot \frac{h}{b} \quad (6.12)$$

- h Profilhöhe
 b Flanschbreite

Die abgeleiteten Anpassungsfaktoren für den Spitzenwiderstand η_b und die Mantelreibung η_s wurden in Abhängigkeit des Pfahltyps in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Tabelle 6.6: Anpassungsfaktoren für den Spitzen- η_b und Mantelwiderstand η_s

Pfahltyp	η_b	η_s
Stahlträgerprofil	$1,03 - 0,34 \cdot h/b$	1,00
doppeltes Stahlträgerprofil	0,30	1,00
Spundwand	0,30	0,50
offenes Stahlrohr und Hohlkasten ($D_b \leq 0,80$ m)	0,55	1,00
geschlossenes Stahlrohr ($D_b \leq 0,80$ m)	0,90	1,00
offenes Stahlrohr ($D_b > 0,80$ m) mit $A_b = \pi \cdot \frac{(D_{b \text{ außen}}^2 - D_{b \text{ innen}}^2)}{4}$	2,00	1,00

Für Spundwände und doppelte Stahlträgerprofile ergaben sich die höchsten Übereinstimmungen zwischen gemessenen und berechneten Grenzwiderständen bei Verwendung allgemeingültiger Anpassungsfaktoren η_b ohne Berücksichtigung der Profilabmessungen. Dies kann unter Umständen darauf zurückgeführt werden, dass für diese Pfahltypen im Vergleich zu Einzelprofilen oder Stahlbetonpfählen nur eine geringe Anzahl an Probobelastungen ausgewertet werden konnte. Es ist jedoch zu bemerken, dass innerhalb dieser Gruppe keine höheren geometrischen Ähnlichkeiten als zwischen den ausgewerteten Probobelastungen an Stahlträgerprofilpfählen festzustellen war. Weiterhin wird darauf verwiesen, dass sich in mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden ähnliche vertikale Tragfähigkeiten aus der Summe der abgeleiteten Spitzenwiderstandswerten q_{blm} und der Anpassungsfaktoren η_b für Spundwandprofile ergeben wie sie nach Radomski (1968) für Einbindetiefen ≥ 5 m aus der Summe der Spitzenwiderstandsflächen nach Bild 6.12 und einem charakteristischen Spitzenwiderstand von $q_{b,k} = 5 \text{ MN/m}^2$ (EAU 1980) berechnet werden können ($B \cdot h \cdot \eta_b \cdot q_{blm} \approx \chi \cdot B \cdot h \cdot 5 \text{ MN/m}^2$).

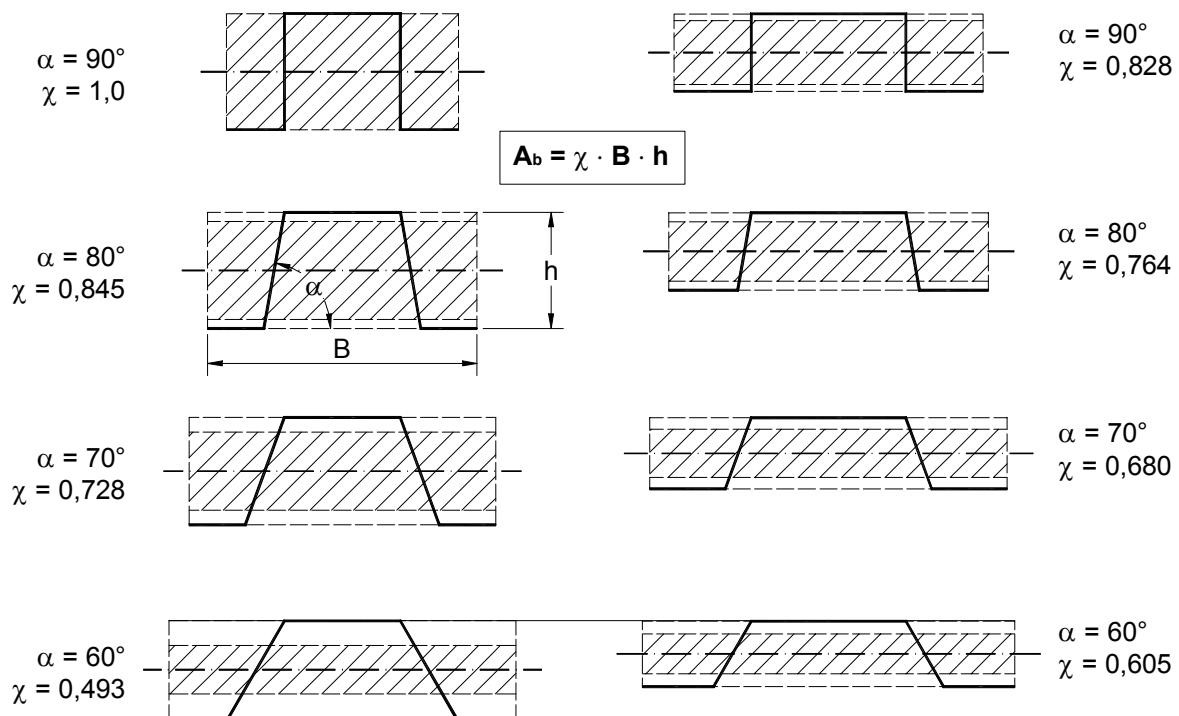


Bild 6.12: Spitzewiderstandsflächen nach Radomski (1968)

Die Anpassungsfaktoren für Spundwände und doppelte Stahlträgerprofile sollten mit weiteren Untersuchungen abgesichert werden.

Die statistische Auswertung der Probobelastungen an Stahlrohrpfählen und Hohlkastenpfählen bestätigte den Zusammenhang zwischen dem Pfahlfußdurchmesser und der Ppropfen-

bildung am Pfahlfuß. Analog zu den Ergebnissen von *Jardine/Chow (1996)* ergab sich bei der Ableitung der Anpassungsfaktoren nach Tabelle 6.6 die höchste Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen bei Beschränkung der Ppropfenbildung offener Stahlrohrpfähle und Hohlkästen auf einen Pfahlfußdurchmesser $D_b \leq 0,80$ m. Für Stahlrohrpfähle und Hohlkastenpfähle mit einem Pfahlfußdurchmesser $D_b \leq 0,80$ m konnten bei geschlossener Spitze mit 90 % und bei offener Spitze und Ppropfenbildung mit 55 % der Spitzenwiderstandswerte q_{bm} nach Abschnitt 6.8.1.2 die besten Ergebnisse erzielt werden.

Für offene Stahlrohrpfähle mit größeren Pfahlfußdurchmessern ($D_b > 0,80$ m) wurde als Pfahlfußfläche der Ringquerschnitt des Stahlrohres angenommen. Bezogen auf diese Pfahlfußfläche ergab sich ein Anpassungsfaktor für den Spitzenwiderstand von $\eta_b = 2,0$.

Aufgrund der geringen Menge von statischen Probebelastungen an Stahlrohrpfählen wurde der Datensatz mit 15 dynamischen Probebelastungen ergänzt. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit liefern dynamische Probebelastungen weitgehend verlässliche Ergebnisse. Die aus dynamischen Pfahlprüfungen abgeleiteten Widerstands-Setzungs-Linien sind jedoch durch das unterschiedliche Verhalten des Pfahls bei dynamischer Schlagbeanspruchung im Gegensatz zur kontinuierlichen statischen Laststeigerung fehlerbehaftet. Aus diesem Grund werden die dynamischen Probebelastungen im nächsten Abschnitt nicht weiter berücksichtigt.

Die statistische Untersuchung ergab nur für Spundwandprofilpfähle einen Anpassungsfaktor der Mantelreibungswerte $\eta_s < 1,0$, für die übrigen Pfahltypen gelten die gleichen Mantelreibungswerte wie für Stahlbetonpfähle ($\eta_s = 1,0$). Dies entspricht nicht der bisherigen Vorstellung, nach der für Stahlbetonpfähle höhere Mantelreibungswerte als für Stahlpfähle angesetzt werden können. Im Folgenden wird dieses Ergebnis mit der Oberflächenrauigkeit der untersuchten Pfähle begründet. Die Rauigkeitsuntersuchung hat gezeigt, dass die Oberfläche von Stahlbetonfertigpfählen nur wenig rauer ist, als die Oberfläche des glatten Modellpfahls aus Stahl. Die Oberflächenrauigkeit nimmt mit dem Grad der Korrosion des Stahls zu. Der in den Modellversuchen verwendete Stahlpahl wies keine Korrosionserscheinungen auf, andererseits ist bei den in situ probebelasteten Stahlpfählen damit zu rechnen, dass diese Pfähle leichte Korrosionserscheinungen aufweisen und die Oberfläche somit rauer als die des Modellpfahls ist. Aufgrund des geringen Unterschiedes der Oberflächenrauigkeit der Pfähle ist es möglich, dass für Stahlbeton-, Stahlträgerprofil- und Stahlrohrpfähle die gleichen Mantelreibungswerte gelten.

In Bild 6.13 ist die Abweichung ΔR_1 des Regressionsmodells nach Gleichung (6.11) mit den Anpassungsfaktoren nach Tabelle 6.6 dargestellt. Wie schon für Stahlbetonpfähle ergeben

sich mit dem abgeleiteten Berechnungsansatz äußerst zufriedenstellende Ergebnisse. Der arithmetische Mittelwert der Abweichung liegt für Stahlpfähle bei $\bar{x} = -0,15\%$ und die Standardabweichung vom Mittelwert bei $s = 20,65\%$.

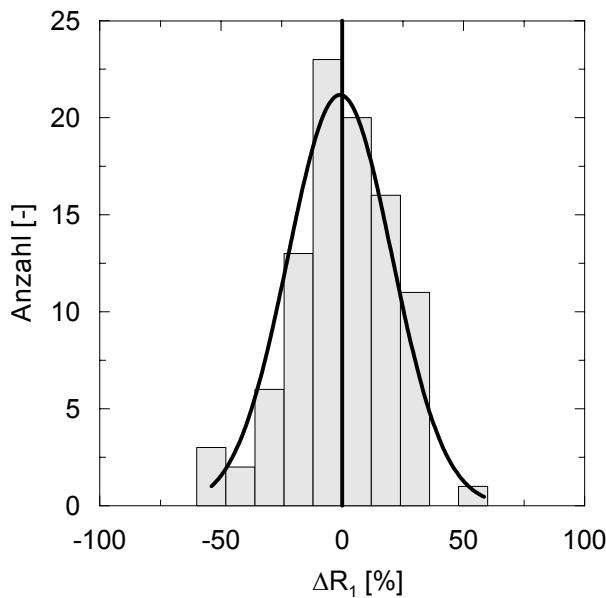


Bild 6.13: Normalverteilung von ΔR_1 für Berechnungen von Stahlpählen auf Grundlage der Ergebnisse aus Abschnitt 6.8.1.2 und Tabelle 6.6

6.9.3 Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie

In Abschnitt 6.8.2 wurde als charakteristischer Punkt der Widerstands-Setzungs-Linie die bezogene Setzung $s/D_{eq} = 3,5\%$ festgelegt. In diesem Punkt ist bereits die volle Mantelreibung aktiviert. Im folgenden Abschnitt wurden Anpassungsfaktoren der Spitzenwiderstandswerte $q_{bm}(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ analog zu den im vorangegangenen Abschnitt durchgeföhrten Regressionen abgeleitet.

Bei Stahlrohr-, Spundwand- und doppelten Stahlträgerprofilen kann über die Anpassung der Spitzenwiderstandswerte nach Tabelle 6.6 auch bei einer bezogenen Setzung $s/D_{eq} = 3,5\%$ ein gutes Ergebnis für die Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Widerständen erzielt werden. Für Stahlträgerprofile werden die gemessenen Pfahlwiderstände mit dem Anpassungsfaktor nach Tabelle 6.6 überschätzt. Eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Widerständen konnte für hier mit einem Anpassungsfaktor

$$\eta_b = 0,83 + 0,34 \cdot \frac{h}{b} \quad (6.13)$$

erzielt werden.

In Bild 6.14 ist die Normalverteilung der Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen ΔR_k ($s = 0,035 \cdot D_{eq}$) dargestellt. Wie bereits für Stahlbetonpfähle kann auch für Stahlpfähle mit einem arithmetischen Mittelwert von $\bar{x} = -1,88\%$ ein zufriedenstellendes Ergebnis erzielt werden. Die Standardabweichung vom Mittelwert liegt auch hier mit $s = 24,61\%$ etwas höher als im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

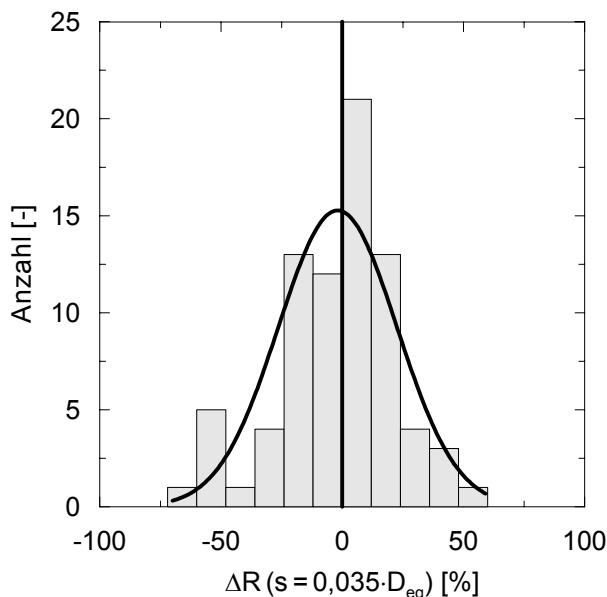


Bild 6.14: Normalverteilung von $\Delta R(s = 0,035 \cdot D_{eq})$ für Stahlpfähle

6.10 Weitere Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Verdrängungspfählen

Im folgenden Abschnitt sind Untersuchungen weiterer Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Verdrängungspfählen dargestellt und deren Auswirkung auf den abgeleiteten Berechnungsansatz beurteilt worden.

6.10.1 Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes vom Pfahlfußdurchmesser

Nach *Kempfert (2001)* ist besonders in dicht gelagerten nichtbindigen Böden bei gleichen Setzungen mit einer Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes vom Pfahlfußdurchmesser zu rechnen.

$$q_b \cdot D_b = \text{const.} \quad (6.14)$$

Dieser Zusammenhang ist für Stahlbeton- und Stahlrohrverdrängungspfähle mit einer mittleren Setzung von 5 mm in Bild 6.15 dargestellt.

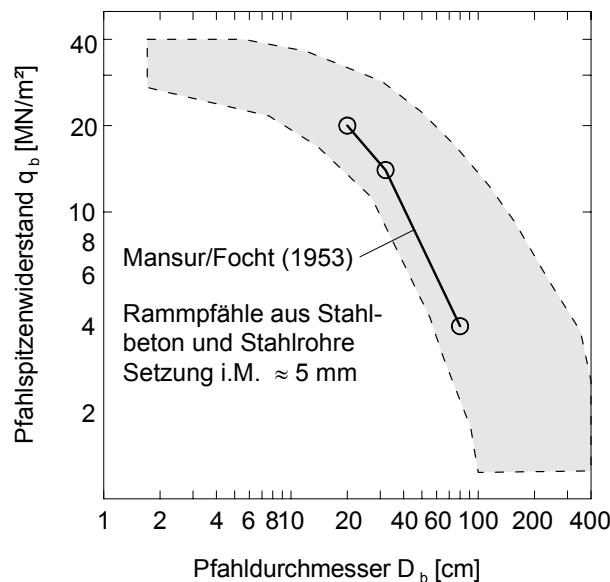


Bild 6.15: Messwerte von $q_b = f\{D_b\}$, nach Kempfert (2001) und Franke (1992)

Eine Untersuchung der Durchmesserabhängigkeit wurde für den ersten Datensatz durchgeführt, der in Abschnitt 6.8 in die Anteile Mantelreibung und Spitzenwiderstand aufgeteilt wurde. Hierbei handelt es sich um Stahlbetonpfähle mit äquivalenten Pfahlfußdurchmessern $D_{eq} = 0,33 - 0,45$ m. Zum Vergleich mit den in Bild 6.15 dargestellten Messwerten wurden die Spitzenwiderstände für den Punkt $s = 5$ mm und mitteldicht bis dicht gelagerte nichtbindige Böden ($q_c = 13,5 - 20,0$ MN/m²) im Bereich des Pfahlfußes in Bild 6.16 dargestellt.

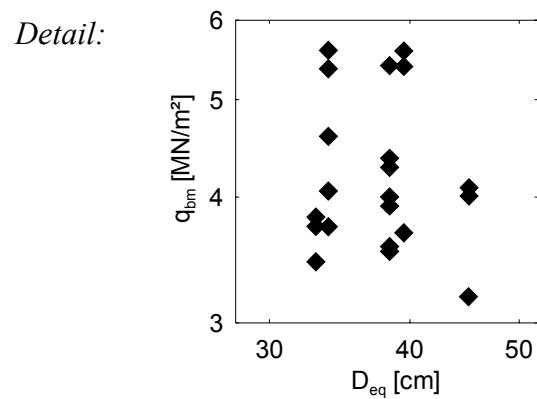
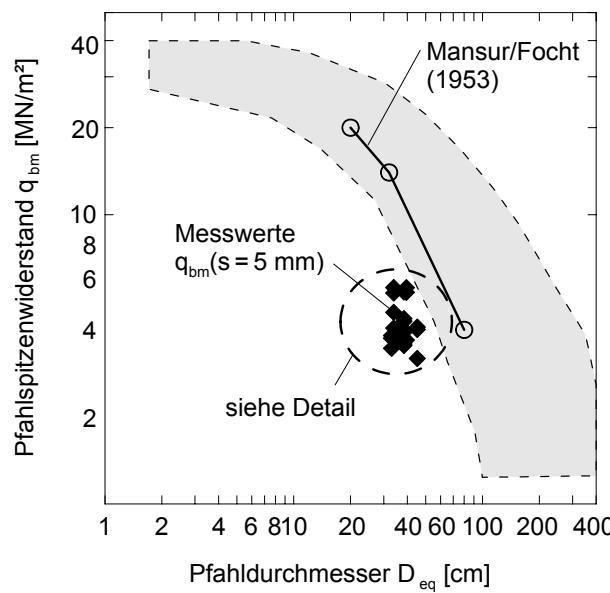


Bild 6.16: Messwerte $q_{bm}(s=5\text{mm})$ aus Probobelastungen in mitteldicht bis dicht gelagerten nichtbindigen Böden

Die von *Kempfert (2001)* dargestellten Messwerte $q_b = f\{D_b\}$ geben für einen Pfahlfußdurchmesser $D_b \leq 0,45$ m Spitzenwiderstandswerte von $q_b > 10$ MN/m² an. Die aus den in situ Versuchen entnommenen Spitzenwiderstände erreichen demgegenüber deutlich geringere Werte $q_{bm}(s=5\text{mm}) = 3,20 - 5,60$ MN/m². Weiterhin ist für den betrachteten Durchmesserbereich keine eindeutige Korrelation zwischen dem Spitzenwiderstand und dem Pfahlfußdurchmesser zu erkennen. Nach *Kempfert (2001)* nimmt die Durchmesserabhängigkeit mit abnehmender Setzung deutlich ab, es konnte jedoch auch bis zu einer Setzung $s = 30$ mm keine höhere Korrelation zwischen dem Spitzenwiderstand und dem Pfahlfußdurchmesser gefunden werden.

Der abgeleitete Berechnungsansatz gilt für Stahlbeton- und Stahlträgerprofilpfähle mit äquivalenten Pfahldurchmessern von $D_{eq} = 0,28 - 0,50$ m und Stahlrohrpfähle $D_b \leq 0,80$ m. Sollte trotz der vorstehenden Betrachtungen im Anwendungsbereich des Berechnungsansatzes eine Durchmesserabhängigkeit des Spitzenwiderstandes auftreten, so ist diese über die Korrelation der Spitzenwiderstandswerte mit Werten der bezogenen Setzung s/D_b kompensiert.

6.10.2 Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Zeit

In Abschnitt 3.7 wurde bereits beschrieben, dass die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen mit der Zeit zunimmt. Im Folgenden soll der zeitbedingte Tragfähigkeitszuwachs auf seine Auswirkungen auf den abgeleiteten Berechnungsansatz untersucht werden.

Für 117 der über zweihundert ausgewerteten statischen Probobelastungen waren der Zeitpunkt der Pfahlrammung und der Probobelastung in den ausgewerteten Unterlagen verzeichnet. Die Differenz zwischen der Rammung und der Probobelastung Δt lag bei diesen Pfählen zwischen einem und 132 Tagen, wobei der größte Teil der Probobelastungen zu einem Zeitpunkt $\Delta t < 25$ d durchgeführt wurde. In Bild 6.17 ist die Differenz ΔR_I zwischen dem gemessenen Pfahlwiderstand und dem auf Grundlage der Ergebnisse aus Abschnitt 6.8 und 6.9 berechneten Pfahlwiderstand in Abhängigkeit der Zeit Δt dargestellt. Mit zunehmendem Zeitintervall Δt nähert sich der Mittelwert der Differenz von ΔR_I dem Ideal $\Delta R_I \rightarrow 0$ an. Gleichzeitig wird die Streuung Ergebnisse geringer, was durch die abnehmende Standardabweichung deutlich wird. In Tabelle 6.7 sind die statistischen Kenngrößen der Differenz zwischen gemessenen und berechneten Grenzwiderständen ΔR_I [%] für drei Zeitintervalle Δt dargestellt.

Tabelle 6.7: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen in Abhängigkeit der Zeit zwischen Pfahllämmung und Probobelastung

Zeit Δt [d]	Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Grenzwiderstand ΔR_I [%]	
	Arithmetisches Mittel \bar{x}	Standardabweichung s
< 10	-4,83	22,23
10 – 25	1,55	23,78
> 25	0,49	13,98

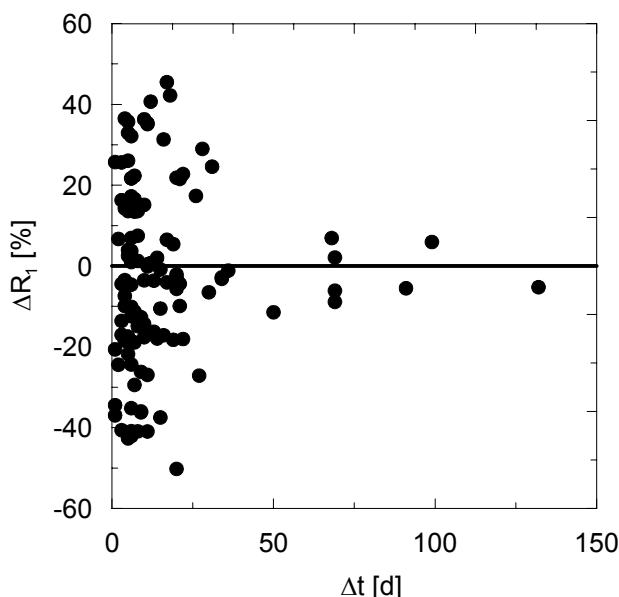


Bild 6.17: Entwicklung von ΔR_I [%] in Abhängigkeit der Zeit zwischen Rammung und Probebelastung Δt [d]

Für den abgeleiteten Berechnungsansatz bedeuten die dargestellten Ergebnisse, dass mit zunehmender Zeit die Zuverlässigkeit des Verfahrens zunimmt.

6.10.3 Reduktion der Tragfähigkeit durch Vibration

Für den abgeleiteten Berechnungsansatz untersuchte statische Probobelastungen beruhen ausschließlich auf Messungen gerammter vorgefertigter Verdrängungspfähle. Im Folgenden wird die Anwendbarkeit des abgeleiteten Berechnungsansatzes für vibrierte Verdrängungspfähle untersucht und kritisch beurteilt.

Bereits in Abschnitt 3.3 wurden verschiedene Methoden der Installation von Verdrängungspfählen und deren Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Pfähle beschrieben.

Obwohl i.d.R. vibrierte Pfähle gegenüber gerammten Pfählen eine geringere Tragfähigkeit aufweisen, wird diese Installationsmethode aufgrund der höheren Penetrationsrate, der geringeren Geräuschentwicklung und Erschütterungen bisweilen der Installation durch Rammung vorgezogen.

Eine Gegenüberstellung verschiedener in der Literatur dokumentierter Probobelastungsergebnisse vergleichbarer vibrierter und gerammter Pfähle von *Lammertz* (2003), (2004) belegt, dass vibrierte Pfähle eine i.M. um 26 % geringere Tragfähigkeit als vergleichbare gerammte Pfähle aufweisen.

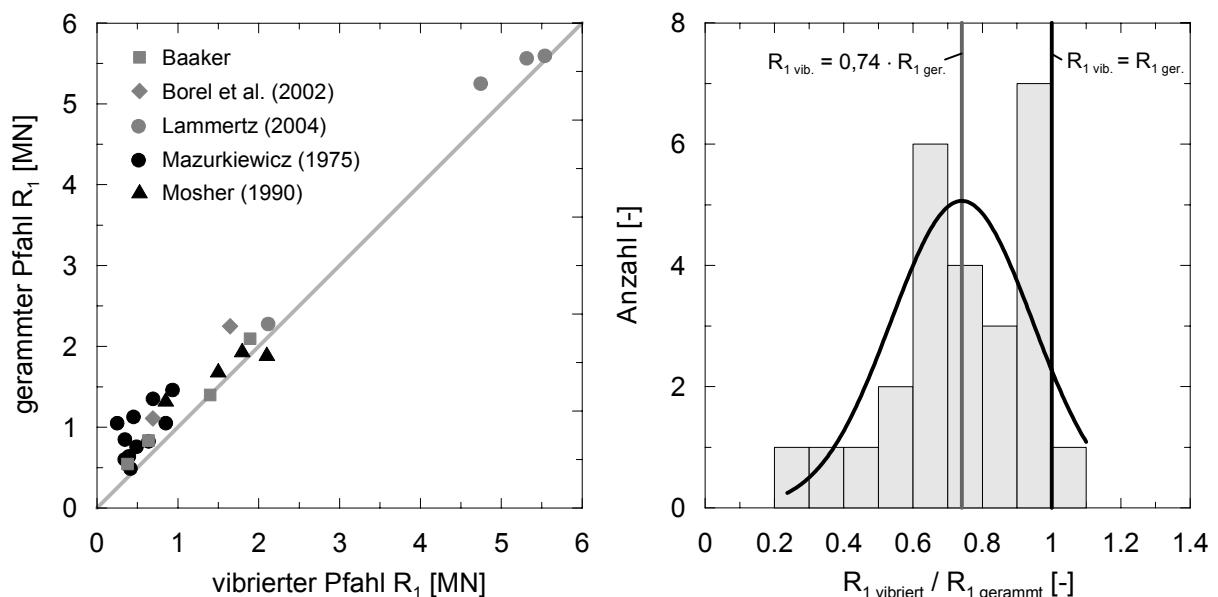


Bild 6.18: Vergleich der Grenztragfähigkeit vibrierter und gerammter Pfähle, nach *Lammertz* (2003), (2004)

In Bild 6.18 abgebildete Ergebnisse von *Borel et al.* (2002) stellen den Tragfähigkeitsvergleich von vertikalbelasteten Spundwandprofilen unter Zug- und Druckbelastung dar. Für den druckbelasteten vibrierten Pfahl ergab sich im Vergleich mit dem gerammten Pfahl eine um 35 % niedrigere Tragfähigkeit. Die Differenz der Tragfähigkeit dieser Pfähle resultiert hauptsächlich aus dem sehr viel geringeren Spitzenwiderstand des vibrierten Pfahles. Der Spitzenwiderstand des vibrierten Pfahles betrug in diesem Fall nur 25 % des Spitzenwiderstandes des gerammten Pfahles. Die 20 %ige Differenz in der Mantelreibung der Pfähle ist im Vergleich dazu geringer.

Der geringere Spitzenwiderstand von vibrierten Pfählen wird auf die im Vergleich zu gerammten Pfählen mangelnde Verdichtung des Bodens unterhalb des Pfahlfußes zurückgeführt. Um höhere Spitzenwiderstandswerte zu erzielen werden vibrierte Pfähle in der Praxis oftmals auf den letzten Meter gerammt, was jedoch die Wirtschaftlichkeit dieser Installationsmethode durch zeitlichen und betrieblichen Mehraufwand reduziert.

Untersuchungen von *Hartung (1994)* zeigen, dass bei Reduzierung der Vibrationsfrequenz die Tragfähigkeit der Pfähle erhöht werden kann. Von *Lammertz (2004)* werden vibrierte und gerammte offene Stahlrohrpfähle ($\varnothing 914,7/12,7$ mm) unter dem Aspekt veränderter Vibrationsfrequenzen untersucht. Auch hier bestätigt sich die Erhöhung der Tragfähigkeit bei reduzierten Vibrationsfrequenzen, wobei der Einfluss der Vibrationsfrequenz bei den untersuchten Pfählen hauptsächlich auf den Mantelwiderstand beschränkt ist. Dies kann damit begründet werden, dass der Anteil des Spitzenwiderstandes am Gesamtwiderstand von offenen Stahlrohrpfählen dieses Durchmessers unabhängig von der Installationsmethode sehr gering ist (vgl. Abschnitt 6.9.2).

Zur Anwendung des in Abschnitt 7 abgeleiteten Berechnungsansatzes für vibrierte Verdrängungspfähle in nichtbindigen Böden wird empfohlen:

- eine Abminderung der abgeleiteten Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand um mindestens 25 % bei Vibration mit hoher Frequenz;
- die Abminderung kann gegebenenfalls reduziert werden, wenn der Pfahl mit niedrigen Frequenzen einvibriert wird und
- bei Rammung des Pfahls auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ können die vollen Spitzenwiderstandswerte verwendet werden.

Über den Einfluss der Vibration in bindigen Böden liegen gegenwärtig keine gesicherten Erkenntnisse vor, so dass der Berechnungsansatz bei Vibrationseinbringung in bindigen Böden zunächst nicht verwendet werden sollte.

7 Vorschlag für ein optimiertes Berechnungsverfahren und Angabe von charakteristischen Werten für Spitzewiderstand und Mantelreibung

7.1 Allgemeines

Das nachfolgend beschriebene optimierte Berechnungsverfahren zur Ermittlung der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie von vorgefertigten gerammten Verdrängungspfählen beruht auf der in Abschnitt 6 dargestellten statistischen Untersuchung einer Vielzahl von in situ Probebelastungen. Aus den Ergebnissen der Untersuchung wurden charakteristische Werte des Pfahlspitzewiderstandes und der Pfahlmantelreibung für bindige und nichtbindige Böden abgeleitet und tabellarisch zusammengestellt.

Die abgeleitete Vorgehensweise zur Bestimmung der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie wird durch Beispielrechnungen erläutert. Die Berechnungsergebnisse sind den Ergebnissen der in situ Probebelastungen gegenübergestellt und einer Bewertung unterzogen worden.

7.2 Festlegung der charakteristischen Werte

Nach DIN 1055-100:2001-03 wird der Terminus „charakteristische Werte für Baustoffeigenschaften“ folgendermaßen definiert:

Ein charakteristischer Wert entspricht demjenigen Wert einer Eigenschaft, der in einer hypothetisch unbegrenzten Versuchsreihe mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit unterschritten wird. Charakteristische Werte entsprechen für eine bestimmte Eigenschaft im Allgemeinen einem festgelegten Quantilwert der angenommenen statistischen Verteilung dieser Eigenschaft des Baustoffes.

Bei den folgenden Festlegungen der charakteristischen Werte für Spitzewiderstand und Mantelreibung einen Bezug auf übliche statistische Quantile (z.B. 5 %) vorzunehmen, erscheint im vorliegenden Fall wenig sinnvoll und ist in der Geotechnik bei vergleichbaren Fragestellungen auch nicht üblich. Betrachtet man die in Abschnitt 6 dargestellten Häufigkeitsverteilungen der prozentualen Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen ΔR_I , so wird deutlich, dass aufgrund der Streuung durch eine solche Vorgehensweise charakteristische Werte festgelegt würden, die sehr weit auf der sicheren Seite liegen und zu unwirtschaftlichen Bemessungen führen würden.

Im Folgenden sollen charakteristische Größen in Anlehnung an DIN 1054:2003-01 festgelegt werden, wonach Kenngrößen als „vorsichtiger Schätzwert des Mittelwertes“ festzulegen sind. Diese Vorgehensweise wird auch durch DIN 4020:1990-10 gestützt, nach der bei der Ableitung der charakteristischen Werte der Umfang der vorliegenden Informationen (Laborversuche, Feldversuche) zu berücksichtigen ist. In diesem Fall liegen mit über 200 ausgewerteten Probebelastungsergebnissen sehr viele Informationen vor.

Die Festlegung der charakteristischen Werte als vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes erfolgt in Anlehnung an DIN 1054:2003-01 über die Berücksichtigung eines Streufaktors ξ entsprechend Gleichung (7.1) und (7.2).

$$q_{b,k} = \frac{q_{b1m}}{\xi} \quad (7.1)$$

$$q_{s,k} = \frac{q_{s1m}}{\xi} \quad (7.2)$$

mit:

q_{b1m} abgeleiteter Spitzenwiderstand nach Abschnitt 6

q_{b1m} abgeleitete Mantelreibung nach Abschnitt 6

Für die in Abschnitt 7.3 angegebenen charakteristischen Werte für Spitzenwiderstand und Mantelreibung wird ein Streufaktor auch unter Berücksichtigung einer „ingenieurmäßigen“ Vorgehensweise von $\xi = 1,05$ gewählt.

7.3 Berechnungsvorschlag auf Grundlage von Erfahrungswerten

In Bild 7.1 sind die Elemente der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie bis zu einer Setzung von $s_I = s_g$ für vorgefertigte Verdrängungspfähle dargestellt. Dabei ist:

s_I die Setzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) und

s_g die Grenzsetzung bzw. Bruchsetzung.

Es wird zwischen dem setzungsabhängigen Pfahlfußwiderstand $R_b(s)$ und dem Pfahlmantelwiderstand $R_s(s)$ unterschieden.

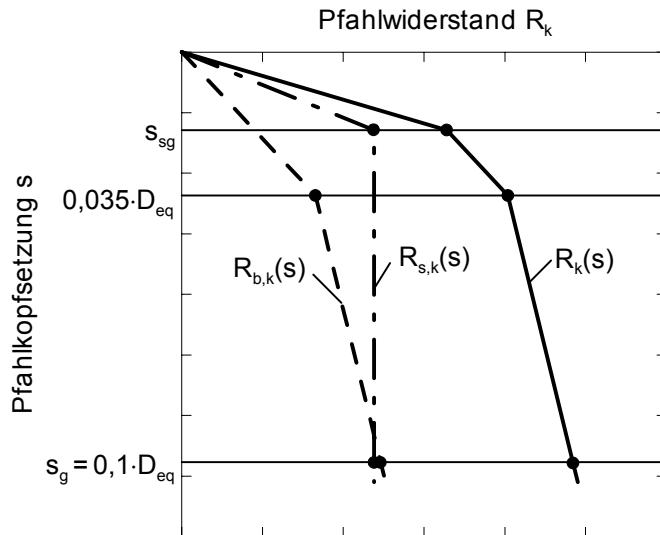


Bild 7.1: Elemente der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie von Verdrängungspfählen

Für den Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ ($s_1 = s_g$) gilt eine Grenzsetzung:

$$s_g = 0,10 \cdot D_{eq} \quad (7.3)$$

Dabei ist D_{eq} der äquivalente Pfahldurchmesser des Pfahlfußes, der für rechteckige vorgefertigte Pfähle nach Gleichung (2.8) berechnet wird. Für Stahlträgerprofilpfähle gelten hierbei die Abmessungen der umrissenen Pfahlfußfläche.

Für den Mantelwiderstand im Bruchzustand $R_{s,k}$ (s_{sg}) gilt eine Grenzsetzung:

$$s_{sg} [mm] = 5 \cdot R_{s1,k} [MN] + 0,5 [mm] \leq 10 mm \quad (7.4)$$

Der charakteristische axiale Pfahlwiderstand wird nach Gleichung (7.5) ermittelt.

$$R_k(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = \eta_b \cdot q_{b,k} \cdot A_b + \sum_i \eta_{s,i} \cdot q_{s,k,i} \cdot A_{s,i} \quad (7.5)$$

hierbei sind:

- A_b der Nennwert der Pfahlfußfläche, für Stahlträgerprofile nach Bild 6.1,
- A_{si} der Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht i, für Stahlträgerprofile mit U nach Bild 6.1,
- $q_{b,k}$ der charakteristische Wert des Pfahlspitzenwiderstandes nach Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2,
- $q_{s,k,i}$ der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i nach Tabelle 7.3 und Tabelle 7.4,
- η_b der Anpassungsfaktor des Spitzenwiderstandes nach Tabelle 7.5,
- η_s der Anpassungsfaktor der Pfahlmantelreibung nach Tabelle 7.5,

- $R_k(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlwiderstand,
- $R_{b,k}(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlfußwiderstand und
- $R_{s,k}(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlmantelwiderstand.

Die in Tabelle 7.1 bis Tabelle 7.4 angegebenen charakteristischen Pfahlspitzenwiderstands- und Pfahlmantelreibungswerte gelten zunächst für

- vorgefertigte Stahlbeton und Spannbeton Verdrängungspfähle von $D_{eq} = 0,28$ bis $0,47$ m,
- Stahlträgerprofilpfähle mit Flanschbreiten von 300 bis 500 mm und Profilhöhen von 290 bis 1000 mm,
- Spundwände sowie
- Stahlrohrpfähle und Kastenpfähle,

die mindestens 2,50 m in eine tragfähige Schicht einbinden.

Die Tabellenwerte gelten für gerammte vorgefertigte Verdrängungspfähle. Für hochfrequent einvibrierte Pfähle in nichtbindigen Böden müssen die Tabellenwerte um mindestens 25 % abgemindert werden. Für die Spitzenwiderstandswerte entfällt die Abminderung, wenn der Pfahl auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ m gerammt wird.

In gemischtkörnigen Böden (z.B. Geschiebemergel) gelten die Werte der Tabelle 7.1 und Tabelle 7.3 für nichtbindige Böden. Für organische Böden (z.B. Klei) gelten die Werte der Tabelle 7.2 und Tabelle 7.4 für bindige Böden.

Die Tabellenwerte sind abhängig

- vom über die Tiefe gemittelten Spitzenwiderstand $q_{c,k}$ der Drucksonde bei nichtbindigen Böden,
- von der Rammarbeit W bei nichtbindigen Böden und
- von der Scherfestigkeit des undränierter Bodens $c_{u,k}$ bei bindigen Böden.

Bei der Festlegung des maßgebenden mittleren Spitzenwiderstands $q_{c,k}$ der Drucksonde ist zwischen dem

- für den Pfahlspitzenwiderstand maßgebenden Bereich ($1 \cdot D_{eq}$ ober- und $4 \cdot D_{eq}$ unterhalb des Pfahlfußes) und dem
- für die Pfahlmantelreibung maßgebenden Bereich (Mittelwert der betreffenden Schicht)

des Bodens zu unterscheiden.

Bei der Festlegung der maßgebenden Rammarbeit W ist zwischen der

- für den Pfahlspitzenwiderstand maßgebenden Summe der Rammarbeit W_{8D} auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ m oberhalb des Pfahlfußes und der
- für die Pfahlmantelreibung maßgebenden schichtbezogenen Rammarbeit W [kNm/m]

zu unterscheiden.

Tabelle 7.1: Pfahlspitzenwiderstände $q_{b,k}$ für nichtbindige Böden

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ MN/m ²							
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand $q_{c,k}$ der Drucksonde $1 \cdot D_{eq}$ über und $4 \cdot D_{eq}$ unterhalb der Pfahlspitze MN/m ²							
	7,5	10	15	20				
Rammarbeit W_{8D} auf dem letzten $8 \cdot D_{eq}$ m MNm								
	≤ 15	> 15	≤ 25	> 25	≤ 25	> 25	≤ 25	> 25
0,035	5,70	5,90	6,67	6,90	8,10	8,33	9,29	9,52
0,100	6,05	8,52	8,86	10,48	11,81	13,52	14,95	16,67

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden. Ist die Rammarbeit des Pfahls nicht bekannt, gelten die unteren Tabellenwerte. Bei hochfrequenter Vibration sind die Werte um mindestens 25 % abzumindern. Bei Rammung auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ m gelten die vollen Spitzenwiderstandswerte.

Tabelle 7.2: Pfahlspitzenwiderstände $q_{b,k}$ für bindige Böden

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ MN/m ²	
	Scherfestigkeit des undränierter Bodens $c_{u,k}$ MN/m ²	
	0,10	0,20
0,035	0,57	1,14
0,100	0,86	1,71

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Tabelle 7.3: Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für nichtbindige Böden

Mittlerer Spitzenwiderstand $q_{c,k}$ der Drucksonde MN/m ²	Mittlere Rammarbeit W pro m MNm/m	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung MN/m ²
0		0
5	$\leq 6,5$	0,029
	$> 6,5$	0,038
10	$\leq 6,5$	0,048
	$> 6,5$	0,057
15	$\leq 6,5$	0,067
	$> 6,5$	0,076
≥ 20	$\leq 6,5$	0,086
	$> 6,5$	0,095

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden. Ist die Rammarbeit des Pfahls nicht bekannt, gelten die unteren Tabellenwerte. Bei hochfrequenter Vibration sind die Werte um mindestens 25 % abzumindern.

Tabelle 7.4: Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für bindige Böden

Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens MN/m ²	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung MN/m ²
0,025	0,024
0,100	0,043
0,200	0,057
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.	

Tabelle 7.5: Anpassungsfaktoren für den Spitzens- η_b und Mantelwiderstand η_s

Pfahltyp	η_b	η_s
Stahlbeton und Spannbeton	1,0	1,0
Stahlträgerprofil ¹⁾	$s = 0,035 \cdot D_{eq}$	$0,83 - 0,34 \cdot h/b$
	$s = 0,10 \cdot D_{eq}$	$1,03 - 0,34 \cdot h/b$
doppeltes Stahlträgerprofil	0,30	1,00
Spundwand	0,30	0,50
offenes Stahlrohr und Hohlkasten ($D_b \leq 0,80$ m)	0,55	1,00
geschlossenes Stahlrohr ($D_b \leq 0,80$ m)	0,90	1,00
offenes Stahlrohr ($D_b > 0,80$ m) mit $A_b = \pi \cdot \frac{(D_{b\text{ außen}}^2 - D_{b\text{ innen}}^2)}{4}$	2,00	1,00
¹⁾ h = Höhe des Stahlträgerprofils, b = Flanschbreite des Stahlträgerprofils		

7.4 Bewertung der vorgeschlagenen Vorgehensweise und der charakteristischen Größen

7.4.1 Vorgehensweise

Nachfolgend wurde der empirische Berechnungsvorschlag bewertet. Zunächst wurde der Berechnungsvorschlag mit bereits vorhandenen Verfahren verglichen. Zum Vergleich wurden Verfahren verwendet, die nach der in Abschnitt 4 durchgeführten Vergleichsrechnung gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der statischen Probobelastungen lieferten, sowie die bisherige Vorgehensweise nach DIN 1054:2003-01. Anschließend erfolgte eine statistische Beurteilung der Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen an 200 statischen Probobelastungen.

7.4.2 Beurteilung in Bezug auf vorhandene Verfahren

Im Vergleich zur bisherigen Vorgehensweise nach DIN 1054:2003-01 erscheinen die in Abschnitt 7.3 abgeleiteten charakteristischen Spitzenwiderstandswerte für nichtbindige Böden sehr hoch. Dagegen sind die angegebenen charakteristischen Mantelreibungswerte für nichtbindige Böden niedriger als die Werte der DIN 1054:2003-01. In Bild 7.2 und Bild 7.3 sind Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung nach Abschnitt 7.3, nach DIN 1054:2003-01 und Berechnungsansätze mit einer Abweichung $-10\% \leq \Delta R_I \leq +10\%$ aus Abschnitt 4 dargestellt.

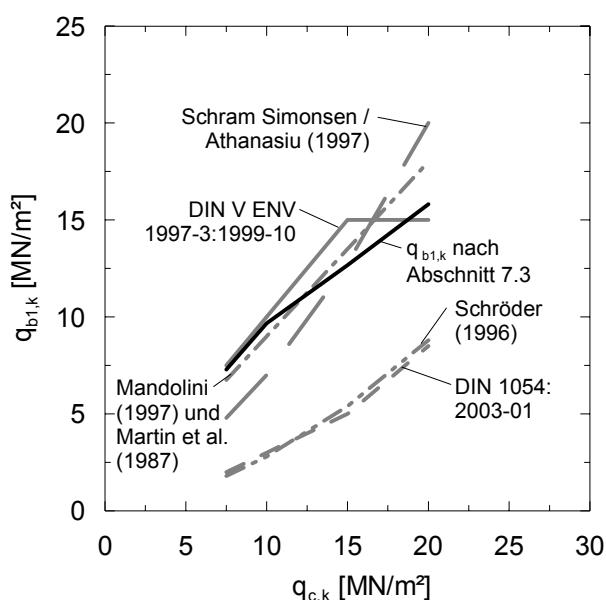
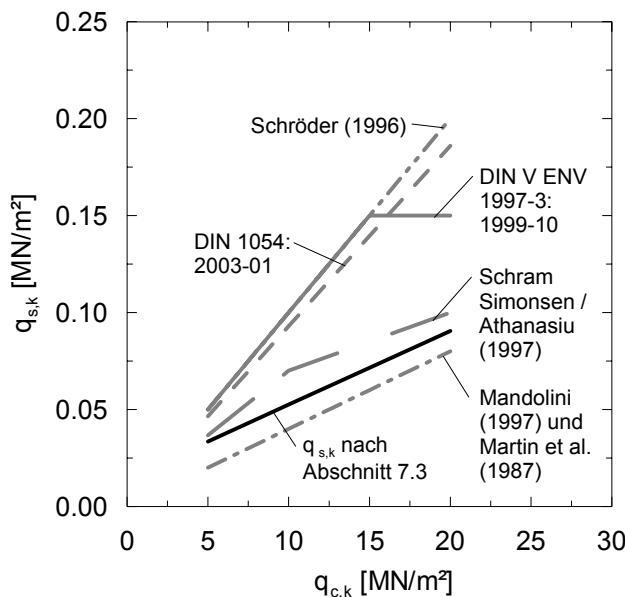


Bild 7.2:

Spitzenwiderstandswerte $q_{b1,k}$ geschlossener Pfahlquerschnitte in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung für nichtbindige Böden

**Bild 7.3:**

Mantelreibungswerte von Stahlbeton- und Stahlrohrpfählen in Abhängigkeit des Ergebnisses der Drucksondierung für nichtbindige Böden

In Abschnitt 4 konnte bereits gezeigt werden, dass das Verfahren von *Schröder (1996)* zwar ein sehr gutes Ergebnis für den Gesamtwiderstand liefert, die Widerstandsanteile von Spitz- und Mantelwiderstand aber konträr zur üblichen Vorstellung gewichtet sind. Sowohl das Verfahren nach *Schröder (1996)* als auch die Angaben der *DIN 1054:2003-01* folgen der Vorstellung, dass ein in nichtbindigen Boden gerammter vorgefertigter Verdrängungspfahl den größeren Teil der aufgebrachten Lasten über die Mantelreibung in den Baugrund abträgt. Nach *DIN 1054:2003-01* betragen die Widerstandsanteile für das fiktive Beispiel eines 10 m in mitteldicht gelagerten Sand ($q_{c,k} = 10 \text{ MN}/\text{m}^2$) gerammten Stahlbetonpfahls (34 × 34 cm):

$$R_{b1,k} = 0,34^2 \cdot 3 = 0,347 \text{ MN} \quad (21,5 \% \text{ von } R_{I,k})$$

$$R_{s1,k} = 4 \cdot 0,34 \cdot 10 \cdot 0,093 = 1,265 \text{ MN} \quad (78,5 \% \text{ von } R_{I,k})$$

Im Vergleich zu *DIN 1054:2003-01* ergibt sich nach dem neuen Berechnungsvorschlag für das fiktive Beispiel ein um nur 3,9 % höherer Gesamtwiderstand $R_{I,k}$. Entscheidender Unterschied zwischen den Ansätzen ist, dass nach dem neuen Berechnungsvorschlag der größere Teil der Lasten (61,1 %) über den Spitzwiderstand in den Baugrund abgetragen wird.

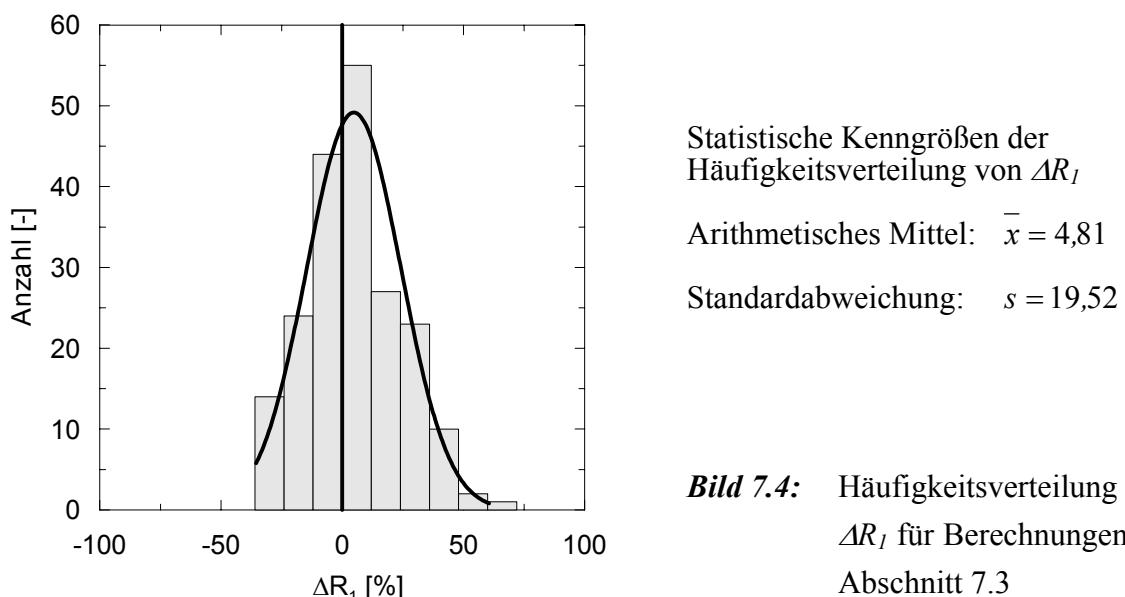
In Bild 4.5 wurde bereits dargestellt, dass die Mehrheit der in der Literatur dargestellten Verfahren für ähnliche Verhältnisse den Spitzwiderstand als Hauptkomponente, bzw. die Komponenten Spitz- und Mantelwiderstand mindestens gleich groß einschätzen. Aus diesem Grund und auf Grundlage der Ergebnisse der durchgeföhrten Modellversuche und statistischen Untersuchungen wird davon ausgegangen, dass mit den bisherigen Angaben der *DIN 1054:2003-01* die Widerstandsanteile nicht zutreffend gewichtet wurden.

Das neue Berechnungsverfahren gibt Werte für Spitzenwiderstand und Mantelreibung im Grenzzustand der Tragfähigkeit an, die tendenziell mit den nach Abschnitt 4 als gut bewerteten Verfahren von *Schram Simonsen/Athanasiu (1997)*, *Martin et al. (1987)* und *Mandolini (1997)* übereinstimmen. Aus diesem Grund und auf Grundlage der folgenden statistischen Bewertung ist davon auszugehen, dass mit dem neuen Berechnungsansatz eine zuverlässige Prognose der Tragfähigkeit vorgefertigter Verdrängungspfähle möglich ist.

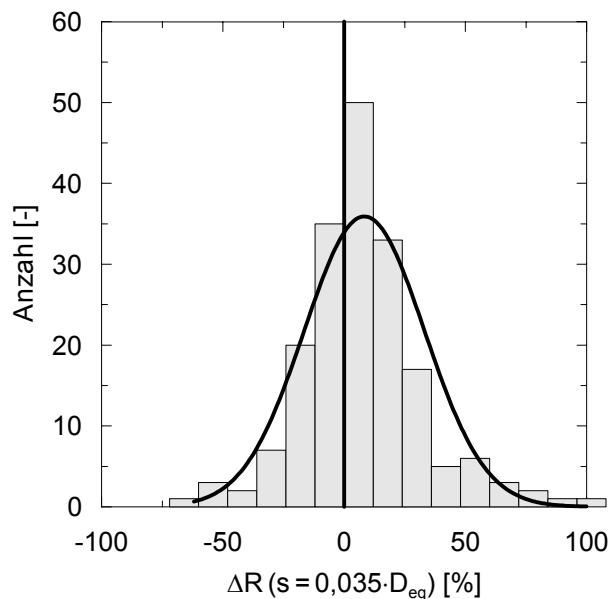
7.4.3 Statistische Bewertung

Für die folgende statistische Bewertung des neuen empirischen Berechnungsansatzes wurden 200 statische Probebelastungen an vorgefertigten Stahlbeton- und Stahlverdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden nachgerechnet.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, der mit $s/D_{eq} = 0,10$ definiert wurde, ergab sich die in Bild 7.4 dargestellte Häufigkeitsverteilung der prozentualen Abweichung zwischen gemessenen und prognostizierten Widerständen ΔR_1 .



Die leichte Unterschätzung der gemessenen Widerstände (i.M. 4,8 %) ist auf die Einführung des Streufaktors ξ (Abschnitt 7.2) zur Festlegung der charakteristischen Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte zurückzuführen. Mit einer Standardabweichung von 19,52 % ist es gelungen, die Streuung der Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen im Vergleich zu bisher vorhandenen Berechnungsansätzen (vgl. Anhang D) zu minimieren.



Statistische Kenngrößen der Häufigkeitsverteilung von $\Delta R (s = 0,035 \cdot D_{eq})$

Arithmetisches Mittel: $\bar{x} = 8,34$

Standardabweichung: $s = 24,86$

Bild 7.5: Häufigkeitsverteilung von $\Delta R (s = 0,035 \cdot D_{eq})$ für Berechnungen nach Abschnitt 7.3

Für den zweiten charakteristischen Punkt der Widerstands-Setzungs-Linie ($s/D_{eq} = 0,035$) ergab sich die in Bild 7.5 dargestellte Häufigkeitsverteilung der prozentualen Abweichung zwischen Mess- und Rechenwerten. Auch hier ist die leichte Unterschätzung der gemessenen Widerstände (i.M. 8,34 %) auf den Streufaktor ξ zurückzuführen. Mit einer Standardabweichung von 24,86 % ist die Streuung in diesem Punkt höher, jedoch ausreichend genau für die Prognose des Verlaufs der Widerstands-Setzungs-Linie. Dies wurde anhand der Beispiele 7.5.2 bis 7.5.4 visualisiert.

7.5 Anwendung

7.5.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die Anwendung des neuen Berechnungsvorschlags an drei Beispielen demonstriert und mit dem Ergebnis der Probobelastung gegenübergestellt. Als Beispiele wurden statische Probobelastungen verschiedener Pfahltypen und Bodenarten ausgewählt. Weiterhin sei erläutert, dass bei den Nachrechnungen der Probobelastungen die Tragfähigkeitsanteile aus den Weich- und überlagernden Schichten mit berücksichtigt wurden, da sie während der Versuchsdurchführung auch wirksam sind. Bei praktischen Berechnungen zur Tragfähigkeitsprognose werden diese Anteile i.d.R. nicht berücksichtigt, weil sie langfristig oftmals ein anderes Widerstands-Setzungsverhalten aufweisen.

7.5.2 Stahlbetonpfahl

In diesem Beispiel ist ein vertikal gerammter quadratischer Stahlbetonpfahl mit Kantenlängen 35×35 cm dargestellt. Angaben zur Pfahlgeometrie, den Untergrundverhältnissen und der Rammung finden sich in Bild 7.6.

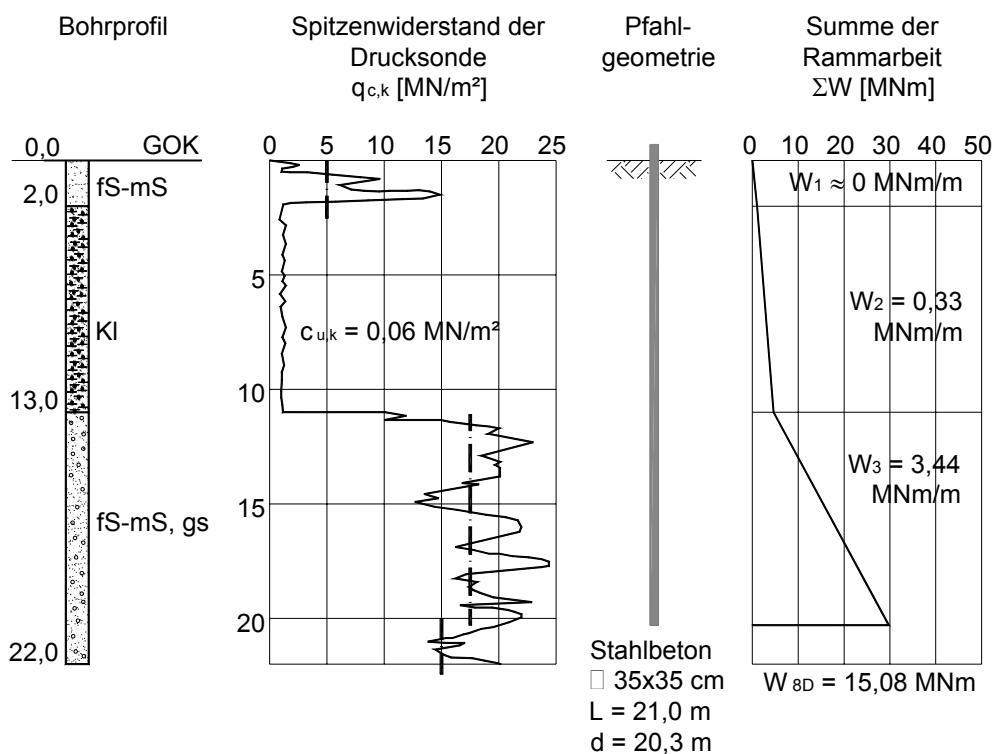


Bild 7.6: Untergrundverhältnisse und Pfahlgeometrie (Beispiel 7.5.2)

Nach Abschnitt 7.3 lässt sich die charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie des Stahlbetonpfahls folgendermaßen abschätzen.

- 1.) Charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k}$:

	$q_{c,k}$ [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	
fS	5,0		0,029	aus Tabelle 7.3
Kl		0,06	0,033	interpoliert aus Tabelle 7.4
fS-mS, gS	17,5		0,077	interpoliert aus Tabelle 7.3

$$R_{s1,k} = 4 \cdot 0,35 \cdot (2 \cdot 0,029 + 11 \cdot 0,033 + 7,3 \cdot 0,077) = 1,376 \text{ MN}$$

Grenzsetzung des Pfahlmantelwiderstandes:

$$s_{sg} = 5 \cdot 1,376 + 0,5 = 7,38 \text{ mm}$$

- 2.) Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand $R_{b,k}$:

Maßgebender mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde:

$$q_{c,k} = \frac{1 \cdot 17,5 + 4 \cdot 15,0}{5} = 15,5 \text{ MN/m}^2$$

Äquivalenter Pfahldurchmesser: $D_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,35^2}{\pi}} = 0,39 \text{ m}$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,035 \cdot D_{eq} = 13,65 \text{ mm}$:

mit $q_{b,k} = 8,22 \text{ MN/m}^2$ interpoliert aus Tabelle 7.1

$$R_{b,k}(s = 13,65 \text{ mm}) = 0,35^2 \cdot 8,22 = 1,007 \text{ MN}$$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,10 \cdot D_{eq} = 39,00 \text{ mm}$:

mit $q_{b,k} = 12,12 \text{ MN/m}^2$ interpoliert aus Tabelle 7.1

$$R_{b,k}(s = 39,00 \text{ mm}) = 0,35^2 \cdot 12,12 = 1,485 \text{ MN}$$

- 3.) Charakteristischer Pfahlwiderstand R_k :

$$R_k(s = 13,65 \text{ mm}) = 1,007 + 1,376 = 2,383 \text{ MN}$$

$$R_k(s = 39,00 \text{ mm}) = 1,485 + 1,376 = 2,861 \text{ MN}$$

In Bild 7.7 ist die berechnete Widerstands-Setzungs-Linie und das Ergebnis der Probefeststellung dargestellt.

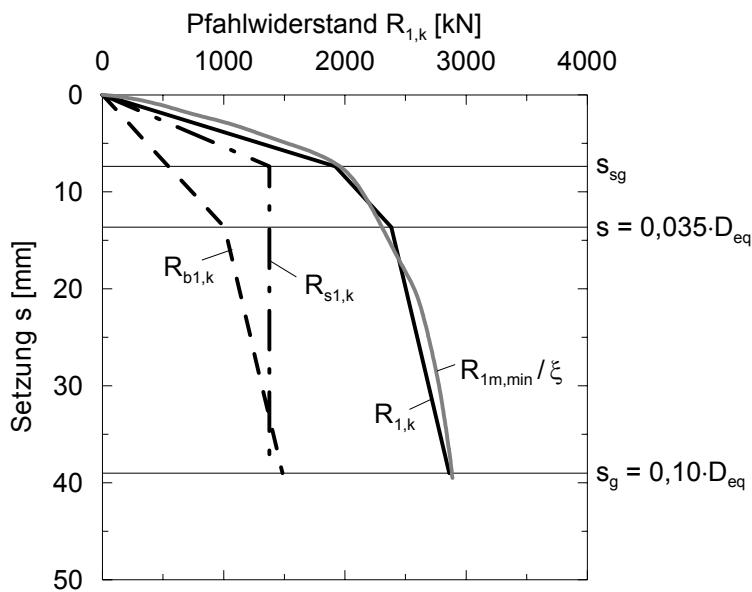


Bild 7.7:
Charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie und Ergebnis der Probebelastung

7.5.3 Stahlträgerprofilpfahl

Im folgenden Beispiel handelt es sich um einen vertikal gerammten Stahlträgerprofilpfahl (PSt 300/11-9), der überwiegend im bindigen Boden einbindet. Das Stahlträgerprofil hat eine Profilhöhe $h = 300$ mm und eine Flanschbreite $b = 322$ mm. Daraus ergibt sich eine umrissene Pfahlfußfläche von

$$A_b = 0,3 \cdot 0,322 = 0,0966 \text{ m}^2$$

Die abgewickelte Mantelfläche beträgt

$$U = 1,93 \text{ m.}$$

Weitere Angaben zur Pfahlgeometrie, den Untergrundverhältnissen und der Rammung finden sich in Bild 7.8.

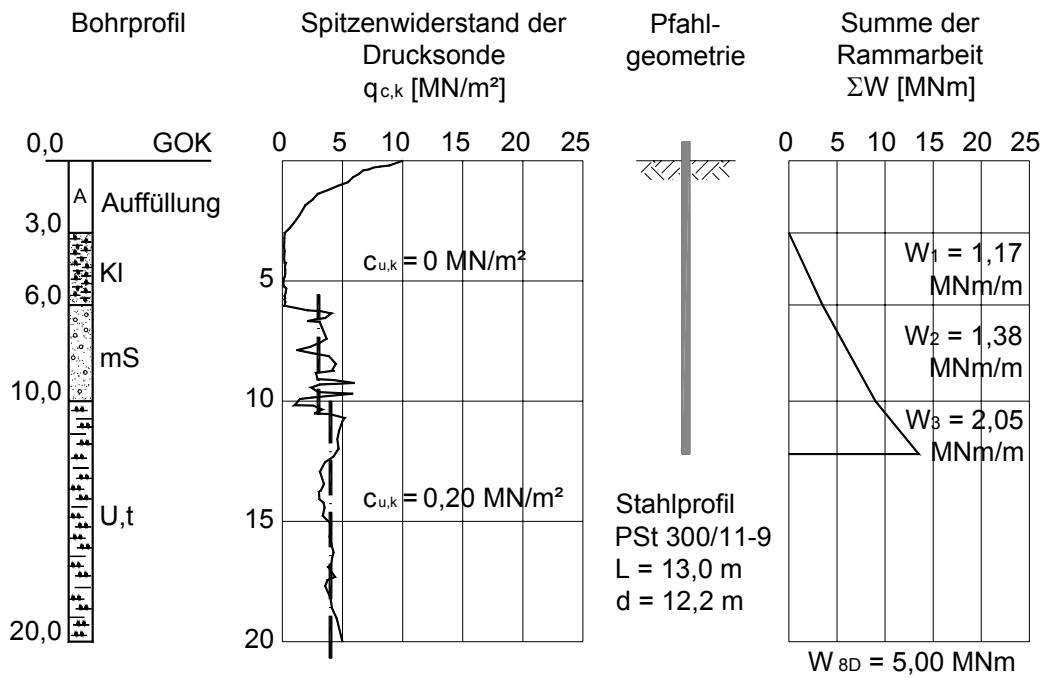


Bild 7.8: Untergrundverhältnisse und Pfahlgeometrie (Beispiel 7.5.3)

Nach Abschnitt 7.3 lässt sich die charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie des Stahlträgerprofilpfahls folgendermaßen abschätzen.

- 1.) Charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k}$:

	$q_{c,k}$ [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	
mS	3,0		0,017	interpoliert aus Tabelle 7.3
U,t		0,20	0,057	aus Tabelle 7.4

$$R_{s1,k} = 1,93 \cdot (4 \cdot 0,017 + 2,2 \cdot 0,057) = 0,373 \text{ MN}$$

Grenzsetzung des Pfahlmantelwiderstandes:

$$s_{sg} = 5 \cdot 0,373 + 0,5 = 2,37 \text{ mm}$$

- 2.) Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand $R_{b,k}$:

Maßgebende Scherfestigkeit des undränierter Bodens: $c_{u,k} = 0,20 \text{ MN/m}^2$

Äquivalenter Pfahldurchmesser:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,30 \cdot 0,322}{\pi}} = 0,35 \text{ m}$$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,035 \cdot D_{eq} = 12,25 \text{ mm}$:
mit $q_{b,k} = 1,14 \text{ MN/m}^2$ aus Tabelle 7.2 und η_b nach Tabelle 7.5

$$R_{b,k}(s = 12,25 \text{ mm}) = \left(0,83 - 0,34 \cdot \frac{0,30}{0,322} \right) \cdot 0,30 \cdot 0,322 \cdot 1,14 = 0,057 \text{ MN}$$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,10 \cdot D_{eq} = 35,00 \text{ mm}$:
mit $q_{b,k} = 1,71 \text{ MN/m}^2$ aus Tabelle 7.2 und η_b nach Tabelle 7.5

$$R_{b,k}(s = 35,00 \text{ mm}) = \left(1,03 - 0,34 \cdot \frac{0,30}{0,322} \right) \cdot 0,30 \cdot 0,322 \cdot 1,71 = 0,118 \text{ MN}$$

3.) Charakteristischer Pfahlwiderstand R_k :

$$R_k(s = 12,25 \text{ mm}) = 0,057 + 0,373 = 0,430 \text{ MN}$$

$$R_k(s = 35,00 \text{ mm}) = 0,118 + 0,373 = 0,491 \text{ MN}$$

Die berechnete Widerstands-Setzungs-Linie und das Ergebnis der Probebelastung wurden in Bild 7.9 gegenübergestellt.

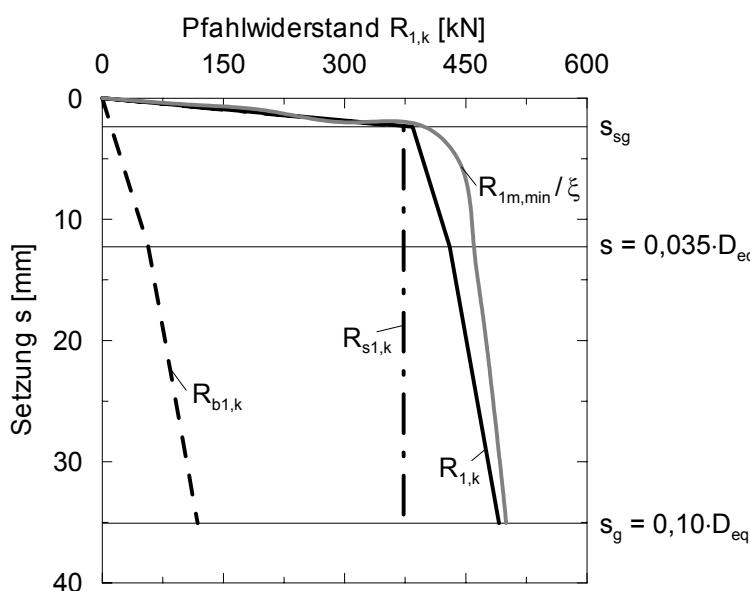


Bild 7.9:
Charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie und Ergebnis der Probebelastung

7.5.4 Stahlrohrpfahl

Das dritte Beispiel zeigt einen offenen Stahlrohrpfahl mit einem Durchmesser von $D = 0,508 \text{ m}$. Angaben zur Pfahlgeometrie, den Untergrundverhältnissen und der Rammung finden sich in Bild 7.10.

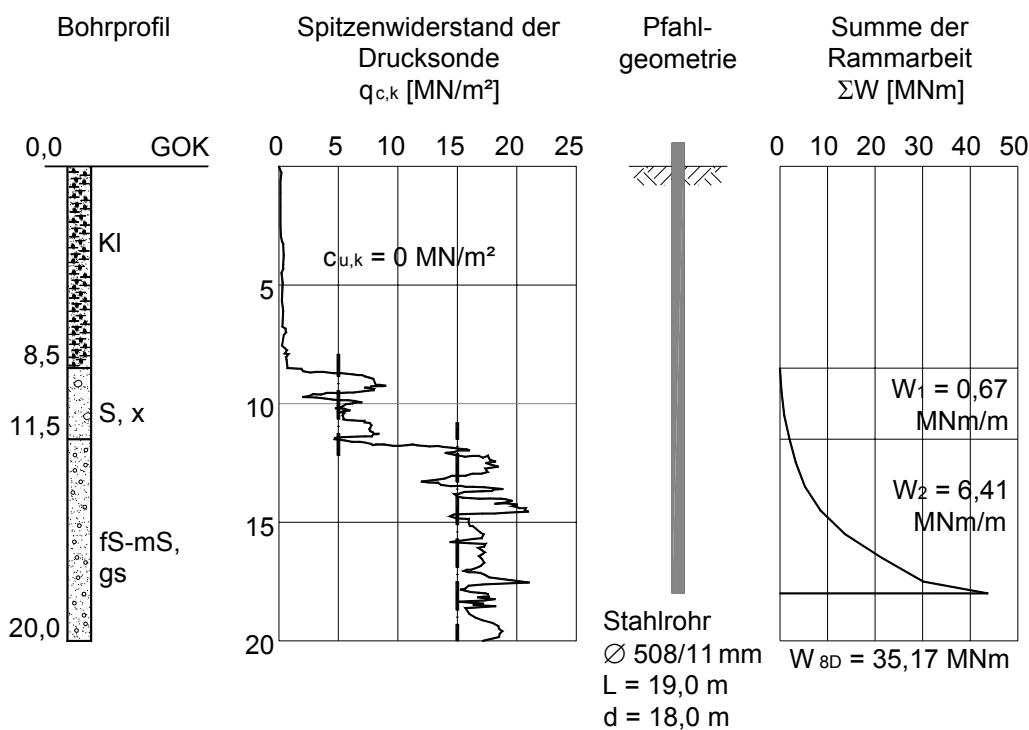


Bild 7.10: Untergrundverhältnisse und Pfahlgeometrie (Beispiel 7.5.4)

Nach Abschnitt 7.3 lässt sich die charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie des Stahlrohrpfahls folgendermaßen abschätzen.

- 1.) Charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k}$:

	$q_{c,k}$ [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	
S, x	5,0		0,029	aus Tabelle 7.3
fS-mS, gs	15,0		0,067	aus Tabelle 7.3

$$R_{s1,k} = \pi \cdot 0,508 \cdot (3 \cdot 0,029 + 6,5 \cdot 0,067) = 0,834 \text{ MN}$$

Grenzsetzung des Pfahlmantelwiderstandes:

$$s_{sg} = 5 \cdot 0,834 + 0,5 = 4,67 \text{ mm}$$

- 2.) Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand $R_{b,k}$:

Maßgebender mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde: $q_{c,k} = 15,0 \text{ MN/m}^2$

Äquivalenter Pfahldurchmesser: $D_{eq} = D = 0,508 \text{ m}$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,035 \cdot D_{eq} = 17,78 \text{ mm}$:

mit $q_{b,k} = 8,33 \text{ MN/m}^2$ aus Tabelle 7.1 und $\eta_b = 0,55$ aus Tabelle 7.5

$$R_{b,k}(s = 17,78 \text{ mm}) = 0,55 \cdot \pi \cdot 0,508^2 \cdot 0,25 \cdot 8,33 = 0,929 \text{ MN}$$

Charakteristischer Pfahlspitzenwiderstand im Punkt $s = 0,10 \cdot D_{eq} = 50,80 \text{ mm}$:

mit $q_{b,k} = 13,52 \text{ MN/m}^2$ aus Tabelle 7.1 und $\eta_b = 0,55$ aus Tabelle 7.5

$$R_{b,k}(s = 50,80 \text{ mm}) = 0,55 \cdot \pi \cdot 0,508^2 \cdot 0,25 \cdot 13,52 = 1,507 \text{ MN}$$

- 3.) Charakteristischer Pfahlwiderstand R_k :

$$R_k(s = 17,78 \text{ mm}) = 0,929 + 0,834 = 1,763 \text{ MN}$$

$$R_k(s = 50,80 \text{ mm}) = 1,507 + 0,834 = 2,341 \text{ MN}$$

Die berechnete Widerstands-Setzungs-Linie und das Ergebnis der Probebelastung wurden in Bild 7.11 gegenübergestellt.

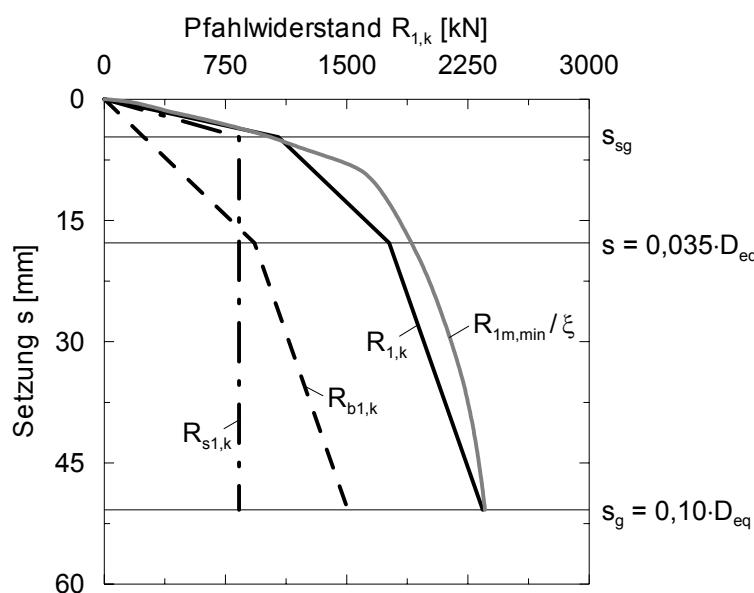


Bild 7.11:
Charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie und Ergebnis der Probebelastung

8 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde das Widerstands-Setzungs-Verhalten von vorgefertigten Verdrängungspfählen untersucht. Nach *DIN 1054:2003-01* können Pfahlwiderstände aus

- den Ergebnissen von statischen Probobelastungen,
- aus dynamischen Probobelastungen oder
- aus Erfahrungswerten

abgeleitet werden.

Die grundlegende Anforderung aller Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau ist nach *DIN 1054:2003-01*, dass Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ1) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden können. Hierzu ist im Grenzzustand GZ1 als Nachweis die Einhaltung der Grenzzustandsbedingung

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i} \quad (8.1)$$

mit den Bemessungswerten der Beanspruchung $E_{d,i}$ und den Bemessungswiderständen $R_{d,i}$ zu erbringen. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezieht sich i.d.R. auf einzuhaltende Verformungen bzw. Verschiebungen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird je nach Bemessungssituation zwischen drei Lastfällen unterschieden. Für den Nachweis nach Gleichung (8.1) sind die charakteristischen Widerstände R_k mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_R in Bemessungswerte R_d umzurechnen.

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (8.2)$$

Der Beiwert γ_R ist der auf den Einzelfall des Widerstandes (Grenzzustand und Lastfall) bezogene Teilsicherheitsbeiwert.

Die Widerstands-Setzungs-Linie ist bei Pfählen i.A. Grundlage der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähig- und Gebrauchstauglichkeit. Zur Ableitung der Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten liegen für vorgefertigte Verdrängungspfähle z.B. nur ältere Angaben (*DIN 4026:1975-08*) vor. In *DIN 1054:2003-01* angegebene charakteristische Werte zu Spitzenwiderstand und Mantelreibung vorgefertigter Verdrängungspfähle im Grenzzustand GZ1 sind auf Stahlbetonpfähle beschränkt.

Mit einer umfangreichen Literaturstudie wurde in Abschnitt 2 und Abschnitt 3 der gegenwärtige Kenntnisstand zur Prognose des Tragverhaltens von Verdrängungspfählen und die wesentlichen Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit von Pfählen dargestellt. Die Literaturstudie zeigt, dass zahlreiche empirische und erdstatistische Verfahren zur Prognose des Grenzzustandes der Tragfähigkeit vorliegen, jedoch nur wenige empirische Berechnungsansätze zur Prognose der Widerstands-Setzungs-Linie von Verdrängungspfählen existieren.

Die Anwendung ausgewählter Ansätze zur Ermittlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wurde durch Vergleichsrechnungen mit ca. 120 in situ Probebelastungsergebnissen überprüft. Die statistische Auswertung der prozentualen Differenz zwischen gemessenen und prognostizierten Grenzwiderständen ΔR_1 ist nachfolgend kurz zusammengefasst:

- Berechnungen des Gesamtwiderstandes von Stahlbetonpfählen mit charakteristischen Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerten nach DIN 1054:2003-01 liegen zwar auf der sicheren Seite, i.d.R. bleiben aber erhebliche wirtschaftliche Reserven offen.
- In der Literatur sind einige empirische und erdstatistische Berechnungsansätze vorhanden, die gute Ergebnisse bei der Prognose des Widerstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit erzielen.
- Die Anteile von Spitzen- und Mantelwiderstand am Gesamtwiderstand werden in der Literatur nicht einheitlich bewertet. Dies wurde an einem Beispiel in Abschnitt 4.3 visualisiert.

Ein Schwerpunkt dieser Arbeit lag auf der experimentellen Untersuchung des Widerstands-Setzungs-Verhaltens vorgefertigter gerammter Verdrängungspfähle. Einige in der Literatur dokumentierte Modellversuchsreihen simulieren das Einbringen von Verdrängungspfählen durch statisches Eindrücken des Modellpfahls. Da die Rammung des Pfahls ein dynamischer Vorgang ist, wurde der Versuchsstand so konzipiert, dass der Modellpfahl mit einer mittelschweren pneumatischen Rammsonde in den Sand gerammt werden konnte. Nach einer Standzeit von drei Tagen wurde mit einer hydraulischen Presse eine kraftgesteuerte statische Probebelastung der Modellpfähle durchgeführt.

Während der Versuche wurden Messungen der am Pfahl wirkenden Kräfte und der Spannungen im Sand vorgenommen. Die wichtigsten Ergebnisse sind nachfolgend zusammengestellt:

- Die Widerstandsmessungen am Modellpfahl haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit des Pfahls maßgeblich durch die Rammarbeit W beeinflusst wird. Für den Spitzenwiderstand konnte eine Korrelation mit der Rammarbeit im Bereich $8 \cdot D_{eq}$ über dem Pfahlfuß abgeleitet werden.

- Durch den Rammvorgang entsteht ein intensiver Verbund zwischen Pfahlfuß und Boden, so dass Verdrängungspfähle bereits zu Beginn der Probebelastung die eingeleiteten Lasten über Mantel- und Spitzewiderstand abtragen. Die beobachteten Widerstandssetzungs-Linien des Gesamtwiderstandes lassen sich im Anfangsbereich durch eine Gerade beschreiben, die nach Überwindung der Grenzsetzung zur Mobilisierung der Mantelreibung in eine Hyperbel übergeht. Der Verlauf des Mantelwiderstandes kann bis zur Grenzsetzung s_{sg} linear angenähert werden, wobei die Grenzsetzung s_{sg} mit dem Grenzmantelwiderstand R_{sIm} korreliert. Der Verlauf des Spitzewiderstandes kann im Anfangsbereich mit einer Geraden, an die eine Hyperbelfunktion anschließt, beschrieben werden.
- Aus den Modellversuchen konnte für Verdrängungspfähle in dicht bis sehr dicht gelagerten nichtbindigen Böden ein Ansatz zur Differenzierung des Gesamtwiderstandes hergeleitet werden. Mit diesem Ansatz konnten statische in situ Probebelastungen in Mantel- und Spitzewiderstandskomponenten aufgeteilt und umfassend untersucht werden.

Zur bodenmechanischen Veränderung durch den Rammvorgang wurden aufgrund von horizontalen und vertikalen Spannungsmessungen im Sand erste Ergebnisse abgeleitet, die allerdings durch weitere Untersuchungen abgesichert werden müssen:

- Der Rammvorgang bewirkt ein Absinken der Vertikalspannungen direkt neben dem Pfahl. Bis der Pfahlfuß die betreffende Messebene erreicht steigen die Horizontalspannungen an, danach fallen sie wieder annähernd auf ihren Ausgangswert ab. Der veränderte Spannungszustand des Sandes lässt sich über eine Veränderung von $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ beschreiben. Die Veränderung kann näherungsweise mit einer logarithmischen Funktion in Abhängigkeit des Abstandes zur Pfahlachse und des Pfahlfußdurchmessers beschrieben werden.
- Während der Standzeit nimmt die Veränderung von K_0 neben dem Pfahl wieder etwas ab.
- Unter dem Pfahlfuß bilden sich durch die Rammung ein fester Bodenpfropfen und ein Bereich mit erhöhten Vertikalspannungen.
- Übliche Spannungsberechnungen, z.B. nach *Mindlin*, haben bei der Spannungsverteilung unterhalb des Pfahlfüßes während der Probebelastung keine Gültigkeit.

Zur empirischen Auswertung in Abschnitt 6 wurde eine umfangreiche Datenbank aus über 200 statischen in situ Probebelastungen an vorgefertigten Verdrängungspfählen (Stahl- und

Stahlbetonpfähle) erstellt. Mit dem abgeleiteten Ansatz zur Trennung der Widerstands-Setzungs-Linie wurde ein Teil der in situ Probebelastungen in die Komponenten Mantel- und Spitzenwiderstand zerlegt und diente als Ausgangsbasis für die statistische Datenanalyse.

Zunächst wurden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit linearen und nicht linearen Regressionsmodellen verschiedene Einflussfaktoren des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung untersucht und ihr Einfluss quantifiziert. Die Regressionsanalyse ergab, dass eine gleichzeitige Berücksichtigung der Ergebnisse der Drucksondierung und der Rammarbeit die Streuung der Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Pfahlwiderständen in nichtbindigen Böden verringern kann.

Den Betrachtungen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit folgte eine Untersuchung des Verlaufs der Widerstands-Setzungs-Linie. Eine eindeutige Korrelation zwischen formgebenden Hyperbelfaktoren und verschiedenen die Tragfähigkeit beeinflussenden Parametern konnte nicht gefunden werden. Aus diesem Grund wurde der Widerstands-Setzungs-Verlauf mit einem vereinfachten Verlauf angenähert. Mit weiteren Regressionsanalysen konnten für charakteristische formgebende Punkte der Widerstands-Setzungs-Linie bezogene Setzungen sowie Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte abgeleitet werden.

In einem letzten Schritt wurden für die abgeleiteten Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte Anpassungsfaktoren η_b und η_s für unterschiedliche Pfahltypen ermittelt.

Auf Grundlage der statistischen Untersuchung wurde der in Abschnitt 7 vorgestellte optimierte empirische Berechnungsvorschlag zur Prognose der charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie von vorgefertigten Verdrängungspfählen angegeben. Mit einem direkten Vergleich der Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte mit bereits vorhandenen Verfahren und einer statistischen Beurteilung der Differenz zwischen gemessenen und prognostizierten Pfahlwiderständen wurde der Berechnungsvorschlag validiert.

Den Abschluss der Arbeit bildet die Demonstration der Anwendung des Verfahrens an drei Fallbeispielen.

8 Summary

This research project has been carried out to study the resistance settlement behaviour of pre-cast driven piles. According to *DIN 1054:2003-01* pile resistances can be deduced from

- the results of static loading tests,
- from dynamic loading tests or
- from empiric values.

Corresponding to *DIN 1054:2003-01* the fundamental request of all safety verification in soil mechanics is that the limit state of failure of the structure or structural elements (STR) and the serviceability limit state (SLS) can be ruled out with adequate probability. For the limit state of failure of the structure or structural elements (STR) the limit state condition (8.1) has to be valid

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i} \quad (8.1)$$

with $E_{d,i}$ as the design value of the effects and $R_{d,i}$ as the design value of the pile resistance. In general the serviceability limit state (SLS) deals with limiting deformations and displacements.

Depending on the design situation the limit state of failure (STR) differs between three loading cases. To proof equation (8.1) the characteristic resistances R_k have to be reduced to design values R_d by using partial factors γ_R .

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (8.2)$$

The partial factor γ_R depends on the individual case of the resistances (ultimate state and loading case).

In general the resistance settlement line of piles is the basis of the verification of the STR and SLS limit state. To predict the pile resistance of precast driven piles by using empirical values *DIN 1054:2003-01* e.g. refers to older specifications (*DIN 4026:1975-08*). Characteristic values of tip resistance and skin friction for precast driven piles in the STR limit state are limited to precast reinforced or pre-stressed concrete piles.

The state of the art concerning the resistance settlement behaviour and the significant influencing variables is summarized in Chapter 2 and Chapter 3. The comprehensive literature study showed that a lot of empirical and soil mechanical approaches exist to predict the STR

limit state. But only a few empirical approaches exist to predict the resistance settlement behaviour of precast driven piles.

Selected approaches for predicting the STR limit state were reviewed by a comparison of 120 in situ measurements with the predicted pile capacity. The results of the statistic analysis of the percentage difference between measured and predicted bearing capacity ΔR_1 are listed below:

- Calculated pile resistances of precast concrete piles with characteristic values of pile base resistance pressure and shaft friction according to DIN 1054:2003-01 are proofed, but in general considerable resources remain unused.
- Different empirical and soil mechanical approaches are available from the literature. Some of them obtain approved results in the prediction of pile resistances in the ultimate limit state.
- A remarkable difference between the different design methods is the proportion of the skin friction and the base resistance to the total pile capacity. This is visualized with an example in Chapter 4.3.

A main part of this research project deals with the experimental investigation of the resistance settlement behaviour of precast driven piles. Some model test series described in the literature simulate the installation of driven piles by static pressing the model pile into the embedding stratum. Since pile driving is a dynamic process, the installation of the model piles was performed by using a medium heavy driving rod. Three days after the driving of the pile a static loading test was carried out force controlled using a hydraulic jack.

During the model tests the pile skin friction and the base resistance as well as the horizontal and vertical stresses in the embedding stratum were measured. The primary results are listed below:

- Measurements of the model pile resistances showed, that the bearing capacity is significantly influenced by the driving energy W . A correlation between the base resistance pressure and the sum of the driving energy in the region of $8 \cdot D_{eq}$ above the pile base could be deduced.
- Due to the driving process an intensive connection between pile base and surrounding soil arises. Because of this connection the transferred load is carried by skin and base resistance right from the beginning of the loading test. The resistance settlement line of the total pile resistance can be described as a straight line in the beginning. After the

limit settlement of the skin friction is reached the line is transferred into a hyperbola. The distribution of the skin resistance can be approximated as a straight line until the limit settlement s_{sg} is achieved. A linear correlation could be stated between the limit settlement s_{sg} and the pile shaft resistance in the ultimate limit state R_{s1m} . The distribution of the pile base resistance can be described with a straight line in the beginning, which later turns into a hyperbola.

- A simple approach to split the total pile resistance into base and shaft resistance could be derived from the model tests for precast driven piles in dense cohesionless soil. Using this approach static loading tests could be separated into skin and base resistance and could be analysed intensely.

First results of the soil mechanical changes resulting from the driving process could be derived, from the measurements of the horizontal and vertical stresses in the surrounding sand, but it is necessary to secure these results by additional investigations:

- The driving process causes a reduction of the vertical stresses nearby the pile shaft surface. The horizontal stresses increase until the pile base reaches the concerning measuring level, afterwards the stresses decline approximately to the basic values. The new state of stress can be described by the changes in $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$. These changes can be approximated with a logarithmic function subjected to the distance from the pile centre and the pile base diameter.
- During the time span between driving and loading the changes in K_0 beside the pile decrease a little.
- Beneath the pile base a packed soil plug and an area with increased vertical stresses result from the driving process.
- Usual stress analysis, e.g. following *Mindlin*, is not valid for the stress distribution beneath the pile base during the loading test.

For the empirical analysis described in Chapter 6 a substantial database including 200 static in situ pile loading tests performed with precast driven piles (concrete and steel) was created. Using the derived approach to separate the resistance settlement lines into skin and base resistance some of the in situ pile loading tests were split and used as the base of operations for the statistic analysis.

First of all different influencing factors of the base resistance and the skin friction in the STR limit state were analysed and quantified with linear and non-linear multiple regression mod-

els. The regression analysis showed that a concurrent consideration of the mean cone resistance (CPT) and the driving energy leads to a minimized statistical spread of the difference between measured and predicted pile resistances in cohesionless soils.

After considering the STR limit state an analysis of the distribution of the resistance settlement line was carried out. A clear correlation between the shape defining hyperbola factors and the different parameters that influence the bearing capacity of the pile could not be found. Alternatively the resistance settlement line was approximated with a simplified distribution. Using more regression models, values of shaft friction and base resistance could be derived for different characteristic shape defining points of the resistance settlement line.

During the last part of the statistical analysis adjustment factors of the pile base η_b and the pile shaft resistance η_s were established for different pile types.

Chapter 7 presents the optimised empirical approach to predict the resistance settlement line of precast driven piles based on the statistical analysis. The approach was approved with a comparison of existing values with the new values of shaft friction and base resistance. Additionally the approach was approved with a statistical appraisal of the measured and predicted pile resistances.

Finally the application of the empirical approach is demonstrated using three case studies.

9 Literaturverzeichnis

- Altaee, A. / Fellenius, B.H. / Evgin, E. (1992a): Axial load transfer for piles in sand. I. Tests on an instrumented precast pile; Canadian Geotechnical Journal, 29, p. 11-20*
- Altaee, A. / Evgin, E. / Fellenius, B.H. (1992b): Axial load transfer for piles in sand. II. Numerical analysis; Canadian Geotechnical Journal, 29, p. 21-30*
- Altaee, A. / Evgin, E. / Fellenius, B.H. (1992c): Finite element validation of a bounding surface plasticity model; Computers & Structures, Vol. 42, No. 5, p. 825-832*
- Altaee, A. / Fellenius, B.H. / Evgin, E. (1993): Load transfer for piles in sand and the critical depth; Canadian Geotechnical Journal, 30, p. 455-463*
- Atkinson, J. (1993): An introduction to the mechanics of soils and foundations through critical state soil mechanics; Mc Graw – Hill, London*
- Backhaus K. / Erichson, B. / Plinke, W. / Weiber, R. (2000): Multivariate Analysemethoden; 9. Auflage, Springer Verlag*
- Bartolomey, A.A. / Ginzburg, L.K. / Doroshkevich, N.M. / Lapshin, F.K. / Pilyagin, A.V. / Omelchak, I.M (1989): Prediction of pile capacity, settlements and stability of piles and pile foundations; Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, ICSMFE, Volume 3, Rio de Janeiro, p. 779-782*
- Bartolomey, A.A. / Omelchak, I.M. / Ponomaryov, A.B. / Bakholdin, B.V. (1997): Calculation of pile foundations on limiting states – Russian practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds); Balkema; Rotterdam, p. 321-336*
- Behnke, D. / von Bloh, G. (1998): Tragfähigkeitsermittlung von Pfahlgründung durch Drucksondierergebnisse; Vorträge der Baugrundtagung, DGQT, Stuttgart, p. 559-576*
- Berezantzev, V.G. / Khristoforov, V.S. / Golubkov, V.N. (1961): Load bearing capacity and deformation of piled foundations; V ICSMFE, Volume 2, Paris, p. 11-15*
- Berger, G. (1986): Einfluss der Standzeit auf die Tragfähigkeit gerammter Zugpfähle; Geotechnik 9, Nr. 1, p. 33-36*
- Bhushan, K. (1982): Discussion: new design correlations for piles in sand; Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 108, GT-11, p. 1508-1510*
- Bolton, M.D. (1986): The strength and dilatancy of sands; Géotechnique 36, No. 1, p. 65-78*
- Borel, S. / Bustamante, M. / GIANESELLI, L. (2002): Two comparative studies of the bearing capacity of vibratory and impact driven sheet piles; Vibratory pile driving and deep soil compaction, TRANSVIB2002, Louvain-la-Neuve, p. 167-174*
- Bowles, J.E. (1982): Foundation – Analysis and design; McGraw-Hill Book Company, 3rd edition, New York*

- Briaud, J.-L. / Garland, E. (1985): Loading rate method for pile response in clay; Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 1, p. 319-335*
- Broms, B.T. (1981): Precast piling practice; Thomas Telford Ltd, London, 1981*
- Bruns, T. (1998): Untersuchung des Tragverhaltens von Ortbetonschraubpfählen; Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Universität Hannover, Heft 48*
- Budhu, M. (2000): Soil mechanics & foundations; John Wiley & Sons, New York*
- Bühl, A. / Zöfel, P. (2002): SPSS 11 Einführung in die moderne Datenanalyse unter Windows, 8. Auflage, Pearson Studium*
- Burland, J.B. (1973): Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach; Ground Engineering 6, p. 30-42*
- Bustamante, M. / Gianeselli, L. (1982): Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT; Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, p. 493-500*
- Bustamante, M. / Frank, R. (1997): Design of axially loaded piles – French practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds); Balkema, Rotterdam, p. 161-175*
- Bustamante, M. / Frank, R. (1999): Current French design practice for axially loaded piles; Ground Engineering, p. 38-44*
- Carpentier, R. (1985): Displacement piles in stiff fissured Boom clay at Kontich; Belgian Geotechnical Volume, published for the 1985 Golden Jubilee of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Belcotec & Belgian Member Society of ISSMFE, Brüssel, p. 16-19*
- Chin, F.K. (1970): Estimates of the ultimate load of piles from tests not carried to failure; Proceedings of the 2nd southeast asian conference on soil engineering, Singapore, p. 81-90*
- Chin, F.K. (1972): The inverse slope as a prediction of ultimate bearing capacity of piles; Proceedings of the 3rd southeast asian conference on soil engineering, Hong Kong, p. 83-91*
- Chin, F.K. (1983): Bilateral plate bearing tests; Proceedings of international symposium on in situ testing, Paris 2, p. 29-33*
- Chow, F.C. / Jardine, R.J. / Brucy, F. / Nauroy, J.F. (1996): The effects of time on the capacity of pipe piles in dense marine sand, Proc. 28th Offshore Technology Conference, OTC 7972, p. 147-160*
- Clark, J.I. / Meyerhof, G.G. (1972): The behaviour of piles driven in clay. I. An investigation of soil stress and pore water pressure as related to soil properties; Canadian Geotechnical Journal, 9, p. 351-373*

- Coyle, H.M. / Castello, R.R. (1981): New design correlations for piles in sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT7, p. 965-986*
- Cudmani, R.O. (2001): Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152*
- De Beer, E. (1971-1972): Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration; Annales des Travaux Publics de Belgique, Brussels, No. 4 (p. 191-268), 5 (p. 321-353), 6 (p. 351-405)*
- De Beer, E. / Lousberg, E. / De Jonghe, A. / Wallays, M. / Carpentier, R. (1979): Prediction of the bearing capacity of displacement piles, penetrating into a very dense sand layer, from the result of CPT tests; VII ECSMFE, Design parameters in geotechnical engineering; Brighton, Vol. 3, p. 51-59*
- Décourt, L. / Niyama, S. (1994): Predicted and measured behaviour of displacement piles in residual soils; XIII ICSMFE, New Delhi, India, p. 477-486*
- De Nicola, A. / Randolph, M.F. (1993): Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand; Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 12, p. 1952-1973*
- Desai, C.S. (1978): Effects of driving and subsequent consolidation on behaviour of driven piles; International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 2, p. 283-301*
- Drees, G. (2001): Abschnitt 2.7 „Rammen, Ziehen, Pressen, Rütteln“; Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin*
- Eigenbrod, K.D. / Hanke, R. / Phillips, R. / Basheer, M.A.J. / Ip, S. (2001): Interaction between end bearing and shaft resistance of piles; Proceedings of the 54th Canadian Geot. Conference, Calgary, Session 9*
- Elborg, E.-A. (1993): Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen auf empirischer Grundlage; Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, D 17*
- Everts, H.J. / Luger, H.J. (1997): Dutch national codes for pile design; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 243-265*
- Findlay, J.D. / Brooks, N.J. / Mure, J.N. / Heron, W. (1997): Design of axially loaded piles – United Kingdom practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 353-376*
- Fleming, W.G.K. / Weltman, A.J. / Randolph, M.F. / Elson, W.K. (1992): Piling engineering; 2nd edition, Halsted Press, New York*
- Fleming, W.G.K. (1992): A new method for single pile settlement prediction and analysis; Géotechnique 42, No. 3, p. 411-425*

- Franke, E. (1991): Verbesserung der Genauigkeit der Tragfähigkeitsangaben für Ramm- bzw. Verdrängungspfähle im Zuge der Neubearbeitung der DIN 4026 unter Berücksichtigung von EC 7; Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben des Instituts für Bautechnik Az. IV 1-5-499/87, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, IRB Verlag, Stuttgart*
- Franke, E. (1992): Abschnitt 3.3 „Pfähle“, in: Grundbautaschenbuch 4. Auflage, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin*
- Gwizdala, K. (1997): Polish design methods for single axially loaded piles; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 291-306*
- Hartung, J. (1991): Statistik, Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik; 8. durchgesehene Auflage, R. Oldenbourg Verlag München Wien*
- Hartung, M. (1994): Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand; Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 45*
- Heijnen, W.J. (1985): Design of foundations and earthworks; The Netherlands Commemorative Volume, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, p. 53-70*
- Heinonen, J. / Hartikainen, J. / Kiiskilä, A. (1997): Design of axially loaded piles – Finnish practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 133-160*
- Holeyman, A. (1997): Design of axially loaded piles – Belgian practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds); Balkema, Rotterdam, p. 57-82*
- Holloway, D.M. / Clough, G.W. / Vesic, A.S. (1978): The effect of residual driving stresses on pile performance under axial loads; Proc. Of the 10th annual Offshore Technology Conference, OTC 3306, Houston, p. 2225-2236*
- Janbu, N. (1976): Static bearing capacity of friction piles; Proc. of the 6th European Conference on SMFE, Wien*
- Jardine, R.J. / Lehane, B.M. / Everton, S.J. (1992): Friction coefficients for piles in sand and silt; Proc. Int. Conf. On Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, Soc. Underwater Technology, London, Kluwer (Dordrecht), p. 661-677*
- Jardine J.R. / Chow, F.C. (1996): New design methods for offshore piles; MTD Publication 96/103, Marine Technology Directorate, London*
- Jardine J.R. / Chow, F.C. (1997): Improved pile design methods from field testing research; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 27-38*

- Jovicic, V. & Coop, M.R. (1997): Stiffness of coarse grained soils at small strains; Géotechnique 47; No. 3, p. 545-561*
- Kempfert, H.-G. (1987): Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche; Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 1*
- Kempfert, H.-G. (2001): Abschnitt 3.2 (1-7) „Pfahlgründungen“; Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin*
- Kempfert, H.-G. / Eigenbrod, K. D. (2002): Chapter 3.2 (Section 1-7) „Pile Foundations“; Geotechnical Engineering Handbook, Vol. 3 Elements & Structure, Verlag Ernst & Sohn, Berlin*
- Kishida, H. / Uesugi, M. (1987): Tests of the interface between sand and steel in simple shear apparatus; Géotechnique 37, No. 1, p. 45-52*
- Kłos, J. / Tejchman, A. (1981a): Propozycja metody obliczen nosnoscji pali ruowych otwartych / Calculation method of bearing capacity of tubular open-end piles; Archiwum Hydrotechniki 18, No. 3, Warszawa, p. 471-486*
- Kłos, J. / Tejchman, A. (1981b): Bearing capacity calculation for pipe piles; Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, ICSMFE, Volume 2, Stockholm, p. 751-753*
- Klotz, E.U. (2000): The influence of state on the capacity of driven piles in sand; PhD thesis, City University London*
- Klotz, E.U. / Coop, M.R. (2001): An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sand; Géotechnique 51, No. 9, p. 733-751*
- Kolbuszewski, J.J. (1948): An experimental study of the maximum and minimum porosities of sand; Proc. 2nd International Conference on Soil Mech. And Found. Engin. Soc., p.158-165*
- Kolymbas, D. (1989): Pfahlgründungen; Springer- Verlag, Berlin*
- Kraft, L.M. (1990): Computing axial pile capacity in sands for offshore conditions; Marine Technology, Vol. 9, p.61-92*
- Krajewski, W. (1986): Mathematisch – numerische und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von in Sand gegründeten, vertikal belasteten Pfählen; Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 13*
- Lammertz, P. (2003): Field studies on bearing capacity of vibratory and impact driven piles; International Young Geotechnical Engineers' Conference (IYGEC), Romania*
- Lammertz, P. (2004): Tragfähigkeit von gerammten und vibrierten Stahlrohrpfählen; 28. Baugrundtagung, Spezialsitzung: „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure“, Leipzig (in Vorbereitung)*

- Lehane, B.M. / Jardine, R.J. / Bond, A.J. / Frank, R. (1993): Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests; Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 1, p. 19-35*
- Lehane, B.M. / Jardine, R.J. (1994): Shaft capacity of driven piles in sand: A new design approach; Proc. VII Int. Conference on the behaviour of offshore structures, Boston, BOSS '94, 1, p. 23-36*
- Lehane, B.M. (1997): Design of axially loaded piles – Irish practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 203-218*
- Linder, W.-R. (1977): Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand; Dissertation, Berlin*
- Lings, M.L. (1997): Predicting the shaft resistance of driven pre-formed piles in sand; Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 125, p. 71-84*
- Mandolini, A. (1997): Design of axially loaded piles – Italian practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 219-242*
- Martin, R.E. / Seli, J.J. / Powell, G.W. / Bertoulin, M. (1987): Concrete pile design in Tide-water Virginia; Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 6, p. 568-585*
- Maugeri, M. / Castelli, F. / Motta, E. (1993): Discussion: A new method for single pile settlement prediction and analysis; Géotechnique 43, No. 4, p. 615-619*
- McClelland, B. (1974): Design of deep penetrating piles for ocean structures; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE (100), GT7, p. 705-747*
- Meek, J.W. (1995): Der Spitzenwiderstand von Stahlrohrpfählen; Bautechnik 72, Heft 5, p. 305-309*
- Meyerhof, G.G. (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundations; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE (102), GT 3, p. 197-228*
- Meyerhof, G.G. (1983): Scale effects of ultimate pile capacity; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE (109), No. 1, p. 797-806*
- Mets, M. (1997): The bearing capacity of a single pile – Experience in Estonia; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 115-132*
- Mörchen, N. (2003): Zur Grenzlast eines Druckpfahls – Untersuchungen für den Einzel- und Gruppenpfahl; Bericht aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität Gesamthochschule Wuppertal Nr. 25*
- Murff, J.D. / Raines, R.D. / Randolph, U. (1990): Soil plug behaviour of piles in sand; Proceedings of the 22nd offshore technology conference, Vol. 4, OTC 6421, p. 25-32*

- Paikowsky, S.G. (1990a): The mechanism of pile plugging in sand; Proc. of the 22nd offshore technology conference, OTC 6490, Vol. 4, p. 593-604*
- Paikowsky, S.G. (1990b): The effect of plugging on pile performance and design; Canadian Geotechnical Journal, 27, p. 429-440*
- Potyondy, J.G. (1961): Skin friction between various soils and construction materials; Géotechnique 11, No. 4, p. 339-353*
- Poulos, H.G. / Davis, E.H. (1980): Pile foundation analysis and design; J. Wiley & Sons*
- Poulos, H.G. (1987): Analysis of residual stress effects in piles; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 113, p. 216-229*
- Poulos, H.G. (1989): Pile behaviour - theory and application; Géotechnique 39, p. 365-415*
- Prakash, S. / Sharma, H.D. (1989): Pile foundations in engineering practice; J. Wiley & Sons*
- Pregl, O. (1998): Handbuch der Geotechnik; Universität für Bodenkultur Wien, Band 1*
- Quarg-Vonscheidt, J. (2000): Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und die Gruppenwirkung von Zugpfählen; Bericht aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität Gesamthochschule Wuppertal Nr. 23*
- Quarg-Vonscheidt, J. / Walz, B. (2002): Die Grenzzugtragfähigkeit von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand; Bautechnik 79, Heft 1, pp. 42-47*
- Rad, N.S. / Tumay, M.T. (1987): Factors affecting sand specimen preparation by raining; Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 10, No. 1, p. 31-37*
- Radomski H. (1968): Untersuchungen über den Einfluss der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften; Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der Universität Stuttgart, Heft 10*
- Randolph, M.F. / Carter, J.P. / Wroth, C.P. (1979): Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation; Géotechnique 29, No.4, p. 361-393*
- Randolph, M.F. / Wroth, C.P. (1981): Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles; Géotechnique 31, No. 1, p. 143-157*
- Randolph, M.F. / Dolwin, J. / Beck, R. (1994): Design of driven piles in sand; Géotechnique 44, No.3, p. 427-448*
- Rodatz, W. (1993): Überblick über Pfahlsysteme – Untersuchungsbedarf; Pfahl-Symposium, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 1-12*
- Rollberg, D. (1976): Bestimmung des Verhaltens von Pfählen aus Sondier- und Rammergebnissen; Forschungsbericht aus Bodenmechanik und Grundbau, FBG 4 Aachen TH*
- Rollberg, D. (1977): Bestimmung der Tragfähigkeit und des Rammwiderstands von Pfählen aus Sondierungen; Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Feldmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 3, p. 43-224*

- Rollberg, D. (1980): Nachrechnung neuerer Pfahlversuche anhand von Sondierungen; Bauingenieur 55, Springer Verlag, p. 345-350*
- Rollberg, D. (1985): Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Sondierungen; Bauingenieur 60, Springer Verlag, p. 25-28*
- Schäffner, H.-J. (1967): Mantelreibung und Spitzendruck bei Bohrpfählen, Neues Auswerteverfahren bei Bohrpfählen; Schriftenreihe der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Heft 3, Deutsche Bauinformation, Berlin, p. 3-16*
- Schenck, W. (1966): Abschnitt 2.6 „Pfahlgründungen“, in: Grundbautaschenbuch, 2. Aufl. Band 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin*
- Schram Simonsen, A. / Athanasiu, C. (1997): Design of axially loaded piles – Norwegian practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds), Balkema; Rotterdam, p. 267-289*
- Schröder, E (1996): S-Verfahren: Zur Abschätzung der äußeren Tragfähigkeit (Grenzlast) von gerammten Betonfertigpfählen in nichtbindigen Böden; Hamburg, nicht veröffentlicht*
- Semple, R.M. / Rigden, W.J. (1984): Shaft capacity of driven piles in clay; Analysis and design of pile foundations, American Society of civil engineers, New York, p. 59-79*
- Semple, R.M. / Rigden, W.J. (1986): Shaft capacity of driven pipe piles in clay; Ground Engineering, p. 11-19*
- Shioi, Y. / Fukui, J. (1982): Application of N-value to design of foundations in Japan; Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, p. 159-164*
- Skempton, A.W. (1959): Cast-in-situ bored piles in London clay; Géotechnique, Vol.9, No. 4, p. 158-173*
- Skov, R. (1997): Pile foundation – Danish design methods and piling practice; Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand (eds); Balkema, Rotterdam, p. 101-113*
- Smith, A.E.L. (1960): Pile driving analysis by the wave equation; Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 86, No. SM4, p.35-61*
- Stas, C.V. / Kulhawy, F.H. (1984): Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading, EL-3771, Cornell University (report for EPRI), Ithaca*
- Tomlinson, M.J. (1994): Pile design and construction practice; 4th edition, E & FN Spon, Chapman & Hall, London*
- Toolan, F.E. / Lings, M.L. / Mirza, U.A. (1990): An appraisal of API-RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand; Proc. 22nd offshore technology conference, OTC 6422, p. 33-42*

- Uhlendorf, H.-J. / Lerch, D. (1989): Tragverhalten von Großrohrampfählen; Bautechnik 66, Heft 9, pp. 319-322*
- Vaid, Y.P / Negussey, D. (1984): Relative density of pluviated sand samples; Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, p. 101-105*
- Vesic, A.S. (1970): Tests on instruments piles, Ogeechee River site; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 96, SM2, p. 561-584*
- Vesic, A.S. (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 98, SM3, p. 265-290*
- Vesic, A.S. (1975): Principles of pile foundation design; Duke University Durham N.C., School of Engineering, Soil Mechanics series Nr. 38*
- Vesic, A.S. (1977a): Design of pile foundations; Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC*
- Vesic, A.S. (1977b): On significance of residual loads for load response of piles; Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, ICSMFE, Volume 3, Tokyo, p. 374-379*
- Weber, L. (1985): Tests on steel H bearing piles; Belgian Geotechnical Volume, published for the 1985 Golden Jubilee of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Belcotec & Belgian Member Society of ISSMFE, Brüssel, p. 19-25*
- Wernick, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 75*
- Wienholz, B. (1998): Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung; Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 57*
- Wood, D.M. (1990): Soil behaviour and critical state soil mechanics; Cambridge University Press*
- Yasufuku, N. / Hyde, A.F.L. (1995): Pile end-bearing capacity in crushable sands; Géotechnique 45, No.4, p. 663-676*
- Zäcke , D. (2001): Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen; Schriftenreihe Geotechnik; Universität Kassel, Heft 10*
- Zweck, H. (1980): Tragfähigkeit von Pfählen aufgrund von Sondierergebnissen; Seminar 11090 "Pfahlgründungen", Technische Akademie e.V. Wuppertal*

Technische Regelwerke

DIN 1054:2003-01: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DIN 1055-2:2003-02: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Bodenkenngrößen

DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln

DIN 1319-1:1995-01: Grundlagen der Messtechnik; Teil 1: Grundbegriffe

DIN V ENV 1997-3:1999-10: Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 3: Felduntersuchungen für die geotechnische Bemessung

DIN 4020:1990-10: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

DIN 4026:1975-08: Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

DIN 4094-1:2002-06: Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen

E DIN 4094-2:2002-04: Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 2: Bohrlochrammsondierung

DIN 4094-3:2002-01: Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 3: Rammsondierungen

EN 12699: 2001-05: Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau), Verdrängungspfähle

DIN 18137-1:1990-08: Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 1996 (1997): 9. Auflage, hrsg. vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der DGGT e.V., Ernst & Sohn, Berlin

Empfehlung für statische und dynamische Pfahlprüfungen (1998): Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Arbeitskreis 2.1

API RP 2A (1989): American Petroleum Institute; Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms

Anhänge

A Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole	A1
A.1 Indices	A1
A.2 Geometrische Größen	A1
A.3 Spannungen und Kräfte	A2
A.4 Dehnungen und Verformungen	A2
A.5 Materialabhängige Größen	A2
A.6 Abkürzungen.....	A3
B Ableitung und Umformung der Hyperbelgleichung	B1
C Critical State Theory.....	C1
D Ergebnisse der statistischen Untersuchung vorhandener Verfahren.....	D1
D.1 Empirische Verfahren auf Grundlage der Drucksondierung (CPT)	D1
D.2 Empirische Verfahren auf Grundlage des Standard Penetration Test (SPT)	D5
E Ergebnisse der Modellversuche	E1
E.1 Messungen mit Dehnungsmessstreifen.....	E1
E.2 Spannungsverlauf im Mantelbereich neben dem Pfahl während der Rammung	E11
E.3 Spannungsverlauf unter dem Pfahlfuß während der Rammung	E18
E.4 Spannungsverlauf im Mantelbereich neben dem Pfahl während der Probobelastung	E19
E.5 Spannungsverlauf unter dem Pfahlfuß während der Probobelastung	E23

A Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

Nachfolgend sind die wichtigsten im Text benutzten Bezeichnungen und Symbole zusammengestellt. Bezeichnungen, die nur in Zusammenhang mit angeführter Literatur verwendet wurden, sind im begleitenden Text erläutert.

A.1 Indices

- b Index b: Pfahlfuß
- s Index s: Pfahlschaft
- eq Index eq: equivalente Größe
- k Index k: charakteristische Größe
- l Index l: Grenzzustand der Tragfähigkeit
- m Index m: gemessene Größe
- $cal.$ Index cal.: kalkulierte, berechnete Größe
- g Index g: Grenzwert für Setzungen

A.2 Geometrische Größen

- D Pfahldurchmesser
- U_s Umfang des Pfahlschaftes
- A_b Pfahlfußfläche
- $A_{s,i}$ Pfahlmantelfläche der Schicht i
- d Einbindetiefe
- L Pfahllänge

A.3 Spannungen und Kräfte

- R Widerstand eines Einzelpfahls
- $q_{b,k}$ charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstandes
- $q_{s,k,i}$ charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung der Schicht i
- W Rammarbeit, Rammenergie
- σ'_h Effektive Horizontalspannung im Boden
- σ'_v Effektive Vertikalspannung im Boden

A.4 Dehnungen und Verformungen

- s Pfahlkopfsetzung
- s_{sg} Grenzsetzung des Pfahlmantelwiderstandes

A.5 Materialabhängige Größen

- D Lagerungsdichte des Bodens
- I_D bezogene Lagerungsdichte des Bodens
- φ' effektiver Reibungswinkel des Bodens
- K Erddruckbeiwert
- c_u Scherfestigkeit des undränerten Bodens
- δ Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden
- q_c Spitzenwiderstand der Drucksonde
- f_s Lokale Mantelreibung an der Drucksonde
- N_{30} Schlagzahl pro 30 cm Eindringung des Standard Penetration Test

A.6 Abkürzungen

Stb Stahlbeton

nB nichtbindige Böden

bB bindige Böden

CPT Drucksondierung

SPT Rammsondierung/ Standard Penetration Test

PMT Pressiometersversuch

CSL Critical State Line

B Ableitung und Umformung der Hyperbelgleichung

Die Grundform einer Hyperbel ist:

$$y' = \frac{c}{x'} \quad (\text{B.1})$$

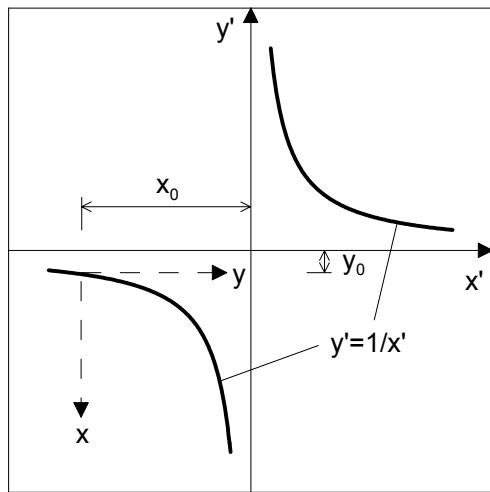


Bild B.1: Hyperbel im Ausgangs- und transformierten Koordinatensystem

Aus der Koordinatentransformation

$$y' = y_0 - y \quad (\text{B.2})$$

$$x' = x_0 + x \quad (\text{B.3})$$

ergibt sich:

$$y_0 - y = \frac{c}{x_0 + x}$$

$$y = \frac{y_0 \cdot x_0 + y_0 \cdot x - c}{x_0 + x} \quad (\text{B.4})$$

Außerdem ist

$$y_0 = \frac{c}{x_0} \quad (\text{B.5})$$

Setzt man Gleichung (B.5) in Gleichung (B.4) ein so erhält man

$$y = \frac{x}{\frac{x_0^2}{c} + \frac{x_0}{c} \cdot x} \quad (\text{B.6})$$

mit

$$a = \frac{x_0^2}{c} \quad (\text{B.7})$$

$$b = \frac{x_0}{c} \quad (\text{B.8})$$

erhält man die Hyperbelgleichung

$$y = \frac{x}{a + b \cdot x} \quad (\text{B.9})$$

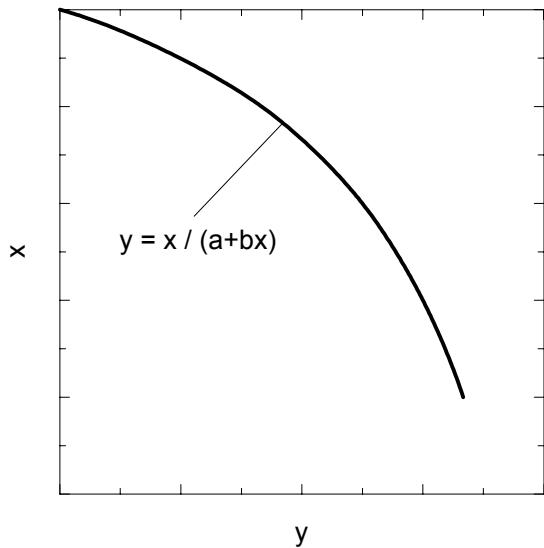


Bild B.2: Hyperbel

Aus der Hyperbelgleichung kann durch Umformung die Gerade nach Gleichung (B.10) abgeleitet werden.

$$\frac{x}{y} = a + b \cdot x \quad (\text{B.10})$$

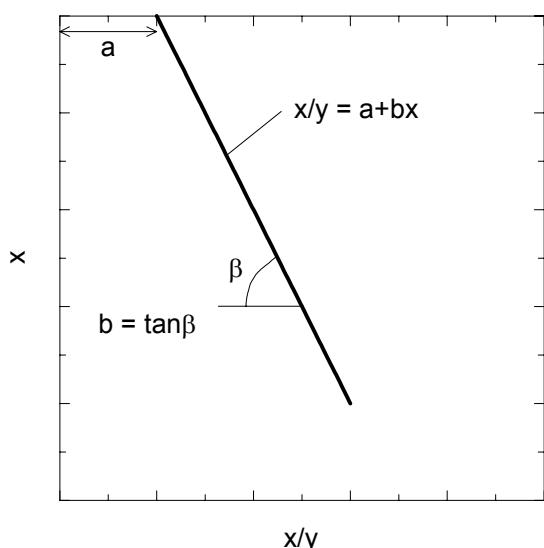


Bild B.3: Gerade

C Critical State Theory

Als „Critical State“ (kritischer Grenzzustand) wird in der Bodenmechanik der Zustand bezeichnet, bei dem sich die Bodenprobe im Triaxialversuch ohne weitere Laststeigerung unter Volumenkonstanz verformt, d.h. sich unter Scherbeanspruchung ein volumenkonstantes Fließen des Bodens einstellt (Bild C.1).

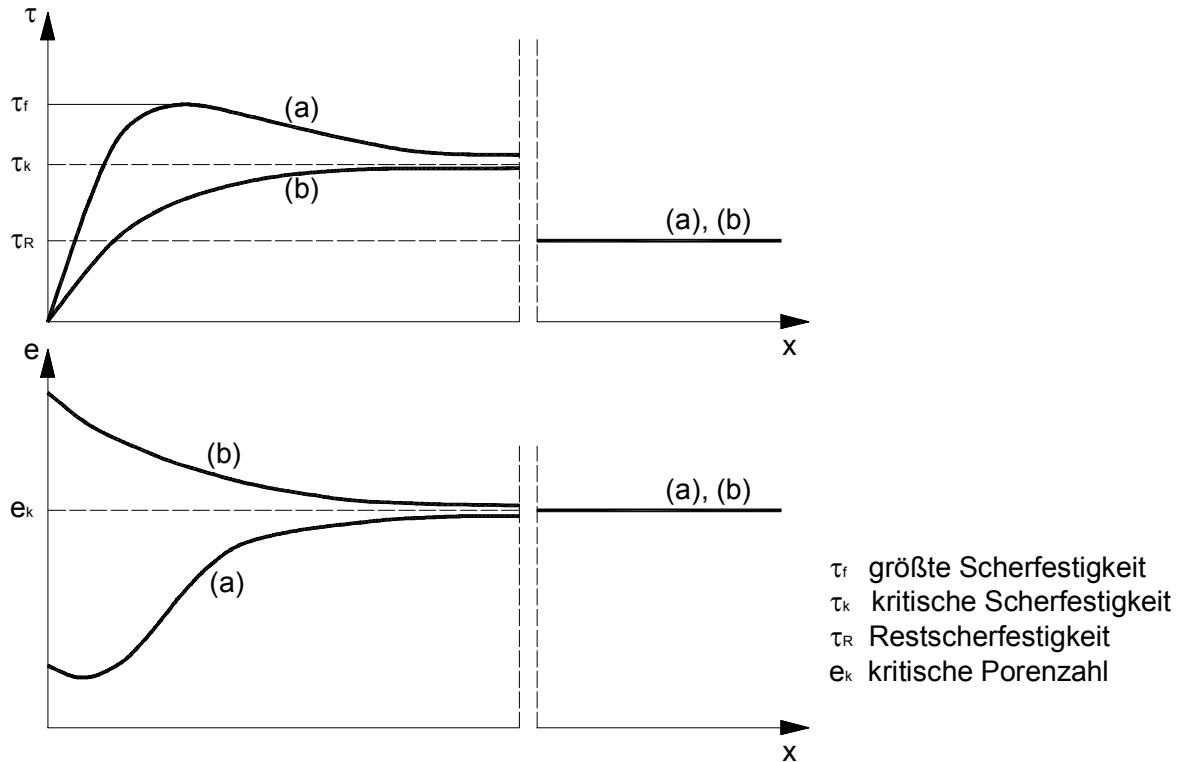


Bild C.1: Schubspannung τ und Porenzahl e in Abhängigkeit vom Scherweg x für eine Scherfuge unter konstanter effektiver Normalspannung σ' für einen Boden mit Restscherfestigkeit $\tau_R < \tau_k$; nach DIN 18137-1: 1990-08

- (a) überkritisch dicht (z.B. dichter Sand, überkonsolidierter Ton)
- (b) unterkritisch dicht (z.B. loser Sand, normalkonsolidierter und leicht überkonsolidierter Ton)

Die „Critical State Line“ (CSL) ist die Linie, welche den kritischen Grenzzustand des Bodens repräsentiert. Im q, p' Koordinatensystem hat die CSL die Steigung M (Bild C.2a), die mit dem Reibungswinkel im kritischen Grenzzustand („Critical State“) φ'_k in Verbindung steht (Bild C.2b).

$$\frac{q_k}{p'_k} = M \quad (\text{C.1})$$

- q_k Deviatorspannung im kritischen Grenzzustand
 p'_k mittlere Hauptnormalspannung im kritischen Grenzzustand

$$\tau'_{ik} = \sigma'_{z,k} \cdot \tan \varphi'_{ik} \quad (C.2)$$

- τ'_{ik} effektive Scherspannung im kritischen Grenzzustand
 $\sigma'_{z,k}$ normal auf die Bruchfläche wirkende effektive Druckspannung
 φ'_{ik} Reibungswinkel im „Critical State“ (Bruchzustand)

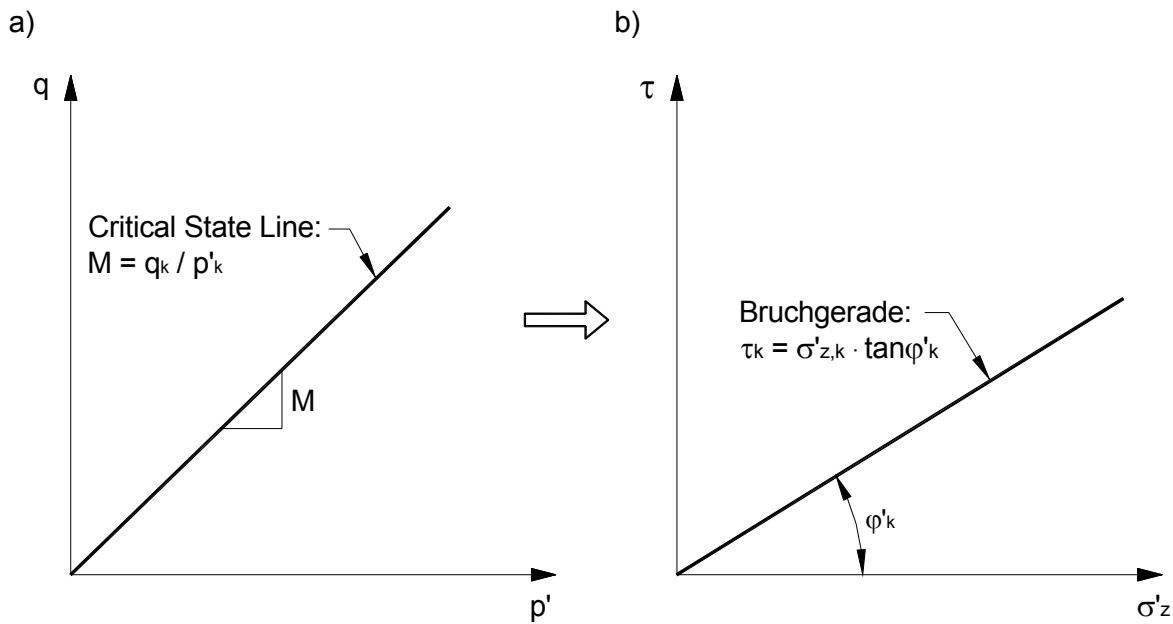


Bild C.2: „Critical State Line“ (Bruchgerade):

a) im q, p' Koordinatensystem und b) im τ, σ'_z Koordinatensystem

Nähere Informationen zur „Critical State Theory“ finden sich zum Beispiel bei *Atkinson (1993)*, *Wood (1990)* und in *DIN 18137-1: 1990-08*.

D Ergebnisse der statistischen Untersuchung vorhandener Verfahren

Nachfolgend sind die Ergebnisse der statistischen Untersuchung zur Qualität der Tragfähigkeitsprognose verschiedener empirischer Berechnungsverfahren zusammengestellt. Die linke Abbildung stellt als Streudiagramm die aus Probobelastungen ermittelten Grenzwiderstände R_{1m} (x-Achse) im direkten Vergleich mit den nach entsprechenden Verfahren berechneten Widerständen $R_{1\ cal}$ (y-Achse) dar. Die dargestellte Symmetrieachse kennzeichnet die Achse der exakten Voraussage des gemessenen Widerstandes durch das Berechnungsverfahren $R_{1\ cal} = R_{1m}$. Für Wertepaare oberhalb der Linie wird der gemessene Pfahlwiderstand durch das Berechnungsverfahren überschätzt, Wertepaare unterhalb der Linie beurteilen den gemessenen Widerstand zu gering.

Die rechte Abbildung zeigt die statistische Auswertung der nebenstehenden Streudiagramme in Bezug auf die prozentuale Abweichung zwischen Mess- und Rechenwert ΔR_1 . Die prozentuale Abweichung (vgl. Gleichung (4.3)) ist mit der zugehörigen Anzahl der Fälle in Form von Histogrammen zusammengestellt. Zusätzlich geben die Diagramme das arithmetische Mittel der Abweichung \bar{x} und die Standardabweichung s an.

D.1 Empirische Verfahren auf Grundlage der Drucksondierung (CPT)

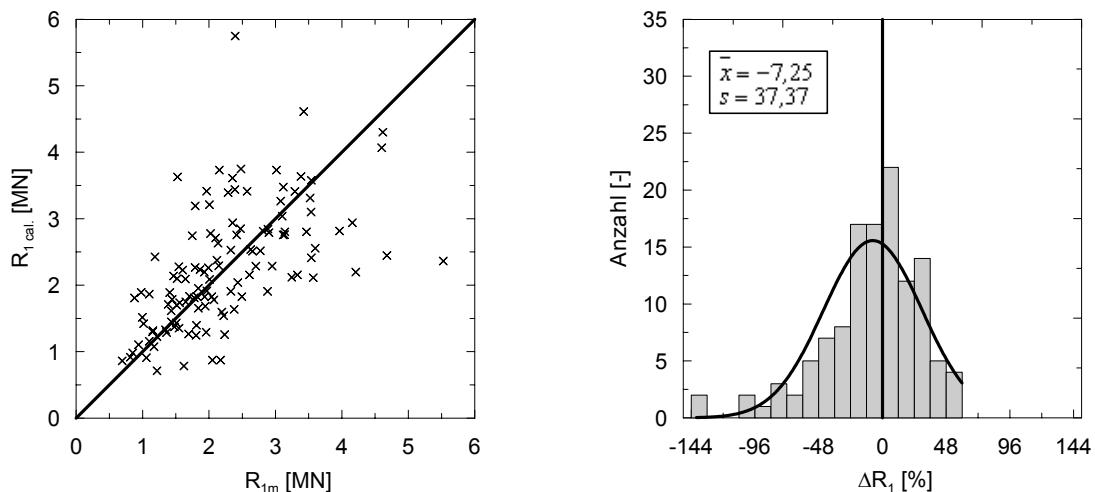


Bild D.1: Streudiagramm und Histogramm nach Schram Simonsen/Athanasiu (1997)

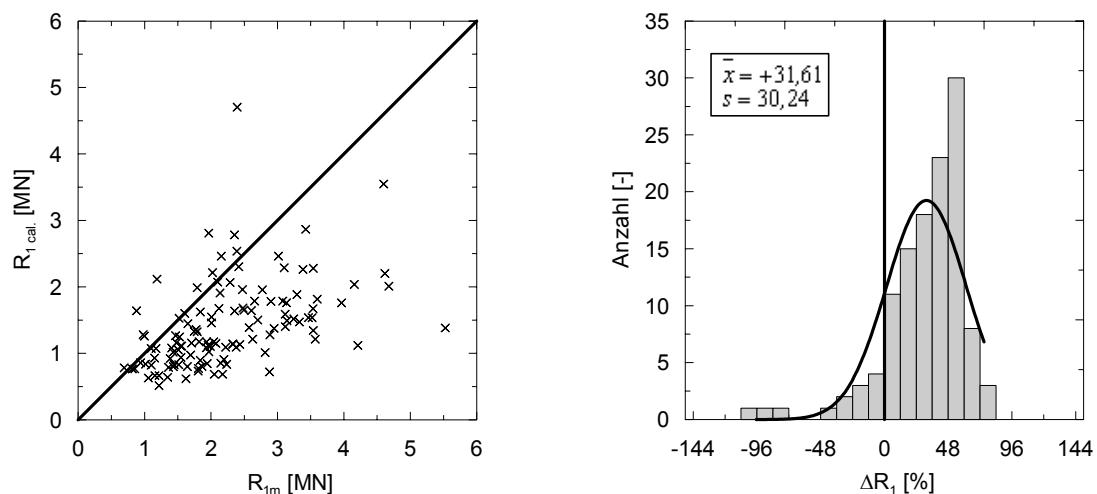


Bild D.2: Streudiagramm und Histogramm nach *Fascicule 62-V*

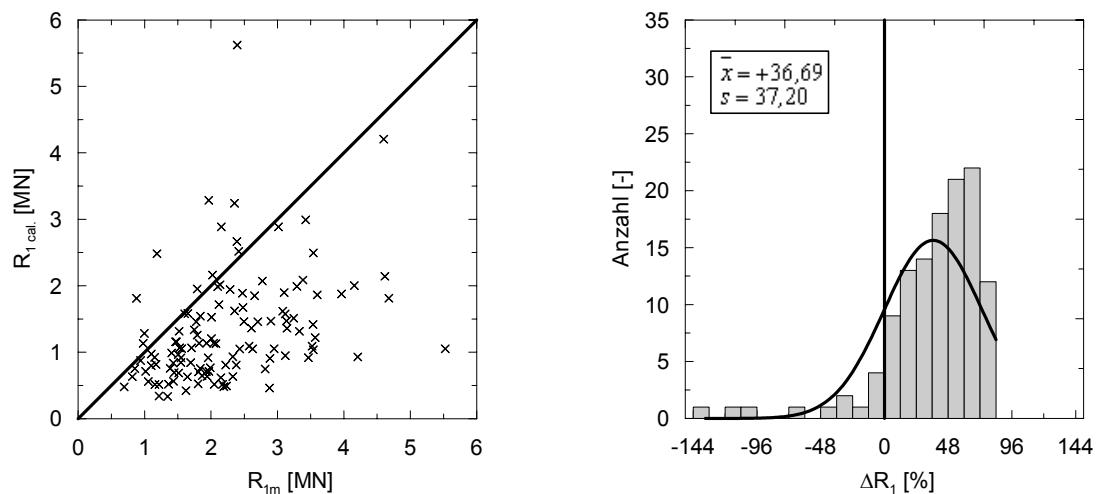


Bild D.3: Streudiagramm und Histogramm nach *DIN 1054:2003-01*

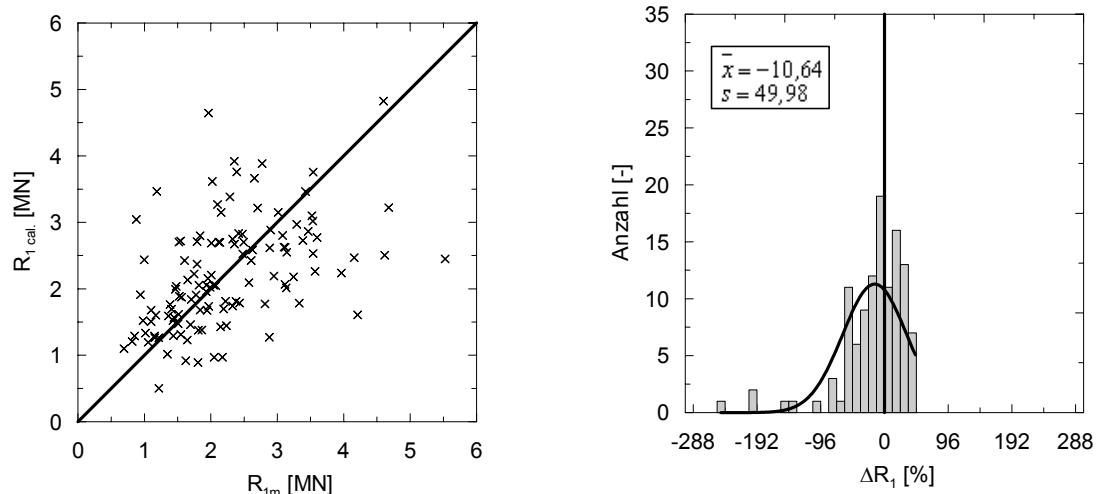


Bild D.4: Streudiagramm und Histogramm nach *DIN V ENV 1997-3:1999-10*

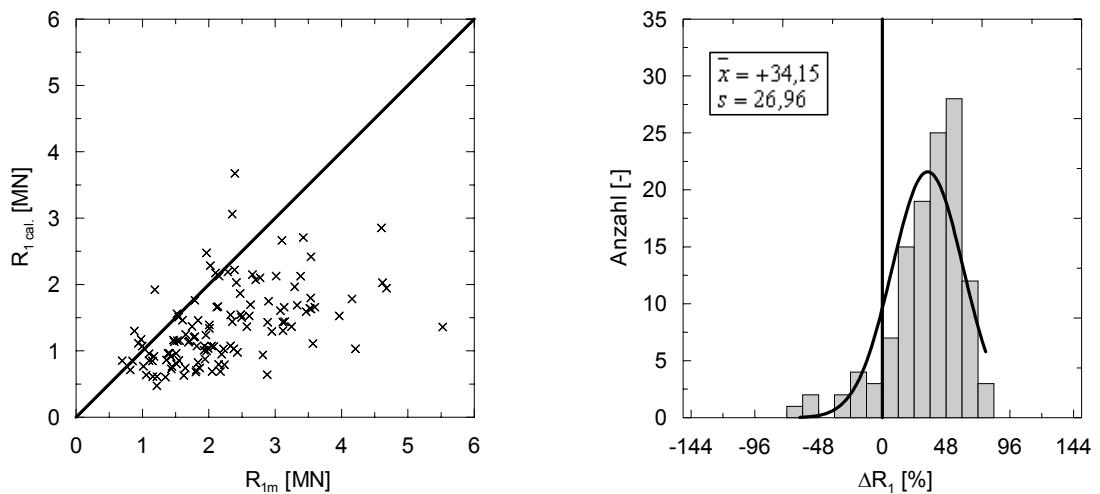


Bild D.5: Streudiagramm und Histogramm nach Holeyman *et al.* (1997)

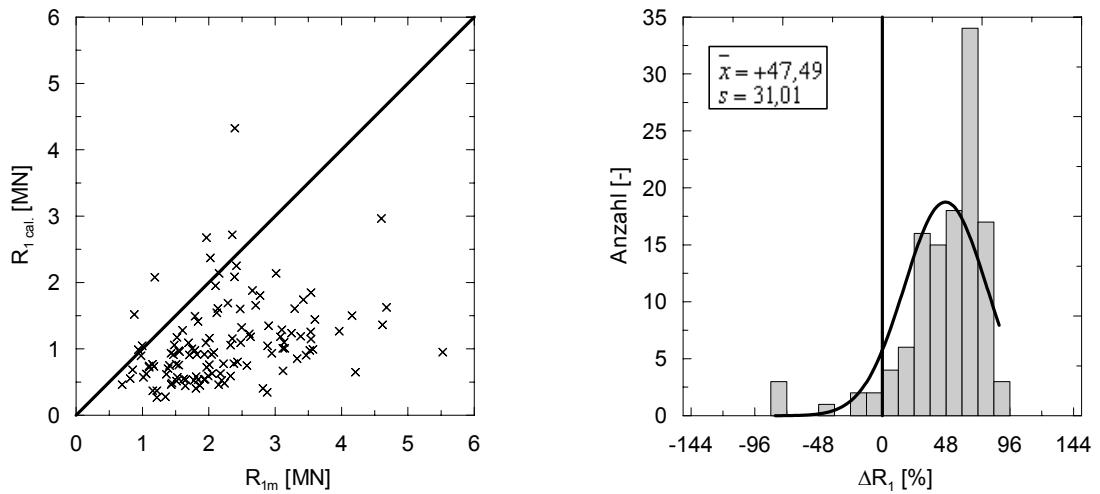


Bild D.6: Streudiagramm und Histogramm nach Mets (1997)

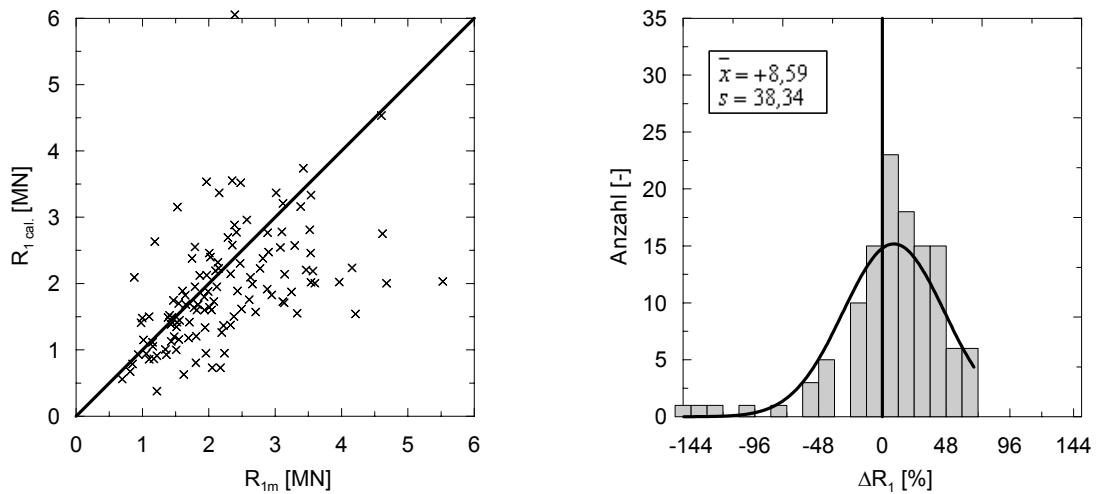


Bild D.7: Streudiagramm und Histogramm nach Schröder (1996)

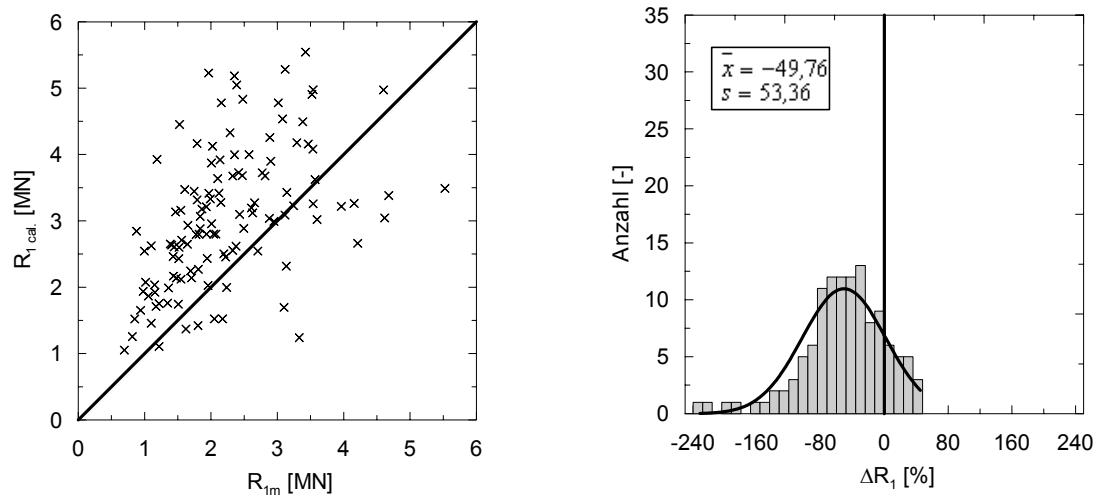


Bild D.8: Streudiagramm und Histogramm nach *Mandolini (1997)*

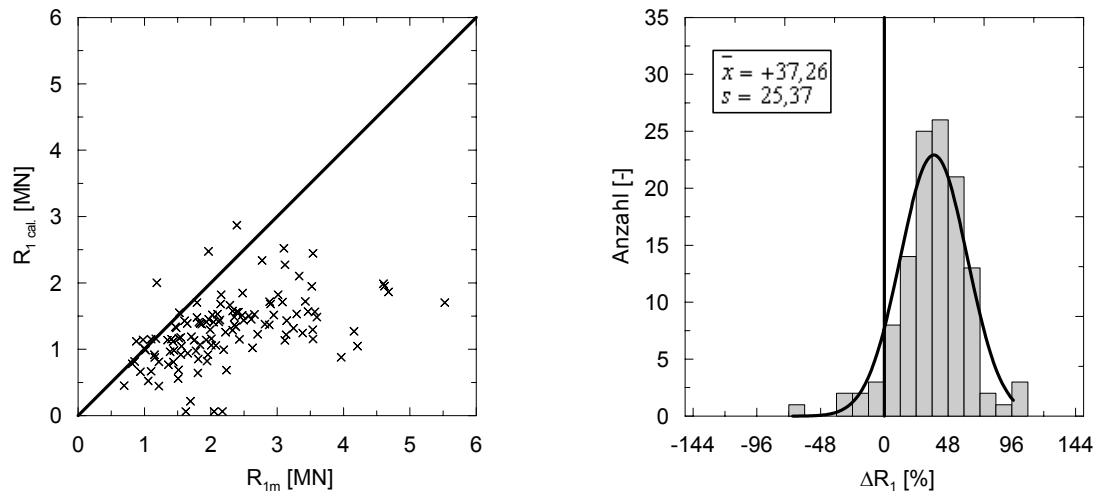


Bild D.9: Streudiagramm und Histogramm nach *Schenck (1966)*

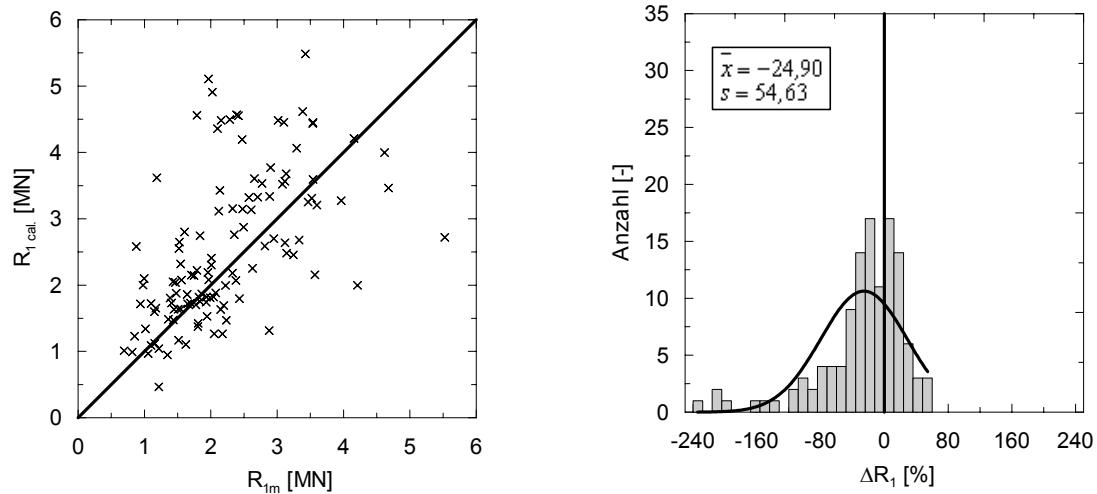


Bild D.10: Streudiagramm und Histogramm nach *Meyerhof (1976), (1983)*

D.2 Empirische Verfahren auf Grundlage des Standard Penetration Test (SPT)

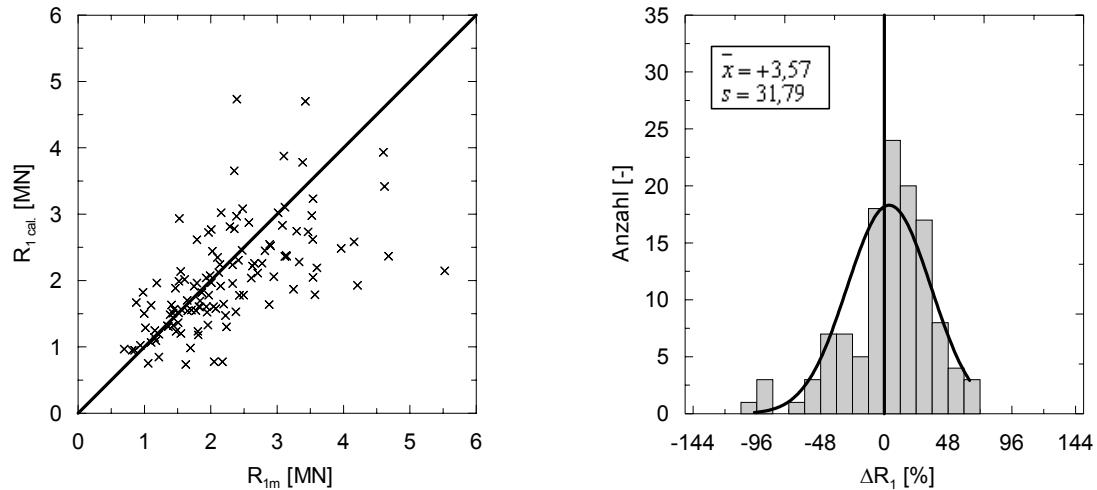


Bild D.11: Streudiagramm und Histogramm nach *Martin et al. (1987)*

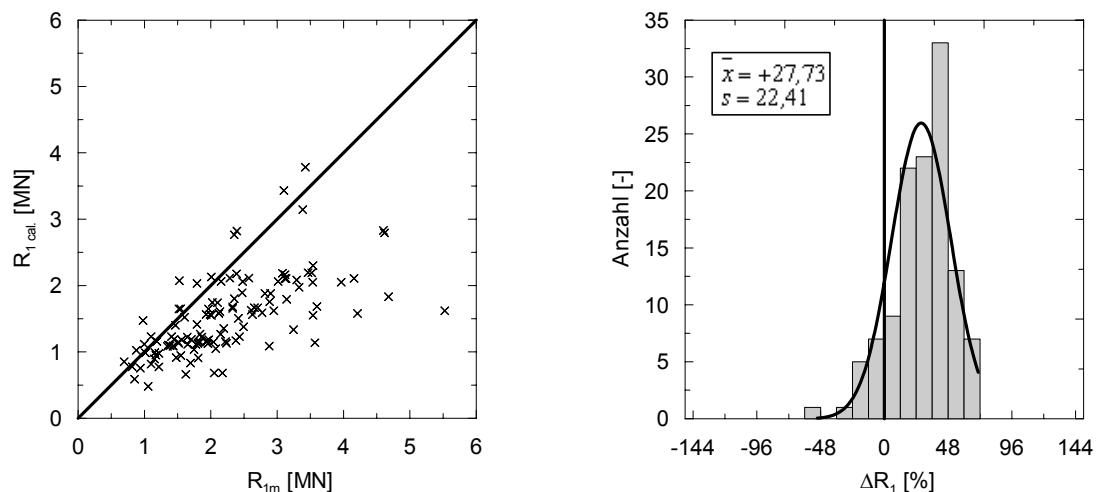


Bild D.12: Streudiagramm und Histogramm nach *Décourt/Niyama (1994)*

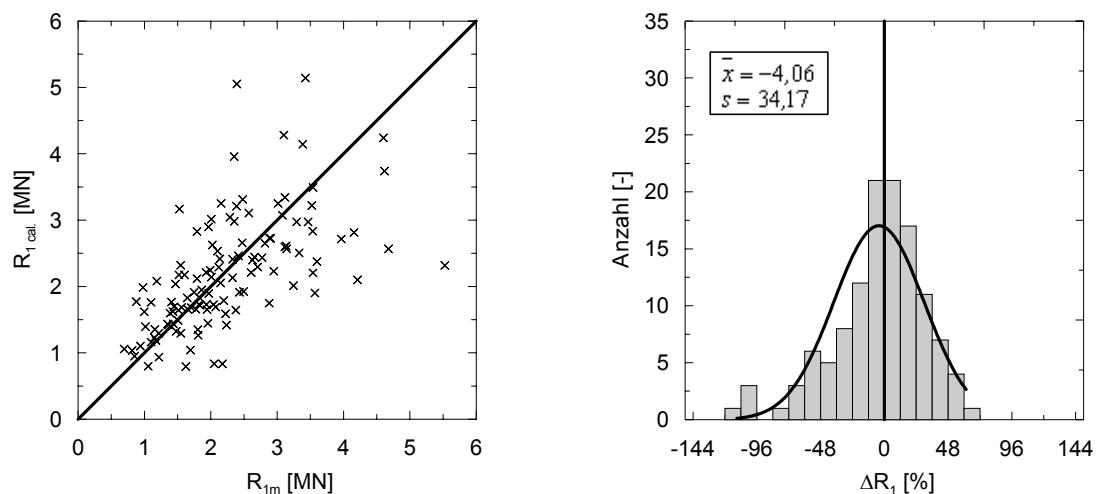


Bild D.13: Streudiagramm und Histogramm nach Mandolini (1997)

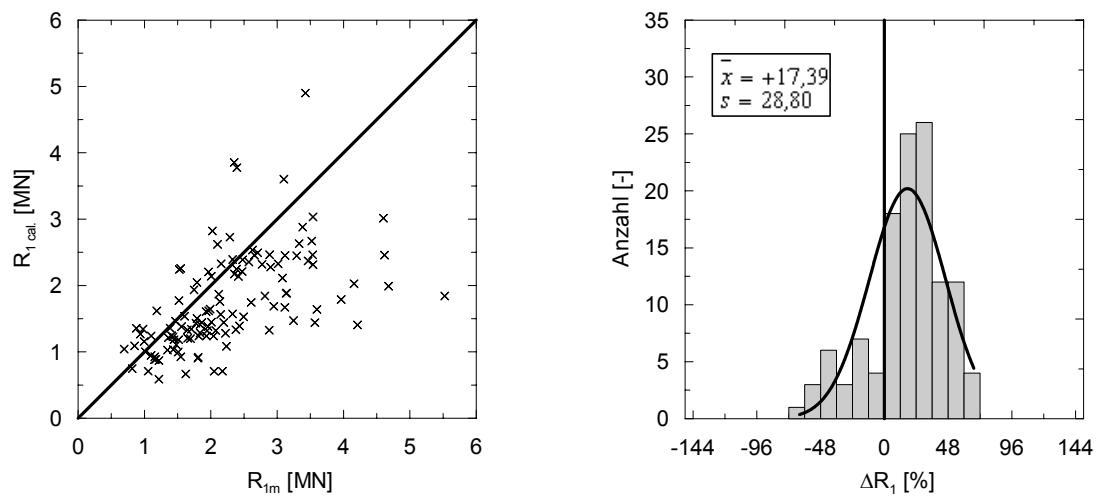


Bild D.14: Streudiagramm und Histogramm nach Shioi/Fukui (1982)

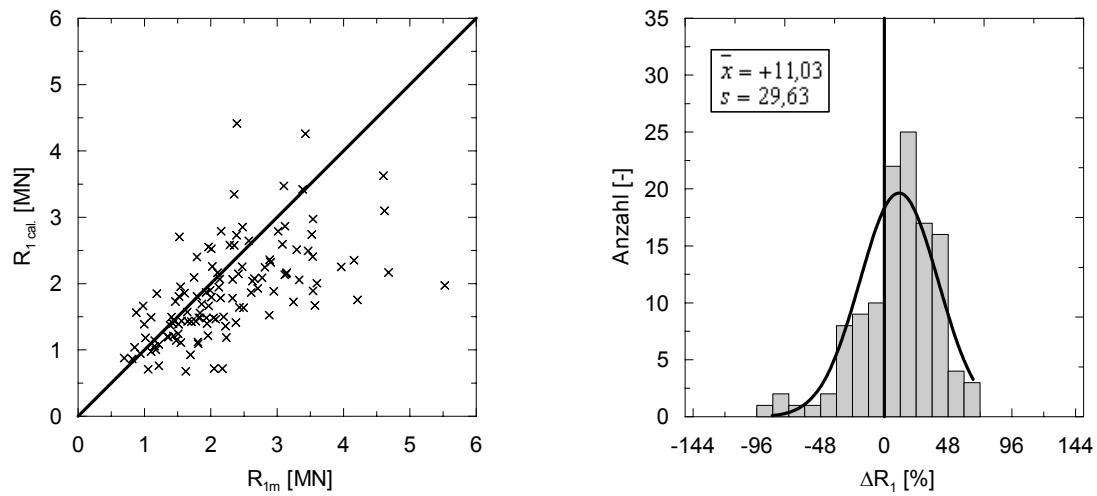


Bild D.15: Streudiagramm und Histogramm nach Meyerhof (1983)

E Ergebnisse der Modellversuche

E.1 Messungen mit Dehnungsmessstreifen

E.1.1 Versuch Nr. 1

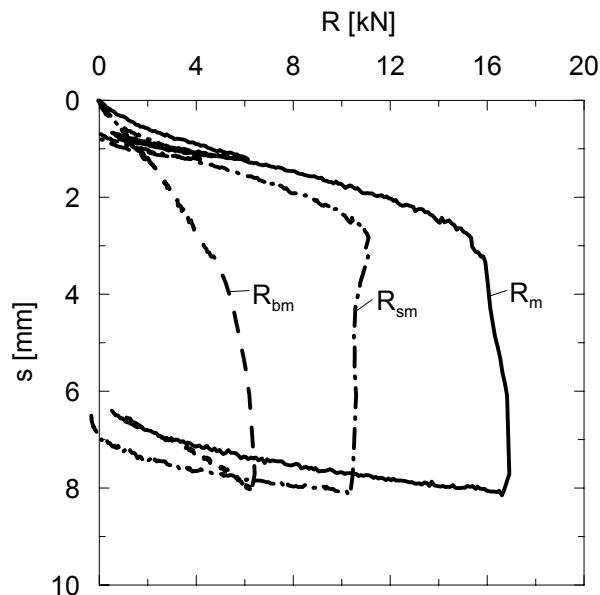


Bild E.1: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 1

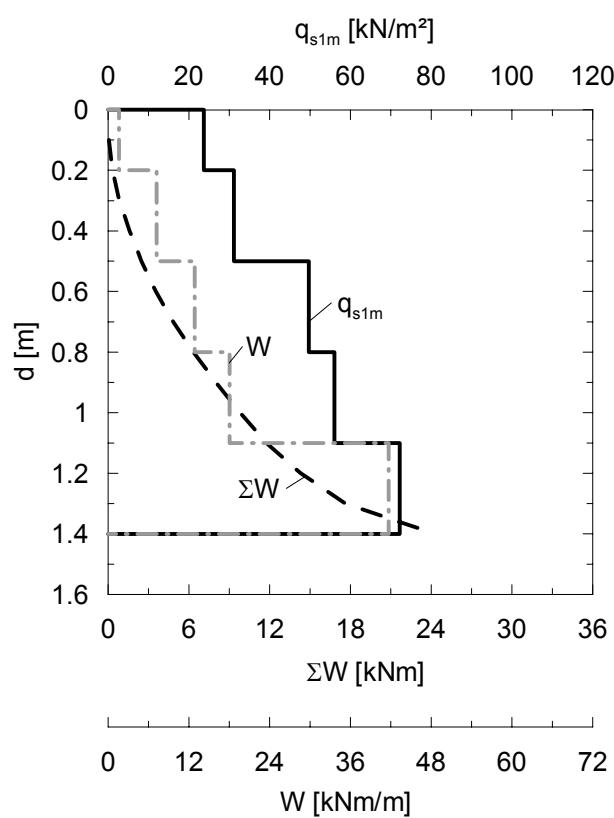


Bild E.2: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahlkopf

E.1.2 Versuch Nr. 2

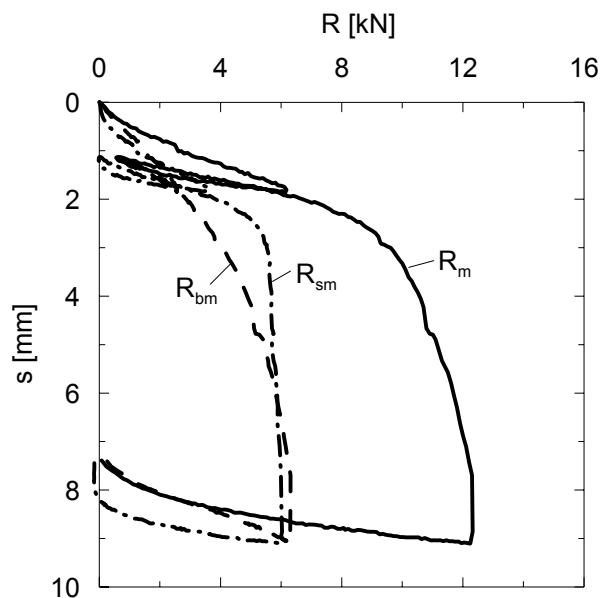


Bild E.3: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 2

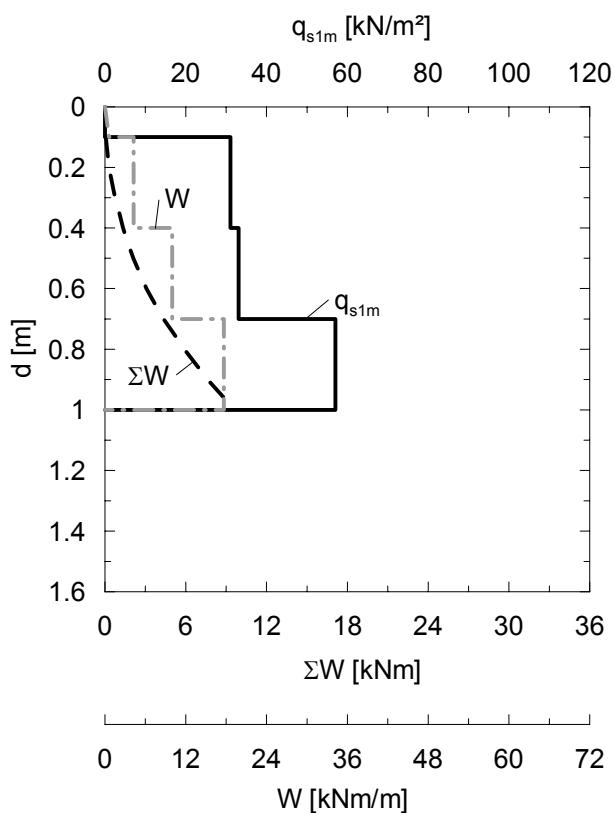


Bild E.4: Rammarbeit und Mantelreibung
bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-
schaft

E.1.3 Versuch Nr. 3a

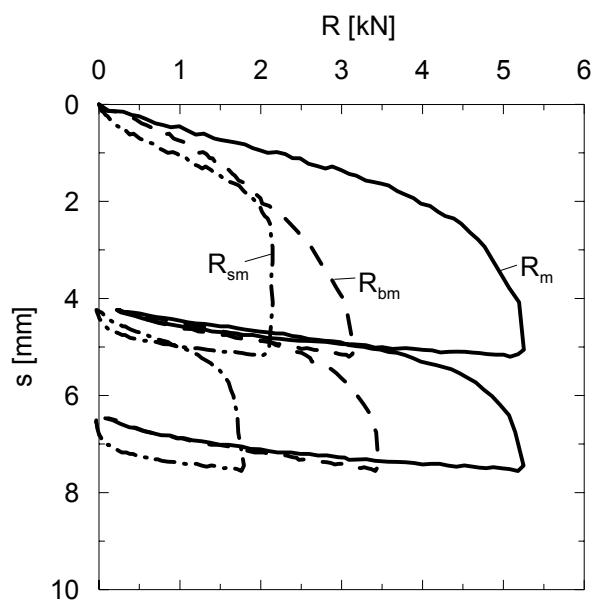


Bild E.5: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 3a

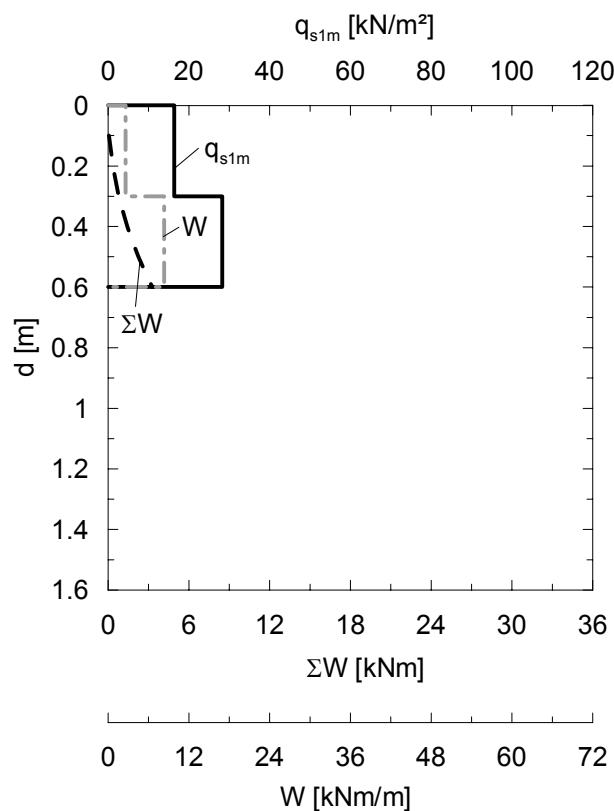


Bild E.6: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-schaft

E.1.4 Versuch Nr. 3b

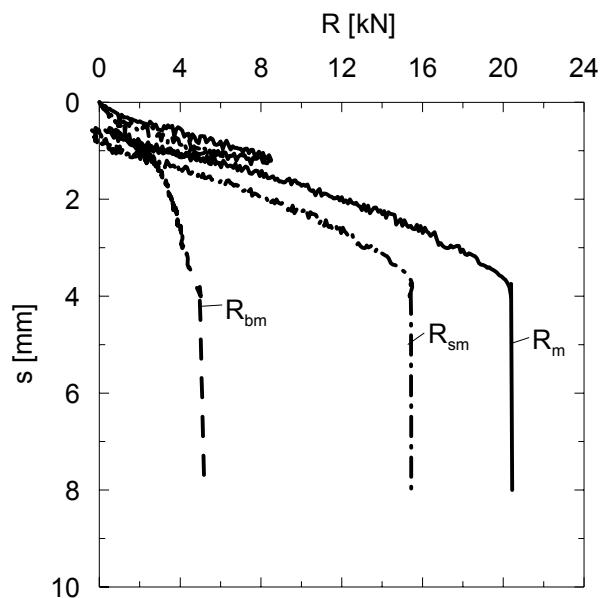


Bild E.7: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 3b

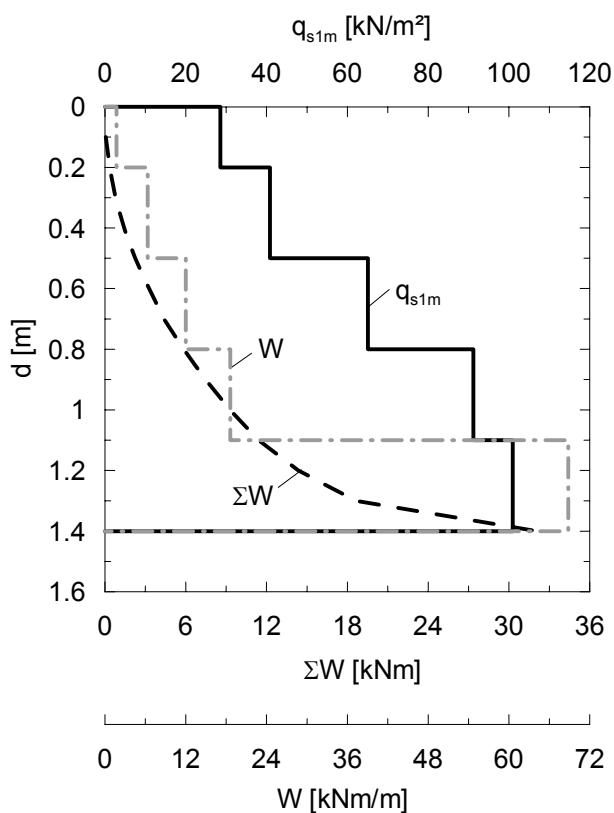


Bild E.8: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-schaft

E.1.5 Versuch Nr. 3a_2

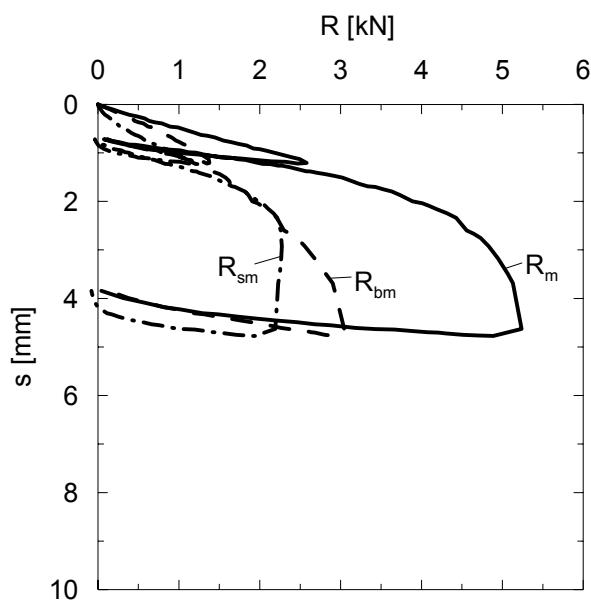


Bild E.9: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 3a_2

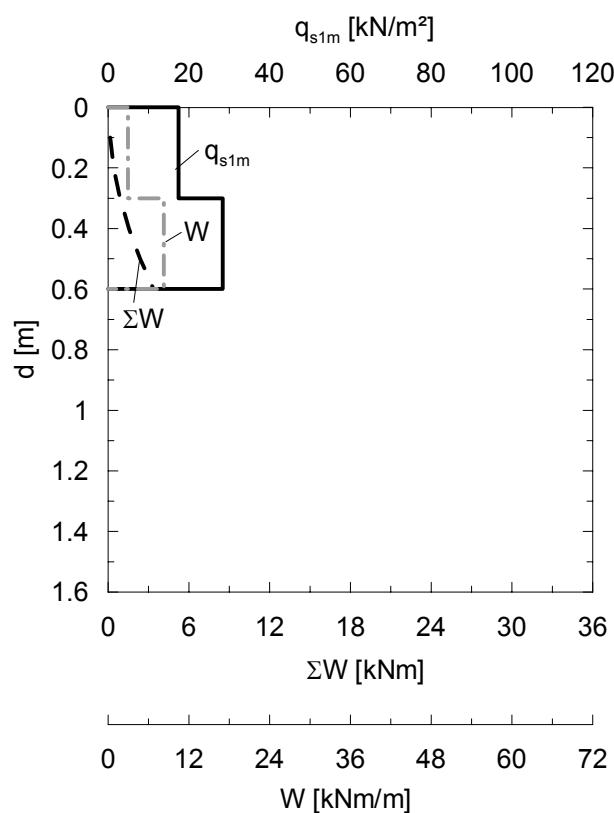


Bild E.10: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-
schaft

E.1.6 Versuch Nr. 3b_2

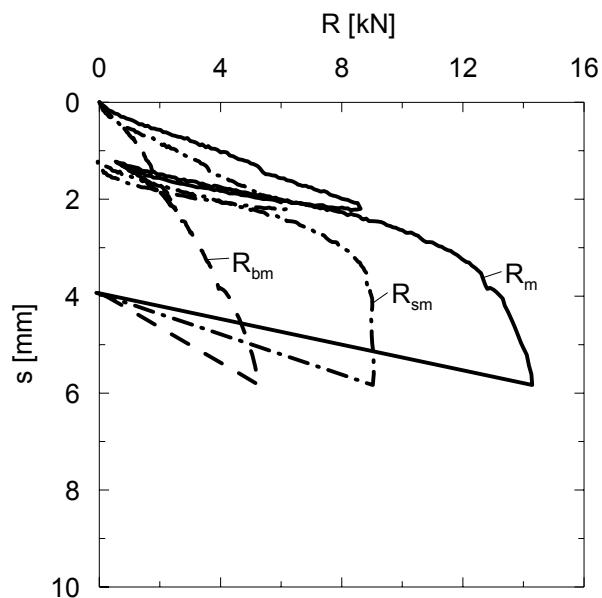


Bild E.11: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 3b_2

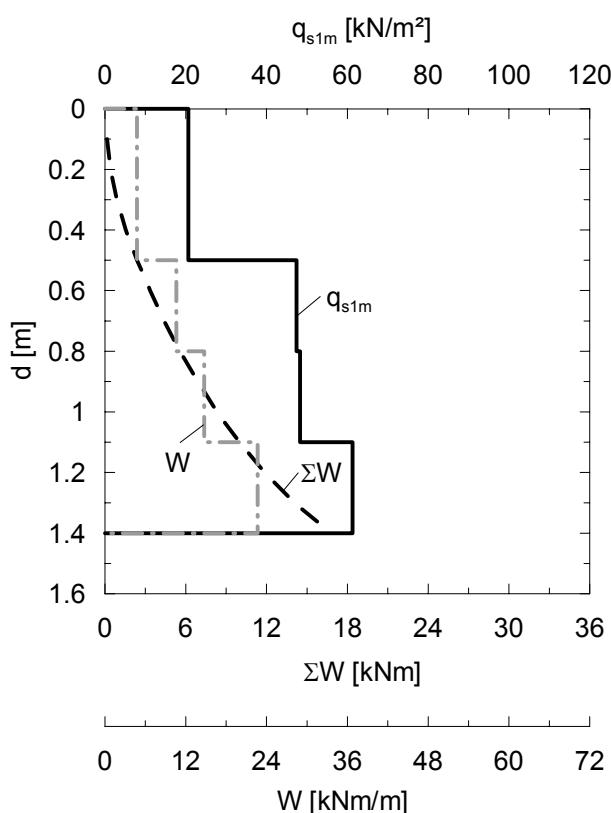


Bild E.12: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-schaft

E.1.7 Versuch Nr. 4

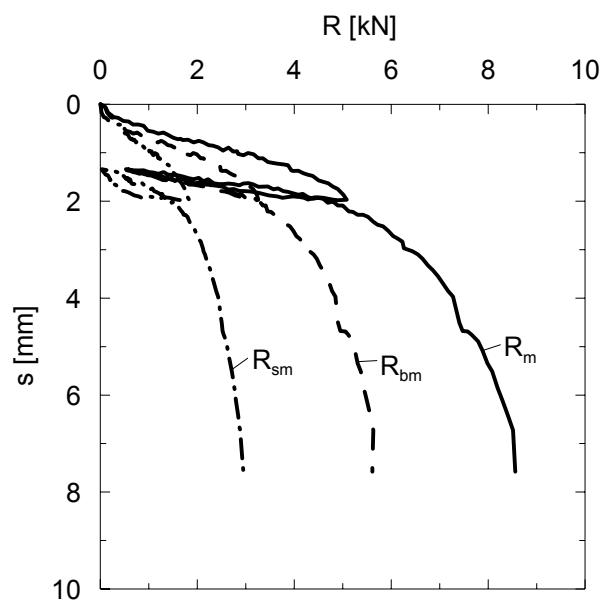


Bild E.13: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 4

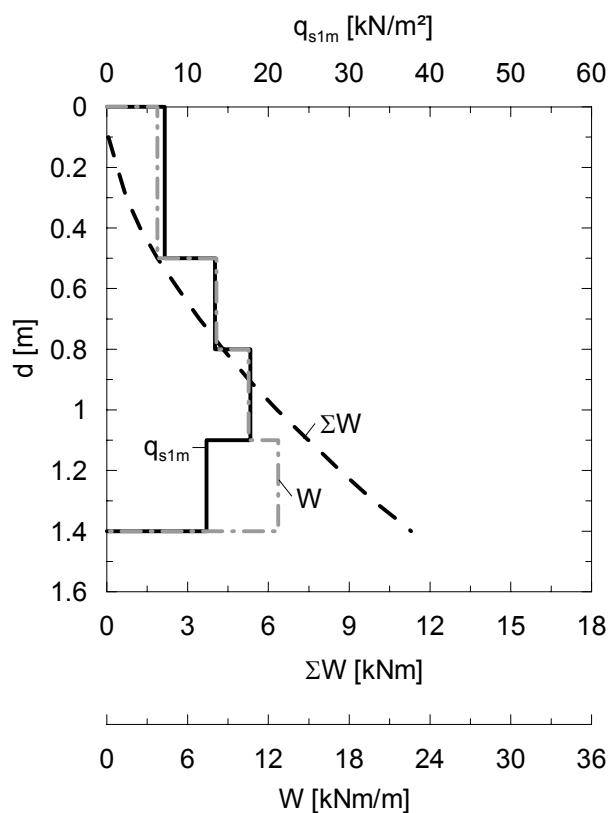


Bild E.14: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-
schaft

E.1.8 Versuch Nr. 5

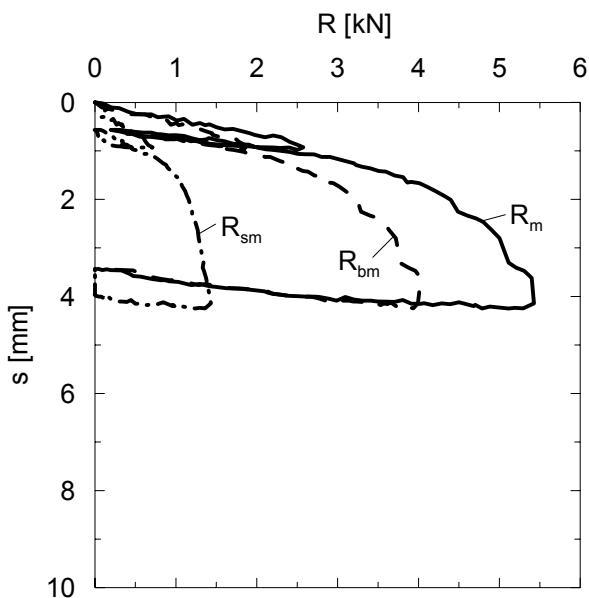


Bild E.15: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 5

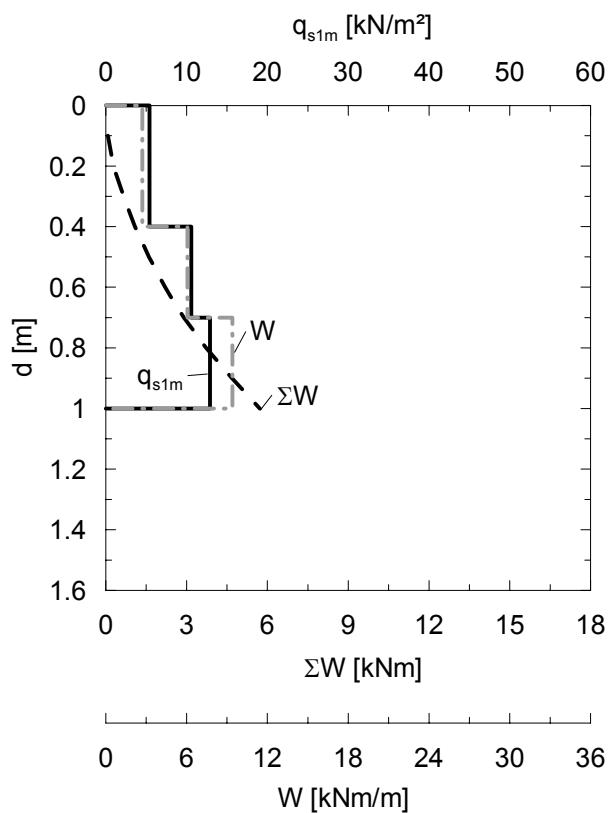


Bild E.16: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-schaft

E.1.9 Versuch Nr. 6a

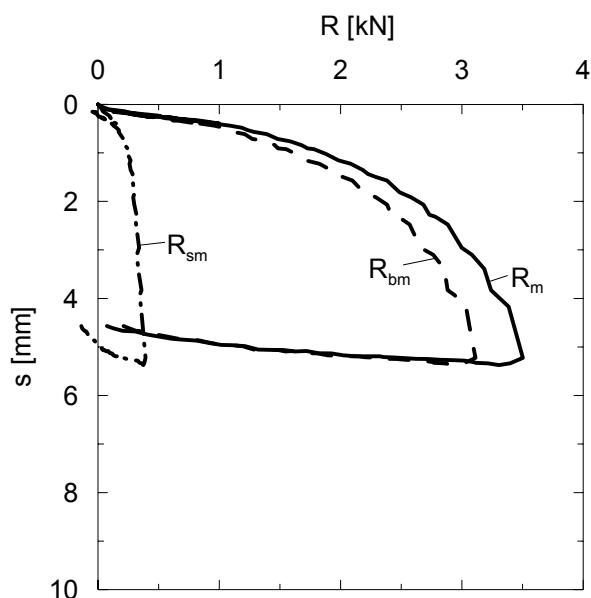


Bild E.17: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 6a

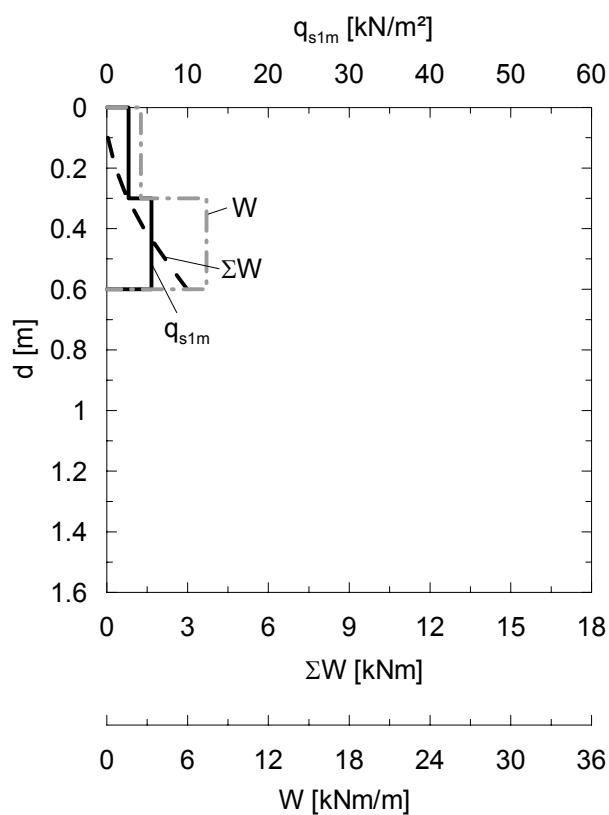


Bild E.18: Rammarbeit und Mantelrei-
bung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-
schaft

E.1.10 Versuch Nr. 6b

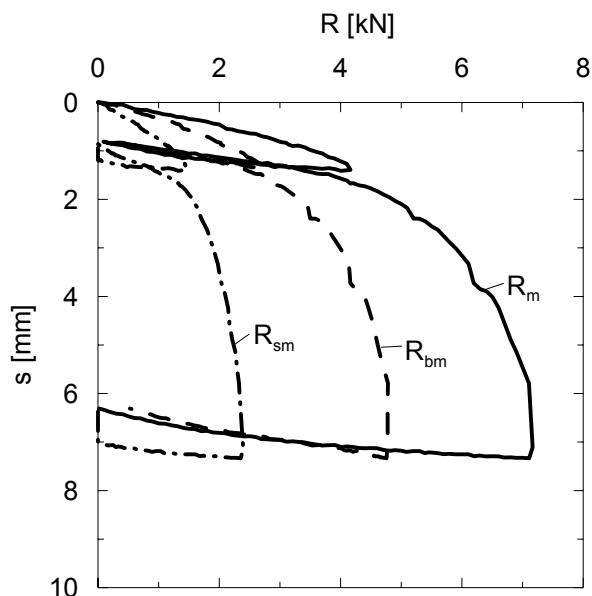


Bild E.19: Widerstands-Setzungs-Linie
Versuch Nr. 6b

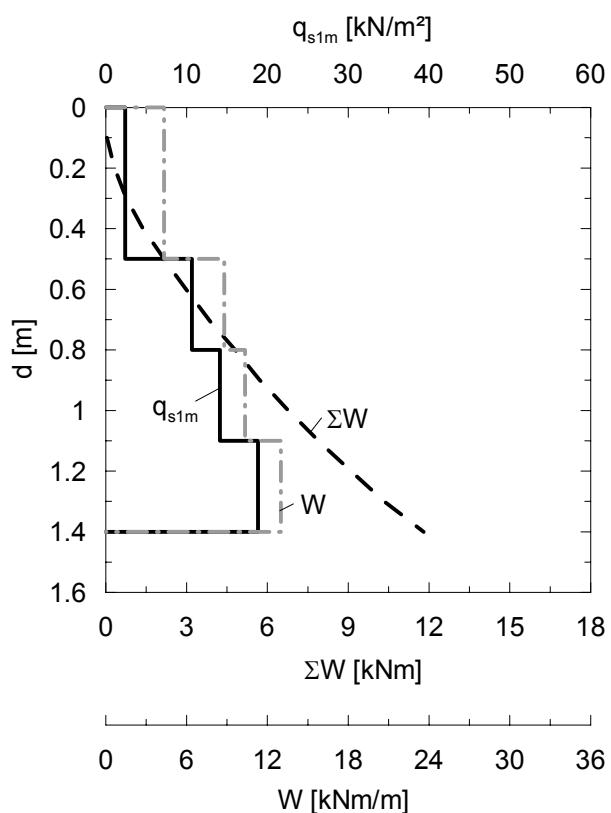


Bild E.20: Rammarbeit und Mantelreibung bei $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ am Pfahl-
schaft

E.2 Spannungsverlauf im Mantelbereich neben dem Pfahl während der Rammung

E.2.1 Versuch Nr. 1

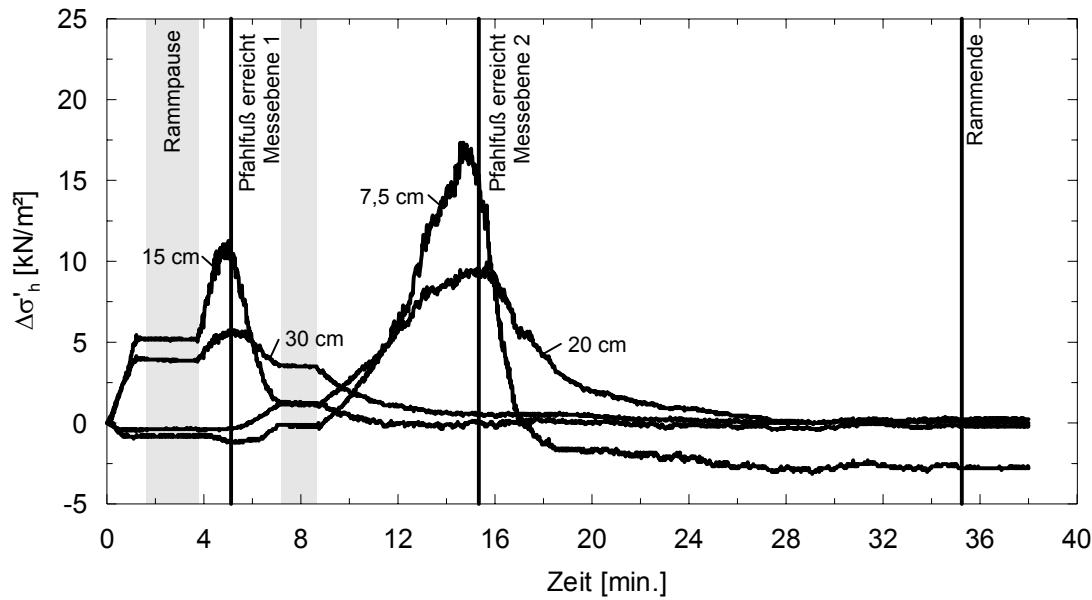


Bild E.21: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m^2] während der Rammung

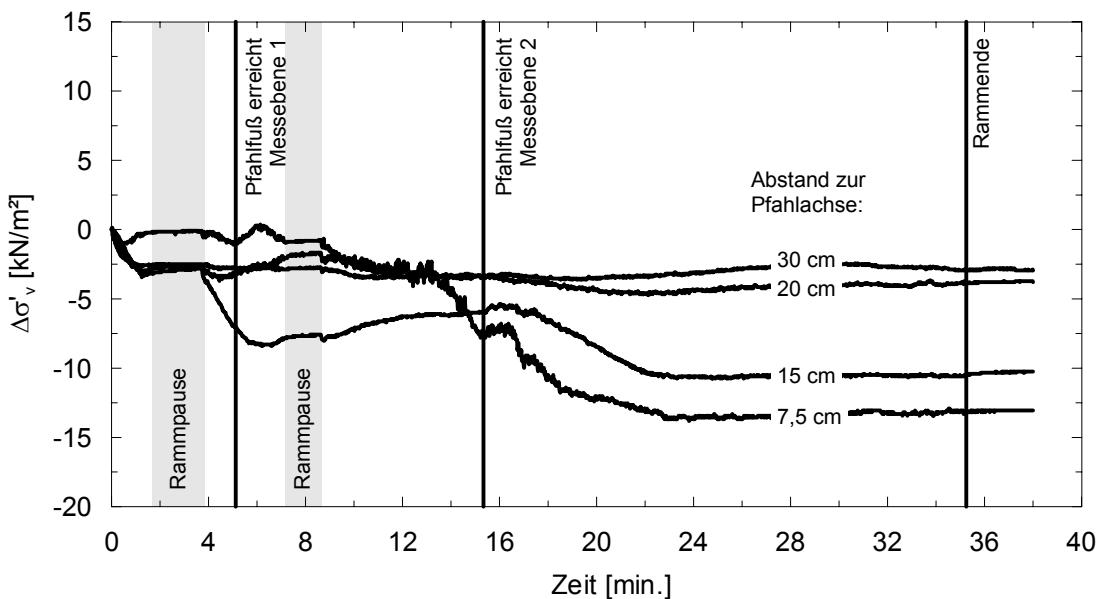


Bild E.22: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.2.2 Versuch Nr. 3a

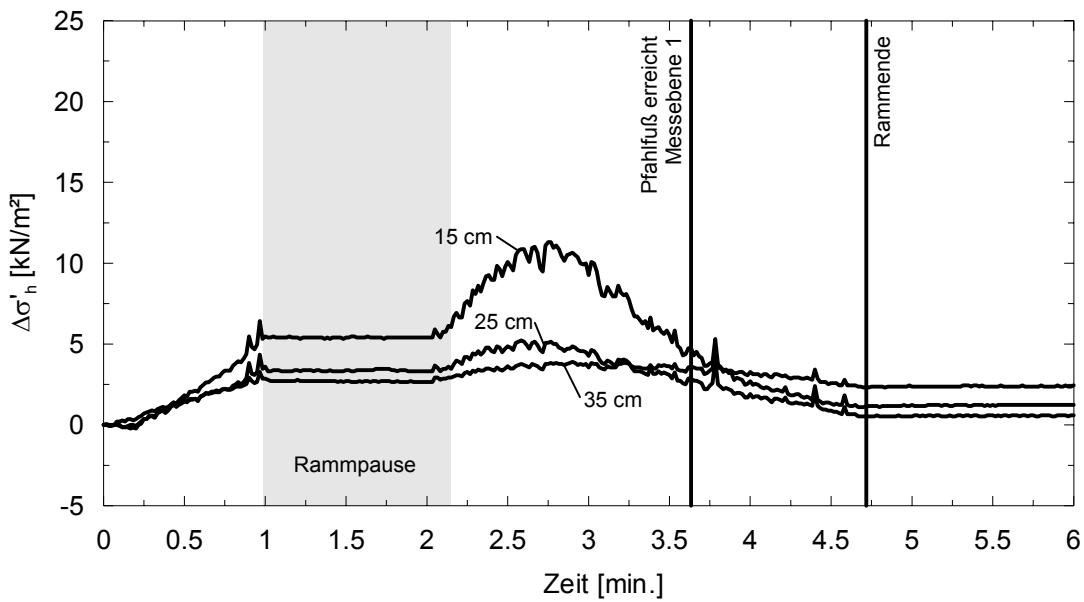


Bild E.23: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m^2] während der Rammung

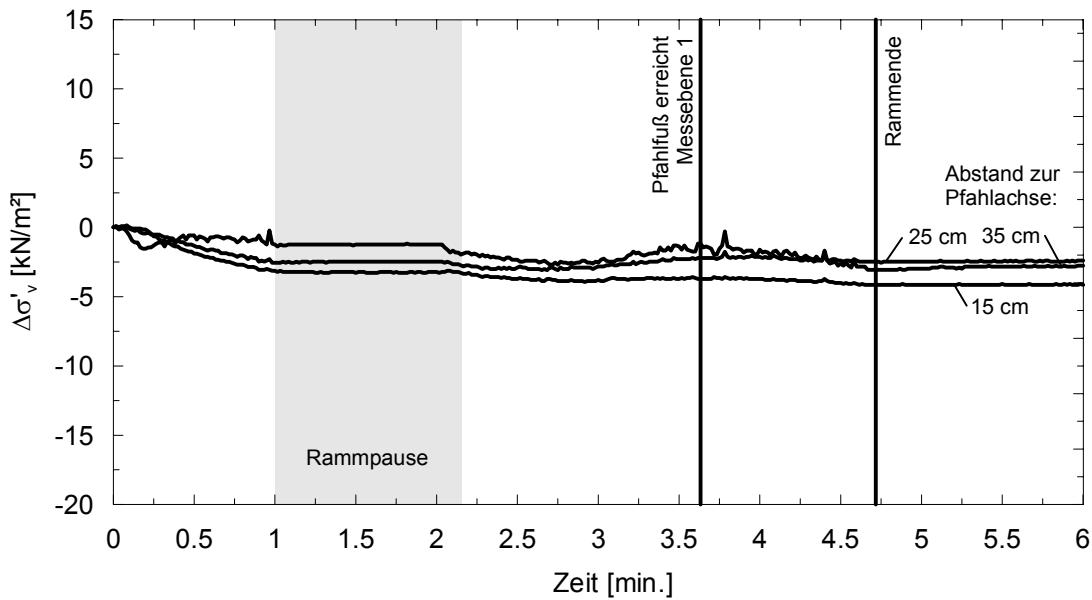


Bild E.24: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.2.3 Versuch Nr. 3a_2

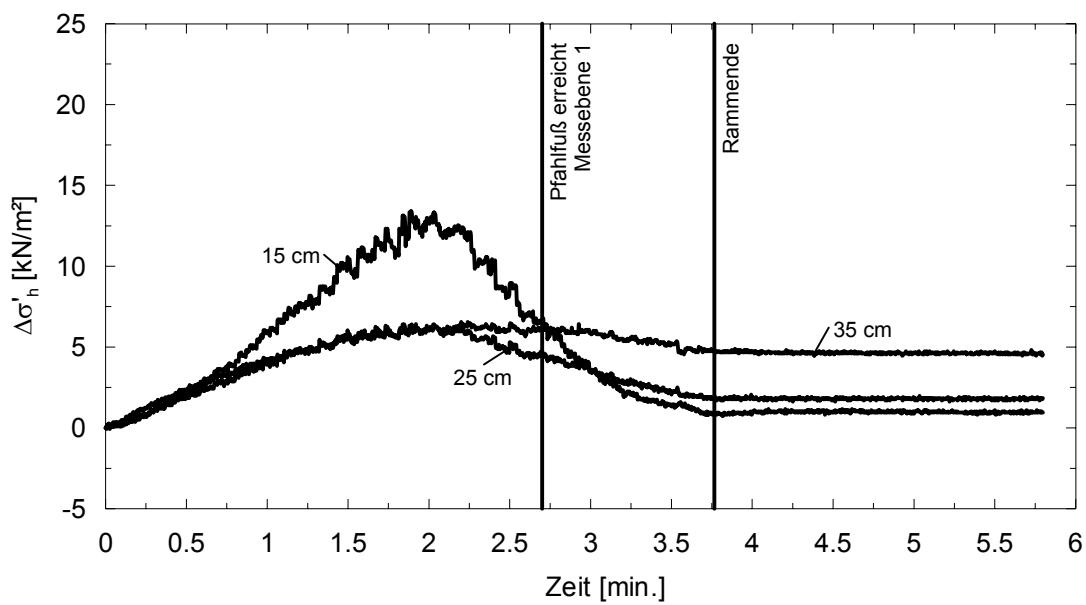


Bild E.25: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m²] während der Rammung

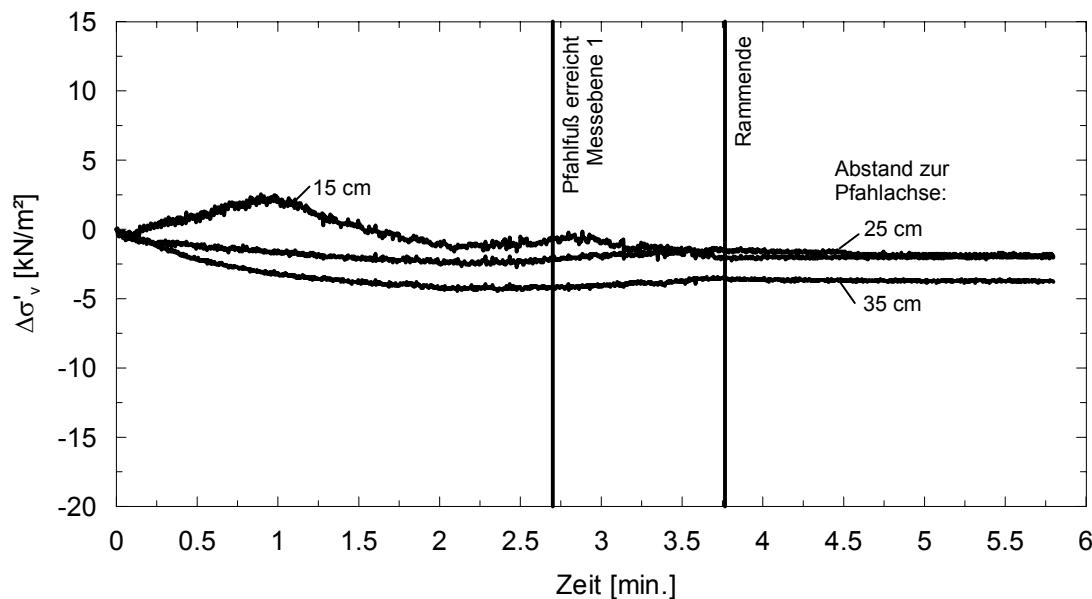


Bild E.26: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m²] während der Rammung

E.2.4 Versuch Nr. 4

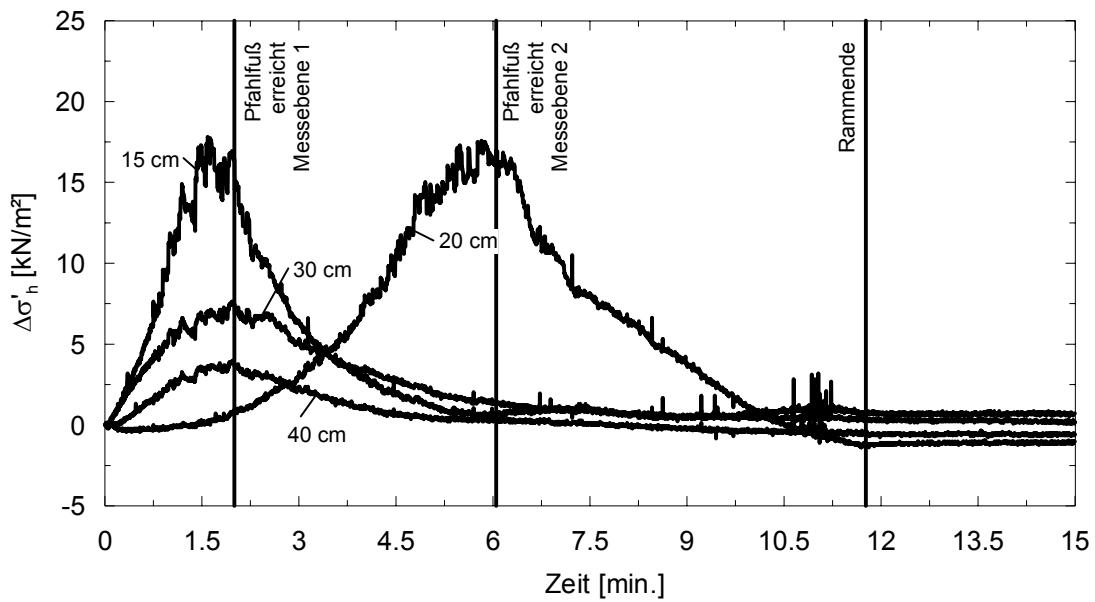


Bild E.27: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m²] während der Rammung

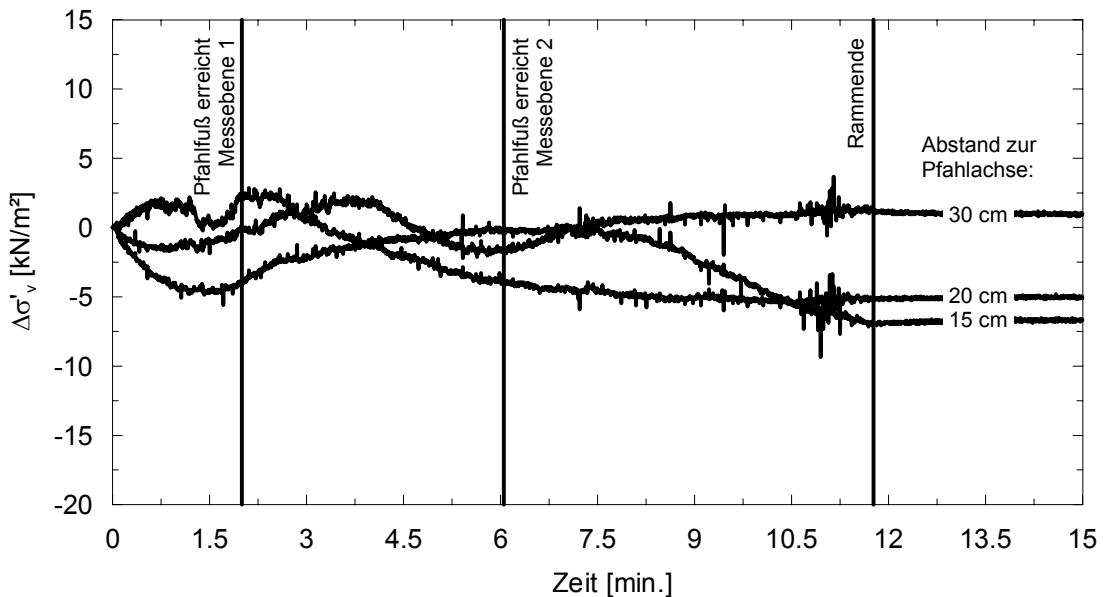


Bild E.28: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m²] während der Rammung

E.2.5 Versuch Nr. 6a

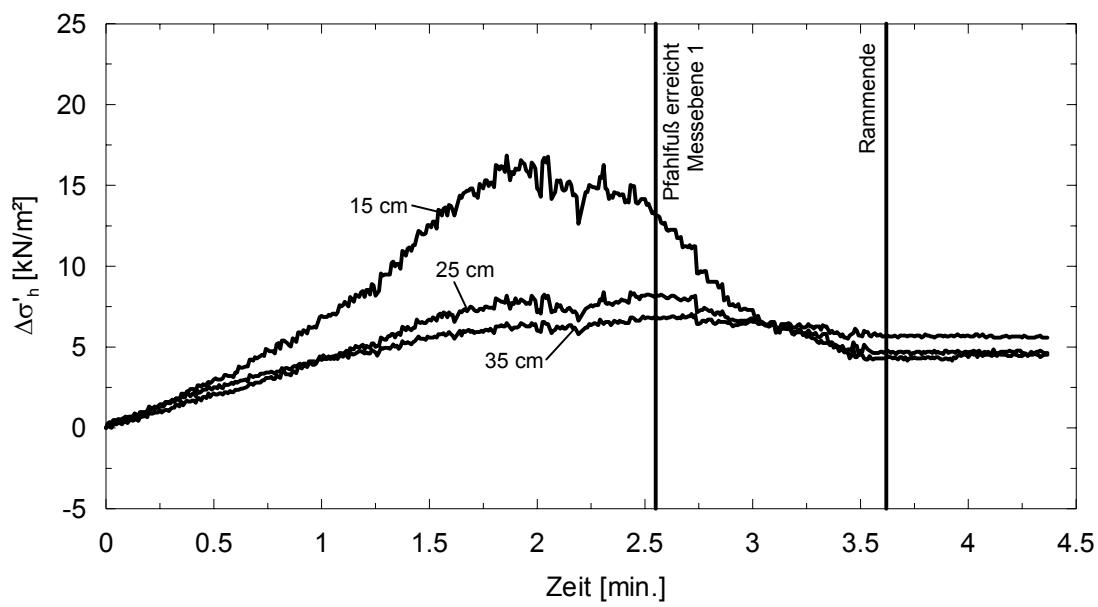


Bild E.29: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m^2] während der Rammung

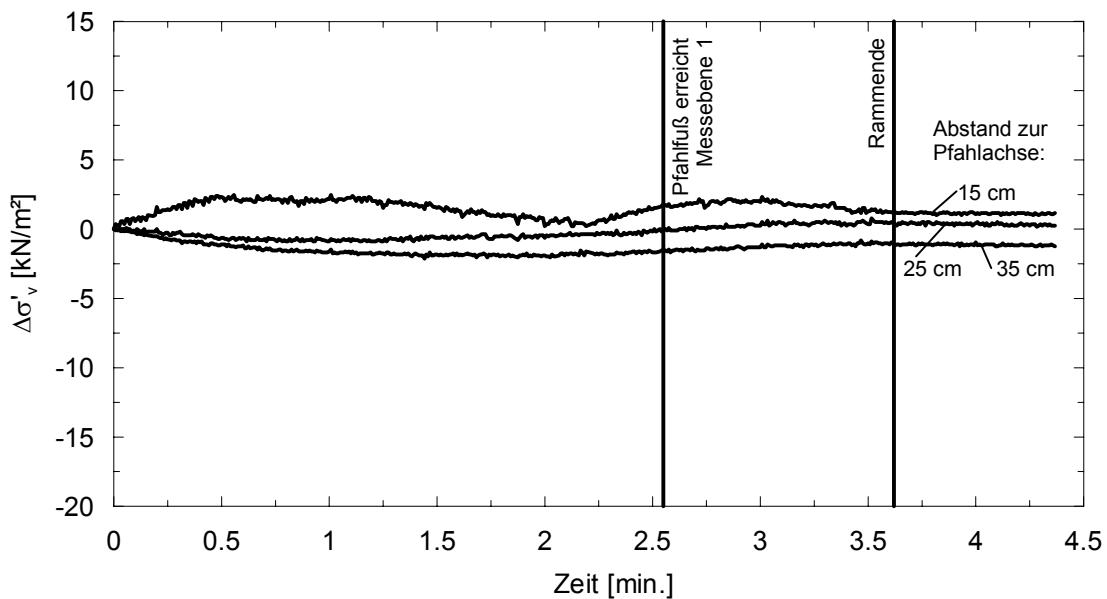


Bild E.30: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.2.6 Versuch Nr. A

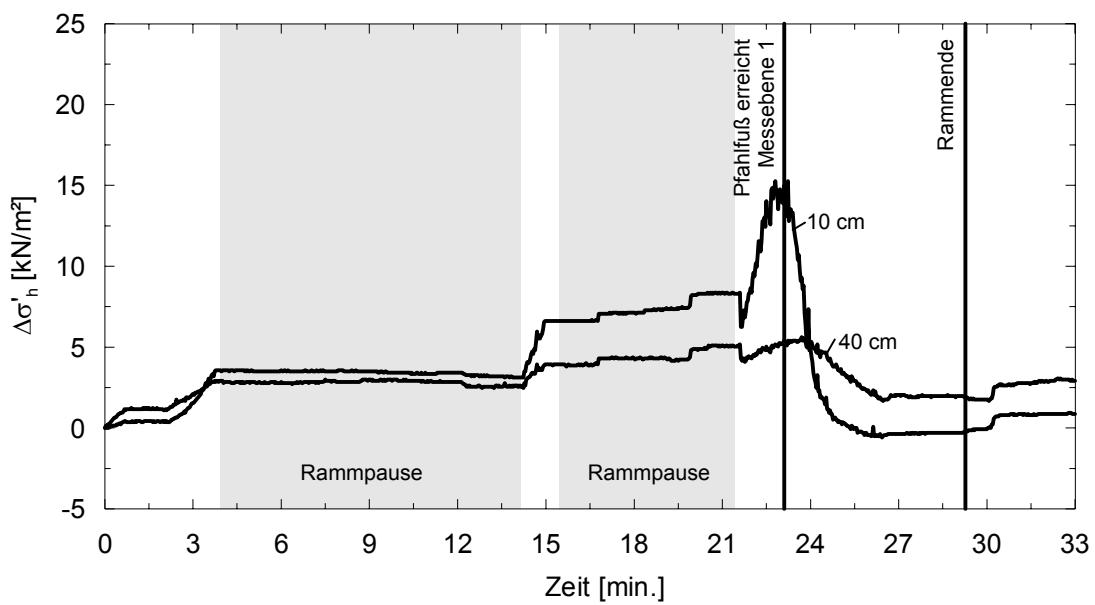


Bild E.31: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m^2] während der Rammung

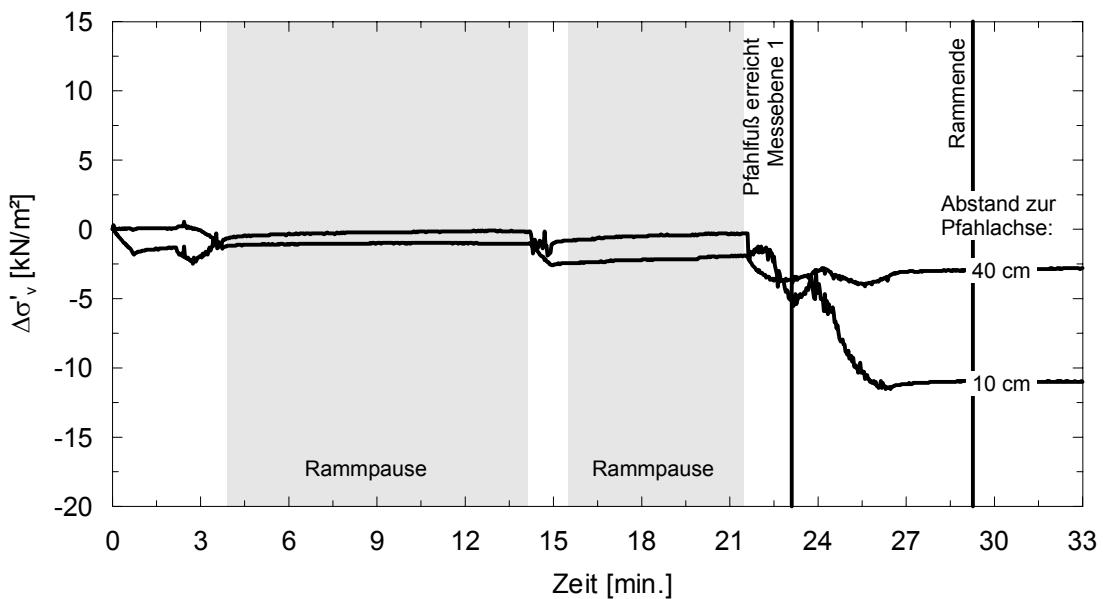


Bild E.32: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.2.7 Versuch Nr. B

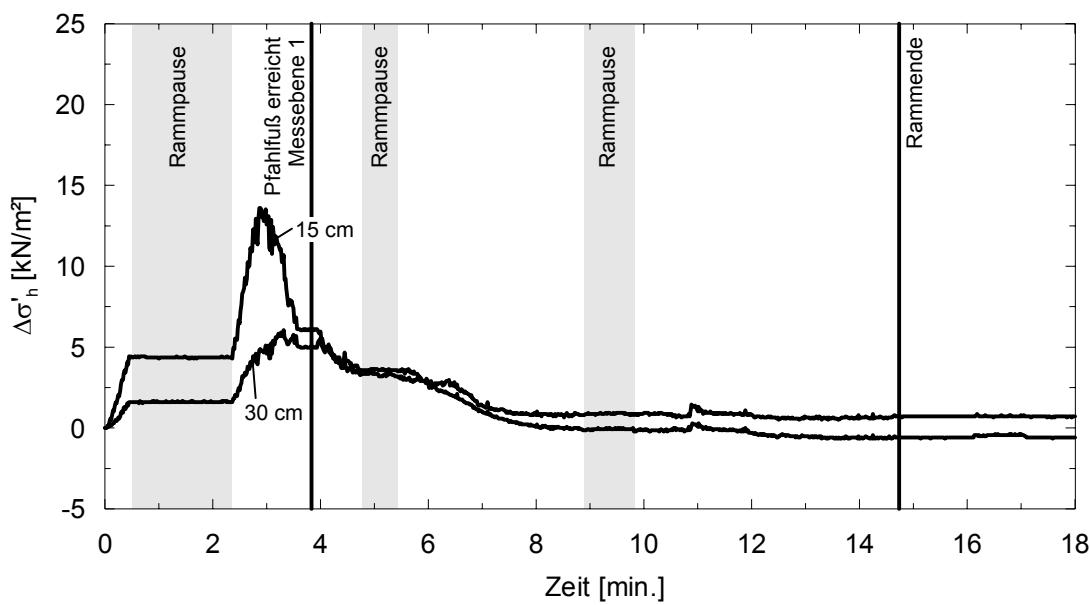


Bild E.33: Verlauf von $\Delta\sigma'_h$ [kN/m^2] während der Rammung

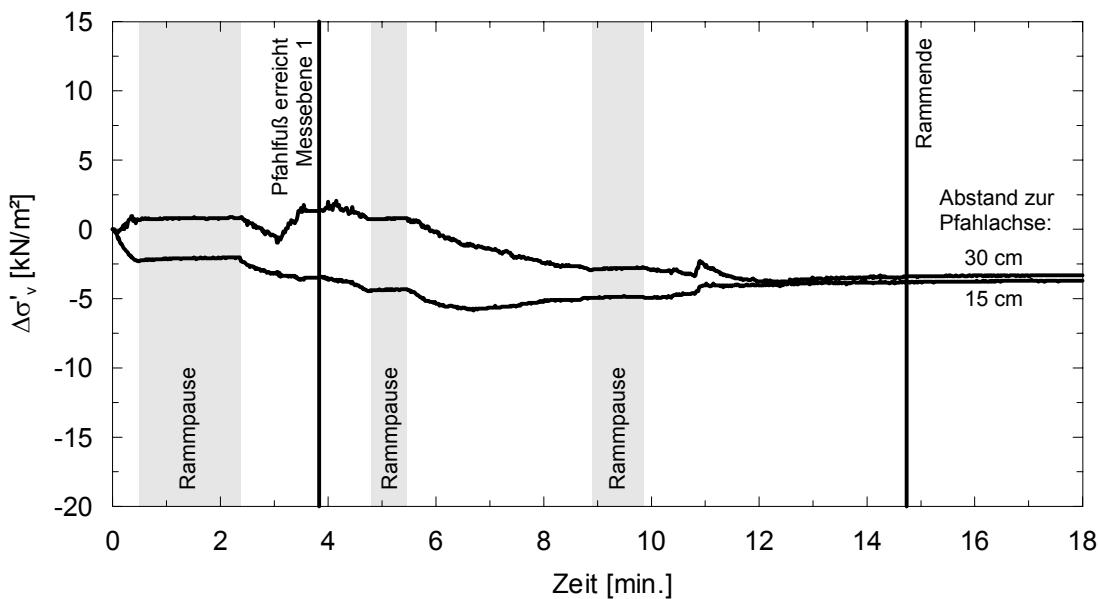


Bild E.34: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.3 Spannungsverlauf unter dem Pfahlfuß während der Rammung

E.3.1 Versuch Nr. 2

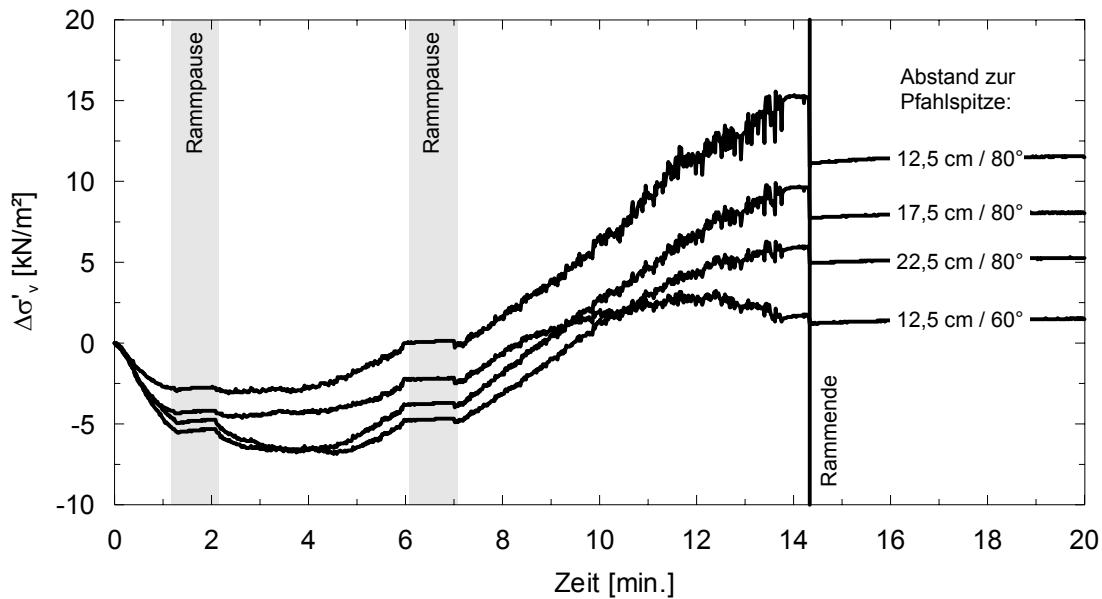


Bild E.35: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.3.2 Versuch Nr. 5

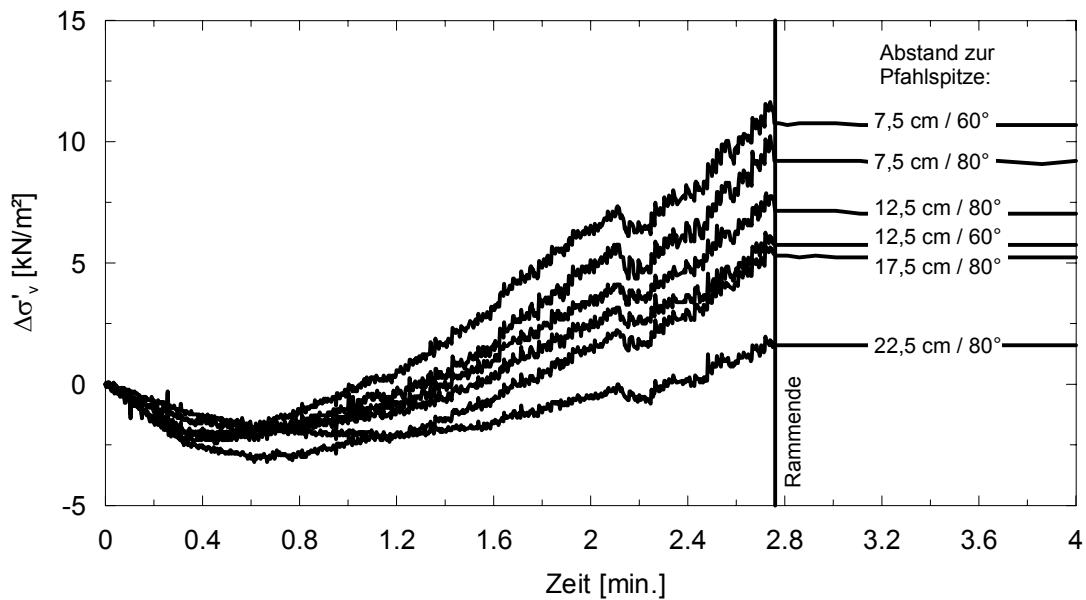


Bild E.36: Verlauf von $\Delta\sigma'_v$ [kN/m^2] während der Rammung

E.4 Spannungsverlauf im Mantelbereich neben dem Pfahl während der Probebelastung

E.4.1 Versuch Nr. 1

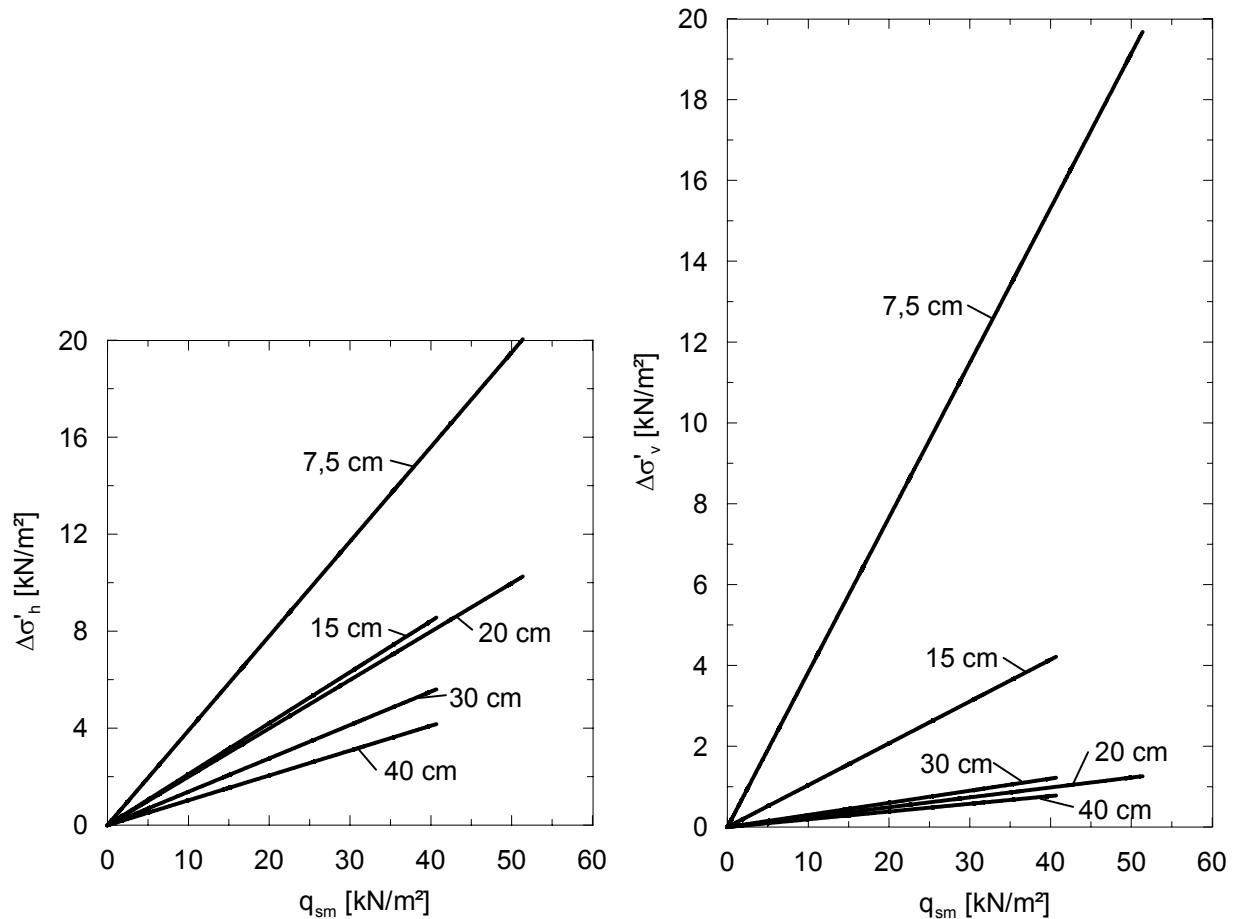


Bild E.37: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.4.2 Versuch Nr. 3a

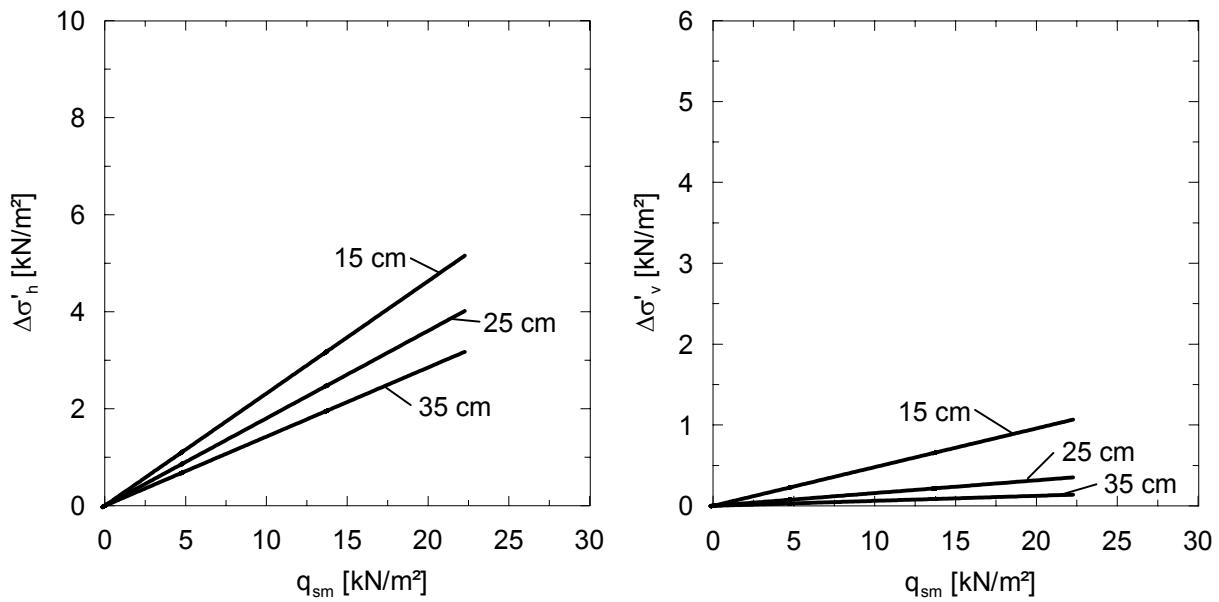


Bild E.38: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.4.3 Versuch Nr. 3a

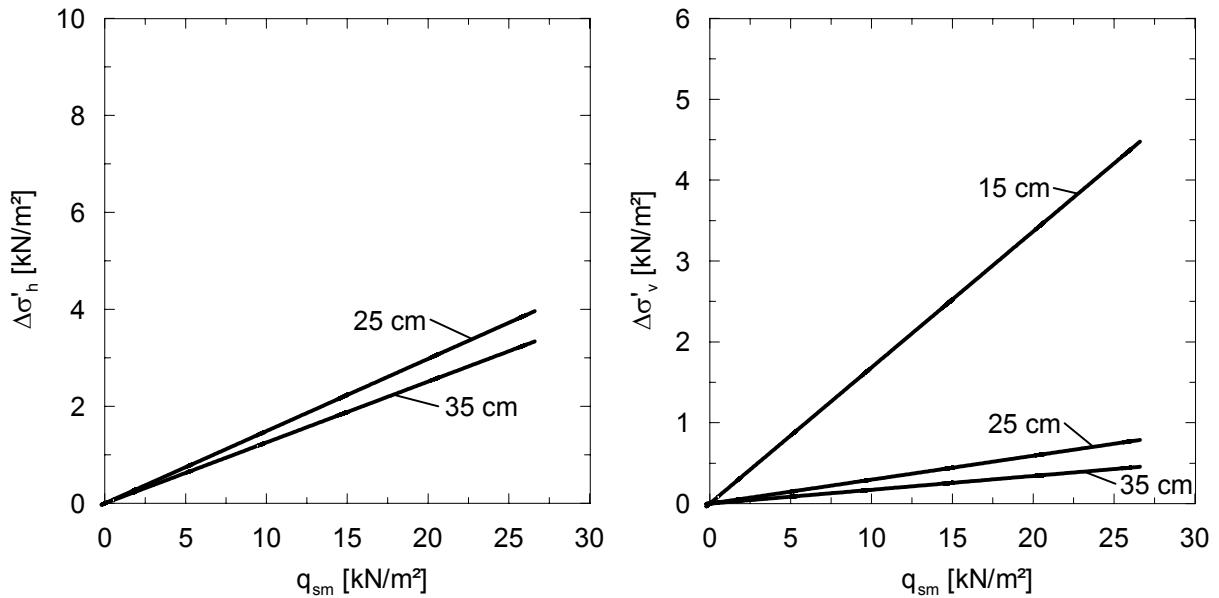


Bild E.39: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.4.4 Versuch Nr. 3b

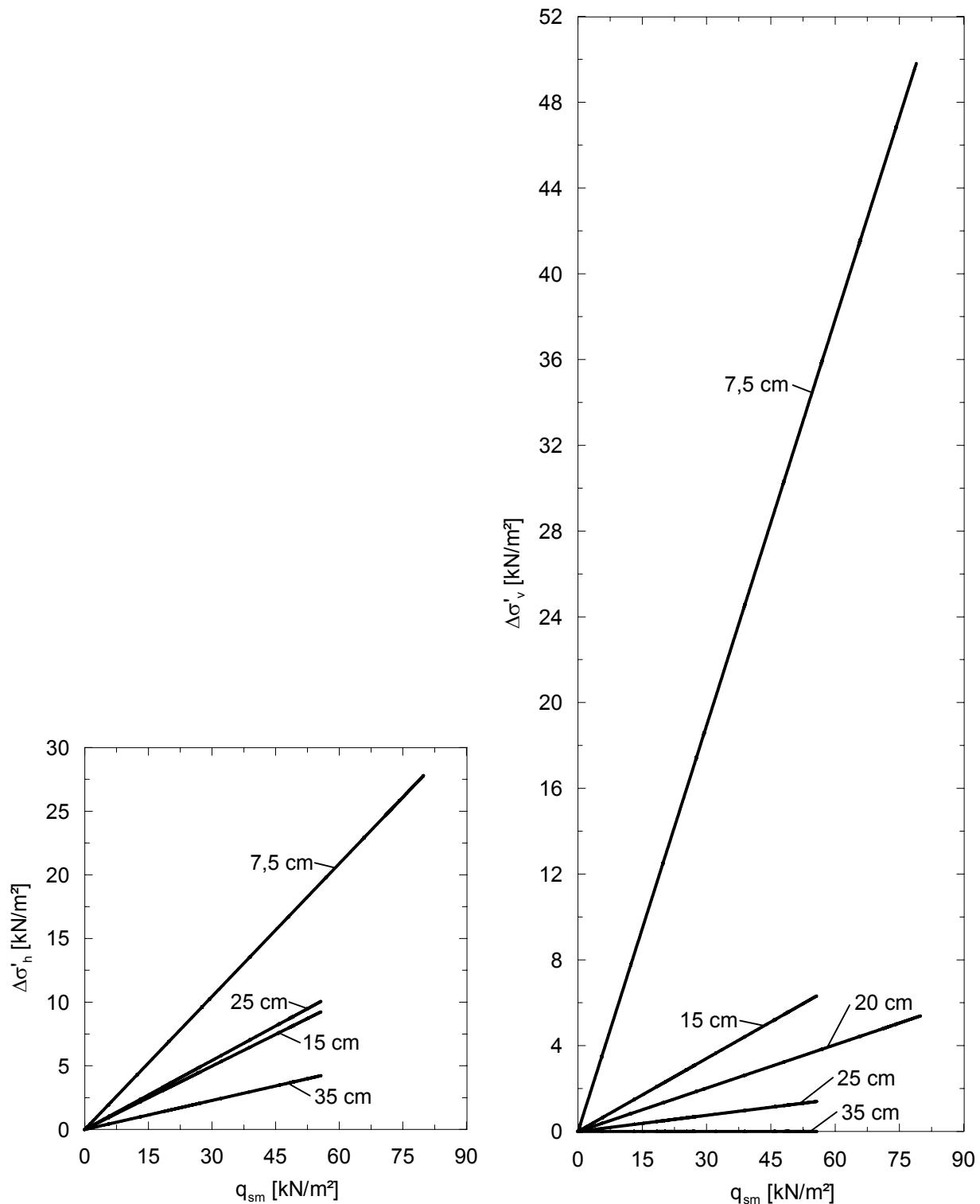


Bild E.40: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.4.5 Versuch Nr. 3b_2

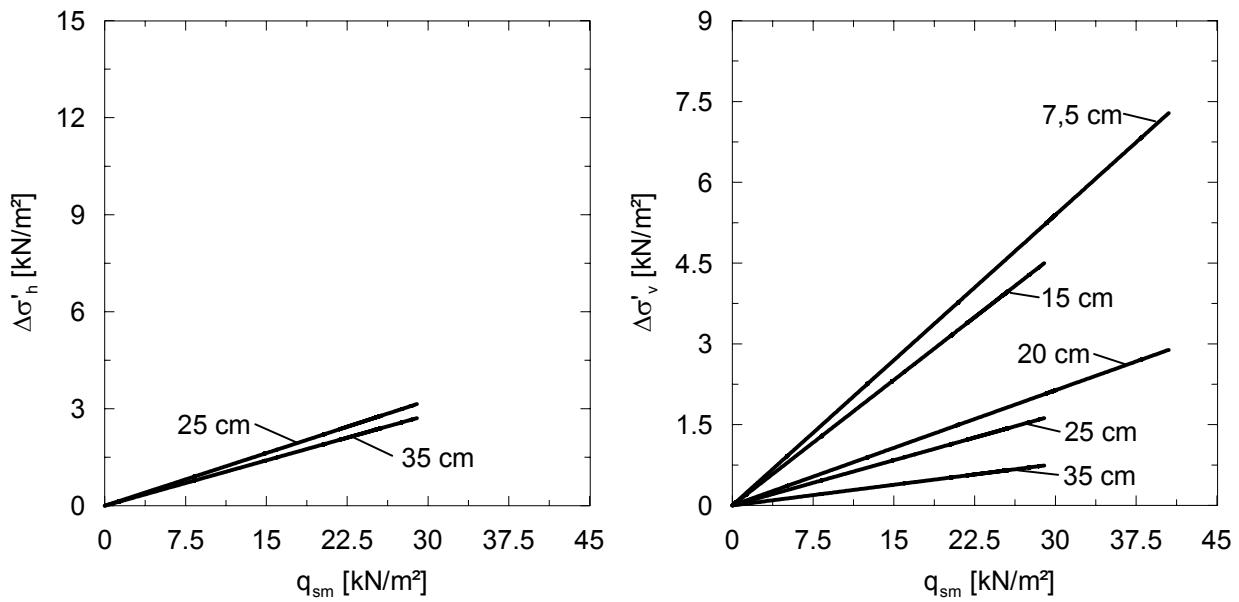


Bild E.41: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.4.6 Versuch Nr. A

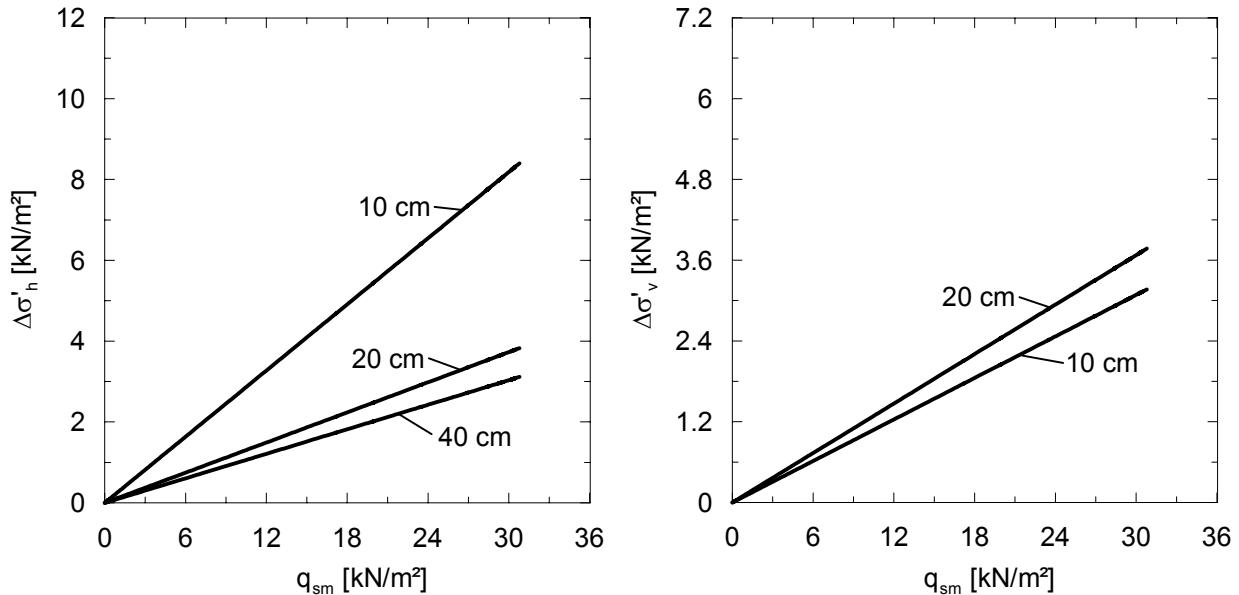


Bild E.42: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_h$ bzw. $\Delta\sigma'_v$ und der Mantelreibung q_{sm} auf Höhe der Erddruckgeber

E.5 Spannungsverlauf unter dem Pfahlfuß während der Probebelastung

E.5.1 Versuch Nr. 2

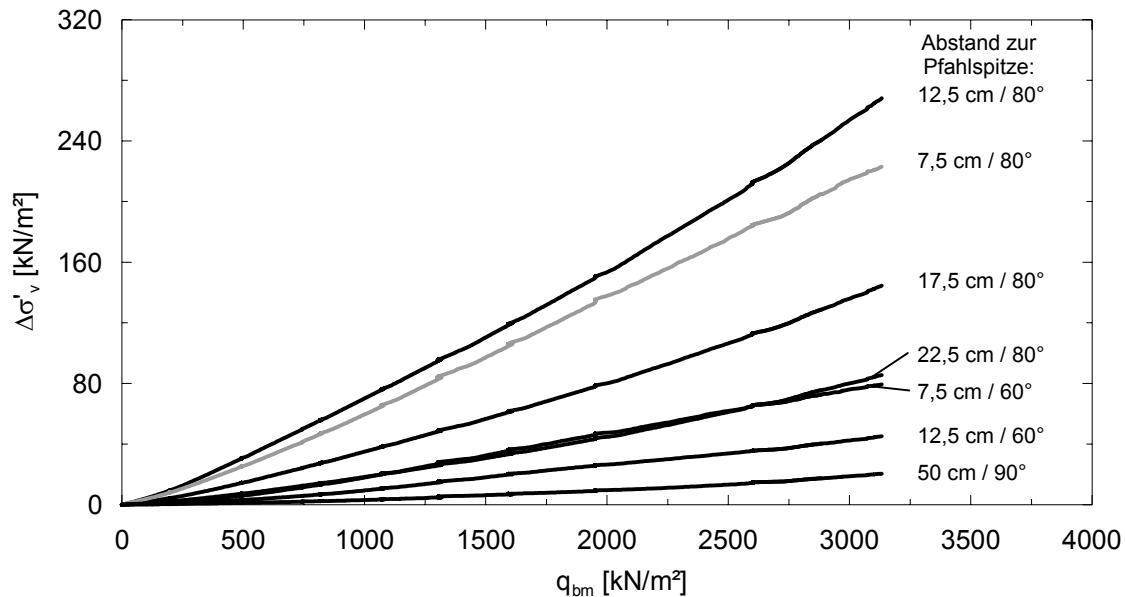


Bild E.43: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_v$ und dem Spitzenwiderstand q_{bm}

E.5.2 Versuch Nr. 5

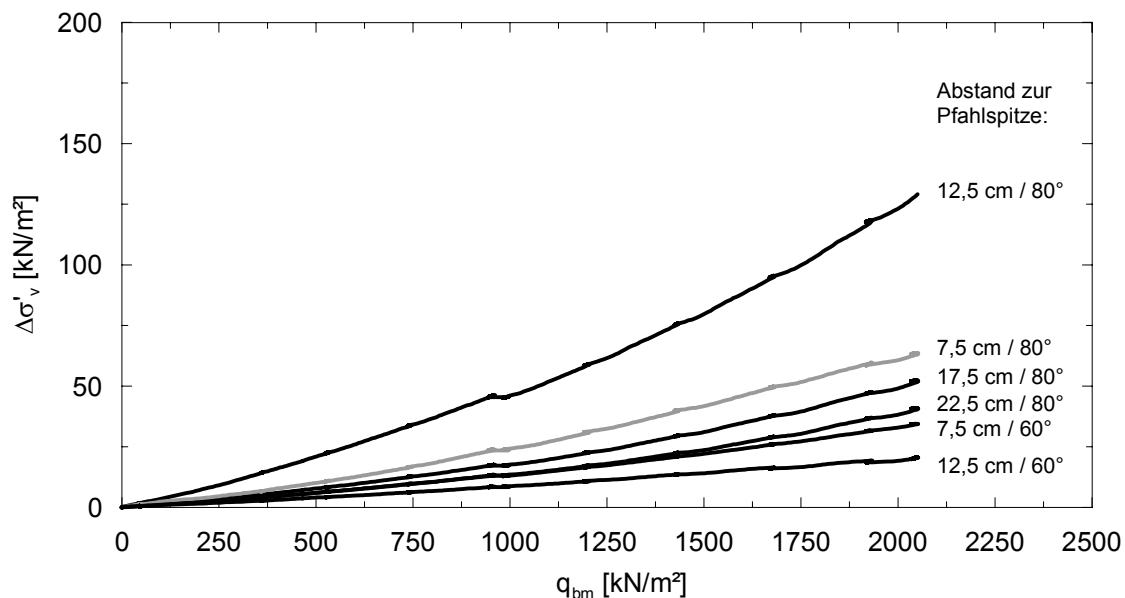


Bild E.44: Verhältnis zwischen $\Delta\sigma'_v$ und dem Spitzenwiderstand q_{bm}

**Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Universität Kassel**
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1** **Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in Tonhängen.
- Heft 2** **Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung.
- Heft 3** **Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scherfestigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung.
- Heft 4** **Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung.

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5** **Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlamm in Monodeponien
- Heft 6** **Raithel, M., 1999:**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen
- Heft 7** **Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8** **Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung
- Heft 9** **Sammelveröffentlichung, 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik

- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden

