

Impressum

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Hochschule Darmstadt

Petersenstraße 13

64287 Darmstadt

Telefon 061 51/16-21 49

Telefax 061 51/16-66 83

e-mail: sekretariat@geotechnik.th-darmstadt.de

ISBN 3-931396-25-8

Die Herstellung dieses Heftes erfolgte mit Mitteln des Fördervereins der Freunde des Institutes für Geotechnik an der Technischen Hochschule Darmstadt e.V.

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Hochschule Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach und Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

Heft 36

**Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der
Kombinierten Pfahl-Plattengründung**

Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy

Darmstadt · Dezember 1996

Vorwort der Herausgeber

Mit dem Mitteilungsheft 36 publizieren das Institut und die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt die wissenschaftliche Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy. Herr Dr. El-Mossallamy widmet sich mit dieser Arbeit einer hochaktuellen Entwicklung in der Geotechnik, nämlich der durch die Messungen an den Frankfurter Hochhäusern an der Technischen Hochschule Darmstadt entwickelten Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP). Bei diesem innovativen Gründungskonzept wird von der konventionellen Bemessungs- und Nachweismethode der Geotechnik abgewichen und erstmals das Verbundtragsystem, bestehend aus Fundamentplatte, Pfählen und Boden, in seiner Gesamtheit betrachtet. Die rechentechnischen Probleme sind dabei die hochgradige statische Unbestimmtheit des räumlichen Tragsystems der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und die großen Steifigkeitsunterschiede zwischen den Stahlbetonelementen (Fundamentplatte und Pfähle) und dem Boden.

Herr Dr. El-Mossallamy hat auf der Basis der Mindlin-Gleichungen ein Berechnungsverfahren unter Anwendung der Boundary-Element-Methode (BEM) für den Halbraum (Boden) sowie für die Pfähle und unter Nutzung der Finite-Element-Methode (FEM) für die Fundamentplatte entwickelt. Durch diese Kombination der beiden Methoden und mit der Berücksichtigung der Vorgänge am Pfahlmantel und am Pfahlfuß durch die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung gelingt es Herrn Dr. El-Mossallamy, das nicht-lineare Pfahltragverhalten, Lastexzentrizitäten auf der Fundamentplatte und die Interaktion zwischen den Pfählen und der Fundamentplatte unter Berücksichtigung der wechselnden Steifigkeit des Baugrundes bei Erst- und Wiederbelastung zutreffend zu modellieren.

Grundlage des Berechnungsverfahrens ist - bedingt durch die Nutzung der BEM - die lineare Elastizitätstheorie. Die Nichtlinearitäten werden durch die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung für die Scherung am Pfahlmantel und durch hyperbolische Spannungsdehnungsbeziehungen auf der Basis der Hyberbelfunktionen nach Kondner erfaßt. Damit behandelt Herr Dr. El-Mossallamy das Pfahltragverhalten ganz im Sinne der Tradition der bisherigen Pfahlforschung. Zahlreiche Phänomene werden dabei durch Einführung von Koeffizienten mit der Zielrichtung praxisnaher Handhabung umschrieben, ohne die physikalischen Ursachen im eigentlichen Sinne klären zu können. Dies ist ein grundsätzliches Problem der klassischen Pfahlforschung, die erst durch neuere Grundlagenforschungen in der geotechnischen Werkstoffmechanik auf neue physikalische Grundlagen gestellt werden kann.

Mit dem von Herrn Dr. El-Mossallamy entwickelten Berechnungsverfahren steht uns neben dem Werkzeug der elastoplastischen, dreidimensionalen Finite-Element-Methode ein auf einem völlig anderen Dateninput basierendes unabhängiges Berechnungsverfahren nach der BEM in Kombination mit der FEM zur Verfügung, das sich durch eine vergleichsweise gute Handhabbarkeit und - je nach Problemgröße - geringe Rechenzeit auszeichnet.

Rolf Katzenbach

Ulvi Arslan

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der Abbildungen	vi
Verzeichnis der Tabellen	xi
Verzeichnis der häufig vorkommenden Größen	xii
1 Einführung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Beschreibung der Forschungsarbeit	2
1.3 Beschreibung der entwickelten numerischen Methode	5
2 Stand der Forschung	8
2.1 Last-Setzungs-Verhalten von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	8
2.1.1 Vereinfachte Methoden	9
2.1.1.1 Empirische Korrelationen	9
2.1.1.2 Äquivalente Ersatzmodelle	11
2.1.1.2.1 Tiefliegende Ersatzfläche	11
2.1.1.2.2 Modifizierte Ersatzfläche	11
2.1.1.2.3 Äquivalenter dicker Einzelpfahl	13
2.1.1.2.4 Pfahlrost	13
2.1.1.3 Methoden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie	14
2.1.1.4 Methode der wegunabhängigen Stützung	17
2.1.2 Numerische Modellierung	18
2.1.2.1 Stoffgesetze	18
2.1.2.2 Numerische Verfahren	19
2.1.2.2.1 Finite-Differenzen-Methode (FDM)	20
2.1.2.2.2 Finite Elemente Methode (FEM)	21
2.1.2.2.3 Randelemente Methode (BEM)	24
2.1.2.2.4 Gemischte Verfahren	27
2.2 Beobachtungen/Monitoring	29
2.2.1 Kleinmaßstäbliche Modellversuche	29
2.2.2 In-Situ Großversuche	30
2.2.3 Monitoring an Bauwerksgründungen	30
2.3 Die Tragfähigkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	31

3	Berechnungsverfahren	33
3.1	Einführung	33
3.2	Einzelpfahl	33
3.2.1	Herleitung des Berechnungsverfahrens	34
3.2.2	Vergleich zwischen den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit mit Ergebnissen aus anderen Berechnungsverfahren	38
3.2.2.1	Kompressibler Einzelpfahl im homogenen elastischen Halbraum	38
3.2.2.2	Effekte eines begrenzten Halbraums	39
3.2.2.3	Effekte einer Bodeninhomogenität	40
3.2.3	Verfeinerung des Berechnungsverfahrens zur Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens	42
3.2.3.1	Schlupf zwischen Pfahl und Boden	42
3.2.3.2	Nichtlineares Bodenverhalten in der Pfahlmantelumgebung	45
3.2.3.3	Nichtlineares Bodenverhalten am Pfahlfuß	47
3.2.3.4	Kurzzeit- und Langzeitverhalten des Bodens unter Last	51
3.2.4	Anwendung des vorgeschlagenen Modells zur Rückrechnung von Pfahlprobelastungen	52
3.2.4.1	Pfahlprobelastungen im Londoner Ton (Withaker/Cooke 1966)	53
3.2.4.2	Pfahlprobelastungen im Frankfurter Ton (Breth, 1970)	56
3.2.5	Anmerkungen zum Tragverhalten des Einzelpfahls	59
3.3	Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen	61
3.3.1	Numerisches Modell (allgemeine Beschreibung)	61
3.3.2	Interaktionen innerhalb von Pfahlgruppen	62
3.3.2.1	Ableitung des Berechnungsverfahrens	62
3.3.2.2	Vergleich der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit mit denen anderer Berechnungsverfahren	67
3.3.2.2.1	Pfahlgruppen im homogenen elastischen Halbraum	67
3.3.2.2.2	Effekte eines begrenzten Halbraums	70
3.3.2.2.3	Effekte einer Bodeninhomogenität	74
3.3.2.3	Erweiterung des Berechnungsverfahrens zur Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens von Pfahlgruppen	76
3.3.2.4	Vergleich zwischen den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit und der Finite Elemente Methode	77
3.3.2.5	Vergleich mit einem In-Situ Großversuch zur Gruppen- wirkung (O'Neill et al. 1981)	79
3.3.2.6	Detaillierte Untersuchung des nichtlinearen Tragverhaltens von Pfahlgruppen	88

3.3.3	Kombinierte Pfahl-Plattengründungen	92
3.3.3.1	Ableitung des Berechnungsverfahrens	92
3.3.3.2	Vergleich der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit mit denen anderer Berechnungsverfahren	95
3.3.3.2.1	Im elastischen Halbraum eingebettete Kombinierte Pfahl-Plattengründung	95
3.3.3.2.2	Im begrenzten Halbraum eingebettet Kombinierte Pfahl-Plattengründung	96
3.3.3.2.3	Einfluß der Plattensteifigkeit	98
3.3.3.3	Effecte eines begrenzten Halbraums	101
3.3.3.4	Vergleich mit Zentrifugenversuchen	102
3.4	Beschreibung des entwickelten Computerprogramms	107
4	Validierung des Computerprogramms GAPR	109
4.1	Der Frankfurter Baugrund	109
4.2	Frankfurter Hochhäuser	112
4.3	Instrumentierung	114
4.4	Modellierung der Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen (locked pile stresses)	115
4.5	Modellierung der Effekte aus Erst- und Wiederbelastung	116
4.6	Nachrechnung Messeturm	117
4.6.1	Hebungen und Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen	119
4.6.2	Last-Setzungsverhalten	122
4.6.2.1	Linear elastisches Verhalten	123
4.6.2.2	Detaillierte Betrachtung der wesentlichen Parameter, die einen Einfluß auf das Verhalten der Gründung haben	125
4.7	Nachrechnung Hochhaus Westendstr. 1	138
4.7.1	Hebungen und Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen	141
4.7.2	Last-Setzungsverhalten	142
4.7.2.1	Linear-elastisches Verhalten	143
4.7.2.2	Detaillierte Betrachtung der wesentlichen Parameter, die einen Einfluß auf das Verhalten der Gründung haben	145
5	Zusammenfassung, Schlußbemerkungen und Empfehlungen	157
5.1	Zusammenfassung	157
5.2	Schlußbemerkungen	158
5.2.1	Einflußfaktoren auf das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	158

5.2.2	Grundlegende Aspekte des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	160
5.2.2.1	Interaktionseinflüsse der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	160
5.2.2.2	Lastabtragung	161
5.2.2.3	Verformungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	163
5.2.2.4	Innere Beanspruchungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	164
5.2.3	Kombination von Beobachtungen und Modellierung des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	164
5.3	Empfehlungen für die Wahl und den Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung	165
5.4	Empfehlungen für weitere Forschungsvorhaben	168
	Literaturverzeichnis	169

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 1.1	Konzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Beispielhaft, Westendstr. 1 in Frankfurt)	2
Abb. 1.2	Last-Setzungs-Verhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Westendstr. 1)	3
Abb. 1.3	Verringerung der Setzungen durch die zusätzlich zur Gründungsplatte angeordneten Pfähle (nach Katzenbach 1993)	3
Abb. 1.4	Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls, eines Pfahls in einer Pfahlgruppe und eines Pfahls einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung	4
Abb. 1.5	Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich mit dem Einzelpfahlverhalten	5
Abb. 1.6	Interaktionseinflüsse bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	6
Abb. 2.1	Methoden zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	8
Abb. 2.2	Modifizierte Ersatzfläche	12
Abb. 2.3	Grundlegende Aspekte der Methode nach Randolph/Wroth (1979 a)	14
Abb. 2.4	Stoffgesetze zur Beschreibung des Verhaltens des Bodens und des Materialverhaltens an der Pfahl-Boden-Schnittstelle	18
Abb. 2.5	Verschiedene Ansätze zur Beschreibung des Verhaltens von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	19
Abb. 2.6	Die Lasttransfer Methode	20
Abb. 2.7	Modellierung eines unendlichen Pfahlwaldes von freistehenden Einzelpfählen (Baumgartl, 1986 b,c)	22
Abb. 2.8	Verschiedene Interaktionsformen	27
Abb. 3.1	Spannungsverteilung am Pfahl und am Bodenkontinuum (Poulos, 1968)	34
Abb. 3.2	Pfahlgeometrie und -spannungen	36
Abb. 3.3	Verteilung der Mantelreibung entlang eines kompressiblen Einzelpfahls	38
Abb. 3.4	Verschiebung eines steifen Pfahls im begrenzten Halbraum	39
Abb. 3.5	Einzelpfahl im zweigeschichteten Boden	40
Abb. 3.6	Verteilung der Mantelreibung entlang eines Pfahls im Gibson-Boden	42
Abb. 3.7	Absolut- und Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden	43
Abb. 3.8	Nichtlineares Bodenverhalten in Pfahlumgebung	45
Abb. 3.9	Nichtlineares-Verhalten am Pfahlfuß	47
Abb. 3.10	Pfahlprobelastung von Whitaker und Cooke, 1966 (Pfahl N)	53
Abb. 3.11	Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungslinien	55

Abb. 3.12	Vergleich zwischen beobachteter und berechneter elastischer Pfahlverkürzung	55
Abb. 3.13	Entwicklung der Pfahlmantelreibung nach (BEM)	55
Abb. 3.14	Skizze der Probelastung im Frankfurter Ton (Breth 1970, Pfahl P4)	56
Abb. 3.15	Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungslinien	58
Abb. 3.16	Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungslinie (dränierete Bedingungen)	59
Abb. 3.17	Entwicklung der Pfahlmantelreibung (dränierete Bedingungen)	59
Abb. 3.18	Modellierung des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	61
Abb. 3.19	Interaktionsfaktoren für schwimmende Pfähle im homogenen elastischen Halbraum	67
Abb. 3.20	Gruppenwirkung der schwimmenden (2x2) Pfahlgruppen im elastischen Halbraum	69
Abb. 3.21	Lastverteilung der einzelnen Pfähle innerhalb einer 3x3-er Pfahlgruppe	69
Abb. 3.22	Korrekturfaktor N_h zur Anpassung des Interaktionsfaktors $\bar{\alpha}$ zur Berücksichtigung des begrenzten Halbraums	70
Abb. 3.23	Vertikale Verschiebung an der Geländeoberkante und am Pfahlfuß einer freistehenden 3x3-er Pfahlgruppe	72
Abb. 3.24	Vergleich zwischen der Pfahl-Boden- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion	73
Abb. 3.25	Setzung einer schwimmenden Pfahlgruppe im zweigeschichteten Boden	73
Abb. 3.26	Setzung einer Pfahlgruppe aus Spitzendruckpfählen	74
Abb. 3.27	Effekte der Bodeninhomogenität auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion	74
Abb. 3.28	Die Gruppenwirkung R_s einer 3x3-er Pfahlgruppe bei verschiedenen Halbraumverhältnissen	75
Abb. 3.29	Effekte des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Last-Setzungslinie	77
Abb. 3.30	Last-Setzung-Kurven eines Pfahlpaares unter Berücksichtigung des linearen sowie des nichtlinearen Pfahltragverhaltens	78
Abb. 3.31	Gemessener und Errechneter Elastizitätsmodul in der Versuchsstelle	80
Abb. 3.32	Last-Setzung-Verhalten des Einzelpfahls	81
Abb. 3.33	Last-Setzung-Verhalten der 3x3-er Pfahlgruppe	82
Abb. 3.34	Effekt der Gruppenwirkung auf das Setzungsverhalten der Pfähle	83
Abb. 3.35	Last-Setzung-Kurven der einzelnen Pfähle in der 3x3-er Pfahlgruppe	84
Abb. 3.36	Normalkraftverteilung in den einzelnen Pfählen der 3x3-er Pfahlgruppe	85
Abb. 3.37	Verteilung der Mantelreibung der einzelnen Pfähle der 3x3-er Pfahlgruppe	87
Abb. 3.38	Verteilung der Mantelreibung des Einzelpfahls im Vergleich zur mittleren Mantelreibungsverteilung der Pfahlgruppe (vorliegende Arbeit)	87
Abb. 3.39	Vergleich zwischen dem Last-Setzung-Verhalten eines Einzelpfahls nach der vorliegenden Arbeit und DIN 4014	88
Abb. 3.40	Effekt des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion	89
Abb. 3.41	Modifiziertes Superpositionsverfahren	90

Abb. 3.42	Last-Setzungslinie einer starr gekoppelten 4×4-er Pfahlgruppe	91
Abb. 3.43	Effekt des Pfahlabstandes und der Pfahllänge auf das Verhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3×3 Pfähle	96
Abb. 3.44	Vertikalverschiebungen an der Geländeoberkante und in der Pfahlfußebene Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3×3 Pfähle	97
Abb. 3.45	Setzung in Abhängigkeit der relativen Pfahl-Boden-Steifigkeit in einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3×3 Pfähle ($L/D = 20$)	98
Abb. 3.46	Einfluß der Steifigkeit der Gründungsplatte auf die Verteilung der Setzungen und Sohlspannungen	99
Abb. 3.47	Vergleich zwischen dem Verhalten einer steifen und einer weichen Gründungsplatte	99
Abb. 3.48	Einfluß der Anzahl der Pfähle auf das Verhalten einer steifen Kombinierten Pfahl-Plattengründung	100
Abb. 3.49	Einfluß der Plattesteifigkeit auf das Verformungsverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	100
Abb. 3.50	Wirkung des begrenzten Halbraums auf das Verformungsverhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung	101
Abb. 3.51	Konfiguration des Modells des Zentrifugenversuchs (Thaher1991)	102
Abb. 3.52	Verteilung der Konsolidierungsspannungen und des Überkonsolidierungsgrads OCR (Thaher/Jessberger 1990)	103
Abb. 3.53	Last-Zeit-Kurve des Zentrifugenversuchs (Thaher 1991)	103
Abb. 3.54	Vergleich zwischen den in der Zentrifuge gemessenen und den berechneten Sohlspannungen einer Plattengründung (Test I,1)	104
Abb. 3.55	Vergleich zwischen den gemessenen und berechneten Ergebnissen zu den Zentrifugenversuchen	105
Abb. 3.56	Ablaufdiagramm des entwickelten Computerprogramms GAPR	108
Abb. 4.1	Bodenschichtungen des Frankfurter Baugrundes	109
Abb. 4.2	Kombinierte Pfahl-Plattengründungen in Frankfurt	113
Abb. 4.3	Abläufe des Aushubs	115
Abb. 4.4	Effekte aus Erst- und Wiederbelastung	116
Abb. 4.5	Layout des Messeturms mit der Anordnung der Meßeinrichtungen	117
Abb. 4.6	Einflußtiefe	118
Abb. 4.7	Modellierung der Gründung des Messeturms	119
Abb. 4.8	Berechnete Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen (Locked pile stresses)	120
Abb. 4.9	Berechnete Verteilung der Hebungen inner- und außerhalb der Baugrube	121
Abb. 4.10	Änderung des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe	123
Abb. 4.11	Last-Setzungslinie der Kombinierte Pfahl-Plattengründung	125
Abb. 4.12	Last-Setzungs-Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	126
Abb. 4.13	Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle zerlegt in die Komponenten Mantelreibung und Spitzendruck	127

Abb. 4.14	Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	127
Abb. 4.15.a	Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls verglichen mit dem mittleren Verhalten der Pfähle einer freistehenden Pfahlgruppe und einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung	128
Abb. 4.15.b	Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle einer freistehenden Pfahlgruppe	129
Abb. 4.16	Verteilung der Mantelreibung und Entwicklung des Schlupfes entlang der einzelnen Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	131
Abb. 4.17	Last-Setzungslinie einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur entsprechenden reinen Flachgründung	132
Abb. 4.18	Verteilung der Setzungen, der Sohlspannungen und der Biegemomente einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung	133
Abb. 4.19	Linien gleicher Setzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung	134
Abb. 4.20	Verteilung der Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der reinen Flachgründung in unterschiedlichen Tiefen	135
Abb. 4.21	Linien gleicher bezogener Vertikalspannungen unterhalb und seitlich der Gründungsplatte (Schnitte I-I der Abb. 4.18)	135
Abb. 4.22	Verteilung der vertikalen Spannungen unterhalb und an den Ecken der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und die reine Flachgründung	136
Abb. 4.23	Ansicht des Hochhauses Westendstr. 1 mit Anordnung der Meßstellen	138
Abb. 4.24	Einflußtiefe	139
Abb. 4.25	Modellierung der Gründung des Hochhauses Westendstr. 1	140
Abb. 4.26	Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannung	141
Abb. 4.27	Hebungen durch den Aushub	142
Abb. 4.28	Variation des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe	143
Abb. 4.29	Last-Setzungslinie der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	145
Abb. 4.30	Last-Setzungs-Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	145
Abb. 4.31	Last-Setzungs-Verhalten der Anteile Mantelreibung und Spitzendruck im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	146
Abb. 4.32	Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Pfähle in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	146
Abb. 4.33	Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls	147
Abb. 4.34	Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahles im Vergleich mit dem gemittelten Verhalten der freistehenden Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	147
Abb. 4.35	Verteilung der Mantelreibung und Entwicklung des Schlupfes entlang des Pfahlschaftes der einzelnen Pfähle in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	148
Abb. 4.36	Gemittelte Mantelreibung und Normalkräfte	149

Abb. 4.37	Last-Setzungslinie für die Tragelemente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Anwendung verschiedener Steifemoduli	150
Abb. 4.38	Setzungsunterschied der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter der Anwendung verschiedener Steifemoduli	151
Abb. 4.39	Last-Setzung und Setzungsunterschied der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur reinen Flachgründung	151
Abb. 4.40	Verteilung der Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung	152
Abb. 4.41	Verteilung der Sohlspannungen und Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung	153
Abb. 4.42	Linien gleicher bezogener Vertikalspannungen unterhalb der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung (Schnitte I-I, Abb. 4.40)	154
Abb. 4.43	Verteilung der Vertikalspannungen und Setzungen in verschiedenen Punkten unterhalb der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung	155
Abb. 4.44	Gemessene und berechnete Verteilung der Setzungen mit der Tiefe unterhalb des Mittelpunktes der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Ext III)	156
Abb. 5.1	Pfahllasten in Abhängigkeit von der Pfahlposition in der Pfahlgruppe (Sommer et al. 1985)	162
Abb. 5.2	Optimierte Pfahlanordnung	162
Abb. 5.3	Wahl eines geeigneten Gründungskonzeptes	165

Verzeichnis der Tabellen

Tab. 3.1	Setzung eines kompressiblen Pfahls im inhomogenen Boden	41
Tab. 3.2	Werte der Gruppenwirkung R_s in einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 25$)	68
Tab. 3.3	Lastverteilung ($P / P_{\text{mittelwert}}$) innerhalb einer schwimmenden 3×3-er Pfahlgruppe mit starrer Platte ($L/D = 25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)	68
Tab. 3.4	Die Gruppenwirkung R_s einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)	71
Tab. 3.5	Lastverteilung innerhalb einer schwimmenden 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D=25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)	71
Tab. 3.6	Lastverteilung zwischen den einzelnen Pfählen der 3×3-er Pfahlgruppe	86
Tab. 3.7	Anteil der direkt von den Pfählen weitergeleiteten Last in einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 40$)	97
Tab. 3.8	Lastverteilung zwischen den Pfählen in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	106
Tab. 4.1	Geotechnische Kennwerte des Frankfurter Tons (Breth 1970)	110
Tab. 4.2	Scherparameter des Frankfurter Tons (Breth 1970)	110
Tab. 4.3	Steifemodul des Frankfurter Tons (Amann 1975)	111
Tab. 4.4	Die verwendeten Materialkennwerte	122
Tab. 4.5	Berechnete Setzung der Gründungsplatte und Lastanteile der Pfähle im linear-elastischen Fall	124
Tab. 4.6	Mittelwerte der Pfahl-Boden-Federsteifigkeit (MN/m) der einzelnen Pfahlringe	130
Tab. 4.7	Berechnete Setzung der Gründungsplatte und Lastanteile der Pfähle im linear-elastischen Fall	144
Tab. 4.8	Setzungsunterschied in cm des Hauptturms im linear-elastischen Fall	144

Verzeichnis der häufig vorkommenden Größen

a	: Pfahl-Pfahl-Abstand
A	: Pfahlquerschnitt
A_b	: Pfahlfußfläche
A_s	: Pfahlmantelfläche ($A_s = 2\pi r_o L$)
c'	: Kohäsion des Bodens (dränierte Bedingungen)
c_u	: Anfangsfestigkeit des Bodens (undränierte Bedingungen)
D	: Pfahldurchmesser
E_p	: Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials
E_r	: Elastizitätsmodul der Gründungsplatte
E	: Elastizitätsmodul des Bodens
$E(z)$: Elastizitätsmodul des Bodens in der Tiefe z
$E(0)$: Elastizitätsmodul in Gründungstiefe
$E(L)$: Elastizitätsmodul des Bodens an der Pfahlfußtiefe
G	: Schubmodul des Bodens
G_o	: Anfangsschubmodul
h	: Einflußtiefe
$[I_{ij}]$: ($n \times n$) Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an der Stelle i durch eine Einheits-Mantelreibung am Element j des Pfahls
$\{I_{ib}\}$: (n) Vektor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an der Stelle i durch eine Einheitsspannung am Pfahlfuß
$\{I_{bi}\}$: (n) Vektor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung am Pfahlfuß durch eine Einheits-Mantelreibung am Element i des Pfahls
I_{bb}	: Faktor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung am Pfahlfuß durch eine Einheits-Belastung am Pfahlfuß
$[I_{ss}]^c$: ($n \times N_p$, $n \times N_p$) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelement i durch eine Einheits-Mantelreibung am anderen Element j
$[I_{sb}]^c$: ($n \times N_p$, N_p) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelement durch eine Einheitsspannung an jedem Pfahlfuß
$[I_{bs}]^c$: (N_p , $n \times N_p$) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheits-Mantelreibung an jedem Pfahlmantelement
$[I_{bb}]^c$: (N_p , N_p) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheitsspannung an den Pfahlfüßen

- $[I_{ss}]_{k,m}$: (n , n) Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantelement des Pfahls k durch eine Einheits-Mantelreibung an den Elementen des Pfahls m
- $[I_{ss}]_{k,k}$: (n , n) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantelement des Pfahls k durch eine Einheits-Mantelreibung an den Elementen desselben Pfahls
- $[I_{sb}]_k$: (n , N_p) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantelement des Pfahls k durch eine Einheitsspannung an jedem Pfahlfuß
- $[I_{bs}]_k$: (N_p , n) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch Einheits-Mantelreibung an den Mantelementen des Pfahls k
- $[I_{rr}]$: (N_s , N_s) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Bodenpressung an anderen Elementen
- $[I_{rs}]$: (N_s , $n \times N_p$) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Mantelreibung an den Pfahlmantelementen
- $[I_{sr}]$: ($n \times N_p$, N_s) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelement durch eine Einheits-Bodenpressung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element
- $[I_{rb}]$: (N_s , N_p) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Spannung an jedem Pfahlfuß
- $[I_{br}]$: (N_p , N_s) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheits-Bodenpressung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element
- I_∞ : Verschiebungsfaktor für den Halbraum
- $I_{\infty-h}$: Verschiebungsfaktor für einen Punkt in der Tiefe h unter dem Punkt O
- K_o : Beiwert des Erdruhedrucks
- L : Pfahllänge
- m : Gradient des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe sind.
- n : Anzahl der Mantelemente jedes Pfahls
- N_p : Anzahl der Pfähle
- N_s : Anzahl der Gründungsplatte-Boden-Elemente
- OCR : Überkonsolidierungsgrad
- P_s : Mantelreibungslast
- $\{p_s\}$: Vektor der Mantelreibung an n Pfahlmantelementen
- $\{p_s\}^c$: ($n \times N_p$) der Vektor der Mantelreibung der Pfähle

q_b	: Spitzendruck am Pfahlfuß
q_{bf}	: Bruchwert des Spitzendrucks
$\{q_b\}^c$: (N_p) der Vektor der Spannungen der Pfahlfüße
$\{q_h\}^c$: (N_p) der Vektor der Pfahlkopfspannungen in der Pfahlgruppe
$\{q_r\}$: (N_s) der Vektor der Bodenpressung
Q_b	: Spitzendruckkraft
r_m	: Reichweite (Einflußradius)
r_o	: Pfahlradius
R_s	: Gruppenwirkung
s	: Setzung
s_b	: Vertikalverschiebung des Bodens am Pfahlfuß
$\{s_s\}$: Vektor der Vertikalverschiebungen des Bodens neben den n Mittelpunkten der Pfahlmantelemente
$\{s_p\}$: Verschiebungsvektor (n) in den Mittelpunkten der Pfahlmantelemente
$\{s_s\}^c$: ($n \times N_p$) der Vektor der Vertikalverschiebungen des Bodens in den Mittelpunkten der Pfahlmantelemente
$\{s_b\}^c$: (N_p) der Vektor der Vertikalverschiebung des Bodens an den Pfahlfüßen
$\{s_p\}^c$: ($n \times N_p$) der Vektor der Verschiebungen in der Mitte der Pfahlmantelemente
$\{s_r\}$: (N_s) der Vektor der Vertikalverschiebung in der Mitte der Gründungsplatte-Boden-Elemente
α	: Pfahl-Boden-Adhäsionsfaktor
$\bar{\alpha}$: Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktor
δ'	: effektive Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden, $\delta' \leq \varphi'$,
Δ_i	: elastische Verkürzung des Pfahlmantelementes i
φ'	: innere Reibungswinkel des Bodens
ν	: Querdehnzahl (Poisson-Zahl) des Bodens
ρ	: Inhomogenitätsfaktor ($\rho = G_{L/2} / G_L$)
σ'_h	: wirksamen horizontalen Spannungen am Pfahlmantelement i
σ'_{hg}	: wirksamen horizontalen Spannungen durch Bodeneigengewicht in der Mitte des Pfahlmantelementes i
σ'_{vg}	: wirksamen vertikalen Spannungen durch Bodeneigengewicht in der Mitte des Pfahlmantelementes i
σ'_{hexv}	: wirksamen horizontalen Spannungen durch Bodenaushub in der Mitte des Pfahlmantelementes i

- $\sigma'_{h\text{ cts}}$: wirksamen horizontalen Spannungen durch Oberflächenspannungen in der Mitte des Pfahlmantelelementes i
- τ_o : mittlere Mantelreibung am Pfahlschaft ($\tau_o = P_s / A_s$)
- τ_r : Schubspannung im Abstand r
- ψ_b : Nichtlinearitäts-Faktor zur Erfassung des nicht-linearen Bodenverhaltens in Pfahlfußnähe
- ψ_s : Nichtlinearitäts-Faktor zur Erfassung des nichtlinearen Bodenverhaltens auf die Setzung des Einzelpfahls durch die Mantelreibung

1. Einführung

1.1 Allgemeines

Seit etwa zwei Jahrzehnten wird die Kombinierte Pfahl-Plattengründung als ein neues Gründungskonzept entwickelt, das in wirtschaftlicher Weise die Standsicherheit gewährleistet und zu einer Verringerung der Setzungen bei einer besseren Ausnutzung der Pfähle führt. Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung findet sowohl in verformungsfähigen, überkonsolidierten, bis in große Tiefen reichende Tonschichten, in Verhältnissen, wie sie z.B. in London und Frankfurt vorkommen ihre Anwendung, als auch dann, wenn Gebäude auf normal konsolidierten Tonen zu gründen sind (z.B. auf den sehr mächtigen weichen skandinavischen Tonablagerungen).

Die Größe der Setzungen, Setzungsunterschiede und Verkantungen unter der Gebrauchslast sind wesentliche Elemente beim Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Die komplexen Verhältnisse der verschiedenen Interaktionen zwischen den unterschiedlichen Tragelementen des im Verbund wirkenden Bodenplatte- Pfähle- und Boden-Systems machen die Kombinierte Pfahl-Plattengründung zu einem interessanten Fall für die Formulierung der Baugrund-Bauwerk-Interaktion und der Anwendung des Gebrauchstauglichkeitsentwurfs nach den neuen Normen (z.B. EC 7).

Die wesentlichen Vorteile der inzwischen weltweit eingesetzten Kombinierten Pfahl-Plattengründung sind:

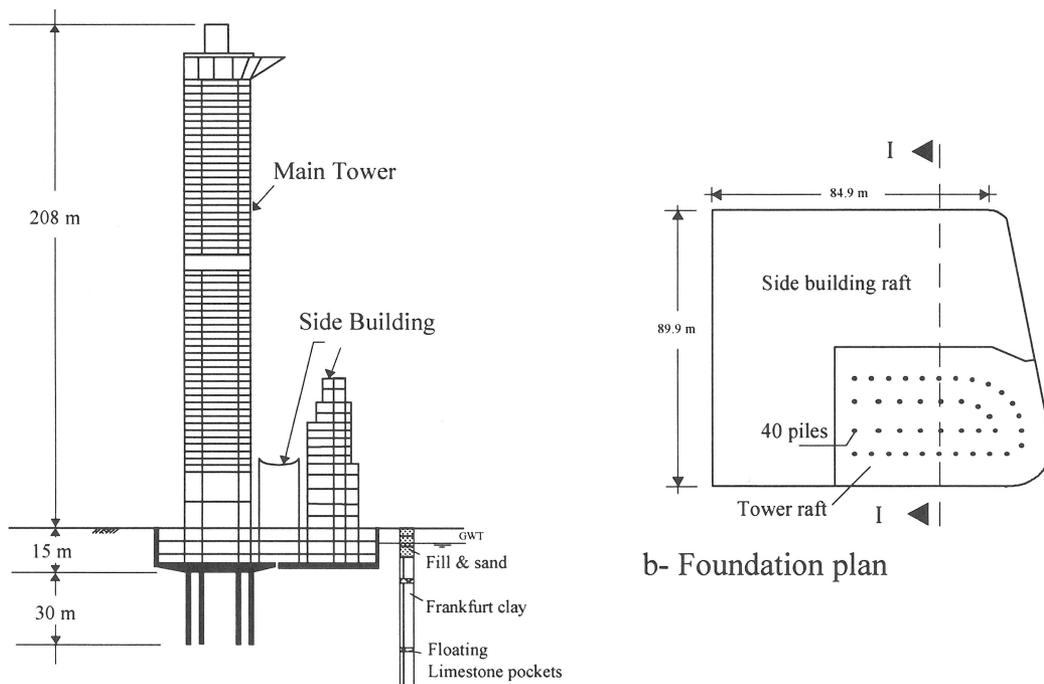
- a) Verminderung der Setzungen und Setzungsunterschiede des Gründungskörpers und damit Verminderung des Schadensrisikos an Tragelementen und empfindlichen Konstruktionen (z.B. Fassade).
- b) Verminderung der Verkantung des Gründungskörpers auch bei exzentrischer Belastung, unregelmäßiger Mächtigkeit der Bodenschichten und der (in vielen Fällen unerkannt bleibenden) Streuung der Bodenkennwerte.
- c) Bei unterschiedlich belasteten Teilen der Gründung kann auf Setzungsfugen verzichtet werden.
- d) Erhöhung der globalen Tragfähigkeit der Gründung.
- e) Verminderung der Schnittgrößen der Bodenplatte bei Wahl optimaler Pfahlpositionen.

Beim klassischen Entwurf einer Pfahlgründung, z.B. nach DIN 1054 (1976), wird bisher davon ausgegangen, daß die gesamte Bauwerkslast allein von den Pfählen, unter Einhaltung eines Sicherheitsbeiwerts im Baugrund abgetragen wird. Die Tatsache daß die Bo-

denplatte in der Lage ist, Lasten in den Untergrund zu übertragen, wird vernachlässigt. Die Berücksichtigung der Tragwirkung der Bodenplatte führt jedoch zu einem wirtschaftlicheren Entwurf im Vergleich zur reinen Pfahlgründung. Bei ausreichender Tragfähigkeit einer Flachgründung reichen i.a. wenige Pfähle aus, um die Setzungen und Verkantungen in zulässigen Grenzen zu halten (Burland et al. 1977). In diesem Fall können die Pfähle auf ihre Grenztragfähigkeit bemessen werden (wegunabhängige Stützungen), da insgesamt ausreichende Sicherheit gegen Versagen herrscht.

1.2 Beschreibung der Forschungsarbeit

Die Gründung schwerer Gebäude auf mächtigen Tonschichten kann zur Einhaltung von Verformungsschranken eine Pfahlgründung erforderlich machen. Bei einer schwimmenden Pfahlgründung im Ton wirken die Pfähle interaktiv mit dem sie umgebenden Bodenblock. Die Pfähle können damit als eine Bodenverbesserung betrachtet werden, welche die Lasten u.a. auch in tiefere Bodenschichten weiterleitet.



a- Cross section I-I

Abb. 1.1 Konzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Beispielhaft, Westendstr. 1 in Frankfurt)

Abb. 1.1 zeigt beispielhaft das Konzept der Gründung des 208 m hohen Gebäudes Westendstraße 1 in Frankfurt. Abb. 1.2 zeigt das gemessene Last-Setzungs-Verhalten der verschiedenen Tragglieder. Es ist zu erkennen, daß die Pfähle rund 50 % der Gebäudelast übernehmen, und der Rest von der Bodenplatte abgetragen wird.

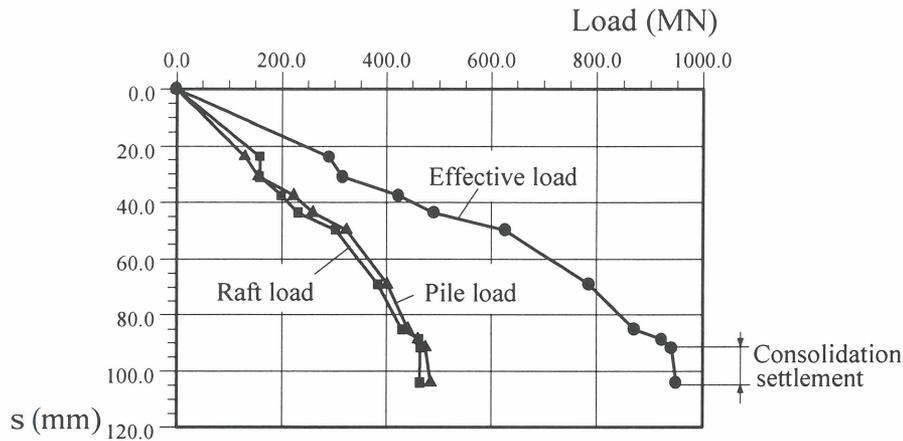


Abb. 1.2 Last-Setzungs-Verhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Westendstr. 1)

Obwohl die Kombinierte Pfahl-Plattengründung schon einige Jahre angewendet wird, sind sowohl die Art des Lastabtragungsmechanismus als auch das Last-Setzungs-Verhalten noch nicht zufriedenstellend vorausberechenbar. Dies ist offensichtlich auf das komplexe, im Verbund aus den Pfählen, der Bodenplatte und dem Boden bestehende System, zurückzuführen. Beim Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung sind insbesondere die folgenden Angaben von Interesse:

- die zu erwartenden maximalen Setzungen, Setzungsunterschiede und Verkantungen
- die Lastaufteilung zwischen Pfählen und Bodenplatte
- die Verteilung der Lasten in der Pfahlgruppe und der Sohlspannungen unter der Bodenplatte.

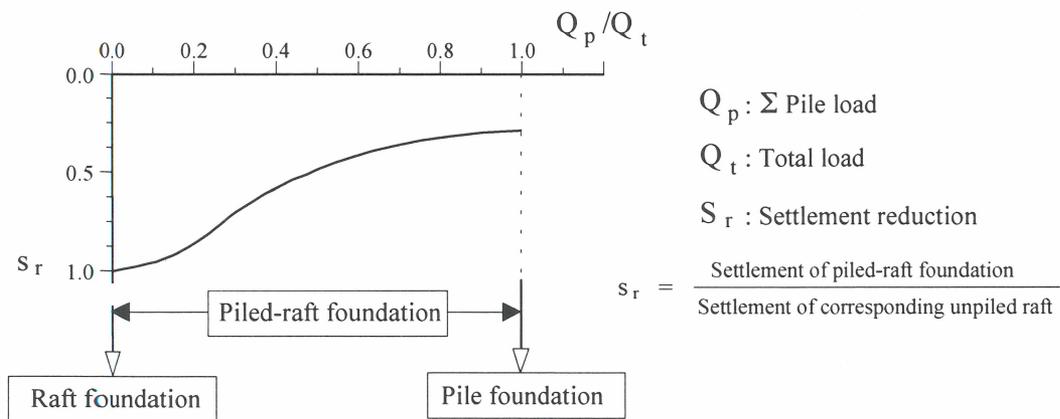
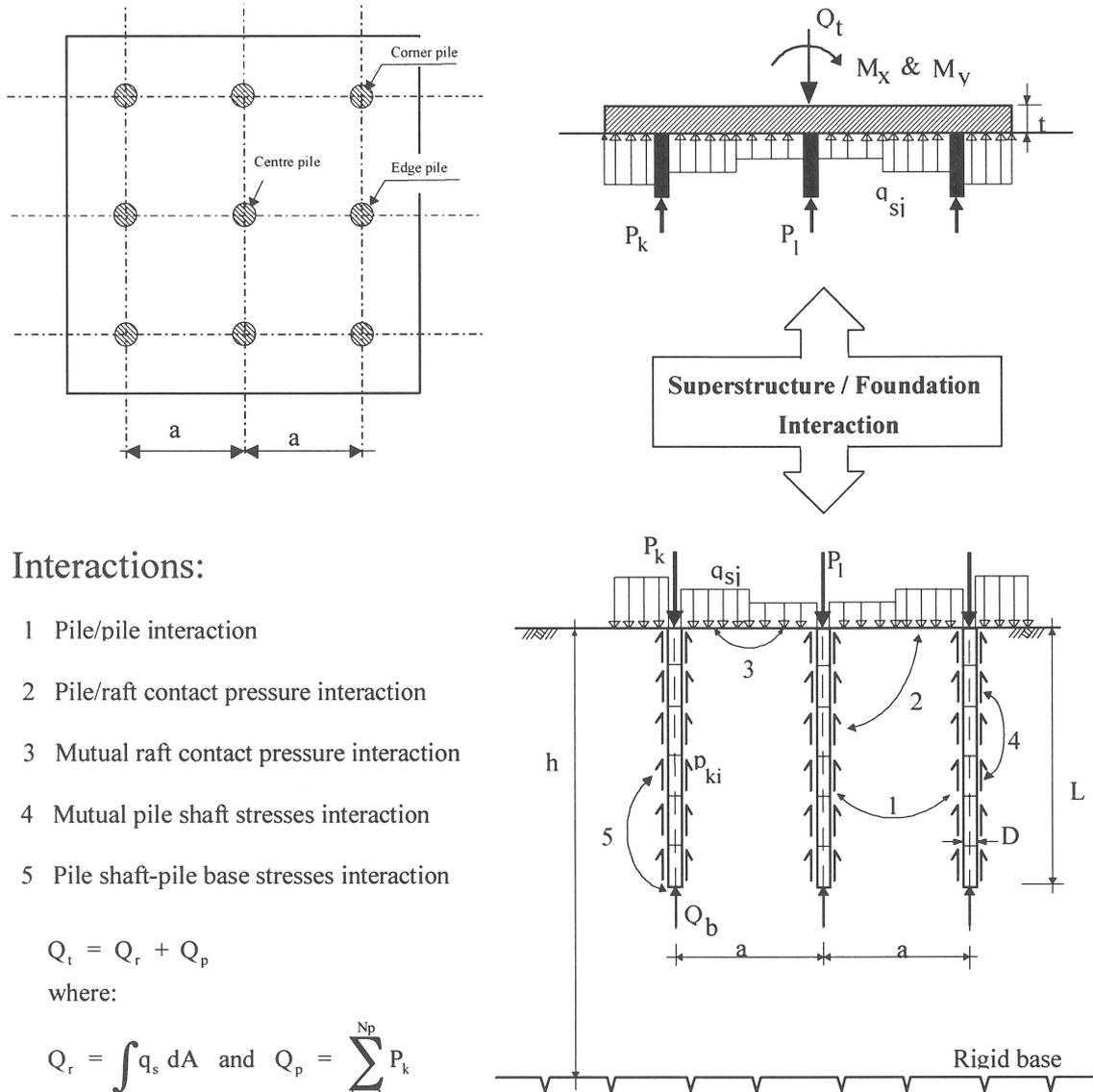


Abb. 1.3 Verringerung der Setzungen durch die zusätzlich zur Gründungsplatte angeordneten Pfähle (nach Katzenbach 1993)

beschrieben wird. Nichtlineares Pfahltragverhalten wird an der Schnittstelle Pfahl/Boden und am Pfahlfuß simuliert.



Interactions:

- 1 Pile/pile interaction
- 2 Pile/raft contact pressure interaction
- 3 Mutual raft contact pressure interaction
- 4 Mutual pile shaft stresses interaction
- 5 Pile shaft-pile base stresses interaction

$$Q_t = Q_r + Q_p$$

where:

$$Q_r = \int_A q_s dA \quad \text{and} \quad Q_p = \sum_{k=1}^{N_p} P_k$$

Abb. 1.6 Interaktionseinflüsse bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

• Spezielle Betrachtungen:

- In vielen Fällen werden die Pfähle von einer höheren Ebene als die Unterkante der Bodenplatte aus eingebracht. Nach der Pfahlherstellung wird die Baugrube bis zur Gründungssohle ausgehoben. Dadurch entstehen in den Pfählen Zugspannungen infolge Baugrundentension (locked stresses, s. Sommer et al. 1990 und Franke 1991a). Diese

werden durch die Randelemente Methode berechnet und als Anfangsspannungen betrachtet.

- Dem unterschiedlichen Erst- und Wiederbelastungsverhalten des Bodens durch den vorher erfolgten Bodenaushub wird in der vorliegenden Arbeit ebenfalls Rechnung getragen.
- Es wird ein inkrementeller nichtlinearer Rechengang mit iterativer Anpassung der FEM (für die Bodenplatte) und der BEM (für die Pfahlgruppe) nach jedem Rechenschritt vorgenommen. Diese Technik wurde zur Reduzierung der nötigen Computerkapazitäten bei der dreidimensionalen Analyse unter Berücksichtigung nichtlinearen Verhaltens benutzt.

2. Stand der Forschung

Das Kapitel 2 gibt einen Überblick über die verfügbaren Methoden zur Beschreibung des Last-Setzungs-Verhaltens von axial belasteten Einzelpfählen, Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Anschließend wird ein Überblick über kleinmaßstäbliche Modellversuche und In-Situ Großversuche sowie Messungen an bestehenden Gebäuden gegeben.

2.1 Last-Setzungs-Verhalten von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Größe der Setzungen, Setzungsunterschiede und Verkantungen sind wesentliche Elemente beim Gründungsentwurf. Ausgehend von diesem Aspekt, behandelt diese Arbeit schwerpunktmäßig das Thema der Verformungen unter Gebrauchslast.

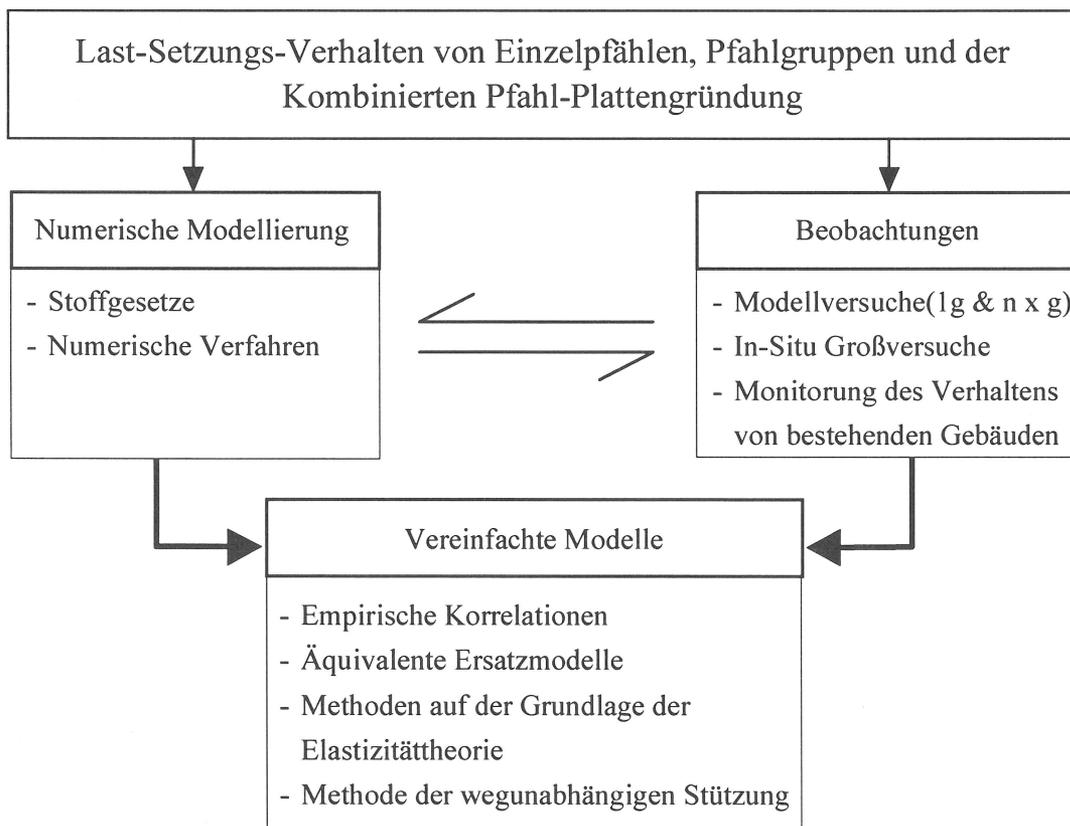


Abb. 2.1 Methoden zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Um die Thematik des Last-Setzungs-Verhaltens einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung zu erörtern, müssen zuerst dessen Hauptelemente, der Einzelpfahl und die Pfahlgruppe, betrachtet werden. Aus diesem Grund wird in diesem Abschnitt ein kurzer Überblick über die Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens des Einzelpfahls, der Pfahlgruppe sowie der Kombinierten Pfahl-Plattengründung gegeben. Diese Verfahren lassen sich in folgende Hauptgruppen einteilen (Abb. 2.1):

- a) Vereinfachte Verfahren auf der Grundlage von Beobachtungen oder von analytischen Betrachtungen.
- b) Numerische Berechnungsverfahren, die an den vorhandenen Beobachtungen überprüft werden
- c) Auswertung von in Labor- und Feldversuchen sowie an bestehenden Gebäuden durchgeführten Messungen.

2.1.1 Vereinfachte Methoden

Vereinfachte Methoden zur Vorhersage des Verhaltens der Gründung unter Gebrauchslast erweisen sich, zumindest in der ersten Phase des Entwurfs, zur ersten Abschätzung der Gründungsmaße (z.B. Anzahl, Länge, Durchmesser und Anordnung der Pfähle), als hilfreich. Die vorhandenen vereinfachten Methoden zur Beschreibung des Last-Setzungs-Verhaltens des Einzelpfahls, der Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung lassen sich in folgende Gruppen einteilen:

- Empirische Korrelationen
- Zurückführung auf äquivalente Ersatzmodelle
 - Ersatzflächengründung (Äquivalente Plattengründung)
 - Modifizierte Ersatzflächengründung
 - Äquivalenter (dicker) Einzelpfahl
 - Pfahlrost
- Methoden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie (Randolph/Wroth, 1979 a)
- Methode der wegunabhängigen Stützung

2.1.1.1 Empirische Korrelationen

Es wurden schon viele empirische Korrelationen zur Vorhersage des Last-Setzungs-Verhaltens von Einzelpfählen hergeleitet. Vesic (1977) hat eine einfache Methode vorgeschlagen, welche die Anfangsneigung der Last-Setzungs-Kurve angibt. In dieser Methode wird die Setzung w_0 des Pfahlkopfes, in drei Komponenten zerlegt:

$$w_0 = w_e + w_{bb} + w_{bs} \quad (2.1)$$

w_e ist dabei die axiale Zusammendrückung des Pfahlschaftes, w_{bb} und w_{bs} die Setzungen des Pfahlfußes infolge Pfahlspitzenkraft und Pfahlmantelkraft.

Die axiale Zusammendruckung des Pfahlschaftes kann nur ermittelt werden, wenn die Verteilung und Größe der Mantelreibung bekannt oder vorgegeben sind. Vesic gibt, unter der Annahme eines linear-elastischen Bodenverhaltens, einige semi-empirische Korrelationen zur Ermittlung von w_{bb} und w_{bs} an.

Die vollständige Last-Setzungs-Linie eines Einzelpfahls läßt sich ermitteln, wenn das Verhalten der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzendrucks bekannt sind. Franke (1989) und Elborg (1993) haben aufgrund einer statistischen Auswertung einer Vielzahl von Bohrpfahl-Probebelastungen eine Methode zur Ermittlung der Mantelreibungs-Pfahlsetzungs-Linien und der Pfahlspitzendruck-Setzungs-Linien vorgeschlagen. Bei der Aufstellung dieser künstlichen Last-Setzungs-Linien wurden Korrelationen mit der Drucksondierung (CPT-Versuchen) und Bodenkennwerten (Anfangsscherfestigkeit des Tons) eingesetzt. Für Bohrpfähle wurden diese Ergebnisse in DIN 4014 standardisiert. Bustamate et al. (1989 und 1993) haben vorgeschlagen, die Last-Setzungs-Linie des Einzelpfahls unter Verwendung von Pressiometerversuchen aufzustellen.

In Pfahlgruppen ist es zusätzlich erforderlich, den Einfluß der Gruppenwirkung auf die Last-Setzungs-Linien zu erfassen. Hierzu stehen mehrere empirische Korrelationen zur Beschreibung der Gruppenwirkung R_s (des Verhältnisses der Setzung einer Pfahlgruppe im Vergleich zur Setzung eines mittleren belasteten Einzelpfahls) zur Verfügung. Die meisten dieser Korrelationen stammen aus In-Situ-Versuchen. Typische Beispiele solcher Beziehungen sind nachfolgend aufgelistet:

- Skempton (1953) hat aufgrund von Setzungsmessungen folgende Beziehung zur Beschreibung der Gruppenwirkung von Rammpfählen im homogenen Sand aufgestellt:

$$R_s = \left(\frac{13,1 B + 9,0}{3,28 B + 12,0} \right)^2 \quad (2.2)$$

wobei B die Breite der Pfahlgruppe in Metern ist.

- Meyerhof (1959) schlägt für in quadratischen Gruppen angeordnete Rammpfähle in Sand, folgende Beziehung vor:

$$R_s = \frac{c(5 - c/3)}{(1 + 1/n_r)^2} \quad (2.3)$$

wobei c das Verhältnis von Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser und n_r die Anzahl der Reihen der Pfahlgruppe sind.

- Vesic (1969 b) schlägt eine noch einfachere Beziehung vor, welche durch Versuche mit in Gruppen angeordneten Meßpfählen in Sand ermittelt wurde.

$$R_s = \sqrt{B/D} \quad (2.4)$$

D ist der Pfahldurchmesser und B ist die Breite der Pfahlgruppe.

All diese Korrelationen berücksichtigen den Pfahldurchmesser, jedoch nur in einem Fall die Pfahlabstände. Die oben genannten Beziehungen sollten daher mit Vorsicht betrachtet werden und nur dann angewandt werden, wenn die vorliegenden Bedingungen den Versuchsbedingungen entsprechen, an denen die Korrelationen aufgestellt wurden. Damit sind sie jedoch nur sehr eingeschränkt anwendbar.

2.1.1.2 Äquivalente Ersatzmodelle

Die Methode der Ersatzmodelle wird dazu verwendet, Pfahlgruppen oder Kombinierte Pfahl-Plattengründungen in einfachere Gründungsformen zu überführen, so daß diese mit den zur Verfügung stehenden Methoden, wie sie für Flachgründungen verfügbar sind, berechnet werden können.

2.1.1.2.1 Tiefliegende Ersatzfläche

Diese Näherung wird immer noch zur Beschreibung der Setzung einer Pfahlgruppe benutzt. Terzaghi (1943) hat vorgeschlagen, die Pfahllasten im unteren Drittelpunkt der Mantelreibungspfähle als Belastung auf den Boden einzusetzen. Die dadurch entstandenen Spannungen werden dann durch die Elastizitätstheorie (z.B. nach Steinbrenner, 1934) oder durch einen konstanten Lastausbreitungswinkel 2:1, wie für eine Flachgründung, berechnet. Diese Methode wird, mit leichten Änderungen in der Vorgehensweise, in vielen Normenwerken (auch in der DIN 1054) angewandt. Fellenius (1990) hat vorgeschlagen die Lage der Ersatzfläche in Höhe der neutralen Ebene, dort wo die Setzung des Pfahls gleich der Setzung des Bodens durch die Oberflächenlasten ist, zu legen.

Allerdings berücksichtigt die Methode der tiefliegenden Ersatzfläche in keiner Weise Anzahl und Steifigkeit der Pfähle, Faktoren die sicherlich einen Einfluß haben.

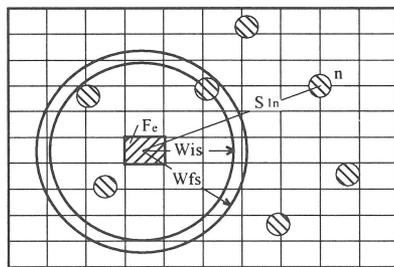
2.1.1.2.2 Modifizierte Ersatzfläche

Zur Berechnung der Setzung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung haben Thaher /Jessberger 1990 und Thaher 1991 eine modifizierte Form der Methode der tiefliegenden Ersatzfläche vorgeschlagen. Bei dieser Methode wird die Last nicht in einer bestimmten, sondern in vielen verschiedenen Tiefen in den Boden weitergeleitet. Wichtige Aspekte dieses Verfahrens sind die Kenntnis der Aufteilung der Lasten zwischen den Pfählen und der Bodenplatte sowie die Mechanismen der Pfahl-Boden-Lastabtragung.

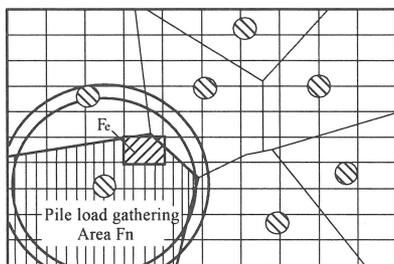
Zur Berechnung der Sohldruckverteilungen unter der Platte und der Pfahllasten wird die Sohlspannung einer entsprechenden Flachgründung (ohne Pfähle) zugrunde gelegt. Die entsprechende Flachgründung wird in rechteckige Elemente unterteilt, die Spannung unter

jedem Element wird durch verfügbare konventionelle Methoden (z.B. des Steifemodulverfahrens) ermittelt und in zwei Anteile, unter Berücksichtigung eines Reduktionsfaktors R , aufgesplittet. Der Reduktionsfaktor R hängt vom Abstand des entsprechenden Plattenelementes von den Pfählen, die dieses Element beeinflussen (Abb. 2.2.a) ab. Der Reduktionsfaktor des Elementes e läßt sich aus dem Produkt der Reduktionsfaktoren aller Pfähle im Einflußbereich ermitteln. Die Verteilung der Bodenpressungen wird durch Anwendung dieser Prozedur auf alle Elemente der Bodenplatte ermittelt. Die Pfahllast wird durch die Pfahleinzugsfläche F_n , unter Berücksichtigung des Energieminimumprinzips ermittelt. In diesem Verfahren gehen die Pfahllänge und die Pfahlsteifigkeit nicht ein.

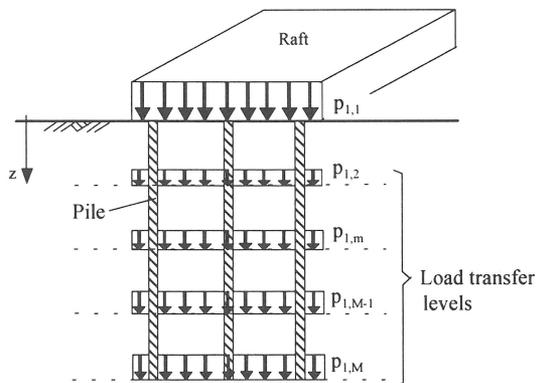
Thaher/Jessberger schlagen empirisch ermittelte Einflußradien W_{is} und W_{fs} zur Bestimmung der Einflußzonen im Anfangs- und Endzustand vor. Diese entstammen Modellversuchen zur Bestimmung der Wirksamkeit der Gruppenwirkung (Gruppenwirkung im Bruchzustand), die der Literatur zu entnehmen sind.



a- Illustration of the main terms



b- Pile load gathering area and pile influence zone



c- Load transfer to the subsoil at several levels

$$r_n = S_{1n} / W \quad R = \prod_{n=1}^N r_n$$

r_n : subreduction factor due to pile n at raft element e

R : Reduction factor at raft element e due to all affected piles

($W = W_{is}$ or W_{fs}) where:

W_{is} : The influence radius for undrained condition = 3.5 pile diameter

W_{fs} : The influence radius for drained condition = 4.0 pile diameter

Abb. 2.2 Modifizierte Ersatzfläche

Zur Berücksichtigung der zu erwartenden Bodenspannungen und des Mechanismus der Pfahl-Boden-Lastabtragung wird angenommen, daß die Gesamtlast über verschiedene Ebenen in den Boden weitergeleitet wird. Nach Errechnen der induzierten Spannungen ist es möglich, die Setzungen mit konventionellen Methoden zu ermitteln. Allerdings sind weder Angaben über die Lage der Ebenen, an denen die Lastabtragung stattfinden soll, noch über die Lastanteile, die jeder dieser Ebenen zukommen soll, gemacht worden. Diese

Methode wurde zur Untersuchung der Ergebnisse von Zentrifugen-Modellversuchen (Thafer/Jessberger 1990 und Thafer 1991) angewandt. Die benötigten Angaben für die Pfahl-Boden-Last-Übertragung sind den Ergebnissen der Zentrifugenversuche entnommen worden.

2.1.1.2.3 Äquivalenter dicker Einzelpfahl

Diese Vorgehensweise geht auf Poulos/Davis zurück (1980). Die Pfahlgruppe wird durch einen äquivalenten dicken Einzelpfahl ersetzt, der einen äquivalenten Durchmesser und eine äquivalente Steifigkeit besitzt. Der äquivalente Durchmesser wird von Poulos wie folgt angegeben (Poulos 1993 a):

$$d_e \approx \begin{cases} 1,27 \sqrt{A_G} & \text{für Mantelreibungspfahlgruppen} \\ 1,13 \sqrt{A_G} & \text{für Pfahlgruppen aus Spitzendruckpfählen} \end{cases} \quad (2.5)$$

wobei: A_G die Fläche der Pfahlgruppe ist.

Die äquivalente Steifigkeit des Körpers aus Pfahlgruppe und Boden wird mit:

$$E_e = E_p \frac{A_p}{A_G} + E \left(1 - \frac{A_p}{A_G} \right) \quad (2.6)$$

angegeben. Hier sind E_e die äquivalente Steifigkeit, E_p der Elastizitätsmodul des Pfahls, E der durchschnittliche Elastizitätsmodul des Bodens und A_p die Summe der Querschnitte der Pfähle der Pfahlgruppe.

Durch Reduktion der Pfahlgruppe auf einen äquivalenten Einzelpfahl können die theoretischen Ansätze zur Beschreibung des Last-Setzungs-Verhaltens von Einzelpfählen (z.B. Randolph/Wroth 1978, Poulos/Davis 1980) angewandt werden.

2.1.1.2.4 Pfahlrost

In diesem Verfahren werden die Pfähle als Stützen betrachtet, die Wirkung des sie umgebenden Bodens wird dabei völlig vernachlässigt. Die Pfähle werden als gelenkig oder biegesteif an die Bodenplatte angeschlossen betrachtet. Die Pfähle und die Bodenplatte werden dann als 2- oder 3-dimensionales Stabwerk gerechnet (Nökkentved 1928, Schiel 1970). Eine solche Idealisierung kann für Spitzendruckpfähle vorgenommen werden, dort wo keine nennenswerte Gruppenwirkung zu erwarten ist.

Die Betrachtung als Pfahlrost kann durch die Betrachtung des Bodens als Winklermedium, definiert durch einen einzigen Kennwert (der Bettungsmodul), verfeinert werden (Desai et al. 1981). Dadurch ergeben sich zufriedenstellende Ergebnisse für Momente und

Querkräfte, die Verformungen werden allerdings unrealistisch ermittelt. Die Interaktionen werden durch die Natur des Winklersystems, welches keine Querkräfte übertragen kann, nicht berücksichtigt. Die Abhängigkeit der Federsteifigkeit (Bettungsmodul) von den Abmessungen der Gründung ist eine weitere Beschränkung dieses Verfahren.

2.1.1.3 Methoden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie

Randolph/Wroth (1978, 1979 a) und Randolph (1983,1985) haben auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ein analytisches Näherungsverfahren zur Bestimmung des Last-Setzungs-Verhaltens von Einzelpfahl, Pfahlgruppe und Kombiniertes Pfahl-Plattengründung erarbeitet.

- Einzelpfahl

Die Pfahl-Boden-Lastabtragung wird in diesem Näherungsverfahren in zwei Ebenen vollzogen (Abb. 2.3.b) und über eine Verformungsbedingung zusammengeführt.

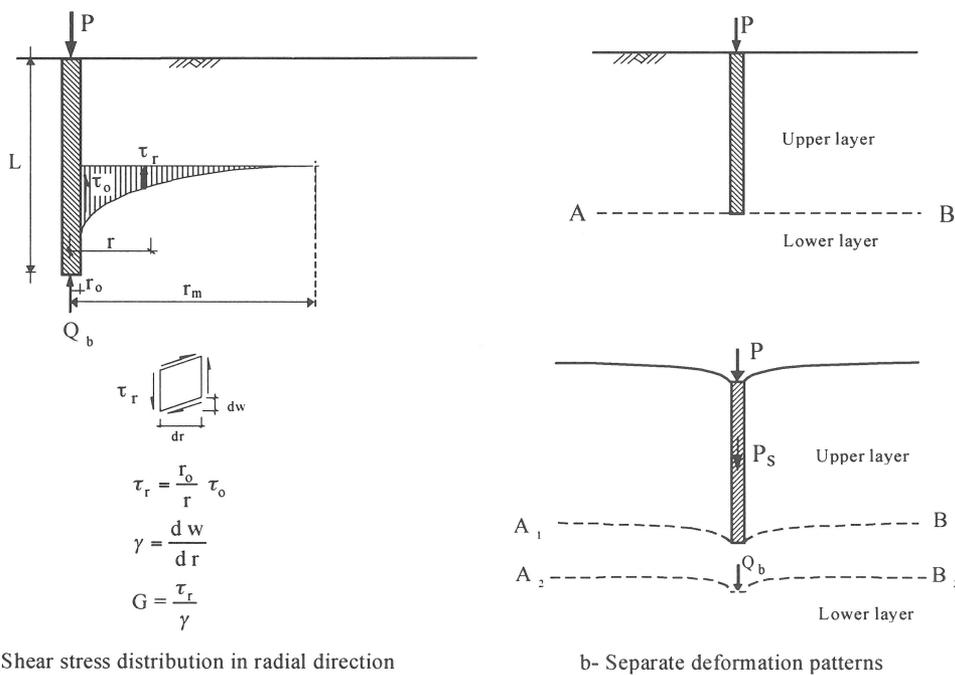


Abb. 2.3 Grundlegende Aspekte der Methode nach Randolph/Wroth (1979 a)

Unter axialer Belastung kann die Verformung um den Pfahl herum durch axiale Zylinder idealisiert werden (Cooke, 1974). Die vertikale Setzung s_s des Pfahlschaftes läßt sich wie folgt schreiben:

$$s_s = \frac{\tau_o r_o}{G} \int_{r_o}^{r_m} \frac{1}{r} dr \quad \Rightarrow \quad s_s = \frac{\tau_o r_o}{G} \zeta \quad (2.7)$$

wobei:

τ_o : mittlere Mantelreibung ist

$\xi = \ln(r_m/r_o)$ und

r_o : der Pfahlradius ist

r_m : ist der Einflußradius, ab dem die Schubspannungen vernachlässigbar werden.

Randolph hat aufgrund von Parameterstudien durch rotationsymmetrische Finite Elemente für den Einzelpfahl die Beziehung $r_m = 2,5 L (1 - \nu)$ vorgeschlagen.

Die Pfahlfußebene erfährt durch den Pfahlspitzendruck eine Setzung s_b :

$$s_b = \frac{Q_b (1 - \nu)}{4 r_o G} \eta \quad (2.8)$$

wobei η ein Faktor zur Berücksichtigung der Interaktion zwischen der Ebene oberhalb und unterhalb des Pfahlfußes ist. Randolph/Wroth (1978) haben Werte $\eta = 0,85$ bis $1,0$ vorgeschlagen.

Die Setzung eines Einzelpfahls im homogenen Boden schreibt sich wie folgt

$$s = \frac{P}{G r_o} \left[\frac{4}{\eta (1 - \nu)} + \frac{2 \pi L}{\xi r_o} \right]^{-1} \quad (2.9)$$

Diese Gleichung läßt sich zur näherungsweisen Berücksichtigung der Pfahlsteifigkeit, der Bodeninhomogenitäten in vertikaler Richtung (nach Gibson, 1967) und des nichtlinearen Verformungsverhaltens des Bodens erweitern (Randolph 1977, Randolph/Wroth 1978).

- Pfahlgruppen

Randolph/Wroth (1979 a) haben eine analytische Näherungslösung zur Berechnung des Last-Setzungs-Verhaltens einer Gruppe von starren Pfählen durch Superposition der Lösung für den Einzelpfahl hergeleitet. Für den j -ten Pfahl einer Pfahlgruppe aus N_p Pfählen läßt sich schreiben

$$(s_s)_j = \sum_{i=1}^{N_p} (s_s)_{ij} = \frac{1}{G} \sum_{i=1}^{N_p} (\tau_o)_i (r_o)_i \ln(r_m/D_{ij}) \quad (2.10)$$

und

$$(s_b)_j = \sum_{i=1}^{N_p} (s_b)_{ij} = \frac{(1 - \nu)}{2 G} \sum_{i=1}^{N_p} \frac{(Q_b)_i}{F_{ij}} \quad (2.11)$$

wobei:

D_{ij} : Pfahl-Pfahl-Abstand ($D_{ij} = r_o$ für $i=j$)

$$F_{ij} = \begin{cases} 2 r_o & \text{für } i = j \\ \pi D_{ij} & \text{für } i \neq j \end{cases}$$

$$r_m = 2,5 L (1 - \nu) + r_g$$

und r_g der Radius des der Pfahlgruppe flächengleichen Kreises sind.

Die Gleichungen 2.10 und 2.11 stellen ein lineares Gleichungssystem dar, das für zwei Grenzfälle lösbar ist:

- a) starre Kopfkopplung der Pfähle und damit vorgegeben gleiche Setzung aller Pfähle
Als Ergebnis liefert das System die Lastverteilung innerhalb der Gruppe,
- b) schlaffe Kopfkopplung und damit bekannte Pfahlkräfte
Als Ergebnis liefert das System die Setzung jedes Pfahls.

Randolph/Wroth (1979 a) haben vorgeschlagen, den Einflußradius der Pfahlgruppe im Vergleich zum Einzelpfahl um den Betrag r_g zu erhöhen.

Es ist hier zweckmäßig, die Gruppenwirkung R_s zu betrachten. Randolph (in Fleming et al. 1985) hat eine Näherungsformel für R_s vorgeschlagen:

$$R_s = (N_p)^\omega \quad (2.12)$$

in welcher N_p die Anzahl der Pfähle in der Gruppe und ω ein von der Pfahlschlankheit, vom Verhältnis der Steifigkeiten des Pfahls zur Steifigkeit des Bodens, den geometrischen Maßen der Gruppe und den Bodenkennwerten abhängiger Exponent ist.

Van Impe (1991) und Van Impe/De Clercq (1994) haben die Methode nach Randolph /Wroth zur Beschreibung von geschichtetem Boden (Bodeninhomogenität in vertikaler Richtung) erweitert.

- Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung muß die Interaktion zwischen der Bodenplatte und den Pfählen in der Betrachtung berücksichtigt werden. Eine vereinfachte Vorgehensweise zur getrennten Einbeziehung der Steifigkeit der Bodenplatte und der Pfähle wurde von Randolph (1983) vorgeschlagen. Die Setzung einer, durch eine Bodenplatte starr gekoppelten Pfahlgruppe kann in Matrizenform (Randolph/Clancy, 1993) wie folgt geschrieben werden:

$$\begin{Bmatrix} s_p \\ s_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k_p & \alpha_{pr}/k_r \\ \alpha_{rp}/k_p & 1/k_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_p \\ Q_r \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

wobei:

- s_p : die Setzung der Pfahlgruppe und s_r die Setzung der Bodenplatte sind. Bei starrer Kopplung ist $s_p = s_r$.
- k_r : ist die Einheitssetzung der starren Platte, dieser läßt sich mit konventionellen Methoden (z.B. nach Steinbrenner oder nach DIN 4019) ermitteln.
- k_p : ist die Einheitssetzung der Pfahlgruppe, der sich mit den Gleichungen 2.10 und 2.11 oder 2.12 bestimmen läßt.

α_{pr} und α_{rp} repräsentieren die Interaktion Pfahlgruppe/Gründungsplatte. Aufgrund der Reziprozität läßt sich schließen, daß $\alpha_{pr} = \alpha_{rp} (k_r/k_p)$ entspricht.

Randolph (1983) hat vorgeschlagen, der Interaktionsfaktor α_{rp} durch:

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_o)}{\xi} \quad (2.14)$$

anzunähern. Hierbei ist r_c der äquivalente Radius, der jedem Pfahl zugeordneten Teilfläche der Bodenplatte.

Gleichung 2.13 kann damit unter Berücksichtigung des vertikalen Gleichgewichtes zur Ermittlung der Lastaufteilung zwischen den Pfählen und der Platte sowie der Setzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung verwendet werden. Der grundlegende Vorteil einer solchen vereinfachten Methode ist die einfache und schnelle Ermittlung des Einflusses eines jeden Traggliedes auf das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

2.1.1.4 Methode der wegunabhängigen Stützung

In dieser vereinfachten Betrachtung wird zunächst die Last ermittelt, bei der für die Bodenplatte allein zulässige Setzungen auftreten. Der Rest der aufgebrachten Last wird dann den Pfählen (settlement reducer piles) zugeordnet. Es wird dabei angenommen, daß die Setzung so groß wird, daß die volle Traglast der Pfähle mobilisiert wird. Die Annahme trifft am ehesten auf Reibungspfähle an der Grenze der Traglast zu (Burland et al. 1977 und Burland/Twine 1988). Daher können die Pfähle als Einzelpfähle mit der Grenzlast bemessen werden. Demnach wird die Setzung der Bodenplatte allein unter dem zugehörigen Lastanteil nach den vorhandenen Methoden (z.B. nach DIN 4019) gerechnet. Die Nachteile dieser vereinfachten Methode sind:

- die Wirkung der Pfähle auf die Setzung wird nicht in Betracht gezogen und somit wird die Setzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unterschätzt.
- die Traglast eines Pfahls der Kombinierten Pfahl-Plattengründung weicht wegen der Bodenpressungen durch die Bodenplatte völlig von der entsprechenden Traglast des Einzelpfahls ab. Deshalb führt die Annahme der wegunabhängigen Stützung zu einer Unterschätzung der Traglast der Pfähle und zu einer falschen Lastaufteilung zwischen den Pfählen und der Bodenplatte.
- Die Mobilisierung der Mantelreibung und des Spitzendrucks eines Pfahls in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung besitzt sowohl durch die Gruppenwirkung als auch durch die Wirkung der Bodenplatte eine andere Charakteristik als beim entsprechenden Einzelpfahl. Deshalb führt das Zugrundelegen der Traglast des Einzelpfahls als grundlegender Entwurfsparameter zu Fehleinschätzung des Kraftflusses.

Trotzdem wurde diese Methode in vielen Fällen angewandt. Der Grund liegt in der Einfachheit des Verfahrens und im Mangel an besserer Kenntnis.

2.1.2 Numerische Modellierung

In den letzten zwanzig Jahren hat es große Fortschritte, sowohl in der Leistung als auch in der Zugänglichkeit numerischen Rechenmethoden gegeben, wie z.B. die Finite-Elemente Methode und die Randelemente Methode (Rand-Integral-Methode). Diese Entwicklung hat es ermöglicht, komplexere Einflüsse (z.B. das nichtlineare Bodenverhalten, Inhomogenitäten, die Steifigkeit des Tragwerks sowie allgemeine Belastungsbedingungen) in die Betrachtung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung einzubeziehen.

Ein numerisches Modell besteht aus mathematischem Verfahren und einem Stoffgesetz, welches das Verhalten des Bodens unter einer Last beschreibt. Die nachfolgenden Abschnitte zeigen einen Überblick über wichtige Modellierungstechniken zur Beschreibung des Einzelpfahls, der Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

2.1.2.1 Stoffgesetze

Abb. 2.4 zeigt beispielhaft einige der üblichen Stoffgesetze, die für die Modellierung des Verhaltens des Bodens und des Materialverhaltens an der Pfahl-Boden-Schnittstelle angewendet werden.

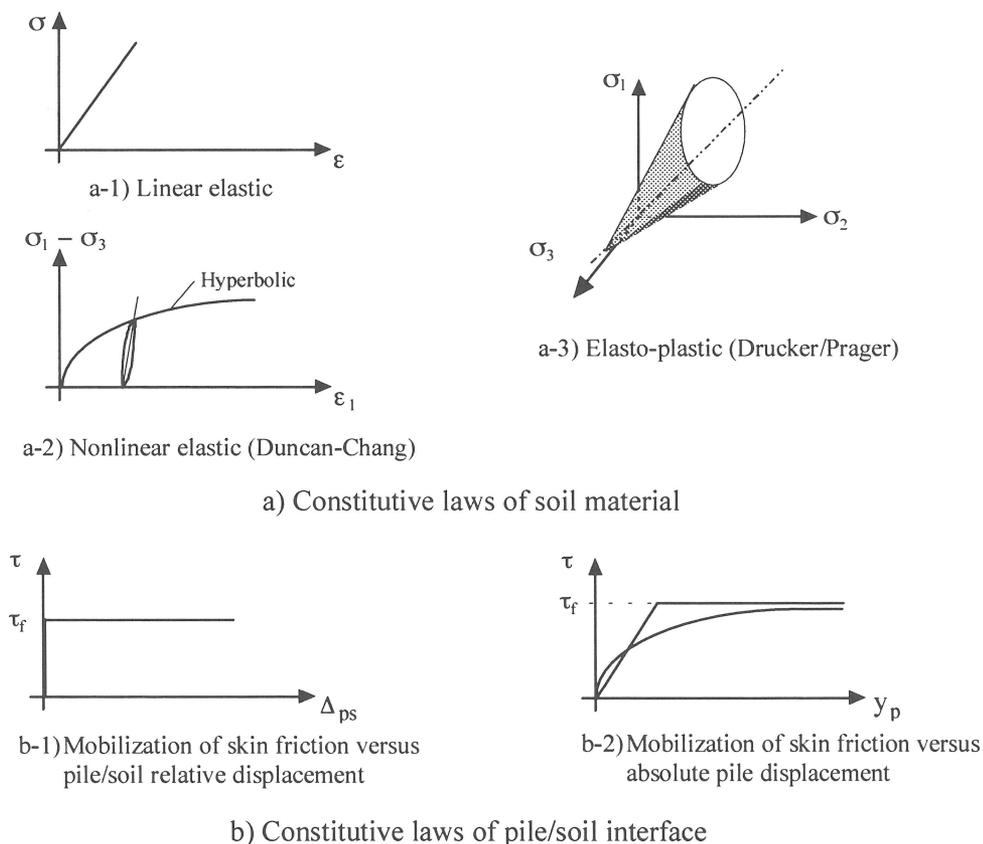


Abb. 2.4 Stoffgesetze zur Beschreibung des Verhaltens des Bodens und des Materialverhaltens an der Pfahl-Boden-Schnittstelle

Es gibt viele Beziehungen zur Beschreibung des Materialverhaltens der Pfahl-Boden-Schnittstelle. Findet bei allen Belastungsstufen keine Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden statt, wird die Beziehung als starre Verbindung bezeichnet. In einer ideal-starrplastischen Verbindung (Abb. 2.4.b.1) findet solange keine Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl statt, bis die Mantelreibung ihren Grenzwert erreicht. Nach Überschreiten dieses Grenzwertes herrscht keine Kompatibilität der Verformungen mehr. Die Beziehung zwischen der mobilisierten Mantelreibung und der Verschiebung des Pfahls kann als nichtlinear (z.B. Hyperbolische Beziehung) oder bilinear angenähert werden (Abb. 2.4.b.2).

2.1.2.2 Numerische Verfahren

Zur Beschreibung des Verhaltens von Einzelpfahl, Pfahlgruppe und Kombiniertes Pfahl-Plattengründung werden verschiedene numerische Verfahren in Verbindung mit verschiedenen Stoffgesetzen herangezogen. Abb. 2.5 zeigt die zur Verfügung stehenden Verfahren:

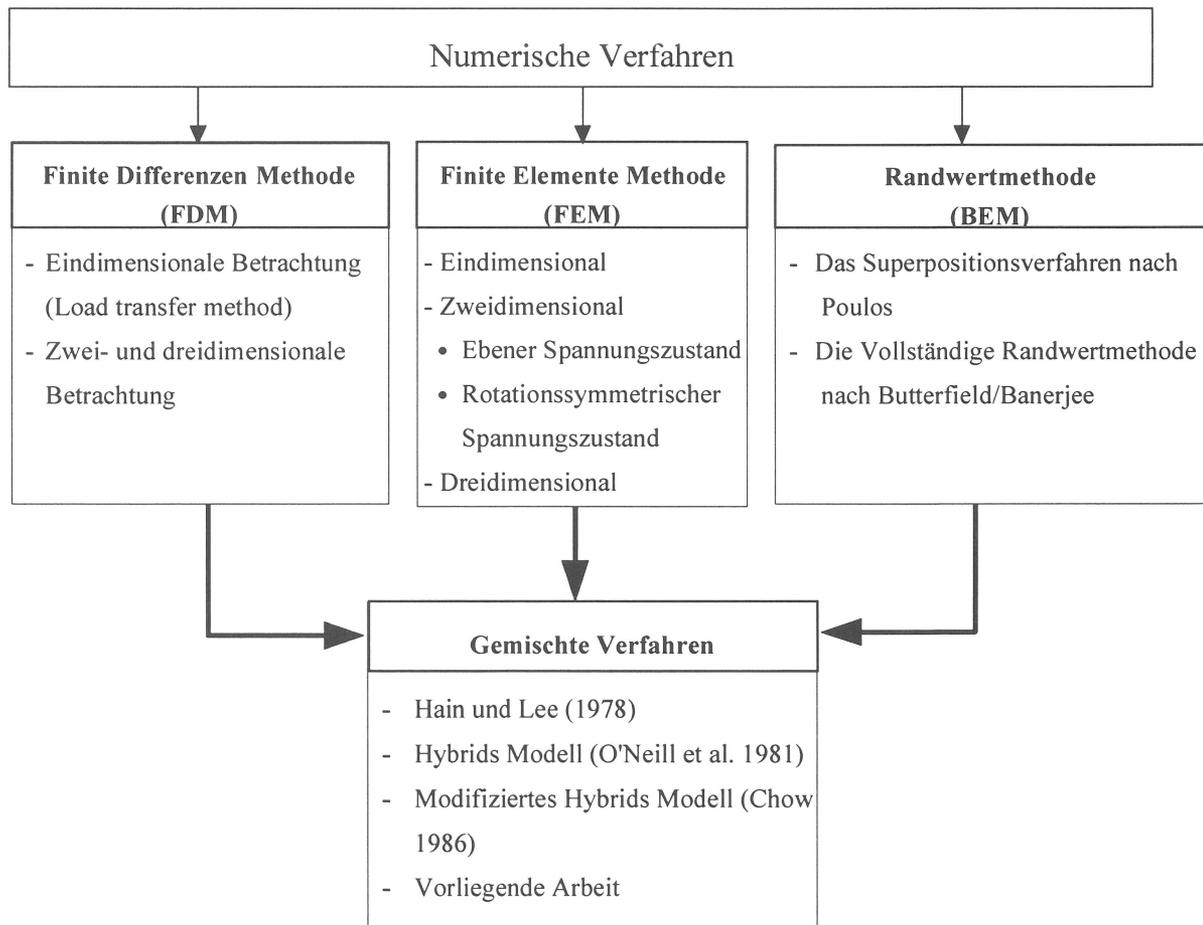


Abb. 2.5 Verschiedene Ansätze zur Beschreibung des Verhaltens von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

2.1.2.2.1 Finite-Differenzen-Methode (FDM)

Die meisten numerischen Verfahren basieren auf dem Prinzip der Diskretisierung, d.h. komplexe Systeme großer Ausdehnung werden in kleinere (Teil-) Gebiete zerlegt. In der FDM wird die beschreibende Basisgleichung diskretisiert und die partiellen Ableitungen werden durch die Änderungen der Variablen über kleine finite Inkremente am Gesamtsystem ersetzt.

- Eindimensionale Betrachtung (Lasttransfer-Methode)

Der Boden wird hierbei durch eine Anzahl von unabhängigen Federn beschrieben (Winkler-Medium). Dadurch ergibt sich die Differentialgleichung zur Beschreibung eines vertikal belasteten Einzelpfahls (Seed/Reese 1955 und Reese 1964) zu:

$$- E_p A \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \pi D k w = 0 \quad (2.15)$$

wobei:

E_p : der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials, D der Pfahldurchmesser und A der Pfahlquerschnitt sind

w : die axiale Verschiebung und z die Tiefe ab Pfahlkopf sind

k : der Bettungsmodul [Kraft/Länge³] ist

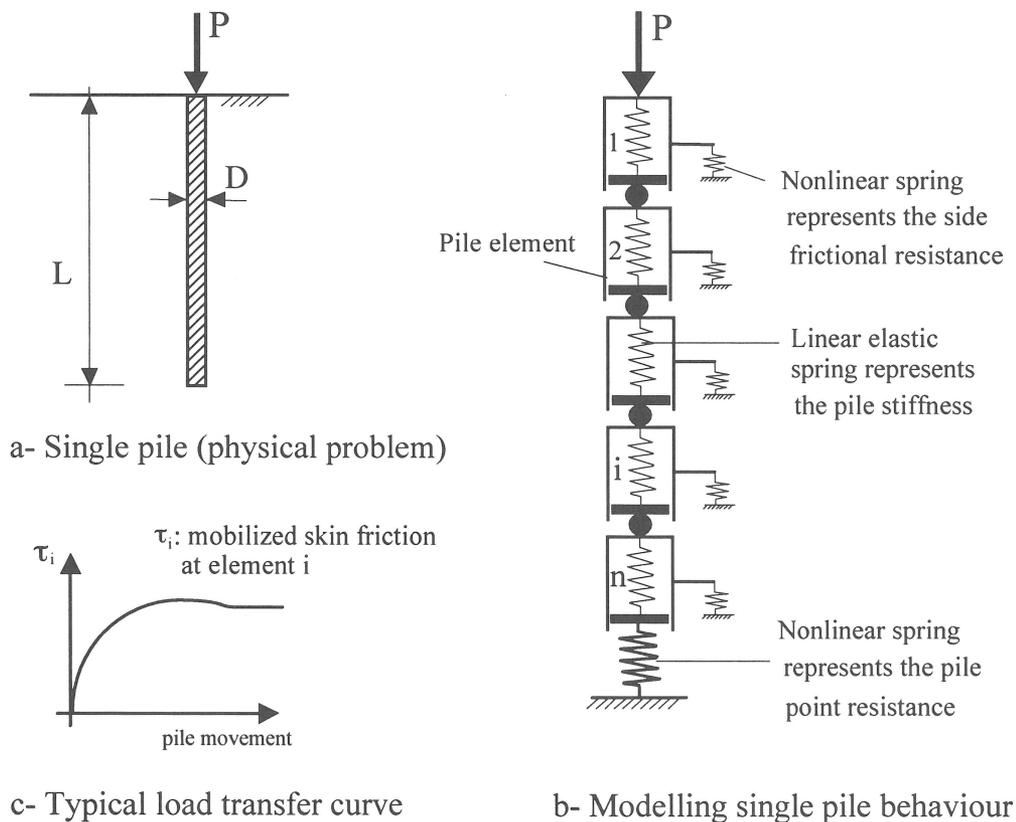


Abb. 2.6 Die Lasttransfer Methode

Die Differentialgleichung (2.15) wird mit Hilfe der FDM durch Teilung des Pfahlmantels in n Elemente gelöst. Diese Methode wurde zur Lösung von praxisrelevanten Fällen durch Reese (1964) und Coyle/Reese (1966) angewandt. Die Benutzung von Lasttransfer-Kurven erfolgt unter der Annahme, daß die Setzung eines Pfahlelementes nur von der Mantelreibung an diesem Element abhängig ist. Dabei wird die Kontinuität der Bodenmasse vernachlässigt. Deshalb kann diese Methode nicht direkt zur Beschreibung von Pfahlgruppen angewandt werden.

Die zur Anwendung dieses Verfahrens notwendigen Daten sind die Mantelreibungs-Setzungs-Linien (t-z-Linien) und die Last-Setzungs-Linie am Pfahlfuß. Die meistbenutzten Last-Setzungs-Linien sind empirische Beziehungen und entstammen Versuchen mit Meßpfählen (z.B. Coyle/Reese, 1966). Diese Beziehungen sollten nur unter Bedingungen, die denen der Versuche entsprechen, verwendet werden.

Lasttransfer-Linien auf theoretischer Basis von Randolph/Wroth wurden von Kraft et al. (1981 a, b) vorgeschlagen und auf ihre Gültigkeit hin durch Vergleiche mit Präzedenzfällen (Beobachtungen) untersucht.

- Zwei- und dreidimensionale Betrachtung

Der kürzlich von Liu (Franke et al. 1994 a, Liu 1996) abgeschlossenen Arbeit über den von Randolph/Wroth eingeführten Einflußradius r_m lag eine spezielle zweidimensionale rotationssymmetrische Finite Differenzen Betrachtung zugrunde.

Zur Beschreibung des Verhaltens einer Pfahlgruppe mit und ohne Kopplung im linear-elastische Boden wird ferner eine dreidimensionale Betrachtung angewandt. Bodeninhomogenitäten und Schlupf zwischen Pfahl und Boden werden hierbei berücksichtigt.

2.1.2.2 Finite Elemente Methode (FEM)

In den letzten zwei Jahrzehnten haben sowohl Theorie als auch Anwendung dieser Methode große Fortschritte gemacht. Die Finite Elemente Methode stellt ein geeignetes Instrument zur Verwendung komplexerer Stoffgesetze, Abmessungen und Randbedingungen dar. Bei nichtlinearem Bodenverhalten liefert sie im Vergleich zu den anderen Methoden die genauesten Ergebnisse. Aus diesem Grund werden die grundlegenden Ansätze, die in der vorliegenden Arbeit gemacht werden, durch Vergleiche mit Ergebnissen der FEM geprüft.

Es folgt eine kurze Übersicht der zur Verfügung stehenden FEM Verfahren zur Beschreibung des Verhaltens von Einzelpfahl, Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Berücksichtigung der benutzten Stoffgesetze.

- Eindimensionale FEM Betrachtung

Die FEM kann zur Lösung der Differentialgleichung (2.15) des Einzelpfahls nach dem Bettungsmodulverfahren (Smith 1982) benutzt werden. Baumgartl (1986 b, c) hat die Lasttransfer-Methode zur Betrachtung eines unendlichen Pfahlwaldes durch die Verwendung der eindimensionalen FEM modifiziert (Abb. 2.7).

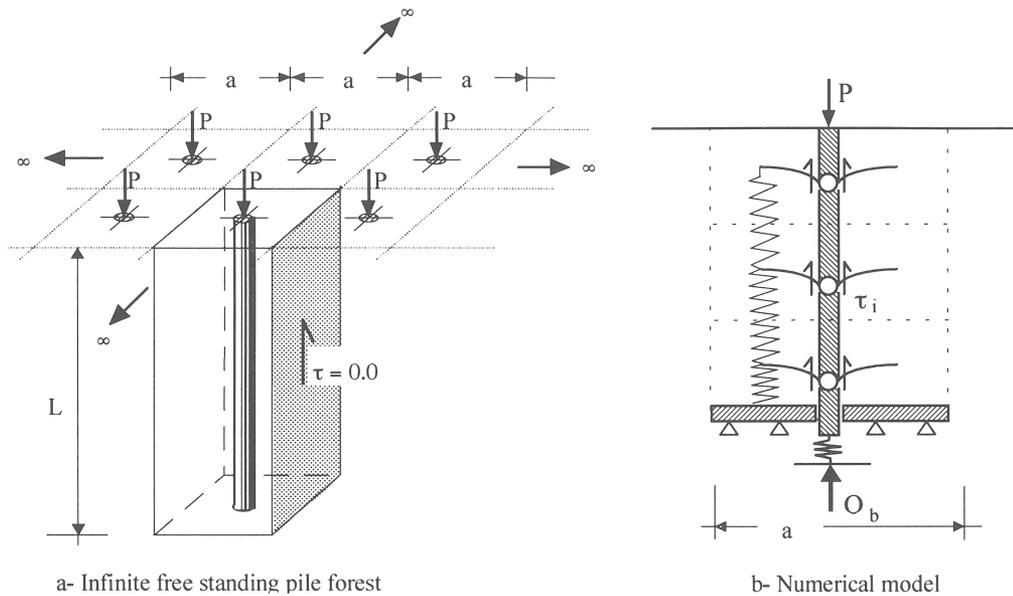


Abb. 2.7 Modellierung eines unendlichen Pfahlwaldes von freistehenden Einzelpfählen (Baumgartl, 1986 b, c)

Die Pfahl-Boden-Schnittstelle wird zur Erfassung des Schlupfes als ideal-starr-plastisch modelliert. Wird der Pfahl-Pfahl-Abstand groß genug gewählt, ergibt sich die Lösung für das Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls. Das Verhalten der Pfähle einer Pfahlgruppe liegt zwischen den zwei Extremfällen: Einzelpfahl und Pfahlwald.

Aus Betrachtungen dieser Art kann geschlossen werden, daß der Schlupf zwischen Boden und Pfahl beim Einzelpfahl vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß hin zunimmt, bei einem Pfahl eines Pfahlwaldes dagegen vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin (Baumgartl, 1986 b, c). Die Verteilung der Mantelreibung hat einen wesentlichen Einfluß auf die Lastabtragung innerhalb der Pfahlgruppe und muß bei der Pfahl- und Plattenbemessung berücksichtigt werden.

- Zweidimensionale FEM Betrachtung

Ellison et al. (1971) haben ein rotationssymmetrisches FEM-Modell zur Untersuchung des Verhaltens eines axial belasteten Einzelpfahls benutzt. Die Pfahl-Boden-Schnittstelle wurde mit Federelementen modelliert. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens wurde durch eine trilineare Kurve angenähert. Mit diesem Modell wurden Probelastungen mit Meßpfählen im Londoner Ton zutreffend nachgerechnet. Die Übereinstimmung zwi-

schen Rechnung und Messung hat die Anwendbarkeit der FEM zur Berücksichtigung des nicht-linearen Bodenverhaltens bestätigt. Auch Holloway et al. (1975) haben eine ähnliche Betrachtung mit hyperbolischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung und unterschiedlichen charakteristischen Kennwerten bei Be- und Entlastung durchgeführt.

Die FEM wurde auch zur Berechnung des Verhaltens von Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen benutzt. In diesem Fall wird das System näherungsweise entweder als ebener Verformungszustand (Desai et al. 1974 und Sommer 1986) oder als rotationssymmetrischer Spannungszustand (Hooper 1973 und Pressley/Poulos 1986) idealisiert. Naylor/Hooper (1974) haben ein elastisches rotationssymmetrisches Modell zur Berechnung der im überkonsolidierten Londoner Ton stehenden Gründung des Hyde Park Cavalry Barracks Hochhauses benutzt. Die Pfähle wurden durch konzentrische Ringe mit äquivalenten Steifigkeiten angenähert. Pressley/Poulos (1986) haben eine nichtlineare rotationssymmetrische FEM-Betrachtung zur Beschreibung des Verhaltens einer quadratischen, durch eine starre Kopfplatte gekoppelten Pfahlgruppe durchgeführt, bei der sie die Pfähle ebenfalls durch konzentrische Ringe modelliert haben. Der Boden wird als elastoplastisches Kontinuum mit nicht assoziierter Fließregel betrachtet. Der Schlupf an der Pfahl-Boden-Schnittstelle wird durch spezielle Mantelreibungs-Elemente (interface elements) simuliert. Diese nichtlineare Betrachtung hat gezeigt, daß sich bei enger Pfahlanordnung ein Block-Versagen einstellt, und daß der Schlupf zwischen Pfahl und Boden nur an den Außenflächen des äußersten äquivalenten konzentrischen Ringes auftritt. Bei zunehmendem Abstand der Pfähle wächst der Pfahl-Boden-Schlupf entlang der inneren Ringe und der Versagensmechanismus des Einzelpfahls tritt ein. Allerdings sind die Möglichkeiten, die eine Modellierung auf der Basis der rotationssymmetrischen FEM bietet, sehr von der Pfahlanordnung in der Gruppe abhängig; ein entscheidender Nachteil ist die Einführung von unrealistischen radialen und tangentialen Steifigkeiten durch die Modellierung mit konzentrischen Ringen.

- Dreidimensionale FEM Betrachtung

Die dreidimensionale FEM setzt die wenigsten Vereinfachungen voraus, ist allerdings auch die kostenintensivste und komplexeste Methode, speziell bei der Modellierung des nichtlinearen Bodenverhaltens bei großen Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit unregelmäßigen Abmessungen.

Ottaviani (1975) hat mit Hilfe der dreidimensionalen FEM das linear-elastische Verhalten von Einzelpfählen und Pfahlgruppen (3×3 und 5×5) mit und ohne Bodenkontakt der Bodenplatte untersucht. Es ergeben sich hier erste Erkenntnisse über den Einfluß der Sohlspannungen der Platte auf die Lastabtragung.

Trochanis et al. (1991 a) haben den Einfluß der Nichtlinearität des Bodens auf das Verhalten von Einzelpfählen und Gruppen von zwei Pfählen durch ein dreidimensionales ela-

sto-plastisches FEM Modell simuliert. Spezielle Pfahl-Boden-Elemente (interface elements) wurden zur Modellierung des Schlupfes benutzt. Der Boden selbst wurde als Drucker/Prager Material idealisiert. Die durchgeführten Studien haben gezeigt, daß sich eine beschränkte lokale Fließzone (plastische Zone) rund um den Pfahlschaft ausbildet, und daß die Bodenverformungen außerhalb dieser Zone relativ gering sind.

Katzenbach et al. (1994 a) sowie Arslan et al. (1994) haben eine dreidimensionale elasto-plastische FEM Studie zur Untersuchung einer quadratischen (6×6) Pfahlgruppe, gekoppelt durch eine starre Bodenplatte, die im Kontakt mit dem Boden ist, durchgeführt. Durch Ausnutzung der Symmetrie war es möglich, ein Achtel des Systems zu modellieren. Das Ziel dieser Arbeit war die Simulation des Verhaltens der Gründung des 300 m hohen Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt am Main. Die Pfähle durchstoßen die oberen überkonsolidierten Tonschichten und münden in die tieferliegenden Kalksteinschichten. Das Stoffverhalten des Bodens wurde mit einem Konus/Kappe Modell idealisiert. Die Bodenkennwerte wurden durch Laborversuche (Ödometer-, Triaxialversuche) sowie auf der Basis von Erfahrungswerten bestimmt. Diese Studie hat die Anwendbarkeit der dreidimensionalen FEM auch für praktische Zwecke gezeigt.

Cau bei Jessberger et al. (1991) hat zur Behandlung der dreidimensionalen Interaktionsprobleme eine "substructure condensation technique" vorgeschlagen. Ein System wird dabei durch eine Anzahl von Untersystemen ersetzt. Durch Anwendung der "condensation technique" kann die Steifigkeitsmatrix jeder Substruktur komprimiert und mit anderen Substrukturen verbunden werden. Dadurch wird die benötigte Computerkapazität reduziert. Allerdings ist diese Methode hinsichtlich der Dateneingabe und der Rechenzeit noch sehr aufwendig. Jessberger et al. (1991) haben diese Technik zur Simulation des Tragverhaltens einiger Zentrifugen-Modellversuche (Thaher 1991) angewandt.

Meißner et al. (1991) haben die Nutzung von "massiv-parallelen Transputersystemen" für parallele Finite Elemente Algorithmen zur besseren Nutzung der Computerkapazität vorgeschlagen. Die erforderliche Software für diese Technik ist zur Zeit noch in der Entwicklung.

2.1.2.2.3 Randelemente Methode (BEM)

Die Randelemente Methode (Randintegralmethode) besteht aus der numerischen Auflösung eines Satzes von Integralgleichungen, welcher die Kräfte am Rand eines als isotrop und homogen angenommenen Mediums mit den dort auftretenden Verschiebungen koppelt (siehe hierzu Abb. 3.1 und 3.18). Anders als bei der FDM und der FEM ist die Grundlage der BEM die numerische Lösung von Integralen und nicht die Lösung von Differentialgleichungen. Bei dieser Methode wird nur der Rand des Mediums diskretisiert. Mit der Lösung für den Rand des Systems liegen die Unbekannten für jeden Punkt innerhalb des

Randes ebenfalls fest. Als Konsequenz ergibt sich durch die BEM im Vergleich zur FEM ein verminderter Bedarf an Rechenleistung. Ein anderer Vorteil der BEM ist die gute Modellierung unendlicher Ränder.

Die Randelemente Methode wurde zur Betrachtung von Einzelpfahl, Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung auf Basis der Mindlin-Gleichungen (Mindlin, 1936) für eine Einzellast im elastischen, isotropen und homogenen Halbraum eingesetzt. Durch die Beschränkung auf den elastischen Halbraum können Bodeninhomogenitäten, nichtlineares Bodenverhalten und nichtlineares Verhalten an der Pfahl-Boden-Schnittstelle nur unter Verwendung von Näherungen beschrieben werden.

Die Berechnungsverfahren zur Erfassung der Gruppenwirkung von Pfählen und der Interaktion zwischen der Pfahlgruppe und der Bodenplatte können wie folgt unterteilt werden:

- Berechnungsverfahren auf der Basis der Superposition (nach Poulos)
- Berechnungsverfahren auf Basis einer vollständigen Randelemente Methode für das gesamte System (nach Butterfield/Banerjee)

- Das Superpositionsverfahren nach Poulos

Poulos/Davis (1968) und Poulos/Mattes (1971 a, b) haben ein Verfahren zur Ermittlung der Setzung einer Pfahlgruppe unter Verwendung von Interaktionsfaktoren vorgeschlagen. Der Interaktionsfaktor $\bar{\alpha}$ ist wie folgt definiert:

$$\bar{\alpha} = \frac{\text{Zusätzliche Setzung infolge eines benachbarten Pfahles}}{\text{Setzung des Pfahles infolge eigener Belastung}} \quad (2.16)$$

Der Interaktionsfaktor $\bar{\alpha}$ hängt unter anderem vom Pfahlabstand, von der Pfahlschlankheit, vom Verhältnis der Steifigkeiten von Pfahl und Boden, dem Effekt des begrenzten Halbraums und der Nichtlinearität des Bodens ab. Interaktionsfaktoren für eine große Anzahl von verschiedenen Pfahlanordnungen wurden von Poulos/Davis (1980) in grafischer Form aufgetragen.

Die Setzung s_i des i-ten Pfahls einer Gruppe von N_p identischen Pfählen kann nach Poulos/Davis (1980) wie folgt geschrieben werden:

$$s_i = s_{\text{single}} \sum_{j=1}^{N_p} (P_j \bar{\alpha}_{ij}) \quad (2.17)$$

wobei:

s_{single} : Setzung unter eigener Einheitslast des Einzelpfahls

P_j : Last des j-ten Pfahls

$\bar{\alpha}_{ij}$: Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktor für die Pfähle i und j ($\bar{\alpha}_{ij} = 1$ für $i=j$) sind.

Es konnte gezeigt werden, daß bei vertikal belasteten Pfahlgruppen die Kompatibilität der Radialverschiebung einen vernachlässigbaren Einfluß auf die vertikale Verschiebung hat (Mattes/Poulos 1969 und Butterfield/Banerjee 1971 a).

Gleichung 2.17 stellt für eine Pfahlgruppe ein lineares Gleichungssystem dar, welches für die zwei Bedingungen:

- a) gleiche Setzung aller Pfähle (starre Kopfkopplung der Pfähle)
- b) bekannte Lasten aller Pfähle (schlaffe Kopfkopplung der Pfähle)

gelöst werden kann. Ein Vergleich zwischen den errechneten Werten mit In-Situ-Versuchen hat eine gute Übereinstimmung für Lasten bis zu 50% der Bruchlast gezeigt (Poulos/Davis, 1980).

Das Superpositionsverfahren gilt ebenfalls im Falle des elastischen Bodens nur näherungsweise, denn jeder Pfahl der Gruppe hat einen Einfluß auf die Verteilung der Mantelreibung und des Spitzendrucks, der beim Superpositionsverfahren nicht direkt berücksichtigt werden kann. Schlupf zwischen Pfahl und Boden sowie nichtlineares Bodenverhalten in der Nähe des Pfahls können durch diese Methode nur unter Anwendung von Näherungslösungen erfaßt werden. Poulos (1988) hat ein Verfahren zur näherungsweise Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens durch den Ansatz eines in radialer Richtung veränderlichen Boden-Elastizitätsmoduls vorgeschlagen. Dabei werden die Pfahlsetzungen infolge eigener Belastung unter Verwendung eines "pfahlnahen" Elastizitätsmoduls des Bodens ermittelt. Die Pfahl-Pfahl Interaktionsfaktoren dagegen werden unter Verwendung eines höheren mittleren Elastizitätsmoduls ermittelt, der den kleineren Dehnungen in diesem Bereich entsprechen soll.

- Die vollständige Randelemente Methode nach Butterfield/Banerjee

Wegen der beschränkten Anwendungsmöglichkeiten des Superpositionsverfahrens haben Butterfield/Banerjee (1971 a, b) eine vollständige Randelemente Methode vorgeschlagen. In diesem Verfahren werden jeder Pfahl diskretisiert und das Gesamtsystem betrachtet. Die Betrachtung erfolgt auch in diesem Fall auf Grundlage der Mindlin-Gleichungen für eine Einzellast im elastischen Halbraum.

Die wesentlichen Vorteile der vollständigen Randelemente Methode sind:

- Dieses Verfahren erlaubt die ganzheitliche Abbildung der in das Bodenkontinuum eingebetteten Pfahlgruppe. Damit wird das Tragverhalten jedes Pfahls in Abhängigkeit von seiner Anordnung in der Pfahlgruppe unter Berücksichtigung der standortspezifischen Entwicklung der Mantelreibung und des Spitzendrucks erfassen.
- Der Schlupf zwischen Pfahl und Boden sowie nichtlineares Verhalten können direkt berücksichtigt werden.

- Es können auch Gruppen von Pfählen mit verschiedenen geometrischen Abmessungen modelliert werden.

Butterfield/Banerjee (1971 b) haben die vollständige Randelemente Methode zur Beschreibung des Verhaltens von Pfahlgruppen im elastischen Halbraum, die über eine starre Platte gekoppelt sind, entwickelt. Für typische Pfahlanordnungen wurden die Einflüsse der Pfahlschlankheit, des Verhältnisses der Steifigkeiten von Pfahl und Boden und der Größe der Bodenplatte auf das Verhalten des Systems untersucht.

2.1.2.2.4 Gemischte Verfahren

Werden mehrere der o.g. Verfahren gleichzeitig verwendet, um die Verfahrensgrenzen der einzelnen Verfahren zu umgehen, spricht man von gemischten Verfahren. Hain/Lee (1978) haben die Bodenplatte mit Hilfe der FEM als biegesteife Platte modelliert. Die Gruppenwirkung und die Wechselwirkung zwischen der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte wurden mit Hilfe des Superpositionsverfahrens erfaßt. Vier unabhängige verschiedene Interaktionsformen wurden in der Betrachtung berücksichtigt (Abb. 2.8).

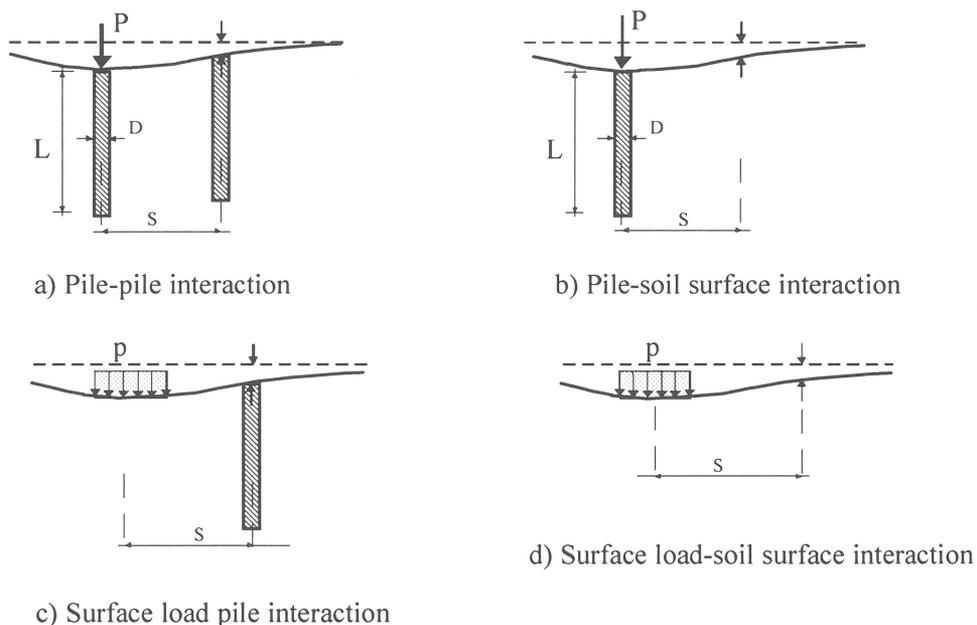


Abb. 2.8 Verschiedene Interaktionsformen

Durch Betrachtung der Kompatibilität und des Gleichgewichtes läßt sich die Lösung am Gesamtsystem ermitteln. Die Bruchlast des Einzelpfahls kann durch eine Lastbegrenzungsprozedur (Schleife) berücksichtigt werden. Die von Hain und Lee vorgeschlagene Vorgehensweise wurde zur Untersuchung der setzungsreduzierenden Wirkung von Pfahlgruppen in Kombinierten Pfahl-Plattengründungen eingesetzt.

El-Mossallamy (1989) hat die von Hain/Lee (1978) vorgeschlagene Methode zur Untersuchung von Pfahlgruppen, die mit einer biegesteifen Bodenplatte (in Kontakt mit dem Boden) gekoppelt sind, benutzt. Zweck dieser Untersuchung war es, den Einfluß der Plattensteifigkeit, der Pfahlschlankheit, des Verhältnisses der Pfahl-Boden-Steifigkeit und der geometrischen Abmessungen der Bodenplatte auf die Verminderung der Setzung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur entsprechenden Flachgründung zu beschreiben. Der Boden wurde dabei als linearelastisch modelliert.

Wahrmund (1992 a, b) hat ein ähnliches Verfahren mit einer näherungsweise Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahlverhaltens benutzt. Die Pfahl-Boden-Schnittstelle wurde als ideal starr plastische Verbindung modelliert. Zur Berücksichtigung der seitlichen Änderung (Aufweichung) der Bodensteifigkeit wurde das vereinfachte Verfahren nach Poulos (1988) angewandt. Das nichtlineare Verhalten am Pfahlfuß wurde durch Last-Setzungslinien nach DIN 4014 berücksichtigt.

Poulos (1993 b) hat ein gemischtes Verfahren zur Beschreibung des Verhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen vorgeschlagen. Dabei stellt das Superpositionsverfahren die Grundlage dar. Die Bodenplatte wurde als biegesteife Platte durch die FDM, die Pfähle durch aufeinander einwirkende Federn und der Boden als elastisches Medium modelliert. Das nichtlineare Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle ist näherungsweise berücksichtigt.

O'Neill et al. (1977) haben ein hybrides Modell zur Beschreibung des Verhaltens einer Pfahlgruppe mit und ohne Kopplung durch eine Bodenplatte entwickelt. Jeder Pfahl wird durch eine nichtlineare Last-Setzungs-Linie modelliert und die Interaktion zwischen den Pfählen wird mit der Hilfe der Interaktionsfaktoren nach Poulos (1968) ermittelt.

Dieses Verfahren läßt sich folgendermaßen erläutern:

- 1) Jeder Pfahl der Pfahlgruppe wird in Stabelemente diskretisiert. Die Mantelreibungs-Setzungs-Kurven neben den Mittelpunkten der Pfahlmantelemente sowie die Spitzendruck-Setzungs-Kurve am Pfahlfuß werden aus In-Situ-Versuchen (Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen) ermittelt. Die Mantelreibungsverteilung und der Spitzendruck der Pfähle werden mit Hilfe der Lasttransfermethode ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung berechnet.
- 2) Die zusätzlichen Bodensetzungen an jedem Pfahlmantelement sowie am Pfahlfuß, die durch die Mantelreibung und den Spitzendruck aller anderen Pfähle verursacht werden, berechnet man mit Hilfe der Mindingleichungen. Die Interaktionen zwischen den Elementen desselben Pfahls in der Gruppe werden nicht berücksichtigt.
- 3) Die Last-Setzungs-Kurve jedes Pfahlelements wird unter Berücksichtigung der zusätzlichen Setzungen zur Erfassung der Gruppenwirkung neu ermittelt.

- 4) Mit den modifizierten Last-Setzungs-Kurven werden die Schritte 1 bis 3 in iterativer Form wiederholt.

Es liegt eine versteckte Annahme in dieser Betrachtung: jeder Pfahl verändert die Arbeitslinie der Nachbarpfähle nur in der Weise, daß das Last-Setzungs-Verhalten weicher wird, die Grenzwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks bleiben unverändert. Dieses Verfahren stellt damit nicht das wahre Pfahlverhalten dar. Eine weitere Einschränkung des Verfahrens liegt in der Tatsache, daß die zugrunde gelegten Arbeitslinien aus Feldversuchen stammen. Aus diesem Grund sollten solche Beziehungen (O'Neill et al. 1981) nur in solchen Fällen zur Anwendung kommen, die denen entsprechen, von denen die zugrunde gelegten Arbeitslinien hergeleitet wurden.

Eine Verfeinerung des Verfahrens zur direkten Betrachtung der Pfahl-Boden-Interaktion (Kraft et al. 1981 b) wurde von Chow (1986) vorgeschlagen. Der von Kraft et al. vorgeschlagenen Vorgehensweise sind die theoretischen Betrachtungen von Randolph/Wroth (1978) zur Ermittlung der Arbeitslinien zugrundegelegt. Die Benutzung solcher Kurven simuliert das nichtlineare Verhalten der Pfahlgruppe und der Pfahl-Boden-Schlupf wird bei dieser Betrachtung berücksichtigt. Die Nichtlinearität wird dabei auf eine schmale Zone um den Pfahl herum angenommen, in größerer Entfernung zwischen den Pfählen wird der Boden nur durch geringe Scherspannungen beansprucht und verhält sich weitgehend elastisch. Deshalb beruht die Nichtlinearität der Gruppenwirkung allein auf dem nichtlinearen Verhalten der Einzelpfähle, die Interaktionseffekte der Gruppe bleiben im wesentlichen elastisch.

2.2 Beobachtungen/Monitoring

Zur Beobachtung des Verhaltens von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen werden kleinmaßstäbliche Modellversuche und In-Situ Großversuche sowie Messungen an Bauwerksgründungen durchgeführt. Messungen an bestehenden Gründungen ermöglichen einen besseren Einblick in das Tragverhalten der Gründungen sowie eine Überprüfung der für die numerischen Modellierungen getroffenen Annahmen.

2.2.1 Kleinmaßstäbliche Modellversuche

In der Literatur wird über eine große Anzahl von kleinmaßstäblichen Modellversuchen unter 1g-Gravitationsbedingungen mit Einzelpfählen, Pfahlgruppen und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Ton berichtet (Withaker 1957, Sowers et al. 1961, Mattes/Poulos 1971, Ghosh 1975, Abdrabo 1976, Wiesner/Brown 1980 und Baligh 1985). Die Extrapolation der Versuchsergebnisse auf die Bedingungen im Feld ist mit Einschränkungen verbunden, denn die Versuche wurden oft mit sehr kleinen Pfahlmodellen in künstli-

chen aufbereiteten Tonen durchgeführt, außerdem lassen sich die Spannungen nicht ohne weiteres maßstabsgerecht umrechnen. Allerdings können solche Versuche zumindest als qualitativ repräsentativ für das Tragverhalten der Gründungen betrachtet und zur Überprüfung der Anwendbarkeit von theoretischen Ergebnissen benutzt werden.

Um einigen Einschränkungen kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuche entgegenzuwirken, wurden Zentrifugenversuche in einem erhöhten Schwerfeld durchgeführt. Eine Reihe von Zentrifugenversuchen an quadratischen Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wurde von Thaher/Jessberger (1990) in gesättigten, künstlichen aufbereiteten Tonen durchgeführt sowie die Gründung des 256 m hohen Messeturms/Frankfurt in der Zentrifuge simuliert. Die durch die Zentrifugenversuche ermittelte Lastverteilung zwischen Pfählen und Bodenplatte ist im Fall des Messeturms mit der am bestehenden Gebäude gemessenen vergleichbar. Allerdings sind die durch die Versuche ermittelten Setzungen um ein vielfaches größer ($s_{\text{Modell}} = 4,26 \text{ mm}$ entsprechend $s_{\text{Prototyp}} = 64 \text{ cm}$).

Eine andere Methode zur Simulation der Spannungen im Feld ist die Erhöhung der Spannungsgradienten (Zelikson 1969). Diese Methode skaliert die vertikale Spannungsverteilung durch Vorgabe eines hohen, nach unten gerichteten Porenwasserüberdrucks in gesättigten Böden. Zelikson (1988) hat diese Methode zur Untersuchung von Rammpfählen in Sanden angewandt.

2.2.2 In-Situ Großversuche

Im Modellversuch läßt sich die tatsächliche, in-situ auftretende Spannungsverteilung nicht simulieren. Eine realitätsnahe Simulation kann nur im Feld erfolgen (z.B. Withaker/Cooke 1966, Franke/Garbrecht 1976 und Breth 1970). Ergebnisse von Versuchen an einer Reihe von drei im Londoner Ton eingebrachten Stahlpfählen liegen von Cooke et al. (1979 und 1980) vor. Weitere Veröffentlichungen über Feldversuche sowohl mit Einzelpfählen als auch mit Pfahlgruppen in verschiedenen Böden, vom weichen bis zum überkonsolidierten Ton, gibt es von Schlitt (1952), Koizumi/Ito (1967) und O'Neill et al. (1981). Diese Versuche sind für das Verständnis des tatsächlichen Verhaltens von Pfählen und Pfahlgruppen von großem Wert, sie liefern außerdem eine Möglichkeit zur Kontrolle der numerischen Modellierungen.

2.2.3 Monitoring an Bauwerksgründungen

Wegen der Komplexität der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wurde es nötig, Beobachtungen an bestehenden Gebäuden durchzuführen und die Ergebnisse nochmals in den Entwurfsprozess einzubinden. Zusätzliche Erkenntnisse kann man durch Vergleiche der Meßergebnisse mit den entwickelten Berechnungsverfahren gewinnen. Diese Erkenntnisse

hängen aber sowohl von der Zuverlässigkeit des benutzten numerischen Berechnungsverfahrens als auch von den für die Monitoring eingesetzten Methoden und Geräten ab.

Eine Übersicht über das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen sowie Fallbeispiele im Londoner Ton wurden von Hooper (1979) veröffentlicht. Cooke et al. (1981) haben das Setzungsverhalten eines 16-stöckigen, auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Londoner Ton gegründeten Hochhauses beschrieben. Sommer (1986), Sommer et al. (1985, 1990), Wittmann/Ripper (1990), Franke (1991 a), Franke et al. (1994 a, b), Katzenbach (1993), Katzenbach et al. (1994 b,c) und Lutz (1996) haben das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (die Interaktionen im Pfähle-Boden-Platte-System) aufgrund von Beobachtungen an Hochhäusern im Frankfurter Ton beschrieben. Es wurden Messungen der Verformungen des Untergrunds mit Hilfe von Extensometern und Inklinometern durchgeführt sowie die Bodenpressungen und die Porenwasserüberdrücke erfaßt. Die Pfahlinstrumentierung umfaßte Kraftmeßdosen am Pfahlkopf und Meßeinrichtungen (Integral-DMS) zur Ermittlung der Pfahlbetondehnungen. Zusätzlich wurden die Oberflächen- und Bauwerkssetzungen an verschiedenen Punkten geodätisch gemessen. Mehr zur Instrumentierung, zu den Messungen, zur Auswertung und den Ergebnissen finden sich in anderen Veröffentlichungen (z.B. Franke 1991 a, Schwab et al. 1991, Franke/Lutz 1994 c und Lutz 1996).

Hansbo/Jendeby (1983) und Hansbo (1984, 1993) haben die Ergebnisse der Beobachtung von vier auf Reibungspfählen in weichen Tonen gegründeten Hochhäusern in Schweden beschrieben. Die Pfähle wurden auf Lasten bemessen, die nahe an ihrer Bruchlast liegen (sog. creep piles).

2.3 Die Tragfähigkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Kishida/Meyerhof (1965) haben aufgrund von Modellversuchen im Sand in Abhängigkeit des Pfahlabstandes zwei Bruchmechanismen zur Bestimmung der Traglast einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung vorgeschlagen:

- Versagen des Einzelpfahls

Die Traglast der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird als die Traglast der Bodenplatte plus der Summe der Traglasten der Einzelpfähle, unter Berücksichtigung des Einflusses der Sohldruckspannungen auf den Pfahlspitzenwiderstand für jeden Einzelpfahl der Pfahlgruppe, definiert.

- Blockversagen der Pfahlgruppe

Die Traglast bestimmt sich in diesem Fall als die Summe der Traglast der Pfahlgruppe plus der Traglast des Anteils der Bodenplatte, die außerhalb der Pfahlgruppe liegt.

Liu et al. (1985) haben Feldversuche an Bohrpfahlgruppen in sandigen Böden durchgeführt, mit und ohne Bodenkontakt der Kopfplatte. Aus den Versuchsergebnissen konnte geschlossen werden, daß es keine Anzeichen für ein Blockversagen gibt. Aus diesem Grund wurde vorgeschlagen, die Bruchlast auf Grundlage des ersten Bruchmechanismus nach Kishida/Meyerhof (1965) zu ermitteln.

Phung (1993) hat den Vorschlag von Kishida/Meyerhof (1965) und Liu et al. (1985) verallgemeinert und schlägt folgende Beziehung vor:

$$Q_{\text{fpr}} = N_p (G_s C_s Q_{\text{sfs}} + G_b C_b Q_{\text{sfb}}) + C_r Q_{\text{fr}} \quad (2.18)$$

wobei:

Q_{fpr} : Grenztragfähigkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung,

Q_{sfs} : Grenztragfähigkeit der Mantelreibung des Einzelpfahls im selben Boden,

Q_{sfb} : Grenztragfähigkeit des Spitzendrucks des Einzelpfahls im selben Boden,

Q_{fr} : Grenztragfähigkeit der Bodenplatte allein,

N_p : Anzahl der Pfähle in der Pfahlgruppe,

C_r : Einflußfaktor der Gruppenwirkung auf die Grenztragfähigkeit der Bodenplatte,

G_s and G_b : Einflußfaktoren der Gruppenwirkung auf die Grenztragfähigkeit der Mantelreibung und des Spitzendrucks der Einzelpfähle,

C_s and C_b : Einflußfaktoren der Bodenpressungen auf die Grenztragfähigkeit der Mantelreibung und des Spitzendrucks der Einzelpfähle sind.

Phung (1993) hat aufgrund von Feldversuchen mit Rammpfählen in lockeren und mitteldichten gelagerten Sanden, mit und ohne Bodenkontakt der Kopfplatte, Werte für die verschiedenen Einflußfaktoren der o.g. Gleichung ermittelt. Diese Werte sollten nur unter entsprechenden Bedingungen verwendet werden.

Allgemein kann geschlossen werden, daß der Vorschlag von Kishida/Meyerhof und Liu et al. die unterste Grenze, die Gleichung von Phung die oberste Grenze der Traglast ergibt. Für Entwurfszwecke sei empfohlen, die Methode nach Kishida/Meyerhof zugrunde zu legen. Allerdings wird in den meisten Fällen die Bodenplatte einen ausreichenden Sicherheitsfaktor gegen Bruch haben, so daß die Pfähle mehr zur Verminderung der Setzungen und Verkantungen eingesetzt werden als zur Erhöhung der Tragfähigkeit. Deshalb behandelt die vorliegende Arbeit mehr die Aspekte der Verformungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als deren Tragfähigkeit.

3. Berechnungsverfahren

3.1 Einführung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung besteht aus drei Elementen: dem Boden, der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte. In der vorliegenden Arbeit werden negative Bodenpressungen (Zugkräfte) nicht zugelassen. Die Gründungsplatte wird nur durch Vertikalkräfte und Momente belastet. Die Schubspannungen zwischen Boden und Gründungsplatte haben einen vernachlässigbaren Einfluß und werden nicht weiter betrachtet. Das Verhalten des Pfahlmaterials wird als linear-elastisch angenommen, die Pfähle selbst seien nur durch Vertikallasten belastet. Nichtlineare Effekte des Bodens an der Pfahl-Boden-Schnittstelle sowie in der Umgebung des Pfahlfußes werden berücksichtigt, außerhalb dieses Bereiches wird der Boden als linear-elastische Werkstoff betrachtet. Das unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens bei Erst- und Wiederbelastung durch den Bodenaushub sowie die Pfahlzugspannungen infolge Baugrundtenspannungen (locked pile stresses) werden bei diesem Verfahren ebenfalls berücksichtigt.

Die Ziele dieses Berechnungsverfahrens sind die Ermittlung:

- des Last-Setzungs-Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Gebrauchslast
- der Lastanteile der Pfähle und der Gründungsplatte
- der Lastverteilung in der Pfahlgruppe sowie der Verteilung der Sohlspannungen
- der Verteilung der Mantelreibung und der Spitzendrücke der einzelnen Pfähle
- der Schnittgrößen und Verformungen der Bodenplatte

Als wesentliches Element der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird zuerst der Einzelpfahl modelliert. Die Gruppenwirkung hat einen großen Einfluß auf das Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Pfähle in der Gruppe. Diese Gruppenwirkung wird durch eine vollständige Randelemente Methode unter Berücksichtigung der Nichtlinearität des Pfahltrag-Verhaltens erfaßt. Als nächstes wird die Wechselwirkung zwischen der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte unter Berücksichtigung ihrer Steifigkeit modelliert. Durch diese Betrachtung erfolgt die vollständige Lösung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, wobei die dreidimensionale Natur des Problems erfaßt wird.

3.2 Einzelpfahl

Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie wurde ein Berechnungsverfahren zur Modellierung des Einzelpfahls entwickelt. Die Mindlinggleichungen für eine Einzellast im elastischen Halbraum (Mindlin, 1936) wurden als Integralfunktionen des Randwert-Berechnungsverfahrens angewandt (Poulos 1968, Poulos/Davis 1980 und Butterfield/Banerjee

1971 a). Das entwickelte Verfahren wurde für die Fälle des begrenzten Halbraums, der Bodeninhomogenitäten (linearer Zuwachs des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe oder geschichteter Boden) und des nichtlinearen Pfahltragverhaltens verfeinert.

3.2.1 Herleitung des Berechnungsverfahrens

Der Pfahl wird entsprechend Abb. 3.1 (Poulos 1968) in n Pfahlmantelelemente und in die Pfahlfußfläche unterteilt. Die Modellierung des Einzelpfahls erfolgt über die Betrachtung zweier Systeme. Das erste System ist der durch die Pfahlkopflast P , die Mantelreibung in n Pfahlmantelelementen und den Pfahlspitzendruck vertikal belastete kompressible Pfahl (Abb. 2.1.a). Das zweite System ist das Bodenkontinuum, welche durch eine Reihe von gleichförmig auf dem Umfang der Pfahlmantelelemente verteilten Schubspannungen und der gleichförmig verteilten vertikalen Spannung am Pfahlfuß belastet wird.

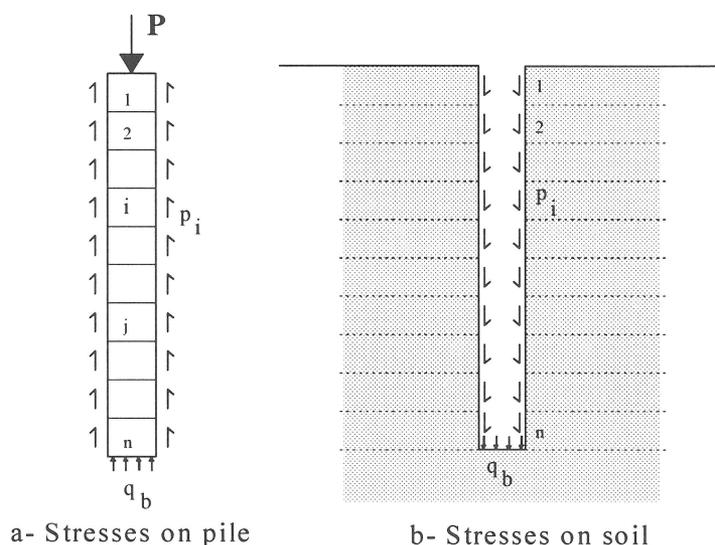


Abb. 3.1 Spannungsverteilung am Pfahl und am Bodenkontinuum (Poulos, 1968)

Die Lösung ergibt sich durch Vorgabe der Kompatibilitätsbedingung zwischen der Verschiebung des Pfahls und des Bodens in der Mitte eines jeden Pfahlmantelelementes. Bei diesem Stadium der Betrachtung wird davon ausgegangen, daß kein Schlupf zwischen Pfahl und Boden stattfindet (Starre Verbindung). Durch Vorgabe von Gleichgewicht und Kompatibilität an der Pfahl-Boden-Schnittstelle ergibt sich ein lineares Gleichungssystem. Die Lösung dieses Gleichungssystems führt zur Verteilung der Mantelreibung und des Spitzendrucks sowie zur Verschiebung in der Mitte eines jeden Pfahlmantelelementes und am Pfahlfuß.

• **Bodenverschiebungsmatrix**

Die Bodenverschiebungsmatrix schreibt sich wie folgt:

$$\begin{Bmatrix} \{s_s\} \\ s_b \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} [I_{ij}] & \{I_{ib}\} \\ \{I_{bi}\} & I_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{p_s\} \\ q_b \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

wobei:

E : Elastizitätsmodul des Bodens,

$\{s_s\}$: Vektor der Vertikalverschiebungen des Bodens neben den n Mittelpunkten der Pfahlmantelemente,

s_b : Vertikalverschiebung des Bodens am Pfahlfuß,

$\{p_s\}$: Vektor der Mantelreibung an n Pfahlmantelementen,

q_b : Spitzendruck,

$[I_{ij}]$: $(n \times n)$ Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an der Stelle i durch eine Einheits-Mantelreibung am Element j des Pfahls,

$\{I_{ib}\}$: (n) Vektor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an der Stelle i durch eine Einheitsspannung am Pfahlfuß,

$\{I_{bi}\}$: (n) Vektor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung am Pfahlfuß durch eine Einheits-Mantelreibung am Element i des Pfahls,

I_{bb} : Faktor zur Beschreibung der Vertikalverschiebung am Pfahlfuß durch eine Einheits-Belastung am Pfahlfuß sind.

Die Werte I_{ij} , I_{bi} , I_{ib} und I_{bb} werden durch doppelte Integration der Mindlinggleichungen ermittelt. Näheres zur Integration kann den Veröffentlichungen von Poulos/Davis (1968), Poulos/Davis (1980), Butterfield/Banerjee (1971 a) und El-Mossallamy (1989) entnommen werden.

Aus Gl. 3.1 folgt für die vertikalen Verschiebungen des Bodens neben den n Mittelpunkten der Pfahlmantelemente:

$$\{s_s\} = \frac{1}{E} [I_{ij}] \{p_s\} + \frac{q_b}{E} \{I_{ib}\} \quad (3.2)$$

Der Pfahlspitzendruck ermittelt sich aus der Gleichgewichtsbedingung als Funktion der aufgetragenen Pfahlkopfspannung q_h und den Mantelreibungen p_i :

$$q_b = q_h - \frac{4z}{D} \sum_{i=1}^n p_i \quad (3.3)$$

wobei:

q_h : aufgetragene Pfahlkopfspannung ($q_h = P/A$) mit P Pfahllast,

A : Querschnitt des Pfahls

z : Höhe der Pfahlmantelemente, D : Pfahldurchmesser sind.

Die Verschiebung des Bodens in der Mitte der Pfahlmantelelemente $\{s_s\}$ lässt sich wie folgt schreiben:

$$\{s_s\} = \frac{q_h}{E} \{I_{ib}\} + \frac{1}{E} [ISM] \{p_s\} \quad (3.4)$$

wobei:

$$ISM_{ij} = I_{ij} - \frac{4z}{D} I_{ib}$$

• **Pfahlverschiebungsmatrix**

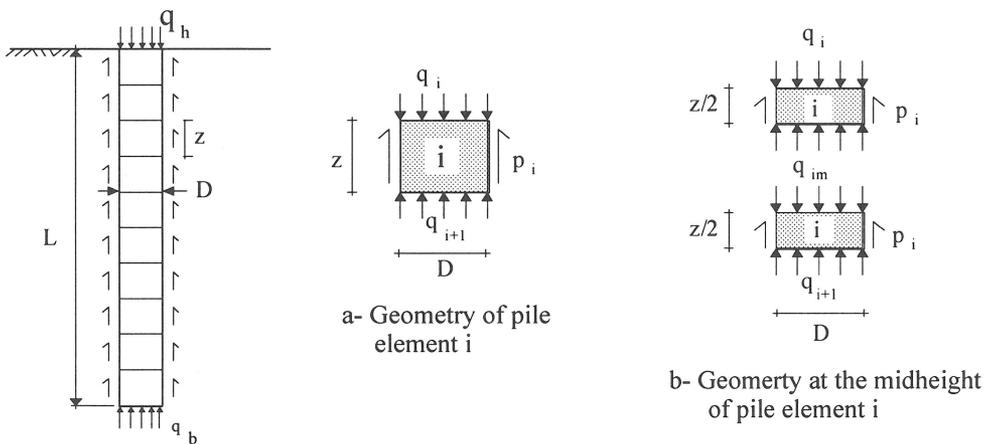


Abb. 3.2 Pfahlgeometrie und -spannungen

Mit den Bezeichnungen nach Abb. 3.2 schreibt sich die elastische Verkürzung (Δ_i) jedes Pfahlmantelelementes i zu:

$$\Delta_i = \frac{z}{E_p} \left(\frac{q_i + q_{i+1}}{2} \right) \quad (3.5)$$

wobei: E_p : der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials ist.

Unter Verwendung der vertikalen Gleichgewichtsbedingung schreibt sich Gl. 3.5 :

$$\Delta_i = \frac{z}{E_p} \left(q_i - \frac{2z}{D} p_i \right) \quad (3.6)$$

und

$$q_i = q_h - \frac{4z}{D} \sum_{j=1}^{i-1} p_j \quad (3.7)$$

Die Verschiebung in der Mitte eines jeden Pfahlmantelelementes (s_{pi}) schreibt sich somit:

$$s_{pi} = \sum_{j=i+1}^n \Delta_j + \Delta_i + s_b \quad (3.8)$$

wobei: $\Delta_i^{\#}$: die elastische Verkürzung der unteren Hälfte des Elementes i und s_b die Setzung des Pfahlfußes sind.

Wie Abb. 3.2 zu entnehmen ist, kann $\Delta_i^{\#}$ wie folgt geschrieben werden:

$$\Delta_i^{\#} = \frac{z q_i}{2 E_p} - 1.5 \frac{z^2 p_i}{D E_p} \quad (3.9)$$

und unter Verwendung von Gl. 3.1 ergibt sich:

$$s_b = \frac{1}{E} \left[\sum_{i=1}^n I_{bi} p_i + I_{bb} q_b \right] \quad (3.10)$$

sowie unter Verwendung von Gl. 3.7:

$$q_b = q_h - \frac{4 z}{D} \sum_{i=1}^n p_i \quad (3.11)$$

Aus Gl. 3.8, Gl. 3.9, Gl. 3.10 und Gl. 3.11 läßt sich die Pfahlverschiebungsmatrix in folgender Form schreiben:

$$\{s_p\} = \frac{q_h}{E_p} \{R\} - \frac{1}{E_p} [RML] \{p_s\} \quad (3.12)$$

wobei: $\{s_p\}$: der Verschiebungsvektor (n) in den Mittelpunkten der Pfahlmantelemente ist.

$$R_i = (n + 0.5 - i) z + \frac{E_p}{E} I_{bb}$$

$$RML_{ii} = \frac{2 z^2}{D} [2n - (2i - 0.75)] + C_i$$

$$C_i = - \frac{E_p}{E} \left(I_{bi} - \frac{4 z}{D} I_{bb} \right)$$

$$RML_{ij} = \frac{2 z^2}{D} [2 (n - j) + 1] + C_j \quad (i = 1 \rightarrow n \text{ and } j = i + 1 \rightarrow n)$$

$$RML_{ij} = \frac{2 z^2}{D} [2 (n - i) + 1] + C_j \quad (i = 2 \rightarrow n \text{ and } j = 1 \rightarrow i - 1)$$

Die Herleitung der Pfahlverschiebungsmatrix (Gl. 3.12) unterscheidet sich von der anderer Autoren (z.B. Poulos/Davis 1980). Diese Herleitung wurde deshalb so geführt, um das Berechnungsverfahren für Erweiterungen wie das nichtlineare Pfahltrag-Verhalten, die Gruppenwirkung und die Bodenpressungen (z.B. Sohlspannungen aus der Gründungsplatte) offen zu halten.

• **Vorgabe der Kompatibilitätsbedingung**

Wird eine starre Verbindung zwischen Pfahl und Boden angenommen (kein Schlupf), dann ist die Verschiebung des Bodens gleich der Verschiebung der entsprechenden Pfahlelemente. Aus den Gl. 3.4 und Gl. 3.12 ergibt sich folgendes Gleichungssystem:

$$\left[\frac{E_p}{E} [ISM] + [RML] \right] \{p_s\} = q_h \left[\{R\} - \frac{E_p}{E} \{I_{ib}\} \right] \quad (3.13)$$

Die Lösung dieses Systems führt zur Verteilung der Pfahlmantelreibung. Aus der Gleichgewichtsbedingung errechnet sich der Spitzendruck. Unter Verwendung von Gl. 3.4 oder Gl. 3.12 lassen sich die Verschiebungen in der Mitte jedes Pfahlmantelelementes sowie die Verschiebung des Pfahlfußes ermitteln.

3.2.2 Vergleich zwischen den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit mit Ergebnissen aus anderen Berechnungsverfahren

3.2.2.1 Kompressibler Einzelpfahl im homogenen elastischen Halbraum

In Abb. 3.3 sind die Ergebnisse, die mit dem in Kap. 3.2.1 vorgestellten Berechnungsverfahren und mit dem von Poulos/Davis 1980 publizierten Verfahren erzielt worden sind, dargestellt. Die relative Steifigkeit K_p zwischen Pfahl und Boden hat einen großen Einfluß auf die Verteilung der Pfahlmantelreibung. Bei einem verhältnismäßig steifen Pfahl ergibt sich eine fast gleichförmige Verteilung der Mantelreibung, bei einem weichen Pfahl dagegen ist die Mantelreibung in der Nähe des Pfahlkopfes am größten und nimmt mit der Tiefe sehr schnell ab. Die relative Steifigkeit K_p hat einen genauso großen Einfluß auf das Verhalten des Einzelpfahls wie die Pfahl-Pfahl Interaktion und somit die Gruppenwirkung.

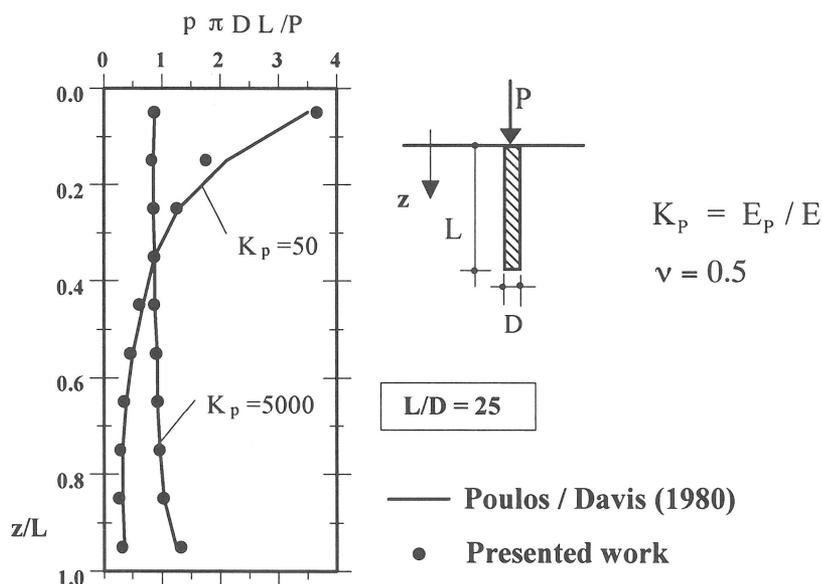


Abb. 3.3 Verteilung der Mantelreibung entlang eines kompressiblen Einzelpfahls

3.2.2.2 Effekte eines begrenzten Halbraums

In vielen Situationen ist die Modellierung des Untergrundes durch eine begrenzte kompressible Bodenschicht, welche auf einer steifen Schicht liegt, realistischer als die Annahme des elastischen Halbraums. Das Vorhandensein einer solchen begrenzten Schicht beeinflusst das Verhalten des Einzelpfahls genauso wie die Pfahl-Pfahl-Interaktion in der Pfahlgruppe. Die Annahme eines begrenzten Halbraums ähnelt der bekannten Annahme einer Einflußtiefe bei der Setzungsberechnung der Flachgründungen (z.B. DIN 4019) durch das 20% Prinzip (zusätzliche Bodenspannungen sind nur dann zu berücksichtigen, wenn sie 20% der geostatischen Spannungen überschreiten). Im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung muß eine solche Einflußtiefe definiert werden. Diese Einflußtiefe kann durch die geologische Bodenschichtung oder durch eine Form des 20% Prinzips ermittelt werden.

Die Näherung nach Steinbrenner (Steinbrenner 1934) wird zur Erfassung des begrenzten Halbraums angewandt. Nach dieser Näherung schreibt sich der vertikale Verschiebungsfaktor I_h an einem Punkt O an der Oberfläche eines begrenzten Halbraums mit der Tiefe h wie folgt:

$$I_h \approx I_\infty - I_{\infty-h} \quad (3.14)$$

wobei:

I_∞ : Verschiebungsfaktor für den Halbraum,

$I_{\infty-h}$: Verschiebungsfaktor für einen Punkt in der Tiefe h unter dem Punkt O sind

Der Effekt eines begrenzten Halbraums kann durch die Anwendung dieser Näherung auf die Verschiebungsfaktoren in Gl. 3.1 erfaßt werden. In dieser Betrachtung wird angenommen, daß die Verteilung der Mantelreibung unabhängig von der Tiefe der kompressiblen Schicht ist. Die gleiche Näherung wird bei der Ermittlung der Setzungen unter Flachgründungen angewandt.

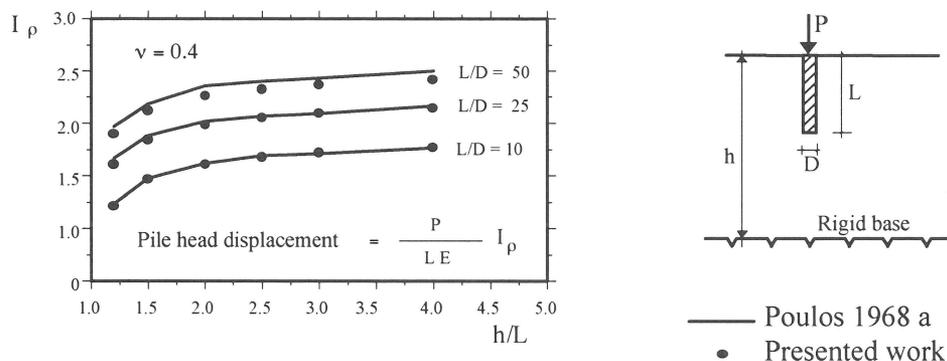


Abb. 3.4 Verschiebung eines steifen Pfahls im begrenzten Halbraum

Abb. 3.4 zeigt einen Vergleich der Ergebnisse, die mit der vorliegenden Arbeit erzielt wurden, mit den von Poulos (1968) veröffentlichten Ergebnissen für einen starren Pfahl im

begrenzten Halbraum. Es zeigt sich, daß die Ergebnisse gut übereinstimmen. Der Effekt des begrenzten Halbraums verschwindet ab einem Verhältnis $h/L \geq 2$ bis 2,5.

3.2.2.3 Effekte einer Bodeninhomogenität

- Geschichteter Boden

Die Näherung nach Steinbrenner kann für den Fall des zweigeschichteten Bodens erweitert werden, die erste Bodenschicht habe entsprechend Abb. 3.5. den Elastizitätsmodul E_1 und die zweite den Elastizitätsmodul E_2 . In diesem Fall schreibt sich Gl. 3.14 wie folgt:

$$I_h = I_{\infty(E_1)} - I_{\infty-h(E_1)} + I_{\infty-h(E_2)} \quad (3.15)$$

wobei:

$I_{\infty(E_1)}$: Verschiebungsfaktor für den Halbraum mit $E_s = E_{s1}$ am Punkt O,

$I_{\infty-h(E_1)}$: Verschiebungsfaktor für den Halbraum mit $E_s = E_{s1}$ am Punkt m an der Schnittstelle zwischen den beiden Bodenschichten unter dem Punkt O,

$I_{\infty-h(E_2)}$: Verschiebungsfaktor für den Halbraum mit $E_s = E_{s2}$ am Punkt m sind.

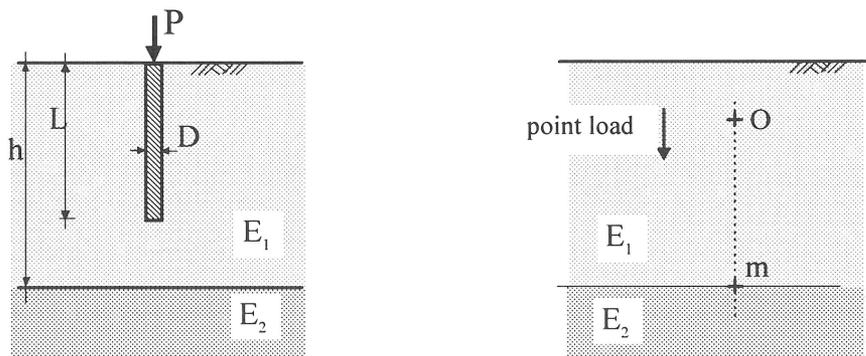


Abb. 3.5 Einzelpfahl im zweigeschichteten Boden

Der Effekt eines zweigeschichteten Bodens auf das Verhalten eines Einzelpfahls in der oberen Schicht kann durch Anwendung der oben aufgeführten Näherungen für die Verschiebungsfaktoren der Gleichung 3.1 betrachtet werden. Bei dieser Betrachtung wird angenommen, daß die Verteilung der Mantelreibung durch die Schichtung des Bodens nicht beeinflußt wird. Ein Vergleich mit den Ergebnissen von Poulos (1993 a) für eine Pfahlgruppe im zweigeschichteten Boden ist im nachfolgenden Abschnitt gegeben.

- Gibson Boden (linear mit der Tiefe zunehmende Elastizitätsmodul)

Gibson (1974) hat gezeigt, daß der linear mit der Tiefe anwachsende Elastizitätsmodul des Bodens bei konstanter Querdehnzahl ν als Darstellungsmöglichkeit der Bodeninhomogenität angewandt werden kann. Diese Betrachtung hat sich in vielen praktischen Fällen als realistischer erwiesen. In diesem Fall schreibt sich der Elastizitätsmodul

$$E(z) = E(0) + m z \tag{3.16}$$

wobei:

$E(z)$: Elastizitätsmodul des Bodens in der Tiefe z ,

$E(0)$: Elastizitätsmodul in Gründungstiefe,

m : Gradient des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe sind.

Die Werte von $E(0)$ und m können Rückrechnungen von Setzungen existierender Gebäude (Amann 1975) oder In-Situ Versuchen entnommen werden (z.B. Pressiometer).

Poulos (1979 a,b) hat ein Näherungsverfahren auf Grundlage der Mindlinggleichungen vorgeschlagen. Zur Ermittlung der Verschiebungsfaktoren I_{ij} , I_{bi} , I_{ib} und I_{bb} in Gleichung 3.1 wird ein äquivalentes $E_{ij} = (E_i + E_j) / 2$ eingeführt. Banerjee/Davis (1977, 1978) haben die grundlegende Lösung für eine Einzellast an der Grenze zweier Schichten zur Beschreibung der Bodeninhomogenität hergeleitet. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Näherung nach Poulos zur Beschreibung der Bodeninhomogenität angewandt. Ein Vergleich der Ergebnisse von Banerjee/Davis mit denen von Poulos (unter Verwendung der BEM und der FEM) sowie Ergebnisse der vorliegenden Arbeit sind in Tabelle 3.1 dargestellt. Die Gegenüberstellung zeigt die gute Übereinstimmung der verschiedenen Berechnungsverfahren.

Numerische Verfahren	Setzungseinflußfaktor I_ρ				Q_b / P			
	L/D = 10		L/D = 25		L/D = 10		L/D = 25	
	$K_p = 100$	$K_p = 1000$	$K_p = 100$	$K_p = 1000$	$K_p = 100$	$K_p = 1000$	$K_p = 100$	$K_p = 1000$
Banerjee und Davis	0,241	0,233	0,204	0,116	0,113	0,140	0,047	0,078
Poulos (BEM)	0,249	0,176	0,274	0,122	0,242	0,270	0,088	0,126
Poulos (FEM $\nu=0,45$)	0,231	0,184	0,250	0,118	0,180	0,220	0,120	0,200
Vorliegende Arbeit (BEM)	0,260	0,186	0,278	0,123	0,246	0,274	0,081	0,120

wobei:

-die Pfahlkopfsetzung $s = P I_\rho / (D E(L))$

- $K_p = E_p / E$, $h/L = 2,0$, $\nu = 0,5$ und $E(0)/E(L) = 0,0$

- $E(0)$ der Elastizitätsmodul des Bodens am Pfahlkopf und $E(L)$ der Elastizitätsmodul des Bodens an der Pfahlfußtiefe sind.

Tab. 3.1 Setzung eines kompressiblen Pfahls im inhomogenen Boden

Abb. 3.6 zeigt die Verteilung der Mantelreibung entlang eines Pfahls im "Gibson-Boden". Die gute Übereinstimmung zwischen der FEM-Betrachtung (Randolph/ Wroth 1978) und der vorliegenden Arbeit untermauern die getroffenen Annahmen. Es sei angemerkt, daß bei einem Gibson-Boden mit $E(0) = 0$ die Mantelreibung näherungsweise linear mit der Tiefe zunimmt. Diese Verteilung hat einen ausgeprägten Einfluß auf das Verhalten des Einzelpfahls sowie auf die Gruppenwirkung.

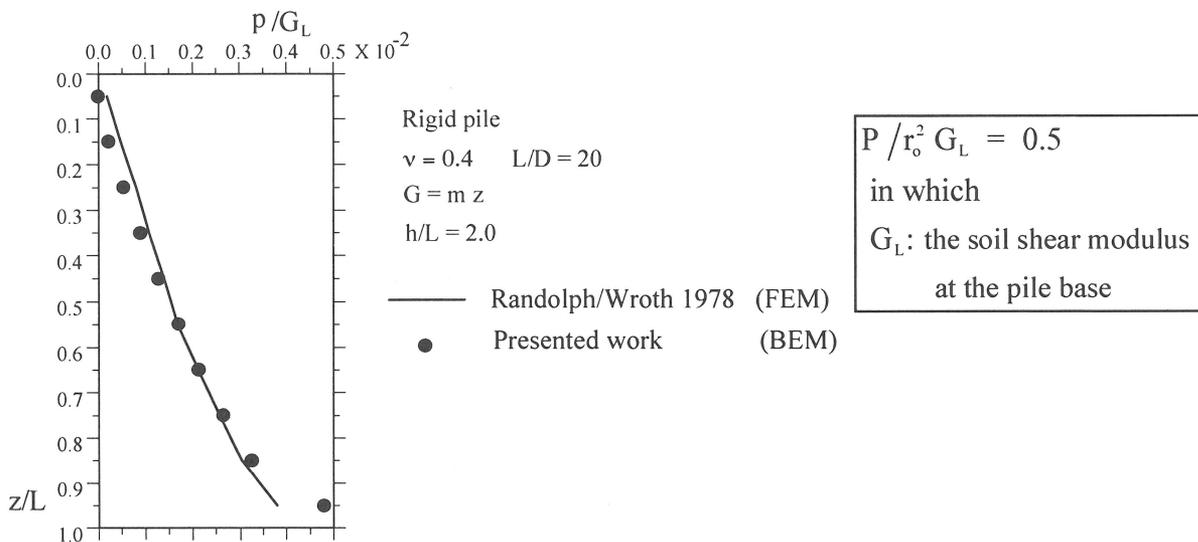


Abb. 3.6 Verteilung der Mantelreibung entlang eines Pfahls im Gibson-Boden

3.2.3 Verfeinerung des Berechnungsverfahrens zur Berücksichtigung des nicht-linearen Pfahltragverhaltens

Das nichtlineare Pfahltragverhalten kann eine Folge:

- a) vom Schlupf zwischen dem Pfahlmantel und dem Boden
- b) des nichtlinearen Verhaltens des Bodens in der Pfahlmantelumgebung
- c) des nichtlinearen Verhaltens des Bodens am Pfahlfuß

sein.

3.2.3.1 Schlupf zwischen Pfahl und Boden

Die Verteilung der Mantelreibung ergibt sich aus Gl. 3.13. Überschreitet die Mantelreibung an einem Element " p_i " den Bruchwert " p_{fi} ", wird die Mantelreibung gleich diesem Bruchwert gesetzt und Gl. 3.13 wird noch einmal gelöst. Diese Iterationsschleife wird solange durchlaufen, bis $p_i \leq p_{fi}$ für alle Pfahlmantelelemente erreicht wird. So wird die Schnittstelle zwischen Pfahl und Boden durch eine bilineare elastisch-plastische Verbindung unter Berücksichtigung der Verschiebung des Pfahls oder des Bodens (Abb.

3.7.a) beschrieben. Diese Modellierung ist einer ideal-starr-plastischen-Verbindung unter Berücksichtigung der Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl gleichwertig (Abb. 3.7.b). Mathematisch können die Bedingungen wie folgt beschrieben werden:

$$\left. \begin{array}{l} \text{wenn } p_i < p_{fi} \text{ dann } s_{pile} = s_{soil} \quad (\Delta_{ps} = 0) \\ \text{und} \\ \text{wenn } p_i \geq p_{fi} \text{ dann } p_i = p_{fi} \text{ und } s_{pile} \neq s_{soil} \quad (\Delta_{ps} \neq 0) \end{array} \right\} \quad (3.17)$$

wobei:

$$\Delta_{ps} = s_{pile} - s_{soil} \text{ ist.}$$

s_{pile} und s_{soil} sind die Vertikalverschiebungen des Pfahls und des Bodens.

Diese Beziehung kann grafisch wie folgt in Abb. 3.7 dargestellt werden.

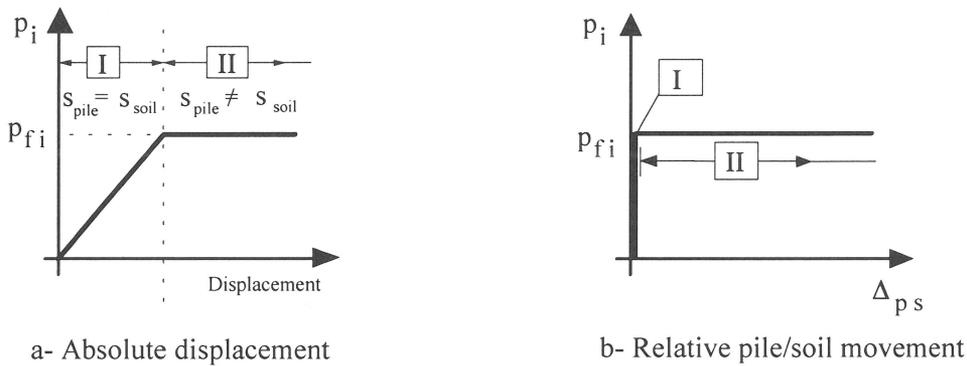


Abb. 3.7 Absolut- und Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden

Die Grenzmantelreibung p_{fi} kann wie folgt ermittelt werden:

- **unter undrÄnirten (totale Spannungen) Bedingungen (nur fÄr kohÄsive BÄden)**

In diesem Fall kann geschrieben werden:

$$p_{fi} = \alpha c_u \quad (3.18)$$

wobei α ein AdhÄsionsfaktor ist, welcher vom Pfahlmaterial, vom Herstellungsverfahren und von der KohÄsion des undrÄnirten Bodens c_u entsprechend den bekannten empirischen Korrelationsbeziehungen (Tomlinson 1957, 1980) abhÄngt.

- **unter drÄnirten (wirksame Spannungen) Bedingungen**

In diesem Fall kann geschrieben werden:

$$p_{fi} = c'_a + \sigma'_h \tan \delta' \quad (3.19)$$

wobei:

c'_a : die Adhäsion zwischen Pfahl und Boden,
 σ'_h : die wirksamen horizontalen Spannungen am Pfahlmantelement i ,
 δ' : der effektive Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden, $\delta' \leq \varphi'$,
 φ' : der innere Reibungswinkel des Bodens
sind.

Weiterhin gilt in der vorliegenden Arbeit:

$$\sigma'_h = \sigma'_{hg} - \sigma'_{hexv} + \sigma'_{hcts}$$

$$\sigma'_{hg} = K_s \sigma'_{vg}$$

wobei:

σ'_{hg} : wirksamen horizontalen Spannungen durch Bodeneigengewicht in der Mitte des Pfahlmantelementes i ,

K_s : Erddruckbeiwert, der hauptsächlich von der geologischen Vorbelastung und vom Herstellungsverfahren des Pfahls abhängt. Bei Bohrpfählen wird K_s gleich oder kleiner als der Erdruchdruck K_o angenommen. K_o kann durch Korrelationsbeziehungen unter Berücksichtigung der Bodenkennwerte und des Überkonsolidierungsgrades (OCR) ermittelt werden, z.B. über die Beziehung $K_o = (1 - \sin \varphi') (OCR)^n$, wobei $n \approx 0,5$ gesetzt oder durch In-Situ Versuche, wie z.B. Pressiometer- und Dilatometerversuche, ermittelt wird.

σ'_{vg} : wirksamen vertikalen Spannungen durch Bodeneigengewicht in der Mitte des Pfahlmantelementes i ,

σ'_{hexv} : wirksamen horizontalen Spannungen durch Bodenaushub in der Mitte des Pfahlmantelementes i ,

σ'_{hcts} : wirksamen horizontalen Spannungen durch Oberflächenspannungen in der Mitte des Pfahlmantelementes i sind.

• Korrelation mit In-Situ Versuchen

Bedingt durch den Einfluß des Pfahltyps und des Herstellungsverfahrens auf die Grenz-mantelreibung ist es besser diesen Wert mit In-Situ Versuchen (z.B. Standard Penetration Test SPT, Drucksondierung-Versuche CPT und Pressiometer) als mit theoretischen Betrachtungen zu korrelieren. Solche Korrelationen sind z.B. in DIN 4014 gegeben, allerdings ist es sehr wichtig diese Korrelationen mit Pfahlprobelastungen abzugleichen. Sowohl theoretische Betrachtungen als auch empirische Korrelationen werden in der nachfolgenden Arbeit eingesetzt.

3.2.3.2 Nichtlineares Bodenverhalten in der Pfahlmantelumgebung

Die Abnahme der Schubverzerrung des Bodens in der Pfahlmantelumgebung bewirkt eines nichtlineare Bodenverhalten in radialer Richtung (Abb. 3.8a). Es wird dabei angenommen, daß die mittlere Mantelreibung τ_0 entlang des Pfahls und diese Nichtlinearität voneinander abhängig sind.

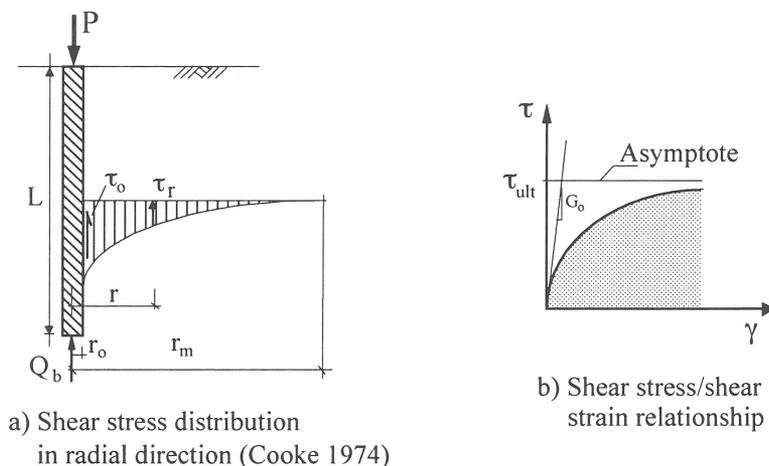


Abb. 3.8 Nichtlineares Bodenverhalten in Pfahlumgebung

Cooke (1974) hat vorgeschlagen, die Verformung um den Pfahlmantel durch Schubspannungen an konzentrischen Zylindern zu idealisieren. Baguelin/Frank (1979) haben durch die FEM die Gültigkeit dieser Annahme nachgewiesen. Aus der Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung ermittelt sich die Schubspannung im Abstand r:

$$\tau_r = \tau_0 \frac{r_0}{r} \quad (3.20)$$

Randolph (1977) und Randolph/Wroth (1978) haben diese Annahme benutzt, um den Setzungsanteil (siehe 2.1.1.3) der Mantelreibung eines inkompressiblen Einzelpfahls im elastischen Halbraum zu ermitteln. Die Pfahlsetzung ermittelt sich zu:

$$s_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{\partial r}{G r} \quad (3.21)$$

Wobei:

s_s : Setzung infolge der Mantelreibung,

G : Schubmodul des Bodens,

τ_0 : mittlere Mantelreibung am Pfahlschaft ($\tau_0 = P_s / A_s$),

P_s : Pfahlmantelwiderstand,

A_s : Pfahlmantelfläche ($A_s = 2\pi r_0 L$, r_0 : der Pfahlradius und L : die Pfahlänge)

r_m : Reichweite (Einflußradius), ab dem der Einfluß der Schubspannungen vernachlässigbar wird,

sind.

Randolph (1977) hat eine Parameterstudie mit Hilfe der FEM zur Ermittlung von r_m durchgeführt, mit dem Ergebnis, daß:

$$r_m = 2,5 (1 - \nu) \rho L \quad (3.22)$$

wobei:

ν : Querdehnungszahl (Poisson-Zahl) des Bodens,

ρ : Inhomogenitätsfaktor ($\rho = G_{L/2} / G_L$)

$G_{L/2}$ und G_L : Schubmoduli des Bodens in halber Pfahltiefe bzw. am Pfahlfuß sind.

• **Im Fall homogenen elastischen Bodens**

Integration von Gl. 3.21 bei konstantem Schubmodul führt zur Setzung

$$s_{sc} = \frac{\tau_o r_o}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) \quad (3.23)$$

• **Im Fall nichtlinearen Bodenverhaltens**

Der Schubmodul in Gl. 3.21 ist lastabhängig. Es wurde eine hyperbolische Schubspannungs-Schubverzerrungs-Beziehung (Abb. 3.8b) zur Modellierung des Bodenverhaltens vorgeschlagen (Randolph 1977, Randolph/Wroth 1978, Kraft et al. 1981 a,b und Chow 1986). Der Tangentenmodul G_t des Schubmoduls ergibt sich als:

$$G_t = G_o \left(1 - \frac{\tau_r R_{fs}}{\tau_f}\right)^2 \quad (3.24)$$

wobei:

G_o : Anfangsschubmodul,

τ_r : Schubspannung im Abstand r sind.

R_{fs} ist ein Koeffizient zur Beschreibung einer angepaßten asymptotischen Grenz-mantelreibung τ_{ult} im Verhältnis zu einem Bruchwert τ_f . Der Wert von R_{fs} ist, um numerische Singularitäten im Berechnungsverfahren zu vermeiden, kleiner als eins. Die gleiche Vorgehensweise wurde zuerst von Kondner (1963), später auch von Duncan/Chang (1970) zur Modellierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Bodens unter der Annahme einer hyperbolischen Beziehung zwischen der Deviatorspannung ($\sigma_1 - \sigma_3$) und der vertikalen Dehnung ε_1 angewandt.

Die Einbeziehung des tangentialen Schubmoduls an Stelle des konstanten Schubmoduls in Gleichung 3.21 führt zu folgender Gleichung:

$$s_{s,n} = \frac{\tau_o r_o}{G_o} \int_{r_o}^{r_m} \frac{1}{r} \left(1 - \frac{\tau_r R_{fs}}{\tau_f}\right)^{-2} dr \quad (3.25)$$

Unter Verwendung von Gleichung 3.20 und durch Integration von $r = r_0$ zu $r = r_m$ ergibt sich:

$$s_{s,n} = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \left[\ln \left(\frac{r_m - \Omega}{r_0 - \Omega} \right) + \frac{\Omega (r_m - r_0)}{(r_m - \Omega) (r_0 - \Omega)} \right] \quad (3.26)$$

wobei:

$s_{s,n}$: ist die Setzung infolge der Mantelreibung unter Beachtung des nichtlinearen Bodenverhaltens in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der Schubspannungen τ_r / τ_f

$$\Omega = \frac{\tau_0}{\tau_f} r_0 R_{fs} \quad (3.27)$$

An dieser Stelle wird ein Nichtlinearitäts-Faktor ψ_s eingeführt, um die Effekte des nichtlinearen Bodenverhaltens auf die Setzung des Einzelpfahls durch die Mantelreibung zu beschreiben:

$$\psi_s = s_{s,n} / s_{s,e} \quad (3.28)$$

Wie schon gezeigt, hängt dieser Nichtlinearitäts-Faktor vom Ausnutzungsgrad der Schubspannung τ_0 / τ_f ab. Um diesen in die numerische Betrachtung mit einzubeziehen, wird nach Lösung der Gleichung 3.13 der Mittelwert der Mantelreibungen τ_0 sowie der Mittelwert der Grenzmantelreibungen τ_f ermittelt. τ_f kann nach Abschn. 3.2.3.1 ermittelt werden. Daraufhin kann der Nichtlinearitäts-Faktor ψ_s ermittelt und mit den Verschiebungsfaktoren I_{ij} , I_{ib} und I_{bi} aus Gleichung (3.1) multipliziert werden. Nochmaliges Lösen der Gleichung 3.13 liefert einen neuen Satz von p_i -Werten und einen neuen ψ_s -Wert. Dieser Prozeß wird iterativ bis zum Erreichen einer gewissen Konvergenz wiederholt. Während dieses iterativen Prozesses wird der Effekt des Schlupfes berücksichtigt.

3.2.3.3 Nichtlineares Bodenverhalten am Pfahlfuß

Das nichtlineare Verhalten des Bodens am Pfahlfuß wird durch eine hyperbolische Last-Setzungslinie beschrieben (Abb. 3.9).

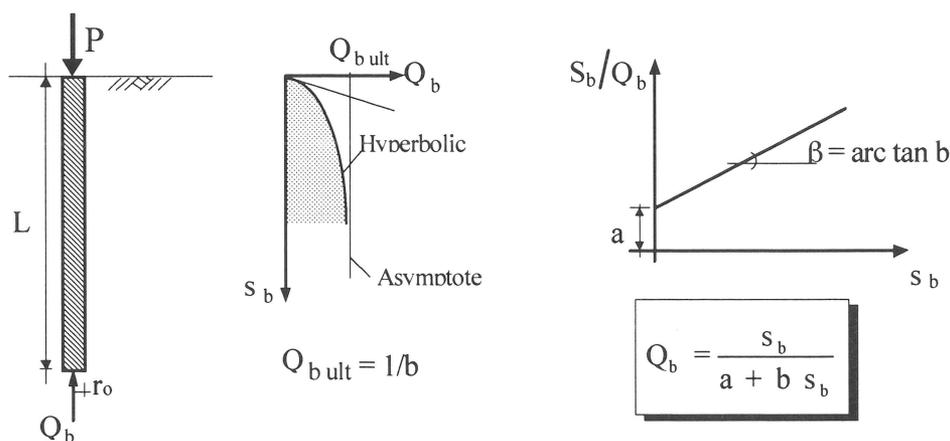


Abb. 3.9 Nichtlineares-Verhalten am Pfahlfuß

Das gleiche Modell wurde von anderen Autoren (Chin 1970, Fleming 1992 und Elborg 1993) zur Idealisierung der Last-Setzungslinie des Einzelpfahls benutzt. Dieselbe Annahme wurde auch von Chow (1986) zur analytischen Beschreibung des linearen und nichtlinearen Verhaltens des Einzelpfahls unter Benutzung der Lasttransfer-Methode verwendet.

Es wird dabei angenommen, daß die Last-Verformungs-Beziehung des Bodens in Pfahlfußnähe dem einer starren Platte auf dem elastischen Halbraum entspricht. Daher läßt sich die elastische Setzung s_{b_e} wie folgt schreiben:

$$s_{b_e} = \frac{Q_b (1 - \nu)}{4 r_o G} \quad (3.29)$$

$$Q_b = q_b A_b$$

wobei: Q_b die Spitzendruckkraft und A_b die Pfahlfußfläche sind.

Zur Erfassung des nicht-linearen Bodenverhaltens am Pfahlfuß wird die zuvor eingeführte hyperbolische Beziehung in folgender Form beschrieben:

$$Q_b = \frac{s_b}{a + b s_b} \quad (3.30)$$

Gleichung 3.30 kann folgendermaßen geschrieben werden:

$$\frac{s_b}{Q_b} = a + b s_b \quad (3.31)$$

welche eine lineare Beziehung beschreibt (Abb. 3.9), wobei

$$a = \left(\frac{s_b}{Q_b} \right)_o \quad \text{und} \quad b = \frac{R_{fb}}{Q_{bf}} \quad (3.32)$$

R_{fb} : ist der hyperbolische Koeffizient zur Beschreibung eines angepaßten asymptotischen Grenzwertes des Pfahlfußwiderstands $Q_{b_{ult}}$ im Verhältnis zu einem Bruchwert Q_{bf} . Der Wert von R_{fb} muß, um numerische Singularitäten im Berechnungsverfahren zu vermeiden, kleiner als eins sein.

$Q_{bf} = q_{bf} A_b$, wobei q_{bf} der Spitzendruck beim Bruch und A_b die Pfahlfußfläche ist.

Aus der Lösung einer starren Platte auf dem elastischen Halbraum ergibt sich der Parameter a zu:

$$a = \frac{(1 - \nu)}{4 r_o G_o} \quad (3.33)$$

Aus Gl. 3.30 ergibt sich:

$$\frac{\Delta Q_b}{\Delta s_b} = \left(\frac{Q_b}{s_b} \right)_t = \frac{1}{a} (1 - b Q_b)^2 \quad (3.34)$$

wobei: $(Q_b/s_b)_t$: die Tangente der Q_b/s_b -Kurve ist, dabei wird der Tangentenmodul G_t an Stelle von G in Gl. 3.29 eingesetzt.

Einsetzen in der Gleichungen 3.29, 3.32 und 3.33 in Gleichung 3.34 führt zu:

$$G_t = G_o \left(1 - \frac{Q_b}{Q_{bf}} R_{fb} \right)^2 \quad \text{und} \quad s_{bn} = Q_b \frac{(1-\nu)}{4 r_o G_t} \quad (3.35)$$

wobei:

s_{bn} : Setzung infolge des Pfahlsitzendrucks unter Beachtung des nichtlinearen Bodenverhaltens in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades Q_b/Q_{bf}

Ein Nichtlinearitäts-Faktor ψ_b , ähnlich dem Faktor ψ_s , wird zur Beschreibung des nichtlinearen Bodenverhaltens am Pfahlfuß eingeführt:

$$\psi_b = s_{bn} / s_{be} \quad (3.36)$$

ψ_b hängt, wie Gl. 3.35 zeigt, vom Ausnutzungsgrad des Pfahlfußwiderstandes Q_b/Q_{bf} ab. Um dieses in die numerische Betrachtung einzubeziehen, wird Gleichung 3.13 gelöst, und es werden Q_b , Q_{bf} und ψ_b ermittelt. Der Verschiebungsfaktor I_{bb} wird mit ψ_b multipliziert. Nochmaliges Lösen der Gleichung 3.13 liefert einen neuen ψ_b -Wert. Dieser Prozeß wird iterativ bis zum Erreichen einer gewissen Konvergenz wiederholt.

Der Bruchwert des Spitzendrucks q_{bf} kann entweder durch theoretische Betrachtungen oder durch empirische Korrelationsbeziehungen mit In-Situ-Versuchen ermittelt werden. Es wurden schon viele Beziehungen auf Grundlage des starr-plastischen Bodenverhaltens aufgestellt. Keine dieser Theorien kann allerdings den bekannten Effekt der kritischen Tiefe (Vesic 1964), ab welcher der Bruchwert des Spitzendrucks konstant bleibt, erfassen. Dieses Phänomen könnte an einer Gewölbewirkung des Bodens liegen. Es gibt kein allgemein anerkanntes theoretisches Verfahren zur Voraussage der Bruchwert des Spitzendrucks. Dies liegt zum großen Teil am Einfluß des Pfahltypes, des Herstellungsverfahrens in Verbindung mit den Bodenverhältnissen auf das Pfahltrag-Verhalten und dessen Bruchlast. In Ermangelung eines theoretischen Verfahrens, wird der Bruchwert des Spitzendrucks meistens unter Verwendung von Korrelationen mit In-Situ-Versuchen (wie z.B. in DIN 4014) ermittelt. Allerdings können wesentliche Faktoren, wie z.B. der Zuwachs der Bruchwert des Spitzendrucks durch die Sohlspannungen im Falle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung durch solche Korrelationen nicht erfaßt werden. Aus diesem Grund werden in der vorliegenden Arbeit theoretische Verfahren angewandt, welche so gut wie möglich an die empirischen Ergebnisse angepaßt werden sollten.

Aus der Vielzahl der theoretischen Betrachtungen zur Ermittlung des Spitzendrucks, unter Einsetzung der totalen sowie der wirksamen Spannungen, seien hier folgende aufgeführt:

• **UndrÄnirierte Bedingungen (totale Spannungen)**

$$q_{bf} = c_u N_c \quad (3.37)$$

Der Wert von N_c wurde dabei durch analytische und experimentelle Methoden bestimmt. Gibson (1950) fand einen Wert $N_c = 8,5$. FÜR pfahlrelevante Tiefen hat Skempton (1951) den Wert $N_c = 9,0$ ermittelt. Meyerhof (1953) fand die Werte $N_c = 9,3$ bis $N_c = 9,8$, je nach Rauigkeit des Pfahlfußes. Es wird eine lineare Interpolation zwischen den Werten $N_c = 6,0$, für den Fall, daß der Pfahlfuß gerade noch die tragfähige Schicht erreicht, und dem Wert $N_c = 9,0$, wenn der Pfahl die tragfähige Schicht um 3 mal dem Pfahldurchmesser oder mehr durchstößt, vorgeschlagen (Fleming et al. 1985).

• **DrÄnirierte Bedingungen (wirksame Spannungen)**

$$q_{bf} = c N_c^* + q N_q^* \quad (3.38)$$

N_c^* und N_q^* sind dabei dimensionslose Tragfähigkeitsbeiwerte, welche wie folgt in Verbindung stehen:

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \varphi' \quad (3.39a)$$

Vesic (1977) hat vorgeschlagen, den Faktor N_q^* für Pfähle in der gleichen Weise wie für die entsprechenden quadratischen Flachfundamente zu ermitteln. N_q^* läßt sich in Abhängigkeit von φ' wie folgt schreiben:

$$N_q^* = (1 + \tan \varphi') e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \varphi'/2) \quad (3.39b)$$

Weiterhin gilt in der vorliegenden Arbeit:

$$q = q_{vg} - q_{exv} + q_{cts}$$

wobei q_{vg} , q_{exv} und q_{cts} die vertikalen Spannungen am Pfahlfuß aus Eigengewicht des Bodens, dem Aushub und den Sohlspannungen durch die Gründungsplatte sind.

Vesic/Clough (1968) haben vorgeschlagen, einen inneren Reibungswinkel φ zu benutzen, welcher dem Spannungsniveau in Pfahlfußnähe im Bruchzustand entspricht. Die Grenzwert des Spitzendruckwiderstandes ist nicht nur von den vertikalen Spannungen, sondern auch von den mittleren Spannungen σ_0 abhängig, welche an die Vertikalspannungen q durch folgende Beziehung gekoppelt sind:

$$\sigma_0 = \frac{1+2K_0}{3} q \quad (3.40)$$

wobei K_0 der Erdruhedruckwert ist (Vesic 1972, 1973).

- **Korrelationen mit In-Situ-Versuchen**

Es liegen Korrelationen zwischen dem Spitzenwiderstand und In-Situ-Penetrationsversuchen oder Pressiometer-Versuchen vor und können im Rahmen der vorliegenden Arbeit benutzt werden. Ein Beispiel diese Korrelationen ist die Ermittlung der Pfahl Last-Setzungs-Linien aus den Ergebnissen von Druck-sondierungen CPT nach DIN 4014.

3.2.3.4 Kurzzeit- und Langzeitverhalten des Bodens unter Last

Wird die Elastizitätstheorie zur Vorhersage der Setzung einer Gründung benutzt, so wird die Sofortsetzung in kohäsiven Böden immer unter Verwendung des Elastizitätsmoduls des undränierten Bodens E_u und der entsprechenden Poisson-Zahl ν_u ermittelt. Zur Ermittlung der Endsetzung (Sofortsetzung plus zeitabhängigen Setzung) werden die dränierten Bodenparameter E' , ν' verwendet. Für einen gesättigten überkonsolidierten Ton kann angenommen werden, daß der undränierter Schubmodul gleich dem dränierter Schubmodul ist (Gibson et al. 1963, Poulos/Davis 1968, Wroth 1972 und Burland et al. 1977):

$$G_u = G' \quad \text{oder} \quad E_u = \frac{1,5 E'}{(1 + \nu')} \quad (3.41)$$

Diese Beziehung gilt nur für überkonsolidierte Tone und führt bei normalkonsolidierten Tönen zu einer Unterschätzung von E_u (Poulos/Davis 1968). Poulos und Davis haben auch gezeigt, daß das Verhältnis der zeitabhängigen Setzung zur Endsetzung beim Einzelpfahl in der Größenordnung von 6 bis 8 % liegt. Dieses Verhältnis ist bei Pfahlgruppen, in Abhängigkeit von den geometrischen Abmessungen und den relativen Pfahlabständen, größer und erreicht ca. 15 %. Für reine Flachgründungen liegt dieses Verhältnis bei ca. 30 % (Burland et al. 1977).

Um an dieser Stelle ein Gefühl für das Verhältnis der zeitabhängigen Setzung zur Endsetzung des Einzelpfahls durch die Mantelreibung unter Anwendung von Gl. 3.23 zu erhalten, sei folgende Beziehung gegeben:

$$\aleph = \frac{s'_s - s_{s u}}{s'_s} = 1 - \frac{\ln(r_{m u} / r_o)}{\ln(r'_m / r_o)} = 1 - \frac{\xi_u}{\xi'} \quad (3.42)$$

Diese Gleichung sei hier am Beispiel eines Mantelreibungspfahls der Länge $L=20,0$ m und dem Radius $r_o = 0,5$ m an einem Boden mit $\nu_u = 0,5$ und $\nu' = 0,3$ (undränierter und dränierter Poisson-Zahl) angewandt. Es läßt sich ein Konsolidierungs-Setzungs-Verhältnis von $\aleph=0,079$ errechnen, welcher in guter Übereinstimmung mit den Werten von Poulos/Davis (1968) ist. Es kann geschlossen werden, daß die zeitabhängige Setzung eines Einzelpfahls im Verhältnis zu dessen Sofortsetzung eine geringe Größe darstellt. Dieses Verhalten weicht sehr von dem der Flachgründung ab.

3.2.4 Anwendung des vorgeschlagenen Modells zur Rückrechnung von Pfahlprobelastungen

Zur Überprüfung der o.a. Modellierung eines Einzelfahls unter Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltrag-Verhaltens werden zwei Probelastungen unter Anwendung der vorgestellten Berechnungsverfahren nachgerechnet.

Als erstes wird auf der Basis der Arbeiten von Randolph eine Methode zur Bestimmung der Bodenparameter E und ν aufgrund von Probelastungen vorgestellt. Das Ziel dieser Methode ist die Bestimmung eines realistischen Anfangsschubmoduls des Bodens aus dem elastischen Anteil der gemessenen Last-Setzungs-Kurve. Wie von Randolph/Wroth (1978) hergeleitet, schreibt sich die elastische Setzung eines kompressiblen Pfahls im elastischen Halbraum wie folgt:

$$\frac{P_h}{G_L r_o s_h} = \left[\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\xi} \rho \frac{L \tanh(\mu L)}{r_o \mu L} \right] \left[1 + \frac{4}{(1-\nu)} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{L}{r_o} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \right]^{-1} \quad (3.43)$$

$$\text{wobei } \xi = \ln(r_m/r_o) \text{ und } (\mu L)^2 = \frac{2}{\xi \lambda} (L/r_o)^2 \quad (3.44)$$

$$\rho = G_{L/2} / G_L \quad \text{und} \quad \lambda = E_p / G_L,$$

$G_{L/2}$ und G_L : die Schubmoduli des Bodens in der Tiefe $L/2$ und L ,

$$s_h = s_b \cosh(\mu L) \quad (3.45)$$

P_h : Last am Pfahlkopf,

s_h, s_b : Setzungen am Pfahlkopf und Pfahlfuß sind.

Es werden zuerst Werte für G_L und der Inhomogenitätsfaktor ρ geschätzt (z.B. auf Grundlage von Pressiometerergebnissen). In den Anfangsbereich der Last-Setzungs-Linie wird eine sogenannte Anfangstangente zur Bestimmung von P_h/s_h gelegt. Gl. 3.44 wird verwendet, um den Wert μL zu bestimmen, die Anwendung von Gl. 3.43 liefert einen neuen Wert für G_L , welcher wiederum in die Bestimmung von μL eingeht. Dieser iterative Prozeß wird fortgesetzt, bis die berechnete Arbeitslinie des Pfahls und die Meßwerte konvergiert. Die Setzung am Pfahlfuß wird mit Hilfe von Gl. 3.45 bestimmt und mit den Ergebnissen der Probelastung (wenn vorhanden) verglichen. Ein neuer Wert für ρ wird geschätzt, bis die Konvergenz für die Pfahlfußsetzung erreicht wird. Allerdings werden bei vielen Probelastungen nur die Pfahllast und die Pfahlkopfsetzung gemessen, in solchen Fällen läßt sich ρ nicht aufgrund der Probelastung ermitteln.

3.2.4.1 Pfahlprobepbelastungen im Londoner Ton (Whitaker/Cooke 1966)

Whitaker/Cooke (1966) haben ein umfangreiches Versuchsprogramm in bezug auf Bohrpfähle im überkonsolidierten Londoner Ton durchgeführt. Zur Messung des Spitzendrucks wurden Kraftmeßdosen am Pfahlfuß eingebaut, die Pfahlfußsetzung wurde mit mechanischen Stangen (Tell-Tale rods) gemessen. Abb. 3.10 zeigt einen solchen Meßpfahl.

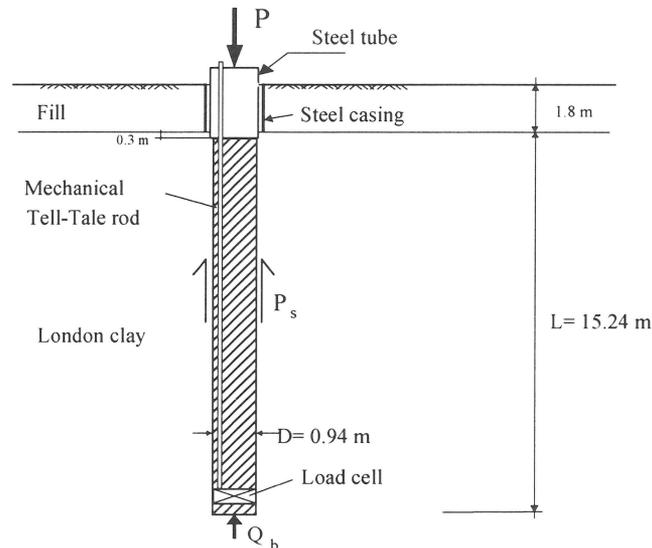


Abb. 3.10 Pfahlprobepbelastung von Whitaker/Cooke, 1966 (Pfahl N)

Die verwitterte klüftige Tonschicht an oder in der Nähe der Geländeoberfläche in weiten Teilen in und um London hat eine Mächtigkeit von 15,0 bis 60,0 m. Londoner Ton hat eine Fließgrenze von 70 bis 75 %, eine Ausrollgrenze von ca. 26 % und eine Aktivitätszahl zwischen 0,7 und 1,0. Der Ton wurde durch eine Auflast von ca. 2000,0 kN/m² überkonsolidiert (Ellison et al. 1971), so daß der Wassergehalt nahe der Ausrollgrenze liegt. Die Wichte des feuchten Bodens liegt zwischen 19,0 und 20,0 kN/m³. Untersuchungen haben gezeigt, daß die Anfangsfestigkeit des Londoner Tons annähernd linear mit der Tiefe zunimmt, mindestens bis in die Tiefe von ca. 20,0 m, danach ist der Verlauf annähernd konstant (Whitaker/Cooke 1966). Der lineare Teil dieser Beziehung kann in die Form $c_u(z) = 67,6 + 5,92 z$ gebracht werden, wobei z von der Geländeoberkante gemessen wird.

Weil die Bodenparameter unter dränen Bedingungen für den o.g. Boden nicht vorhanden sind, werden in der vorliegenden Arbeit nur die undränen Bedingungen angewandt. Der Faktor α zur Ermittlung der Grenzmantelreibung wird hier zu $\alpha = 0,48$ gesetzt. Der Spitzendruck wird mit der Beziehung $q_{bf} = c_{ub} N_c \omega$ (Whitaker/Cooke 1966) ermittelt, wobei ω ein Faktor zur Erfassung der Zersetzung des Londoner Tons ist. Für die vorliegenden Bodenverhältnisse wurde ω zu 0,7 ermittelt. Ein zusätzlicher steifigkeitsmindernder Faktor wurde zur Erfassung der Störung des Bodens durch das Einbringen der Kraftmeßdose am Pfahlfuß eingeführt.

Die oben vorgestellte Methode auf Grundlage der Arbeiten von Randolph wurde zur Ermittlung des Anfangsschubmoduls des Bodens aus dem elastischen Teil der Last-Setzungs-Kurve eingesetzt. Ein Faktor zur Beschreibung der Zunahme des Schubmoduls mit der Tiefe wurde eingeführt ($\rho = 0,72$). Es konnte gezeigt werden, daß $E_u(z) = 1000,0 c_u$ eine gute Näherung darstellt.

Das Verhältnis E_u/c_u hängt vom Spannungs- bzw. Dehnungs-Niveau (dem Ausnutzungsgrad) ab. Kleinere Dehnungen in Verbindung mit der Belastung eines Einzelpfahls im elastischen Anfangsbereich der Last-Setzungs-Linie müssen mit höheren E_u/c_u -Werten korreliert werden. Auf der anderen Seite führen hohe Dehnungen in Verbindung mit Lasten aus Flächengründungen zu kleineren E_u/c_u -Verhältnissen. Padfield/Sharrock (1983) haben für den Londoner Ton Werte von 150,0 bis 1500,0 für E_u/c_u vorgeschlagen. Randolph/Wroth (1978) haben einen der Versuche von Cooke/Price (1973) und Cooke (1974) in Hendon, North London, an verhältnismäßig kleinen Pfählen untersucht. Darauf basierend, haben beide Autoren einen Wert für den Elastizitätsmodul des Bodens in der Größenordnung von 60 MN/m^2 in der Tiefe von 3,0 m und einen Inhomogenitätsfaktor $\rho=0,58$ vorgeschlagen. Cooke/Price (1973) haben den Wert $\rho=0,75$ für denselben Pfahl verwendet, allerdings unter der Annahme, daß das Einbringen des Pfahls die Bodenzone um den Pfahl herum aufgeweicht hat. In halber Pfahltiefe haben beide Autoren eine radiale Verteilung des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom Abstand zur Pfahlachse mit Werten von 12,0 bis $110,0 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Der oben angenommene Wert des Elastizitätsmoduls des undrännierten Bodens E_u , welcher in der vorliegenden Arbeit verwendet wurde, liegt zwischen den Werten von Padfield/Sharrock und Randolph/Wroth.

Ellison et al. (1971) haben die oben genannten Probelastungen von Whitaker/Cooke (1966) mit Hilfe einer axialsymmetrischen FEM nachgerechnet. Zur Modellierung des Schlupfes zwischen Pfahl und Boden wurden dabei Federelemente verwendet. Es wurden auch Federelemente am Pfahlfuß verwendet, um horizontalen Schlupf zwischen Pfahlfuß und Boden zu simulieren. Federelemente wurden auch in der Pfahlfußebene neben dem Pfahl verwendet, um Zugrisse in dieser Ebene zuzulassen. Es wurde eine trilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung angesetzt.

Abb. 3.11 zeigt einen Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen, der FEM-Berechnung und der eigenen BEM-Berechnung. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung. Der Lastanteil des Spitzendrucks liegt zwischen 4% und 7% bis die Mantelreibung vollständig mobilisiert wird und liegt bei ca. 15% am Ende der Probelastung. Deshalb kann der Pfahl fast als reiner Reibungspfahl betrachtet werden.

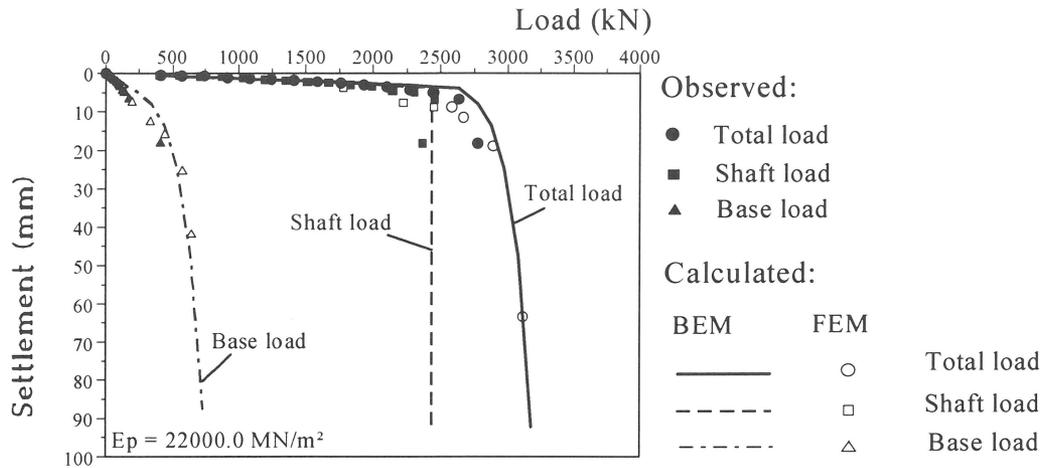


Abb. 3.11 Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungslinien

Zur Überprüfung wurde die elastische Verkürzung des Pfahlschaftes in Abhängigkeit von der Pfahllast grafisch dargestellt. Abb. 3.12 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und errechneten Ergebnisse. Die gute Übereinstimmung der Werte der elastischen Verkürzung aus dem Feldversuch und der Berechnung mit FEM und BEM untermauern die in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagenen Annahmen.

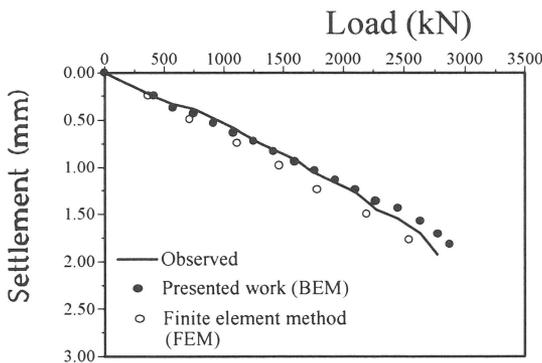


Abb. 3.12 Vergleich zwischen beobachteter und berechneter elastischer Pfahlverkürzung

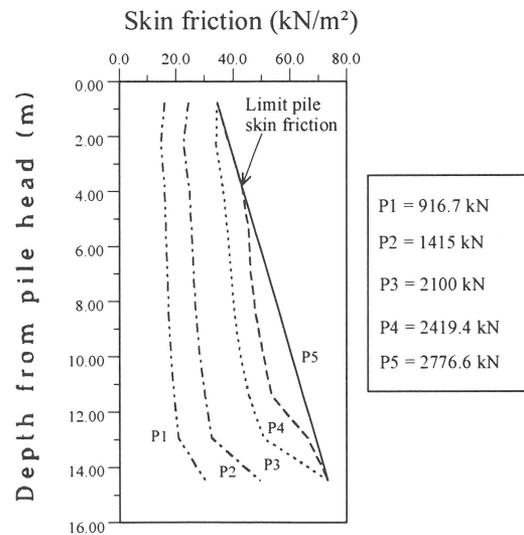


Abb. 3.13 Entwicklung der Pfahlmantelreibung nach BEM

Abb. 3.13 zeigt die berechnete Entwicklung der Pfahlmantelreibung bei wachsender Pfahllast. Der Schlupf zwischen Pfahlschaft und Boden beginnt am Pfahlkopf und Pfahlfuß und wandert bei zunehmender Last kontinuierlich zur Pfahlmitte hin. Ellison et al. (1971) haben den gleichen Effekt unter Verwendung der oben genannten nichtlinearen FEM nachgewiesen.

3.2.4.2 Pfahlprobelbelastungen im Frankfurter Ton (Breth, 1970)

Um die Tragfähigkeit von Bohrpfählen im Frankfurter Ton zu untersuchen, wurden Probelbelastungen mit relativ kleinen Bohrpfählen gemacht (Breth, 1970). Der Frankfurter Ton ist ein tertiärer überkonsolidierter steif-plastischer Ton, der von quartären Sanden und Kiesen überlagert wird. Die geschätzten Überkonsolidierungsspannungen liegen zwischen 500 kN/m^2 und 2.500 kN/m^2 mit entsprechenden Überdeckungen von 50 m bis 250 m über der heutigen Geländeoberkante (Schetelig/Franke 1985). Im Ton werden schwimmend eingelagerte Kalk- und Dolomitsteinbänke in verschiedenen Tiefen angetroffen. Der Grundwasserspiegel im Gebiet der Probelbelastung liegt ca. 6,0 m unter der Geländeoberkante. Näheres zum Frankfurter Ton folgt in den nachfolgenden Kapiteln.

Der Probepfahl wurde mit einer Schnecke gebohrt. Zuerst wurde der Pfahlfuß mit Beton bedeckt, dann wurde eine Stahlplatte auf den noch frischen Beton aufgebracht. Der Pfahlschaft wurde vom Pfahlfuß durch einen steifen Holzring getrennt (Abb. 3.14). Die Belastung wurde durch ein System von zwei hydraulischen Pressen aufgebracht. Eine dritte hydraulische Presse wurde als Kraftmeßdose zur Messung des Pfahlsitzendrucks verwendet (Detail A in Abb. 3.14). Die Setzungen am Pfahlkopf und -fuß wurden separat gemessen. Die Lasten wurden in Stufen aufgebracht, jede Stufe so lange konstant gehalten, bis die Setzungsänderung ungefähr $0,005 \text{ mm/min}$ betrug.

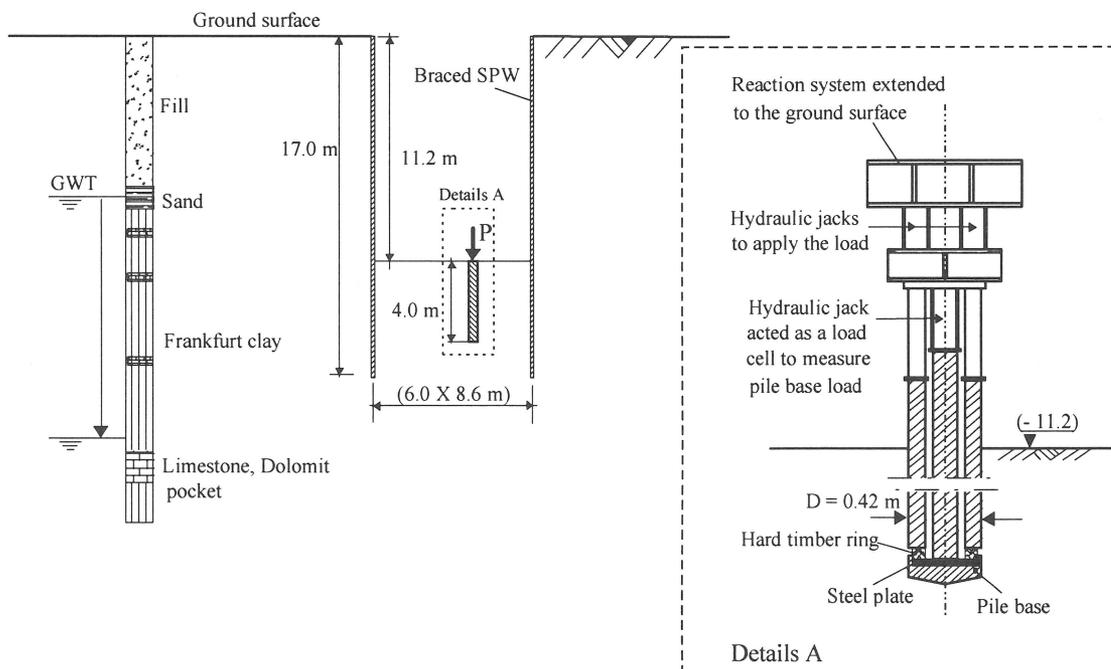


Abb. 3.14 Skizze der Probelbelastung im Frankfurter Ton (Breth 1970, Pfahl P4)

Zur Abschätzung eines Anfangselastizitätsmoduls des Bodens wurde die an anderer Stelle erläuterte Methode nach Randolph auf den elastischen Teil der Last-Setzungs-Linie angewandt. Der Inhomogenitätsfaktor ρ und die Querdehnungszahl ν unter dränen Bedingungen wurden zu 1,0 bzw. 0,33 angenommen. Mit dieser Methode ergab sich der An-

fangs-elasticitätsmodul zu $46,3 \text{ MN/m}^2$. Wegen der großen Entlastung durch den Aushub, entspricht das Spannungs-Dehnungs-Verhalten einer Wiederbelastung. Von Amann (1975) wurde der Steifemodul bei Wiederbelastung rückgerechnet, es ergaben sich Werte zwischen 50 MN/m^2 und 70 MN/m^2 . Diese Werte stimmen gut mit den Werten der Rückrechnung des Probepfahls überein.

In der vorliegenden Betrachtung werden verschiedene Bodenbedingungen modelliert, um näheres über den Mechanismus der Lastabtragung von Pfählen in Erfahrung zu bringen. Als Extremfälle werden der undrained und der drained Fall betrachtet (Kurzzeit- und Langzeitverhalten). Im Fall der drained Bedingungen werden auch die Effekte durch Aushub und Grundwasserabsenkung untersucht.

- **Undrained Bedingungen (totale Spannungen)**

Breth (1970) hat die Versuchsergebnisse zur Ermittlung der undrained Parameter verwendet. Die Werte der undrained Scherfestigkeit c_u wurden unter der Annahme, daß diese mit der Tiefe konstant sind, im Bereich von $120,0$ bis $130,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Der Wert von N_c wurde zu $9,65$ bis $9,73$ ermittelt. Dies liefert einen Bruchwert des Pfahlspitzendruckes von ca. $1,2 \text{ MN/m}^2$. Es wurde auch ermittelt, daß der Adhäsionsfaktor α vom Herstellungsverfahren abhängt, dessen Wert zwischen $0,4$ und $0,8$ liegt. Im folgenden Abschnitt wurden im undrained Fall die Bodenparameter:

$$c_u = 124,0 \text{ kN / m}^2$$

$$E_u = 52,17 \text{ MN / m}^2 \quad \& \quad \nu_u = 0,5 \quad (E_u/c_u \approx 400,0)$$

$$\alpha = 0,5 \quad \text{und} \quad N_c = 9,0$$

verwendet.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Abb. 3.15 durch die Kurve [2] dargestellt. Die gute Übereinstimmung zwischen der Berechnung und den Messungen (Kurve [1]) ist zu erkennen.

- **Drained Bedingungen (wirksame Spannungen):**

Vesic (1967, 1977) hat vorgeschlagen, die Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen in wirksamen Spannungen (drained Bedingungen) auszudrücken. Es liegen ausreichende Informationen über die drained Bedingungen im Frankfurter Ton vor (Breth 1970). Es ist interessant, das Verhalten desselben Pfahls unter drained Bedingungen mit den wirksamen Spannungen unter Verwendung der entsprechenden Bodenparameter zu untersuchen. Die verwendeten Bodenparameter sind:

$$E' = 46,26 \text{ MN / m}^2 \quad \& \quad \nu' = 0,33$$

$$c' = 20,0 \text{ kN / m}^2, \quad \varphi' = 20^\circ \quad \text{und} \quad K_o = 0,7$$

$$\text{Wichte des feuchten Bodens} = 19,0 \text{ kN / m}^3 \quad \text{und} \quad \text{Wichte unter Auftrieb} = 9 \text{ kN / m}^3$$

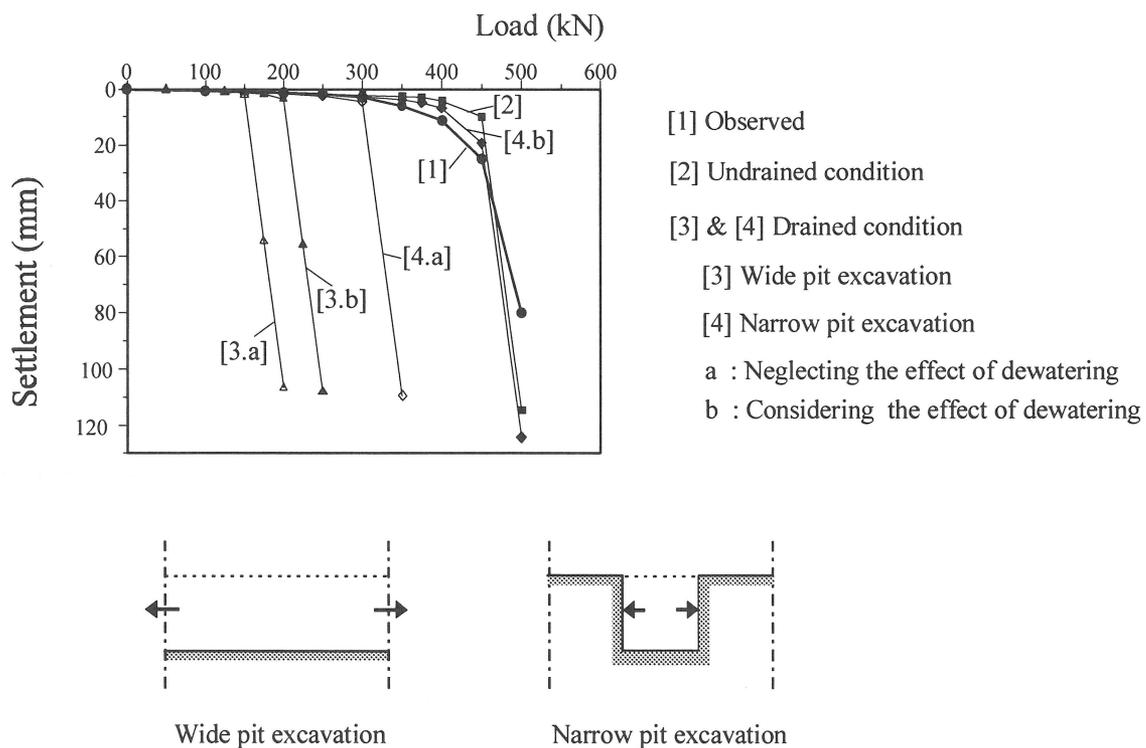
Um die wirksamen Spannungen, die auf den Pfahlmantel und -fuß wirken, zu betrachten, werden folgende verschiedene Modelle eingesetzt (Abb. 3.15):

Fall [3.a,b] : Flächenhaft ausgedehnter Aushub (unendlich in lateraler Richtung), die wirksamen Spannungen werden ab der Oberkante der Baugrubensohle gemessen

Fall [4.a,b] : Grabenförmiger Aushub (begrenzt in lateraler Richtung), die wirksamen Spannungen werden ab der Geländeoberkante gemessen

Fall [3.a] und [4.a] : Der Einfluß der Grundwasserabsenkung wird ignoriert, der Grundwasserstand wird auf 6,0 m unter Geländeoberkante angenommen

Fall [3.b] und [4.b] : In diesem Fall wird zusätzlich der Lastfall Grundwasserabsenkung bis auf 21,0 unter der Geländeoberkante betrachtet



**Abb. 3.15 Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungs-
linien**

Abb. 3.15 verdeutlicht die gute Übereinstimmung zwischen den numerischen Ergebnissen [4.b] und den gemessenen Werten. Diese Übereinstimmung unterstützt den Vorschlag, die Betrachtung von Pfählen in wirksamen Spannungen auszudrücken. Werden die dränierten Bedingungen zugrunde gelegt, so müssen die wirksamen Spannungen unter Berücksichtigung der Spannungen durch den Aushub und die Grundwasserabsenkung sorgfältig berechnet werden.

Ein detaillierter Vergleich zwischen den beobachteten und den errechneten Ergebnissen unter Verwendung der wirksamen Spannungen (Fall 4.b) ist in Abb. 3.16 gegeben. Abb. 3.17 zeigt die errechnete Entwicklung der Pfahlmantelreibung bei steigenden Lasten (diese Verteilung wurde in der Pfahlprobebelastung nicht gemessen). Es ist gut zu erkennen, daß bei geringer Last die Mantelreibung nahezu konstant mit der Tiefe ist, was mit der linearen Elastizitätstheorie übereinstimmt. Bei steigender Last wandert der Schlupf zwischen Pfahl und Boden vom Pfahlkopf nach unten hin. Der Mittelwert der Grenzmantelreibung liegt in der Größenordnung von 60 kN/m², was in Übereinstimmung mit den Messungen ist.

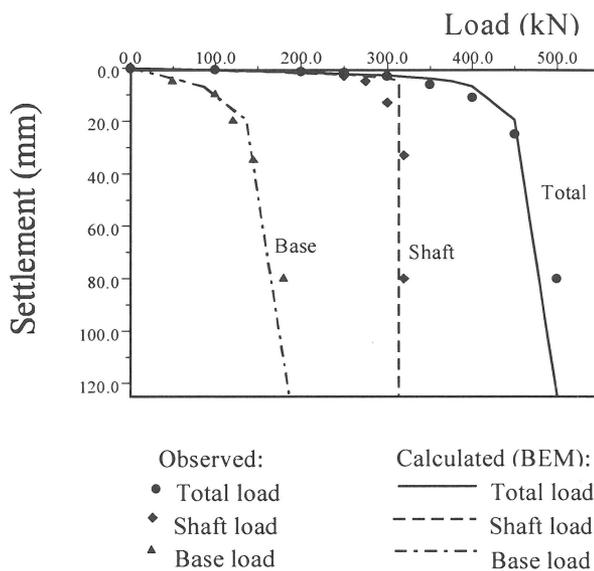


Abb. 3.16 Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Pfahl-Last-Setzungslinie (dränierete Bedingungen)

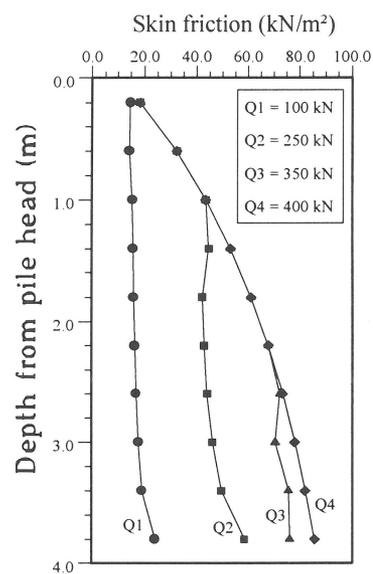


Abb. 3.17 Entwicklung der Pfahlmantelreibung (dränierete Bedingungen)

3.2.5 Anmerkungen zum Verhalten des Einzelpfahls

Aus den zwei oben aufgeführten Beispielen - der Modellierung des Verhaltens von Einzelpfählen im Londoner und Frankfurter Ton - lassen sich folgende Rückschlüsse ziehen:

- Die vorgeschlagene Methode zur Simulierung des nichtlinearen Pfahltrag-Verhaltens zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Probebelastungen. Diese Tatsache unterstützt die weitere Verwendung dieses Modells in der Untersuchung des nichtlinearen Verhaltens der Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
- Die gute Übereinstimmung zwischen der vorliegenden numerischen Berechnung und der Berechnung mit Hilfe der nichtlinearen FEM, welche als die genaueste Methode gelten kann, bestätigt die Anwendbarkeit der getroffenen Annahmen.

- Die Vorteile des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens gegenüber einer FEM-Berechnung ist die deutlich geringere erforderliche Rechenleistung und -zeit sowie die einfachere Datenvorbereitung und -eingabe. Aus diesem Grund eignet sie sich für eine Parameterstudie und für Vergleiche von verschiedenen Lösungsvarianten.
- Es sollte allerdings an dieser Stelle verdeutlicht werden, daß unabhängig vom Berechnungsverfahren, der wichtigste Schritt bei der Planung und Modellierung eine detaillierte und qualifizierte Untersuchung der erforderlichen Bodenparameter ist.
- Aus diesen beiden Beispielen kann in Übereinstimmung mit den vorhandenen Erfahrungen geschlossen werden, daß bei Bohrpfählen in überkonsolidierten Tonen die Mantelreibung der dominante Lastabtragungsanteil ist und, daß dieser sich schon bei relativ kleinen Verschiebungen (0,01 bis 0,02 Pfahldurchmesser) mobilisieren läßt. Zur Mobilisierung des Spitzendrucks sind dagegen große Pfahlverschiebungen nötig (ca. 0,1 Pfahldurchmesser). Aus diesem Grund können solche Pfähle unter Gebrauchslast als reine Mantelreibungspfähle betrachtet werden.

3.3 Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Pfähle werden meistens in Pfahlgruppen angeordnet, wobei sie über Rahmen, Balken, Kopfplatten, oder Platten miteinander verbunden sind. In den meisten Fällen besteht ein direkter Kontakt zwischen der Gründungsplatte und dem Boden darunter. Aus diesem Grund wird auch ein Teil der Gebäudelast direkt von der Bodenplatte in den Untergrund weitergeleitet.

Viele Interaktionen und Parameter wie die Gruppenwirkung der Pfahlgruppe, die Wechselwirkung zwischen Pfählen und Gründungsplatte sowie die Interaktion zwischen Tragwerk und Gründungskörper steuern das Tragverhalten einer Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Die Bodenverhältnisse, das Pfahlherstellungsverfahren sowie viele andere Faktoren beeinflussen das Verhalten der Gründung. Ein dreidimensionales Berechnungsverfahren zur Modellierung des Verhaltens einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Berücksichtigung aller o.g. Interaktionen und Parameter wird in den folgenden Abschnitten entwickelt.

3.3.1 Numerisches Modell (allgemeine Beschreibung)

Zur Modellierung der dreidimensionalen Natur der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird ein gemischtes Verfahren unter Verwendung der BEM und der FEM entwickelt.

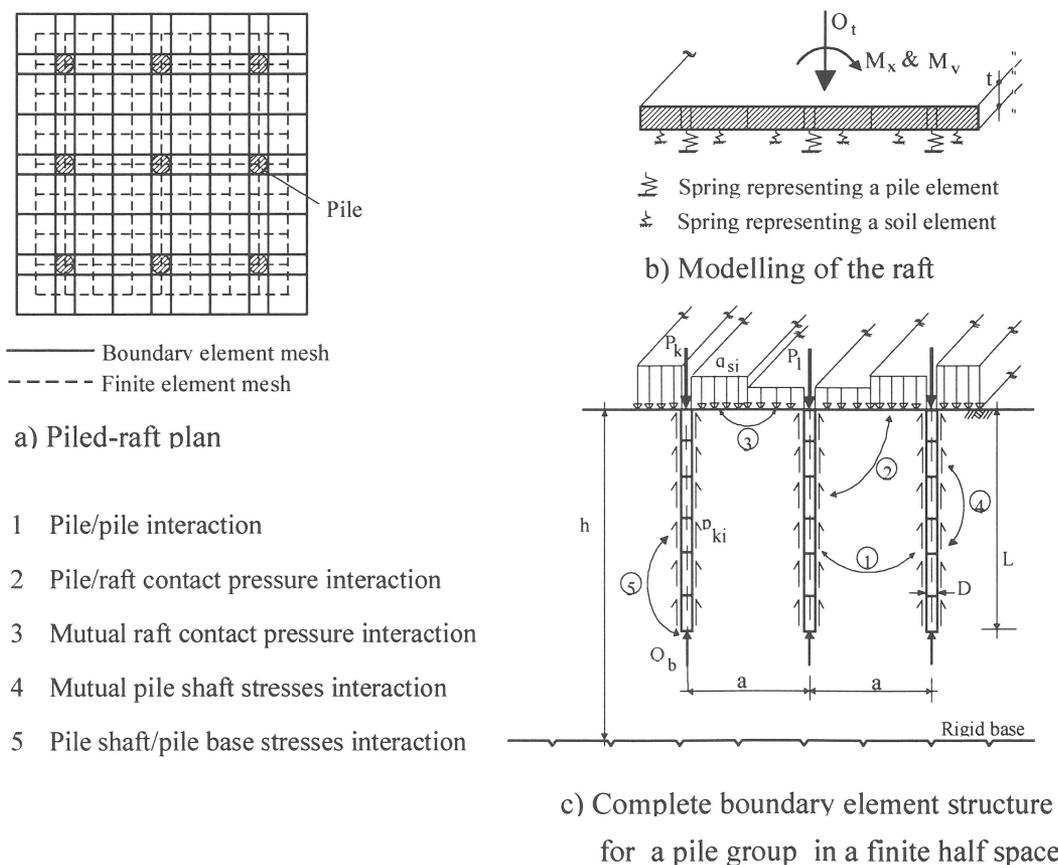


Abb. 3.18 Modellierung des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Bodenplatte wird unter Verwendung der FEM als biegesteife Platte modelliert, welche durch das Tragwerk belastet und durch nichtlineare Federn an jedem Knoten des FE-Netzes gestützt wird. Diese Federn (Abb. 3.18.b) stellen entweder ein Gründungsplatten-Boden-Element oder einen Pfahl dar. Die im elastischen Halbraum eingebettete Pfahlgruppe (Abb. 3.18.c) wird durch eine vollständige Randelemente Methode modelliert. Das System besteht aus der Pfahlgruppe welche durch die Lasten am Pfahlkopf und die Bodenpressungen der Gründungsplatte belastet wird.

Das nichtlineare Verhalten an der Pfahl-Boden-Schnittstelle und am Pfahlfuß wird berücksichtigt. Es wird ein inkrementeller nichtlinearer Rechenalgorithmus mit iterativer Anpassung der Vertikalverschiebung der Gründungsplatte (FEM) und der Baugrund-setzung (BEM) bei jedem Recheninkrement verwendet. Das gemischte Verfahren wird zur Reduzierung der notwendigen Computerkapazitäten bei der Modellierung dieses dreidimensionalen Problems unter Berücksichtigung der Nichtlinearität angesetzt.

3.3.2 Interaktion innerhalb von Pfahlgruppen

3.3.2.1 Ableitung des Berechnungsverfahrens

Das Last-Setzungs-Verhalten einer Pfahlgruppe unterscheidet sich wegen der Gruppenwirkung vollständig von dem Verhalten eines Einzelpfahls unter gleichen Bedingungen. Die Pfahlgruppenwirkung hängt von vielen Einflußfaktoren, wie den geometrischen Abmessungen der Pfahlgruppe, der aufgebrachten Last (dem Ausnutzungsgrad) und dem Pfahlherstellungsverfahren ab.

Eine vollständige Randelemente Methode wird zur Modellierung der Pfahlgruppenwirkung herangezogen. Das System Pfahlgruppe/Boden wird in zwei große Einheiten aufgeteilt. Der erste Teil besteht aus den vertikalen belasteten Pfählen, die in Mantel- und Fußelemente unterteilt sind. Unter Berücksichtigung der Kompressibilität der Pfähle wird die Verschiebungsmatrix dieses Systems aufgebaut. Der zweite Teil besteht aus dem Boden, in dem die Pfahlgruppe eingebettet ist, welche durch gleichförmige Schubspannungen auf den Umfang der Pfahlmantelelemente und gleichförmige vertikale Spannungen an den Pfahlfüßen belastet wird. Unter Verwendung des zweifachen Integrals der Mindlinggleichungen wird die Matrix der Verschiebungen des Bodens in den Mitten der einzelnen Pfahlmantelelemente sowie am Pfahlfuß aufgebaut. Durch Betrachtung des Gleichgewichts und der Kompatibilität ergibt sich ein System von Gleichungen. Die Lösung dieses Gleichungssystems liefert die Verteilung der Mantelreibung entlang jedes Pfahls, den entsprechenden Pfahlspitzendruck sowie die Verschiebung von Pfahl und Boden. Diese Methode wird dann zur Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahlverhaltens erweitert.

• **Bodenverschiebungsmatrix**

Die Verschiebungsmatrix des Bodens in den Mitten der einzelnen Pfahlmantelelemente sowie am Pfahlfuß läßt sich in folgende Matrizenform bringen:

$$\begin{Bmatrix} \{s_s\}^c \\ \{s_b\}^c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} [I_{ss}]^c & [I_{sb}]^c \\ [I_{bs}]^c & [I_{bb}]^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{p_s\}^c \\ \{q_b\}^c \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

wobei:

$\{s_s\}^c$: $(n \times N_p)$ der Vektor der Vertikalverschiebungen des Bodens in den Mittelpunkten der Pfahlmantelelemente

N_p : Anzahl der Pfähle

n : Anzahl der Mantelelemente jedes Pfahls

$\{s_b\}^c$: (N_p) der Vektor der Vertikalverschiebung des Bodens an den Pfahlfüßen

$[I_{ss}]^c$: $(n \times N_p, n \times N_p)$ die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelelement i durch eine Einheits-Mantelreibung am anderen Element j

$[I_{sb}]^c$: $(n \times N_p, N_p)$ die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelelement durch eine Einheitsspannung an jedem Pfahlfuß

$[I_{bs}]^c$: $(N_p, n \times N_p)$ die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheits-Mantelreibung an jedem Pfahlmantelelement

$[I_{bb}]^c$: (N_p, N_p) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheitsspannung an den Pfahlfüßen

$\{p_s\}^c$: $(n \times N_p)$ der Vektor der Mantelreibung der Pfähle

$\{q_b\}^c$: (N_p) der Vektor der Spannungen der Pfahlfüße sind.

Gleichung 3.46 schreibt sich in detaillierter Form wie folgt:

$$\begin{Bmatrix} \{s_s\}_1 \\ \{s_s\}_k \\ \{s_s\}_m \\ \downarrow \\ \{s_s\}_{N_p} \\ \{s_b\}^c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} [I_{ss}]_{1,1} \dots [I_{ss}]_{1,k} \dots [I_{ss}]_{1,m} & \rightarrow & [I_{ss}]_{1,N_p} \\ [I_{ss}]_{k,1} \dots [I_{ss}]_{k,k} \dots [I_{ss}]_{k,m} & & [I_{ss}]_{k,N_p} \\ [I_{ss}]_{m,1} \dots [I_{ss}]_{m,k} \dots [I_{ss}]_{m,m} & & [I_{ss}]_{m,N_p} \\ \downarrow & & \\ [I_{ss}]_{N_p,1} \dots [I_{ss}]_{N_p,k} \dots [I_{ss}]_{N_p,m} & & [I_{ss}]_{N_p,N_p} \\ [I_{bs}]_1 \dots [I_{bs}]_k \dots [I_{bs}]_m & \rightarrow & [I_{bs}]_{N_p} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [I_{sb}]_1 \\ [I_{sb}]_k \\ [I_{sb}]_m \\ \downarrow \\ [I_{sb}]_{N_p} \\ [I_{bb}]^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{p_s\}_1 \\ \{p_s\}_k \\ \{p_s\}_m \\ \downarrow \\ \{p_s\}_{N_p} \\ \{q_b\}^c \end{Bmatrix} \quad (3.47)$$

wobei:

$[I_{ss}]_{k,m}$: (n , n) Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantel-element des Pfahls k durch eine Einheits-Mantelreibung an den Elementen des Pfahls m

$[I_{ss}]_{k,k}$: (n , n) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantel-element des Pfahls k durch eine Einheits-Mantelreibung an den Elementen desselben Pfahls

$[I_{sb}]_k$: (n , N_p) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Mantelelement des Pfahls k durch eine Einheitsspannung an jedem Pfahlfuß

$[I_{bs}]_k$: (N_p , n) die Untermatrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch Einheits-Mantelreibung an den Mantelelementen des Pfahls k sind.

In dieser Vorgehensweise werden die verschiedenen Interaktionen innerhalb der Pfahlgruppe durch diese vollständige Betrachtung erfaßt. Die Werte der Elemente der Untermatrizen werden durch die zweifache Integration der Mindlinggleichungen für eine Punktlast im elastischen Halbraum ermittelt.

Die Verschiebungsmatrix der Pfahlmantelelemente läßt sich unter Berücksichtigung der Verschiebung des Pfahlfußes und des Spitzendrucks wie folgt schreiben:

$$\{s_s\}^c = \frac{1}{E} [I_{ss}]^c \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{sb}]^c \{q_b\}^c \quad (3.48)$$

Unter Beachtung des vertikalen Gleichgewichts läßt sich der Spitzendruck wie folgt ausdrücken:

$$\{q_b\}^c = \{q_h\}^c + [M] \{p_s\}^c \quad (3.49)$$

wobei : $\{q_h\}^c$ (N_p) der Vektor der Pfahlkopfspannungen in der Pfahlgruppe ist.

Die Matrix [M] hat die Dimensionen (N_p , $n \times N_p$). Die Werte der Elemente dieser Matrix werden wie folgt berechnet:

$$[M] = \begin{bmatrix} \{M_{1,i}\}_{1,1} & \dots & \{M_{1,i}\}_{1,k} & \dots & \{M_{1,i}\}_{1,m} & \rightarrow & \{M_{1,i}\}_{1,N_p} \\ \{M_{1,i}\}_{k,1} & \dots & \{M_{1,i}\}_{k,k} & \dots & \{M_{1,i}\}_{k,m} & & \{M_{1,i}\}_{k,N_p} \\ \{M_{1,i}\}_{m,1} & \dots & \{M_{1,i}\}_{m,k} & \dots & \{M_{1,i}\}_{m,m} & & \{M_{1,i}\}_{m,N_p} \\ \downarrow & & & & & & \\ \{M_{1,i}\}_{N_p,1} & \dots & \{M_{1,i}\}_{N_p,k} & \dots & \{M_{1,i}\}_{N_p,m} & & \{M_{1,i}\}_{N_p,N_p} \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

wobei:

$$i = 1 \rightarrow n \quad \text{und} \quad m, k = 1 \rightarrow N_p$$

$$(M_{1,i})_{m,k} = \begin{cases} \frac{-4 z_m}{D_m} & \text{falls } m = k \\ 0,0 & \text{falls } m \neq k \text{ sind.} \end{cases}$$

Einsetzen von Gl. 3.49 in Gl. 3.48 führt zu:

$$\{s_s\}^c = \frac{1}{E} \left[[I_{ss}]^c + [I_{sb}]^c [M] \right] \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{sb}]^c \{q_h\}^c \quad (3.51)$$

und

$$\{s_s\}^c = \frac{1}{E} [IRD] \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{sb}]^c \{q_h\}^c \quad (3.52)$$

wobei:

$$[IRD] = [I_{ss}]^c + [I_{sb}]^c [M] \text{ ist.}$$

• Verschiebungsmatrix der Pfahlgruppe

Die Verschiebung in der Mitte des Pfahlmantelelements i des Pfahls k ergibt sich zu:

$$(s_i)_k = \sum_{j=i+1}^n (\Delta_j)_k + (\Delta_i^\#)_k + (s_b)_k \quad (3.53)$$

Im Fall einer Pfahlgruppe ergibt sich die Setzung des Pfahlfußes aus Gl. 3.46 zu:

$$\{s_b\}^c = \frac{1}{E} [I_{bs}]^c \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{bb}]^c \{q_b\}^c \quad (3.54)$$

Damit folgt die Setzung des Pfahlfußes k zu:

$$(s_b)_k = \frac{1}{E} \left[\sum_{k=1}^{N_p} \sum_{i=1}^n (I_{bi})_k (p_i)_k + \sum_{k=1}^{N_p} (I_{bb})_k (q_b)_k \right] \quad (3.55)$$

wobei:

$$(q_b)_k = (q_h)_k - \frac{4 z_k}{D_k} \sum_{i=1}^n (p_i)_k \quad (3.56)$$

Die Verschiebungsmatrix der Pfahlgruppe läßt sich somit wie folgt schreiben:

$$\{s_p\}^c = \frac{1}{E_p} [RG] \{q_h\}^c - \frac{1}{E_p} [RMLG] \{p_s\}^c \quad (3.57)$$

wobei:

$\{s_p\}^c$: $(n \times N_p)$ der Vektor der Verschiebungen in der Mitte der Pfahlmantelelemente

$[RG]$: $(n \times N_p, N_p)$ die Matrix der Form

$$[RG] = \begin{bmatrix} \{R_i\}_{1,1} & \dots & \{R_i\}_{1,k} & \dots & \{R_i\}_{1,m} & \rightarrow & \{R_i\}_{1,N_p} \\ \{R_i\}_{k,1} & \dots & \{R_i\}_{k,k} & \dots & \{R_i\}_{k,m} & & \{R_i\}_{k,N_p} \\ \{R_i\}_{m,1} & \dots & \{R_i\}_{m,k} & \dots & \{R_i\}_{m,m} & & \{R_i\}_{m,N_p} \\ \downarrow & & & & & & \\ \{R_i\}_{N_p,1} & \dots & \{R_i\}_{N_p,k} & \dots & \{R_i\}_{N_p,m} & & \{R_i\}_{N_p,N_p} \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

sind. in der:

$$\{R_i\}_{k,k} = (n + 0.5 - i) z_k + \frac{E_p}{E} (I_{bb})_{k,k} \quad \text{und} \quad \{R_i\}_{k,m} = \frac{E_p}{E} (I_{bb})_{k,m}$$

[RMLG] : Matrix (nx N_p , nx N_p)

$$[RMLG] = \begin{bmatrix} [RML]_{1,1} & \dots & [RML]_{1,k} & \dots & [RML]_{1,m} & \rightarrow & [RML]_{1,N_p} \\ [RML]_{k,1} & \dots & [RML]_{k,k} & \dots & [RML]_{k,m} & & [RML]_{k,N_p} \\ [RML]_{m,1} & \dots & [RML]_{m,k} & \dots & [RML]_{m,m} & & [RML]_{m,N_p} \\ \downarrow & & & & & & \\ [RML]_{N_p,1} & \dots & [RML]_{N_p,k} & \dots & [RML]_{N_p,m} & & [RML]_{N_p,N_p} \end{bmatrix} \quad (3.59)$$

[RML]_{k,k} : Untermatrix (n,n)

$$(RML_{ii})_{k,k} = \frac{2 z_k^2}{D_k} [2n - (2i - 0.75)] + (C_i)_{k,k}$$

$$(C_i)_{k,k} = - \frac{E_p}{E} \left((I_{bi})_{k,k} - \frac{4 z_k}{D_k} (I_{bb})_{k,k} \right)$$

$$(RML_{ij})_{k,k} = \frac{2 z_k^2}{D_k} [2(n-j) + 1] + (C_j)_{k,k} \quad (i = 1 \rightarrow n \text{ und } j = i + 1 \rightarrow n)$$

$$(RML_{ij})_{k,k} = \frac{2 z_k^2}{D_k} [2(n-i) + 1] + (C_j)_{k,k} \quad (i = 2 \rightarrow n \text{ und } j = 1 \rightarrow i - 1)$$

[RML]_{k,m} : Untermatrix (n,n)

$$(RML_{ij})_{k,m} = (C_j)_{k,m} \quad \text{und} \quad (C_j)_{k,m} = - \frac{E_p}{E} \left((I_{bj})_{k,m} - \frac{4 z_k}{D_k} (I_{bb})_{k,m} \right) \text{ sind.}$$

• Vorgabe der Kompatibilitätsbedingung

Wird eine starre Verbindung zwischen Pfahl und Boden angenommen (kein Schlupf), muß die rechte Seite der Gl. 3.52 gleich der rechten Seite der Gl. 3.57 sein. Es ergibt sich somit folgendes Gleichungssystem:

$$\left[\frac{E_p}{E} [IRD] + [RMLG] \right] \{p_s\}^c = \left[[RG] - \frac{E_p}{E} [I_{sb}]^c \right] \{q_h\}^c \quad (3.60)$$

Die Lösung dieses Gleichungssystems führt zur Mantelreibungsverteilung jedes Pfahl. Durch die vertikale Gleichgewichtsbedingung ergibt sich der Spitzendruck. Einsetzen in Gl. 3.52, 3.57 und 3.54 liefert die Verschiebungen in den Mitten der Pfahlmantelelemente und an der Pfahlfüßen.

3.3.2.2 Vergleich der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit mit denen anderer Berechnungsverfahren

3.3.2.2.1 Pfahlgruppen im homogenen elastischen Halbraum

Poulos/Davis (1968) und Poulos/Mattes (1971 a,b) haben eine Gruppe von zwei identischen gleichbelasteten Pfählen zur Ermittlung des sog. Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktors $\bar{\alpha}$ betrachtet. Der Interaktionsfaktor sei dabei zu:

$$\bar{\alpha} = \frac{\text{Zusätzliche Setzung infolge eines benachbarten Pfahls}}{\text{Setzung des Pfahls infolge eigener Belastung}} \quad (3.61)$$

definiert.

Ein Vergleich zwischen den von Poulos/Davis (1980) und der vorliegenden Arbeit ist in Abb. 3.19 dargestellt, diese zeigt die gute Übereinstimmung beider Verfahren.

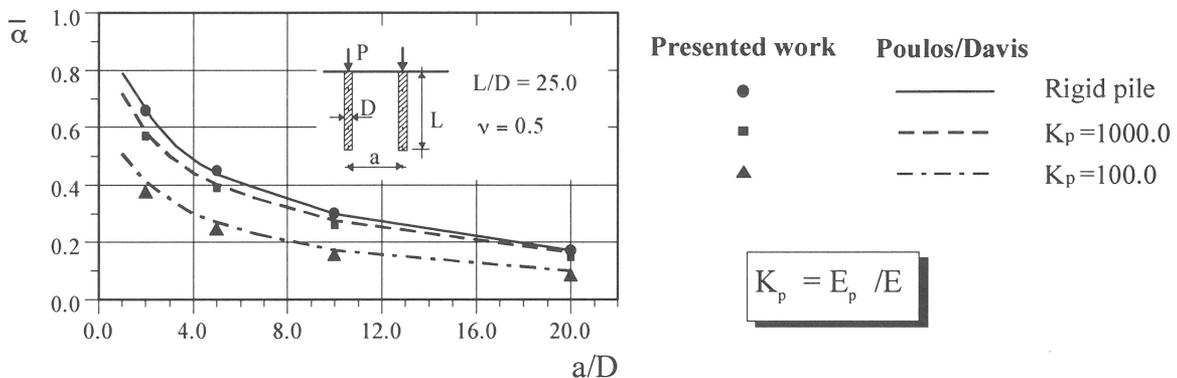


Abb. 3.19 Interaktionsfaktoren für schwimmende Pfähle im homogenen elastischen Halbraum

Wie in Abb. 3.19 deutlich zu erkennen ist, wächst der Interaktionsfaktor $\bar{\alpha}$ bei steigender Pfahl-Boden-Steifigkeit. Ein solches Verhalten kann durch Betrachtung der Verteilung der Mantelreibung erläutert werden (Abb. 3.3). Bei einem relativ steifen Pfahl ist die Mantelreibung nahezu konstant über die Pfahllänge, bei einem relativ weichen Pfahl konzentriert sich die Mantelreibung in Nähe des Pfahlkopfs und verringert sich schnell mit der Tiefe. Demnach ist bei einem relativ steifen Pfahl das von Spannungen beanspruchte Bodenvolumen viel größer als es beim relativ weichen Pfahl ist. Deshalb ist die Pfahl-Pfahl-Interaktion bei steifen Pfählen größer als bei weichen Pfählen. Andere Faktoren die einen Einfluß auf die Gruppenwirkung haben sind die Schlankheit des Pfahls und die Querdehnzahl des Bodens. Der begrenzte Halbraum, die Bodeninhomogenitäten und das nichtlineare Pfahltragverhalten beeinflussen auch die Gruppenwirkung, diese Faktoren werden in den nächsten Abschnitten betrachtet.

Poulos/Davis (1980) haben den Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktor $\bar{\alpha}$ zur Betrachtung der Setzung von Pfahlgruppen nach dem Superpositions-konzept eingeführt. Die Ergebnisse dieser Betrachtung können am besten in Form der Gruppenwirkung R_s beschrieben werden, dabei ist R_s definiert als:

$$R_s = \frac{\text{Setzung der Pfahlgruppe}}{\text{Setzung eines Einzelpfahls unter einer mittleren Last}} \quad (3.62)$$

Tabelle 3.2 zeigt eine Übersicht von Werten der Gruppenwirkung R_s einer 3×3-er Pfahlgruppe, die mit dem vorliegenden Berechnungsverfahren ermittelt wurden, im Vergleich zu Ergebnissen, die mit dem Superpositionsverfahren nach Poulos/Davis (1980) erzielt wurden. Die Pfähle sind im elastischen Halbraum eingebettet und miteinander starr verbunden.

a/D	$K_p = 100,0$		$K_p = 1000,0$		$K_p = \infty$	
	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit
2	3,64	3,21	4,84	4,71	5,29	5,26
5	2,61	2,39	3,48	3,37	3,74	3,72

Tab. 3.2 Werte der Gruppenwirkung R_s in einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 25$)

Die Tabelle zeigt eine gute Übereinstimmung der beiden Berechnungsverfahren. Es kann dabei bemerkt werden, daß das Superpositionsverfahren leicht höhere Werte liefert als die vollständige Randelemente Methode, besonders bei relativ weichen Pfählen ($K_p = 100$). Dies kann auf die Abhängigkeit der Interaktionsfaktoren von der Verteilung der Mantelreibung zurückgeführt werden, da diese von der Lage des Pfahls in der Gruppe abhängt, was beim Superpositionsverfahren nicht betrachtet wird.

Tab. 3.3 zeigt die Verteilung der Pfahllasten in der Gruppe und vergleicht diese mit den Ergebnissen, die mit dem Verfahren von Poulos/Davis (1980) erzielt wurden.

$K_p = E_p / E$	Eckpfahl		Randpfahl		Mittelpfahl	
	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit	Poulos/Davis	Vorliegende Arbeit
$K_p = \infty$	1,32	1,34	0,84	0,83	0,34	0,31
$K_p = 1000$	1,29	1,27	0,87	0,87	0,38	0,43
$K_p = 100$	1,17	1,15	0,92	0,93	0,63	0,69

Tab. 3.3 Lastverteilung ($P / P_{\text{mittelwert}}$) innerhalb einer schwimmenden 3×3-er Pfahlgruppe mit starrer Platte ($L/D = 25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)

Die Last wird im Verhältnis zu der mittleren Last ausgedrückt. Diese Vergleiche zeigen eine gute Übereinstimmung beider Berechnungsverfahren. Die Eckpfähle erhalten die größten Lastanteile, der Mittelpfahl die kleinsten. Die Lastverteilung neigt bei steigender relativer Steifigkeit K_p zu immer geringerer Gleichförmigkeit. Andere Faktoren, die die Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe beeinflussen, sind die Pfahlabstände, die Anzahl der Pfähle, die Pfahlschlankheit, der Effekt des begrenzten Halbraums sowie die Bodeninhomogenitäten und das nichtlineare Pfahltragverhalten.

Butterfield/Banerjee (1971 a) haben eine vollständige Randelemente Methode zur Betrachtung der Pfahlgruppe herangezogen. Die Kompressibilität der Pfähle wurde durch einen iterativen Prozess erfaßt. Abb. 3.20 zeigt die Gruppenwirkung R_s einer 2x2-er Gruppe von starr miteinander verbundenen Pfählen für Pfahlschlankheiten $L/D = 20$ und 40 . Die Gruppenwirkung R_s nimmt bei wachsender Pfahlschlankheit (L/D) zu.

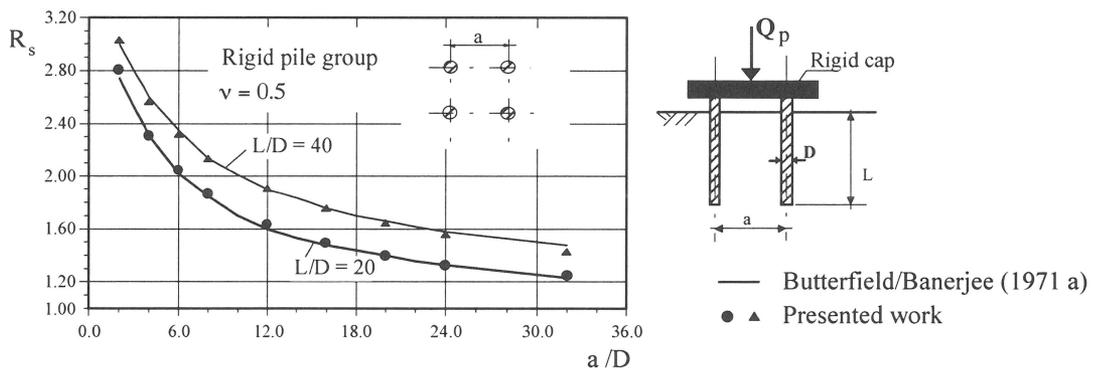


Abb. 3.20 Gruppenwirkung der schwimmenden (2x2) Pfahlgruppen im elastischen Halbraum

Abb. 3.21 vergleicht den mit Hilfe der vorliegenden vollständigen Randelemente Methode ermittelten Last-Setzungsfaktor ($P/G s D$) der einzelnen Pfähle in einer 3x3-er Gruppe von starr miteinander gekoppelten Pfählen mit den Ergebnissen von Butterfield/Banerjee (1971 a).

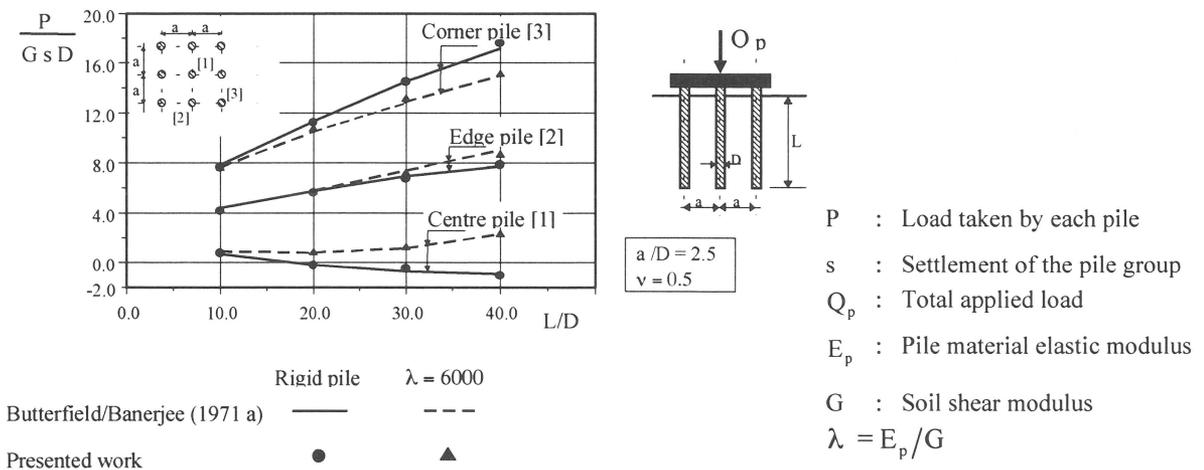


Abb. 3.21 Lastverteilung der einzelnen Pfähle innerhalb einer 3x3-er Pfahlgruppe

Die gute Übereinstimmung zwischen dem Verfahren von Butterfield/Banerjee (1971 a) und der vorliegenden Arbeit läßt sich dabei gut erkennen. Die relative Pfahl-Boden-Steifigkeit λ hat einen entscheidenden Einfluß auf die Lastaufteilung innerhalb der Pfahlgruppe. Je weicher die Pfähle sind, desto gleichförmiger ist die Lastaufteilung. Der Einfluß von λ ist bei längeren Pfählen ausgeprägter als bei kurzen. Die äußeren Pfähle tragen stets einen höheren Lastanteil ab als die inneren. Dieser Effekt ist der Spannkonzentration an den Rändern von Flachgründungen ähnlich.

Butterfield/Banerjee (1971 a) haben Vergleiche zwischen theoretischen Betrachtungen und Modell- sowie Feldversuchen angestellt und sind zu dem Schluß gekommen, daß die errechneten und gemessenen Lastverteilungen zumindest in der Tendenz übereinstimmen. Allerdings war die gemessene Lastverteilung stets gleichförmiger als die theoretisch errechnete. Viele Faktoren können zu einer solchen Abweichung führen, wie z.B. der Effekt eines begrenzten Halbraums, die Bodeninhomogenitäten und das nichtlineare Pfahltragverhalten.

3.3.2.2.2 Effekte eines begrenzten Halbraums

Zur Erfassung dieses Effektes wird die Näherung nach Steinbrenner, wie sie im Abschnitt über den Einzelpfahl (Abschn. 3.2.2.2) dargestellt wurde, angewandt. Lösungen zur Ermittlung des Interaktionsfaktors für zwei starre Pfähle im begrenzten Halbraum wurden von Poulos/Davis (1968) ermittelt. Zur Erfassung der Effekte des begrenzten Halbraums wurde ein Korrekturfaktor N_h eingeführt:

$$\bar{\alpha}_h = N_h \cdot \bar{\alpha}$$

wobei

$\bar{\alpha}_h$ und $\bar{\alpha}$ Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktoren im begrenzten und unendlichen Halbraum sind.

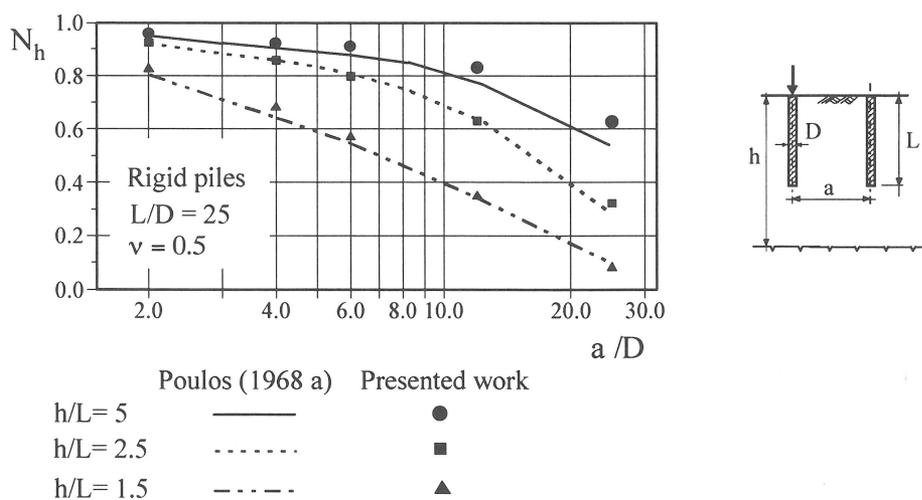


Abb. 3.22 Korrekturfaktor N_h zur Anpassung des Interaktionsfaktors $\bar{\alpha}$ zur Berücksichtigung des begrenzten Halbraums

Abb. 3.22 vergleicht die Ergebnisse, die mit der vorliegenden Arbeit erzielt wurden, mit den Ergebnissen von Poulos/Davis (1980). Der Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktor verringert sich deutlich bei abnehmendem h/L-Verhältnis.

Tab. 3.4 zeigt die Beziehung zwischen der Gruppenwirkung R_s und dem h/L-Verhältnis für eine 3×3-er Pfahlgruppe von inkompressiblen, starr gekoppelten Pfählen. Die Mächtigkeit des begrenzten Halbraums hat einen bedeutenden Einfluß auf das Setzungsverhalten. Dieses Beispiel verdeutlicht die Auswirkungen einer im Einflußbereich der Pfahlgründung liegenden relativ inkompressiblen Bodenschicht bzw. der Wahl einer unverschieblichen unteren Grenze bei der Setzungsberechnung von schwimmenden Pfahlgruppen. Der Effekt des begrenzten Halbraums (der Einflußtiefe) ist bei großen Pfahlgruppen mit relativ großen Pfahlabständen ausgeprägter.

h/L	∞	5,0	2,5	1,5
R_s	3,72	3,4	3,0	2,28

Tab. 3.4 Die Gruppenwirkung R_s einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)

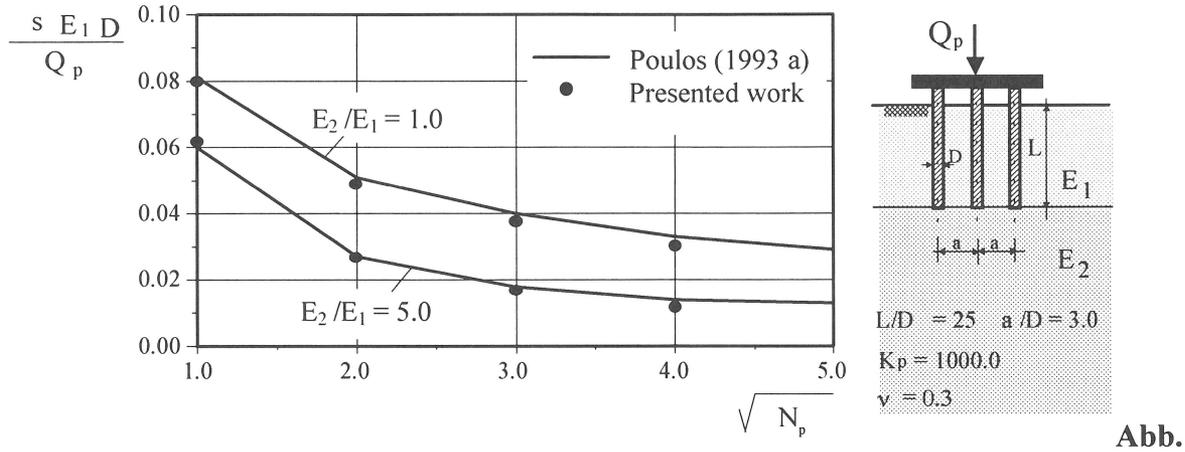
In Tab. 3.5 ist die Verteilung der Pfahllasten bezüglich der mittleren Pfahllast innerhalb der Pfahlgruppe eingetragen. Es kann gut erkannt werden, daß der Effekt des begrenzten Halbraums einen geringeren Einfluß auf die Lastverteilung hat.

	$P / P_{\text{mittelwert}}$			
h/L	∞	5,0	2,5	1,5
Eckpfahl	1,337	1,336	1,325	1,248
Randpfahl	0,834	0,835	0,841	0,880
Mittelpfahl	0,312	0,314	0,336	0,487

Tab. 3.5 Lastverteilung innerhalb einer schwimmenden 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D=25$, $a/D = 5,0$ und $\nu = 0,5$)

Ottaviani (1975) hat eine Berechnung auf Grundlage der dreidimensionalen Finite-Elemente-Methode (3D-FEM) zur Untersuchung des Verhaltens von vertikal belasteten Pfahlgruppen im begrenzten elastischen Halbraum durchgeführt. Der Querschnitt der Pfähle war quadratisch, mit einer Kantenlänge von 1,0 m. In der vorliegenden Arbeit wurde ein flächengleicher Kreis gewählt. Die seitlichen Ränder der FEM lagen ca. 13,0 m neben den äußeren Pfählen. Die Randbedingung bestand darin, daß die Knoten an solchen Rändern keine Verschiebung senkrecht zu ihrer Ebene erfahren dürfen, Verformungen sind in den

Abb. 3.26 zeigt die Effekte einer steiferen Schicht am Pfahlfuß im Fall einer Pfahlgruppe aus Spitzendruckpfählen im Vergleich mit den Ergebnissen von Poulos (1993 a). Auch hier kann eine gute Übereinstimmung beobachtet werden.



3.26 Setzung einer Pfahlgruppe aus Spitzendruckpfählen

3.3.2.2.3 Effekte einer Bodeninhomogenität

Die Annahme eines mit der Tiefe linear zunehmenden Elastizitätsmoduls des Bodens (Gibson Boden) ist realistischer als die Annahme eines konstanten Moduls. Dieser Punkt wurde schon in früheren Abschnitten erwähnt und erläutert (Abschn. 3.2.2.3). Wie auch im Fall des Einzelpfahls, ist es möglich, die Interaktionsfaktoren nach Gl. 3.46 bei in inhomogenem Boden eingebetteten Pfahlgruppen durch die Näherung nach Poulos zu ermitteln. In Abb. 3.27 werden die Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktoren in inhomogenem Boden mit denen in homogenem Boden verglichen. Die Ergebnisse, die mit der vorliegenden Arbeit erzielt wurden, sind in guter Übereinstimmung mit den von Poulos/Davis (1980) veröffentlichten Werten. Sie verdeutlichen, daß sich die Interaktion bei Bodeninhomogenität deutlich verringert. Allerdings muß erwähnt werden, daß diese Ergebnisse an einem Beispiel mit sehr großer Bodeninhomogenität, $\rho = E_{L/2}/E_L = 0,5$ gerechnet wurden. Die Effekte der Bodeninhomogenität fallen bei von 0,5 bis 1,0 wachsendem ρ schwächer aus.

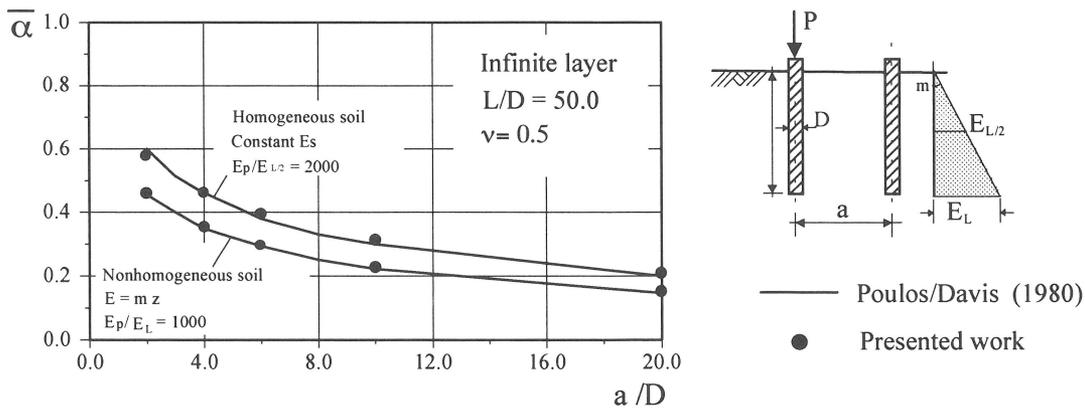


Abb. 3.27 Effekte der Bodeninhomogenität auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion

Banerjee/Davis (1977) haben die Randelemente Methode zur Betrachtung von im inhomogenen begrenzten Halbraum eingebetteten, Pfahlgruppen verwendet. Das Medium wurde dabei in Ebenen unterteilt, jeder Ebene wurde dabei ein konstanter, der jeweiligen Tiefe entsprechender Elastizitätsmodul zugewiesen. Unter Verwendung der Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingungen an der Pfahl-Boden-Schnittstelle sowie an den Bodenebenen wird die Steifigkeitsmatrix für das Pfahl-Boden-System aufgebaut. Die Gruppenwirkung R_s einer 3×3-er Pfahlgruppe ($L/D = 20$), im begrenzten Halbraum eingebettet, mit $\rho = 0,5$, $h/L = 2$ und $E_p/E_L = 1000$, wird mit einer entsprechenden Pfahlgruppe im homogenen Boden mit einem mittleren Elastizitätsmodul (Abb. 3.28) verglichen. Es wird auch die Gruppenwirkung R_s im Falle des unendlichen Halbraums zur Untersuchung der Effekte des begrenzten Halbraums im Vergleich zu den Effekten der Bodeninhomogenität dargestellt. Die Ergebnisse von Banerjee/Davis (1977) liegen für den inhomogenen Bodens als Vergleich vor.

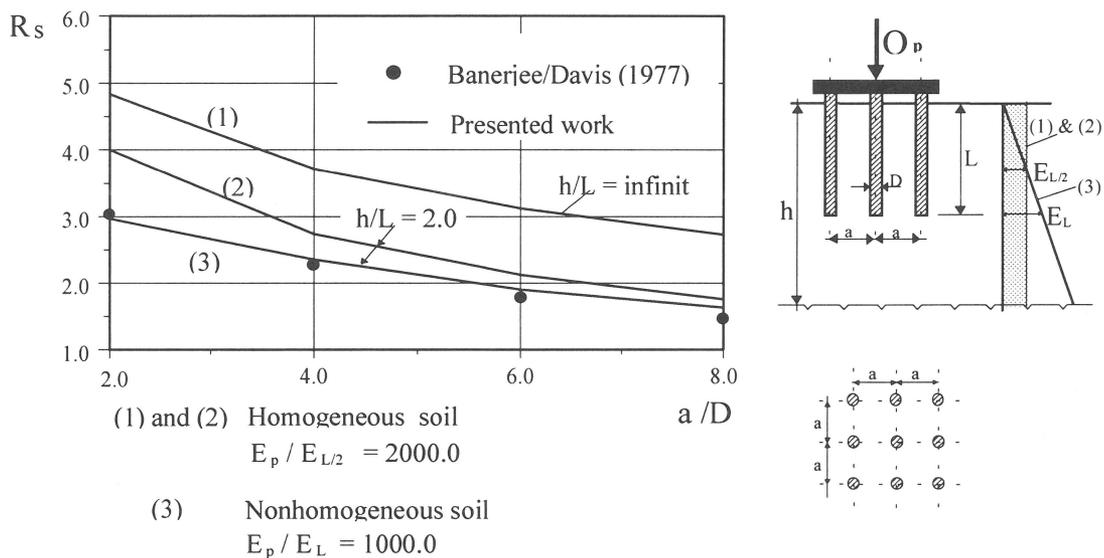


Abb. 3.28 Die Gruppenwirkung R_s einer 3×3-er Pfahlgruppe bei verschiedenen Halbraumverhältnissen

Diese Ergebnisse verdeutlichen sowohl die Effekte eines begrenzten Halbraums, als auch die der Bodeninhomogenitäten auf das Verhalten der Pfahlgruppe. Der Effekt des begrenzten Halbraums ist viel größer, besonders bei Pfahlgruppen mit einem großen Pfahl-Pfahl-Abstand. Im allgemeinen bewirken beide Effekte eine spürbare Reduktion der Gruppenwirkung. Diese Effekte können helfen, die Abweichungen, die zwischen den Messungen und den numerischen Berechnungsverfahren auf Grundlage der unendlichen homogenen Halbraumtheorie auch bei kleinen Laststufen entstehen, zu erklären (z.B. Butterfield/Banerjee 1971 a und Poulos/Davis 1980).

3.3.2.3 Erweiterung des Berechnungsverfahrens zur Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens von Pfahlgruppen

Aus den Untersuchungen von Cooke et al. (1980), O'Neill et al. (1981), Chow (1986) und Trochanis et al. (1991 a) kann geschlossen werden, daß zumindest bei Bohrpfählen in überkonsolidierten Tönen die Nichtlinearität auf eine schmale plastifizierte Zone um den Pfahl herum begrenzt ist, und der restliche Bereich des Bodens nur geringen Spannungen ausgesetzt ist und sich damit weitgehend elastisch verhält. Aus diesem Grund beruht ein Großteil des nichtlinearen Pfahltragverhaltens einer Pfahlgruppe auf dem der einzelnen Pfähle. Es wird angenommen, daß die Gruppenwirkung größtenteils ein elastischer Vorgang ist und somit durch die zweifache Integration der Mindlinggleichungen bestimmt werden kann. Es ist an dieser Stelle wichtig zu erwähnen, daß die Erfassung des nichtlinearen Verhaltens der Pfahlgruppe in dieser Form eine Näherung darstellt. Aus diesem Grund ist der Vergleich mit der genaueren FEM und mit Feldversuchen sehr hilfreich zur Überprüfung der Gültigkeit des Berechnungsverfahrens.

Das Verfahren zur Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens der Pfahlgruppe kann in folgenden Punkten zusammengefaßt werden:

- 1- Die Lasten werden inkrementell aufgebracht. Dabei werden die Einflüsse der vorhergehenden Lastinkremente berücksichtigt.
- 2- Das Verhalten der Pfahlgruppe wird zuerst im elastischen Halbraum mit Gl. 3.60 ermittelt.
- 3- Die Verteilung der Mantelreibung und des Spitzendruckes werden ermittelt und zu den entsprechenden Werten aus vorhergehenden Lastinkrementen addiert.
- 4- Das lineare Gleichungssystem nach Gl. 3.60 wird, wie nachfolgend beschrieben, zur Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens angepaßt:
 - Überschreitet die Mantelreibung an irgendeinem Pfahlmantelelement den Grenzwert, wird die Mantelreibung dort gleich dem Grenzwert gesetzt. Zur Ermittlung der Grenzmantelreibung unter dränierten und undränierten Bedingungen werden Gl. 3.18 und 3.19 herangezogen. Im Fall dräniertter Bedingungen wird die Änderung der horizontalen Spannungen an der Pfahl-Boden-Schnittstelle durch die Spannungen an anderen Pfählen zusätzlich berücksichtigt.
 - Gl. 3.28 wird zur Ermittlung des Nichtlinearitäts-Faktors $\psi_{s,k}$ jedes Pfahls verwendet. Alle Elemente der Vertikalverschiebungs-Untermatrix $[I_{ss}]_{k,k}$ (diagonale Untermatrizen) werden nach Gl. 3.47 mit $\psi_{s,k}$ multipliziert.
 - Ein weiterer Faktor zur Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens am Pfahlfuß jedes Pfahls wird nach Gl. 3.36 ermittelt. Alle Elemente $(I_{bb})_{k,k}$ auf Diagonalen der Vertikalverschiebungs-Matrix $[I_{bb}]^c$ werden mit dem entsprechenden Nichtlinearitäts-Faktor $\psi_{b,k}$ multipliziert.

- 5- Die Lösung des linearen Gleichungssystems (Schritt 4) führt zu einer neuen Verteilung der Mantelreibung und zu einem neuen Spitzendruck.
- 6- Die Schritte 3 bis 5 werden bis zum Erreichen eines bestimmten Grades der Konvergenz wiederholt.

3.3.2.4 Vergleich zwischen den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit und der Finite-Elemente-Methode

Trochanis et al. (1991 a) haben den Effekt des Schlupfes an der Pfahl-Boden-Schnittstelle sowie den Effekt des nichtlinearen Verhaltens des Bodens auf das Last-Setzungs-Verhalten von Einzelpfählen und Pfahlpaaren mit Hilfe einer elastoplastischen dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung (Abaqus, Ver. 4.6) untersucht. Das verwendete FEM-Modell beinhaltete Interface-Elemente zur Erfassung des Schlupfes an der Pfahl-Boden-Schnittstelle. Der Boden wurde durch das Drucker/Prager Stoffgesetz modelliert. Die von Trochanis et al. (1991 a) angesetzten Bodenparameter charakterisieren den weichen Ton in Mexiko-City. Eine Parameterstudie des Verhaltens von Einzelpfählen und Pfahlpaaren hat gezeigt, daß die Plastifizierung hauptsächlich in einer schmalen Zone um den Pfahl herum eintritt, und daß die Verformungen außerhalb dieser Bodenzonen relativ gering sind. Diese Ergebnisse stützen die an früherer Stelle getroffenen Annahmen zur Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens von Pfahlgruppen.

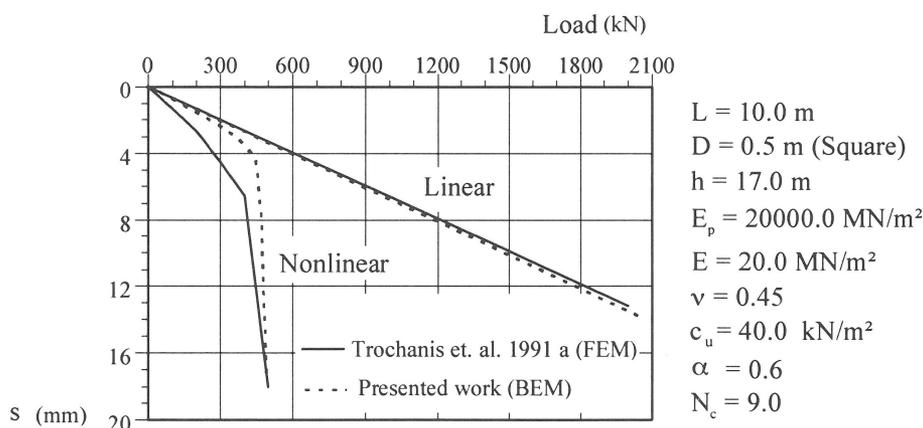


Abb. 3.29 Effekte des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Last-Setzungslinie

Die Effekte des nichtlinearen Pfahltragverhaltens sind in Abb. 3.29 dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen der FEM und der BEM ist im Fall des linear-elastischen Verhaltens besser als im Falle der Betrachtung des nichtlinearen Verhaltens. Die Ergebnisse der FEM im Falle des nichtlinearen Verhaltens liefern eine viel geringere Pfahl-Federsteifigkeit ($\Delta Q / \Delta s$) als im Falle des linear-elastischen Verhaltens auch schon bei sehr geringen Laststufen. Dieses Ergebnis steht im Widerspruch zu dem bekannten nichtlinearen Verhalten. Nach Meinung des Verfassers liegt die Ursache dieses Widerspruchs in der sehr geringen elastischen Steifigkeit, die für die Interface-Elemente bei der FEM gewählt wurde.

Zur Untersuchung des nichtlinearen Verhaltens bei der Pfahl-Pfahl-Interaktion wurden zwei Lastfälle betrachtet: beim ersten wurde nur ein Pfahl belastet, beim zweiten wurden beide Pfähle gleich belastet. Abb. 3.30 zeigt die Last-Setzungslinien eines Pfahlpaares in den beiden zuvor definierten Lastfällen, sowohl für den linearen elastischen als auch den nichtlinearen Fall. Die Last-Setzungslinie des Einzelpfahls wird zum Vergleich dargestellt.

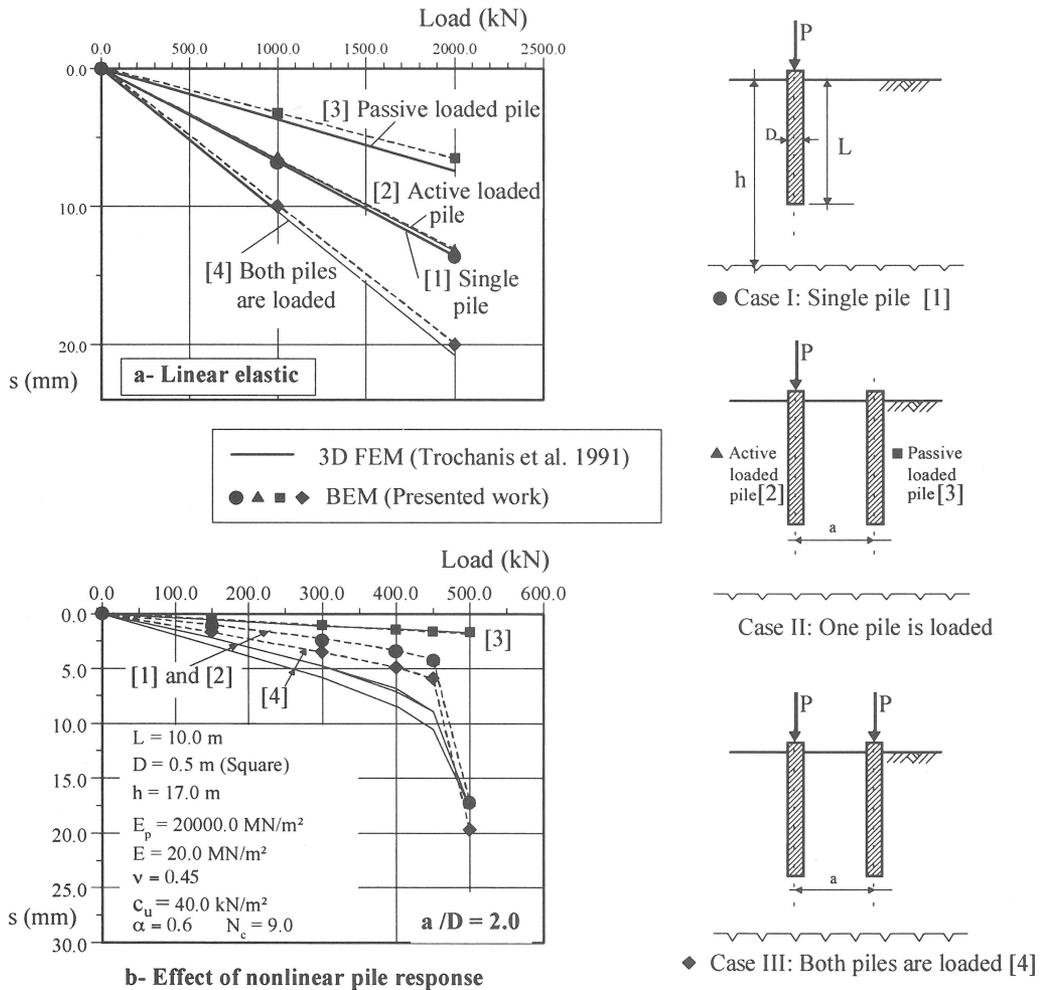


Abb. 3.30 Last-Setzungs-Kurven eines Pfahlpaares unter Berücksichtigung des linearen sowie des nichtlinearen Pfahltragverhaltens

Wird nur ein Pfahl belastet (sog. aktiv belasteter Pfahl), so können der Effekt eines zweiten unbelasteten Pfahls (sog. passiv belasteter Pfahl) sowohl für den linear elastischen als auch für den nichtlinearen Fall vernachlässigt werden. Werden beide Pfähle im linear-elastischen Fall belastet, so ergibt sich die Setzung jedes der beiden Pfähle als Summe der Setzungen der entsprechenden aktiv und passiv belasteten Pfähle des vorhergehenden Lastfalles. Die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der FEM und der BEM für die aktiv belasteten Pfähle und der Belastung beider Pfähle bei nichtlinearem Verhalten ist nicht gut, speziell bei geringen Laststufen, wie dies Abb. 3.30.b verdeutlicht. Die Abweichung wird in der Wahl einer geringen Steifigkeit der Interface-Elemente bei der FEM Betrachtung vermutet, wie

dies schon vorher erwähnt wurde. Die Zulässigkeit des Superpositionsverfahrens zur Erfassung des nichtlinearen Pfahlverhaltens wird im nächsten Abschnitt (Absch. 3.3.2.6) detaillierter betrachtet.

3.3.2.5 Vergleich mit einem In-Situ Großversuch zur Gruppenwirkung (O'Neill et al. 1981)

O'Neill et al. (1981) haben die Ergebnisse der Messungen von 11 im überkonsolidierten Ton des Campus der Universität Houston/Texas gerammten Probepfählen veröffentlicht. Es wird ein Vergleich der veröffentlichten Versuchsergebnisse mit entsprechenden Ergebnissen der vorliegenden Arbeit zur Bestätigung des Verfahrens durchgeführt. Eine kurze Beschreibung der Bodenverhältnisse, der Probepfähle und der Probelastung wird nachfolgend gegeben.

• Bodenverhältnisse

Der Boden (Abb. 3.21) besteht hauptsächlich aus überkonsolidierten Tonen das Grundwasser steht 2,1 m unter Geländeoberkante. Der mittlere natürliche Wassergehalt liegt bei ca. 22%, somit etwas über der Ausrollgrenze.

Die Ermittlung der undrännierten Scherfestigkeit mit dem UU-Triaxialversuch und der Drucksondierung CPT zeigen völlig verschiedene Tendenzen. Die Ursache der großen Unterschiede könnte der relativ hohe Sandgehalt sein, welcher Probenstörungen nach sich zieht. Die mittlere undrännierte Scherfestigkeit kann zu 120 kN/m² (O'Neill et al. 1981) geschätzt werden. Der gemessene In-Situ Erdruchdruckbeiwert liegt zwischen 2,0 in Nähe der Geländeoberkante und 0,8 bei großen Tiefen. Bei der vorliegenden Betrachtung wird ein Mittelwert von 1,0 zugrundegelegt. Der Überkonsolidierungsgrad (OCR) liegt zwischen 6,0 und 3,5.

Der Elastizitätsmodul des Bodens wurde durch zahlreiche Versuche ermittelt. Abb. 3.31 zeigt die Variation des durch UU-Triaxialversuche, Pressiometer und seismische Untersuchungen (Cross-hole-Test) ermittelte E-Moduli mit der Tiefe. Wie zu erkennen ist, liefern verschiedene Versuche sehr unterschiedliche Werte. Die Laborversuche werden durch die Störung der Proben beeinflusst, so daß sich geringere Werte ergeben. Die Vorgabe des Spannungsniveaus (Ausnutzungsgrad), bei dem der Elastizitätsmodul ermittelt wird, ist ein anderer Faktor, welcher diese Abweichungen verursacht. Die veröffentlichten Werte für den Triaxialversuch im Labor wurden als der Sekantenmodul der Spannungs-Dehnungs-Linie bei 20% des maximalen Hauptspannungsunterschieds ($\sigma_1 - \sigma_3$) ermittelt. Der durch die Pressiometerversuche bestimmte Deformationsmodul entspricht der Neigung des linearen Abschnitts der Versuchskurve und ist einem geringeren Spannungsniveau als der im UU-Triaxialversuch zuzuordnen. Im Cross-hole-Test wird die Geschwindigkeit der Scherwelle benutzt, um den Deformationsmodul zu bestimmen. Das entsprechende Span-

nungsniveau ist im Vergleich zu den anderen Versuchen noch geringer. Dabei wird der Cross-hole-Test zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls angewendet, der in Abb. 3.31 zum Vergleich als obere Grenze aufgetragen ist. Diese kurze Diskussion verdeutlicht die Wichtigkeit der Vorgabe eines realistischen Spannungsbereichs zur Abschätzung geeigneter Elastizitätsmoduli.

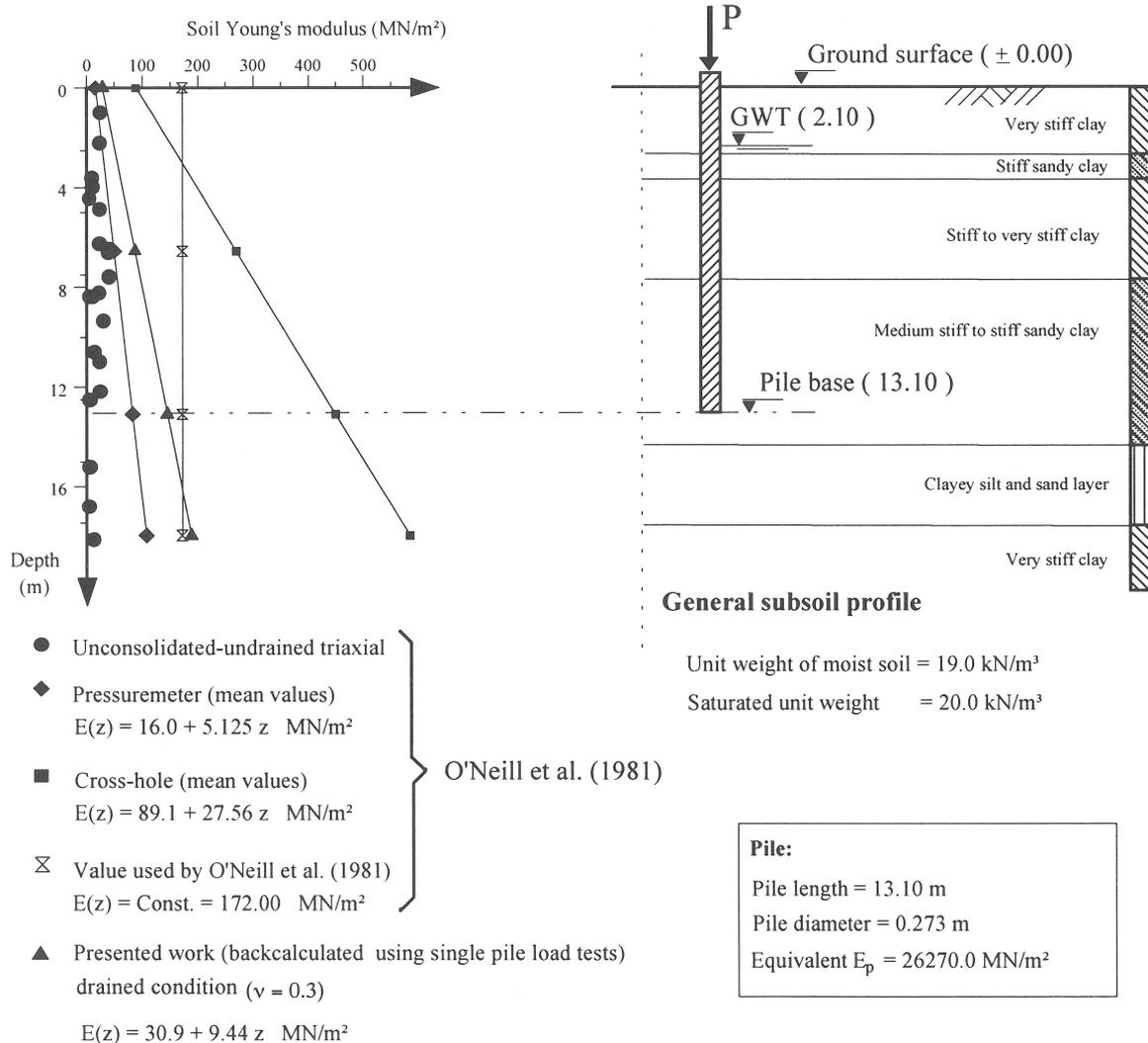


Abb. 3.31 Gemessener und Errechneter Elastizitätsmodul in der Versuchsstelle

• Probepfähle

Die Probelastung wurde mit 9 Pfählen (3x3-er Pfahlgruppe) aus Stahlrohren mit einem Außendurchmesser von 0,273 m und einer Dicke von 9,27 mm durchgeführt. Die Pfähle wurden über eine 1,3 m Dicke bewehrte Betonplatte starr miteinander gekoppelt. Zwischen der Platte und dem Boden wurde eine Höhe von 0,92 m freigehalten. Zwei weitere Pfähle zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens des Einzelpfahls wurden jeweils gegenüber im Abstand 3,7 m vom Mittelpunkt der Pfahlgruppe gerammt.

Zur Ermittlung der Pfahl-Boden-Lastabtragung wurden die Pfähle in Abständen von 1,5 m mit Dehnmeßstreifen bestückt. Die Last wurde über einen Reaktionsbalken aufgebracht, dieser wurde durch 32 m lange Pfähle rückverankert. Die Probelastung wurde mit stündlicher inkrementeller Laststeigerung durchgeführt. Während des Versuches wurde der Porenwasserüberdruck an verschiedenen Stellen im Boden durch pneumatische Porenwasserdruckgeber gemessen.

• **Last-Setzungs-Verhalten des Einzelpfahls**

Zur Bestimmung einer Bodensteifigkeit wurde die lineare Anfangsneigung der Last-Setzungs-Linie verwendet. Während der Belastung wurden sehr geringe Veränderungen des Porenwasserüberdrucks gemessen (O'Neill et al. 1981). Diese Tatsache belegt, daß die Betrachtung in wirksamen Spannungen, zur Beschreibung der Traglast von Pfählen, realistischer als in totalen Spannungen ist. Daher werden die dränierten Bedingungen mit Querdehnzahl $\nu=0,3$ betrachtet. Gl. 3.43 und 3.44 (Abschn. 3.2.5) werden zur Ermittlung des Anfangselastizitätsmoduls verwendet, dabei wurde ein durch Messungen bestimmter Inhomogenitätsfaktor von $\rho = 0,6$ zugrunde gelegt. Den rückgerechneten Anfangsmodul zeigt Abb. 3.31, dieser Wert scheint im Vergleich zu den anderen Ergebnissen realistisch. Zum Vergleich werden in der vorliegenden Arbeit auch die undrännierten Bedingungen ($\nu=0,5$ und $G_u=G'$) betrachtet.

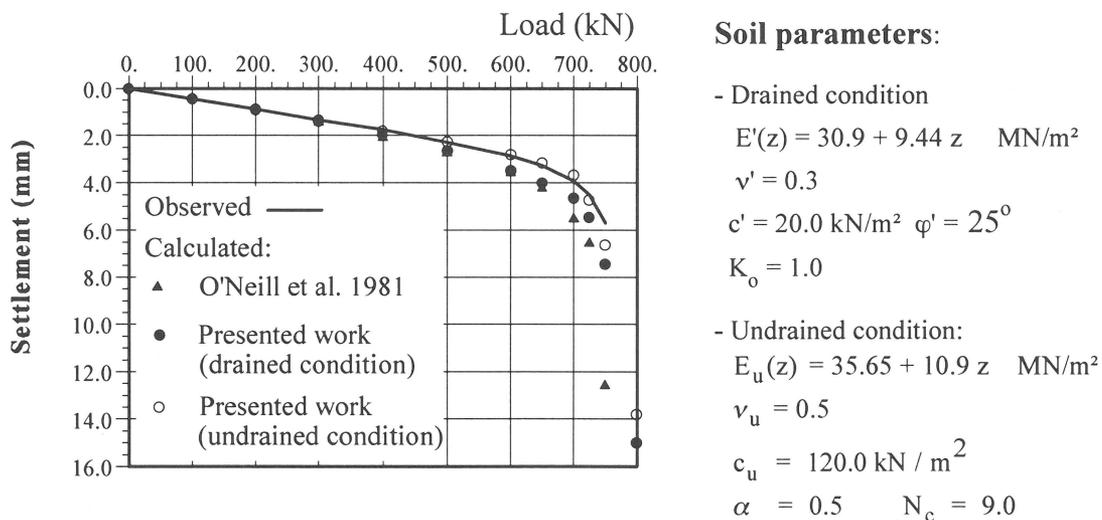


Abb. 3.32 Last-Setzungs-Verhalten des Einzelpfahls

Das Verhalten des Einzelpfahls wird in Abb. 3.32 dargestellt, es werden die gemessenen und errechneten Last-Setzungs-Linien nebeneinander eingetragen. Die von O'Neill et al. (1981) errechneten Ergebnisse entstammen der Last-Transfer-Methode, in welcher die Eingabedaten (Last-Transfer-Kurven) von den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Deshalb müssen die errechneten und gemessenen Ergebnisse übereinstimmen. Die Ergebnisse auf Grundlage der nichtlinearen Randelemente Methode (der vorliegenden Arbeit) liegen für dränierte und undrännierte Bedingungen vor. Die Übereinstimmung zwischen den

Messungen und den Berechnungen verdeutlicht die Gültigkeit des vorliegenden Berechnungsverfahrens in Verbindung mit den gewählten Bodenparametern. Sowohl die dränierten als auch die undränierten Bedingungen führen zu zufriedenstellenden Ergebnissen.

• **Last-Setzungs-Verhalten der Pfahlgruppe**

Die gemessenen und errechneten Last-Setzungs-Linien der 3×3-er Pfahlgruppe sind in Abb. 3.33 zum Vergleich nebeneinander aufgetragen. Die verwendeten Bodenparameter entsprechen denen des Einzelpfahls. O'Neill et al. (1981) haben die Pfahlgruppe mit dem von ihnen entwickelten numerischen Verfahren (dem hybriden Modell, siehe Abschnitt 2.1.2.2.4) rückgerechnet und haben eine gute Übereinstimmung bei einem mit der Tiefe konstant gewähltem $E = 172,0 \text{ MN/m}^2$ erzielt. Dieser Wert ist rd. 3,5 mal größer als der Wert, der mit dem Pressiometer in halber Pfahltiefe gemessen wurde.

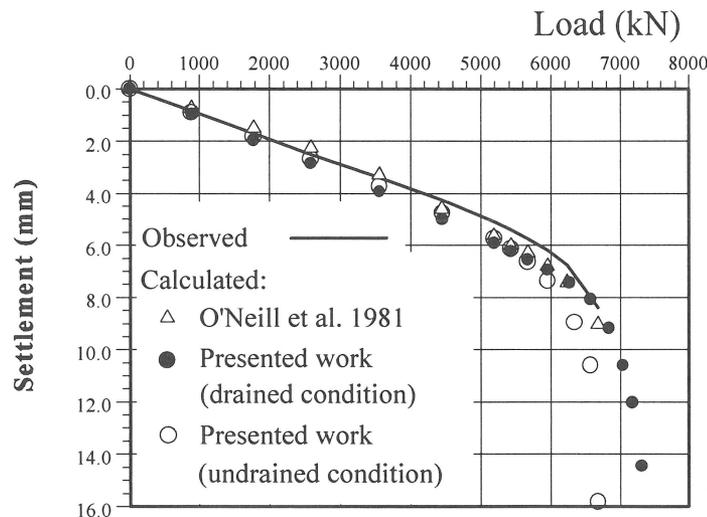


Abb. 3.33 Last-Setzungs-Verhalten der 3×3-er Pfahlgruppe

Eine nützliche Hilfe zur Beschreibung der Gruppenwirkung bei Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens ist das Verhältnis \bar{R}_s :

$$\bar{R}_s = \theta_g / \theta_s$$

wobei:

\bar{R}_s : Anfangsgruppenwirkungs-Beiwert

θ_g und θ_s : Anfangs-Pfahl-Federsteifigkeit (die Anfangsneigung der Last-Setzungs-Linie $\Delta Q / \Delta s$) des mittleren Verhaltens der Pfahlgruppe und des Einzelpfahls (Abb. 3.34) sind.

Bei nichtlinearem Pfahlverhalten ist es besser das Anfangsgruppenwirkung \bar{R}_s anstelle des konventionellen Gruppenwirkung R_s (siehe Abschn. 2.2.1.1) zu verwenden, denn die konventionelle Gruppenwirkung ist vom jeweiligen Ausnutzungsgrad abhängig. Abb. 3.34 zeigt die gemessenen und errechneten Last-Setzungs-Linien der Pfahlgruppe und des

Einzelpfahls. Die gute Übereinstimmung zwischen den Messungen und den Berechnungen zeigt die Gültigkeit des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens.

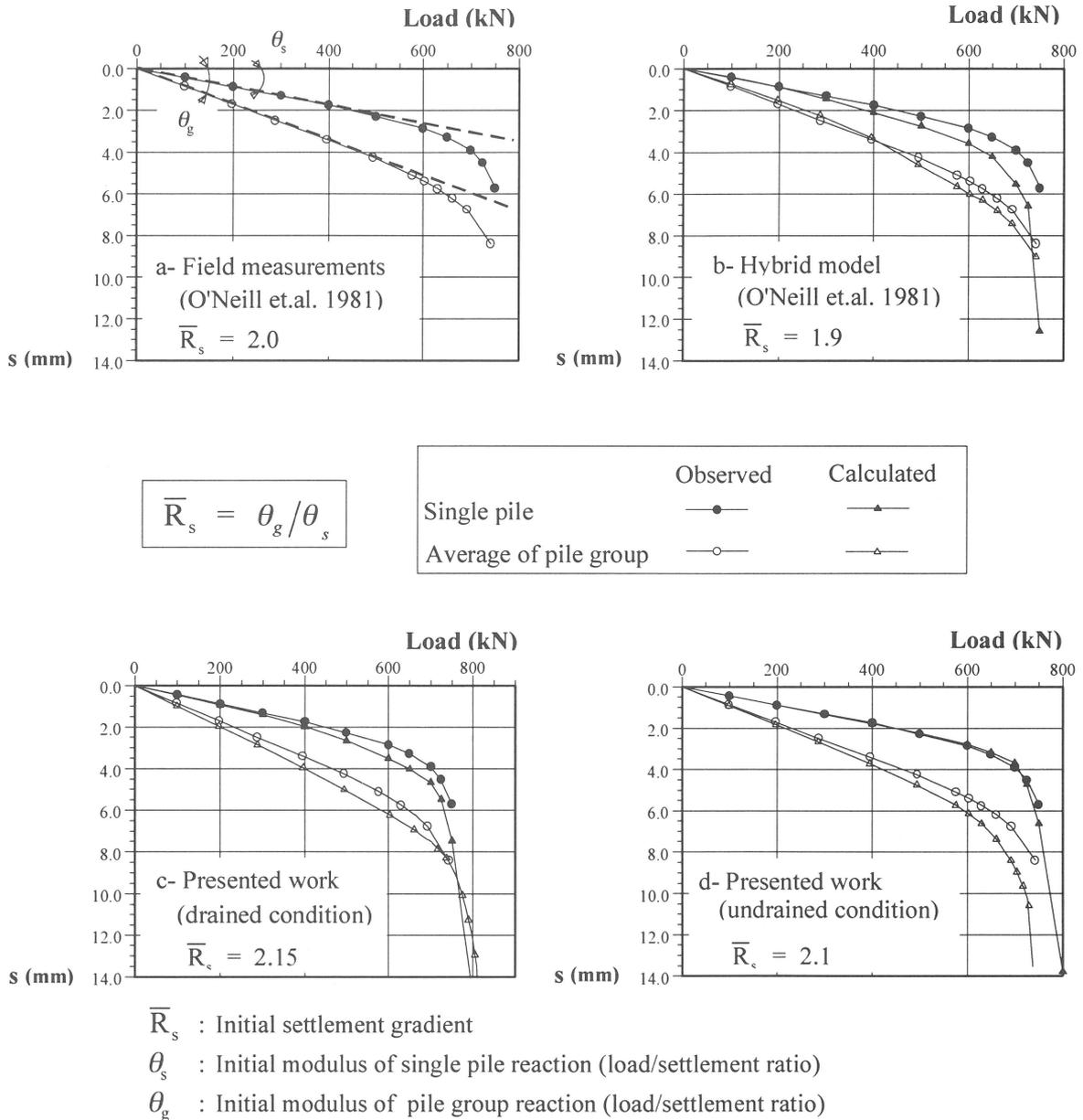


Abb. 3.34 Effekt der Gruppenwirkung auf das Setzungsverhalten der Pfähle

Eine andere nützliche Darstellung der Gruppenwirkung ist das Aufzeigen des Last-Setzungs-Verhaltens in Abhängigkeit von der Pfahlposition in der Pfahlgruppe. Abb. 3.35 zeigt das gemessene und das unter dränierten und undränierten Bedingungen errechnete Last-Setzungsverhalten. Die Last-Setzungs-Kurve eines Einzelfahls liegt als Vergleich bei. Die Eckpfähle verhalten sich steifer als die Randpfähle, am weichsten sind die Mittelpfähle.

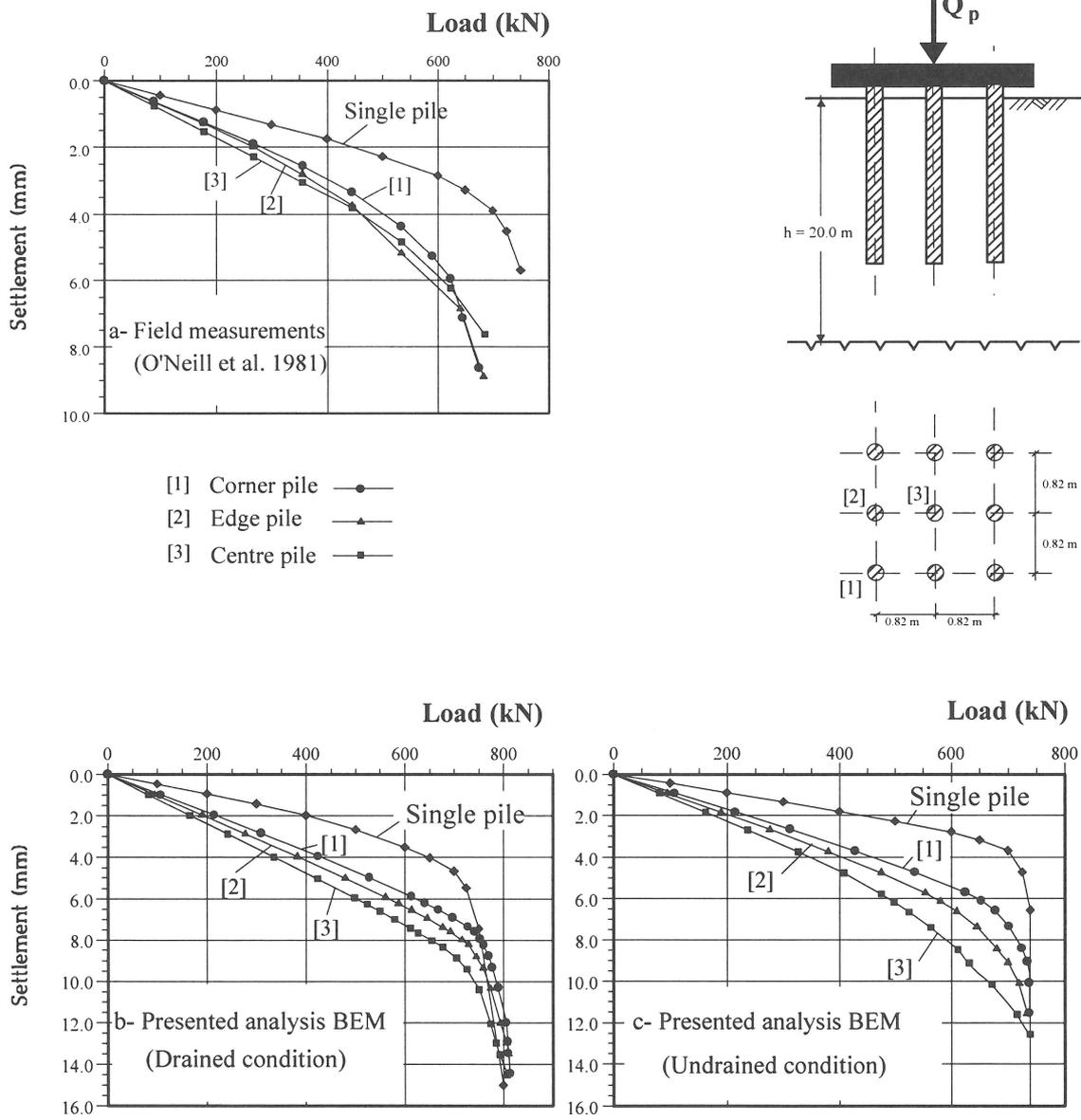
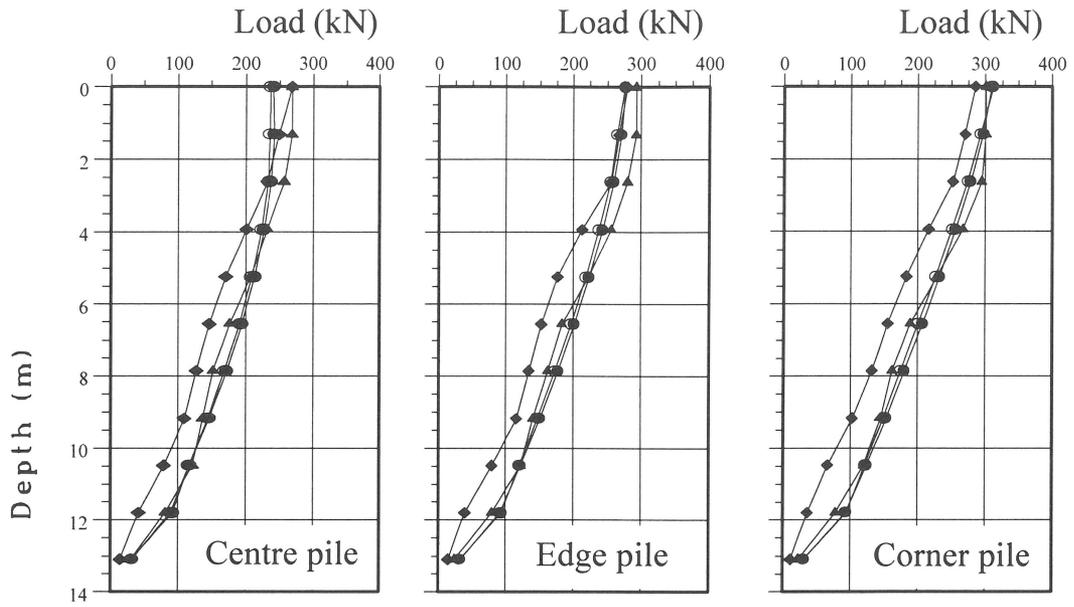
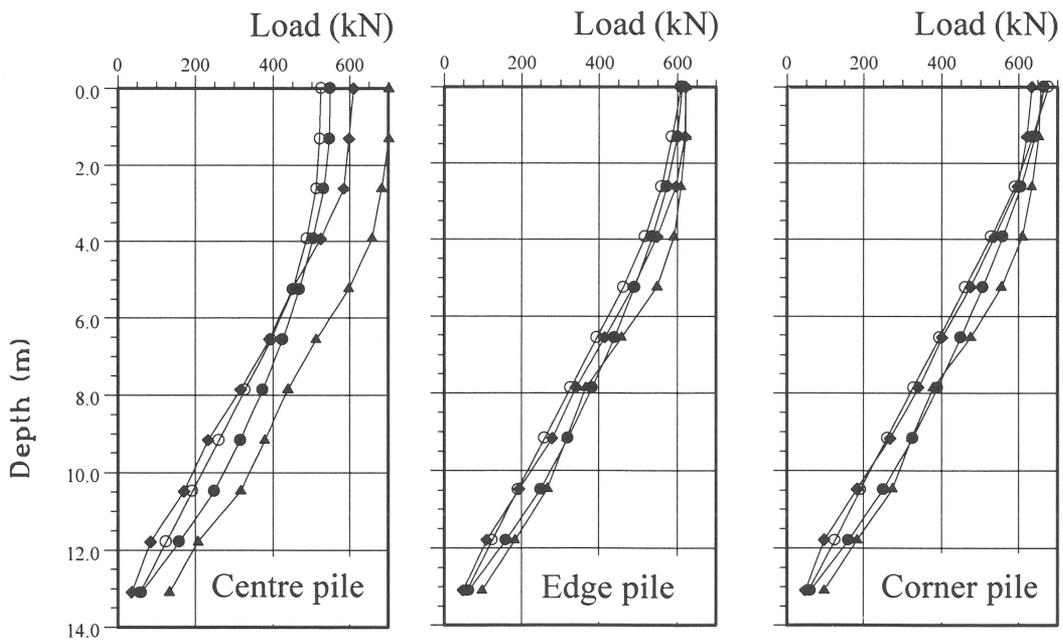
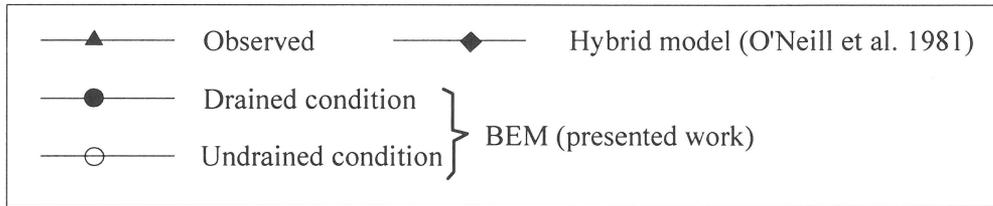


Abb. 3.35 Last-Setzungs-Kurven der einzelnen Pfähle in der 3×3-er Pfahlgruppe

Abb. 3.36 zeigt die gemessene und errechnete Verteilung der Normalkraft für zwei Laststufen in den einzelnen Pfählen der Pfahlgruppe.



a- Applied group load $Q_p = 2587$ kN



b- Applied group load $Q_p = 5672$ kN

Abb. 3.36 Normalkraftverteilung in den einzelnen Pfählen der 3x3-er Pfahlgruppe

Die gemessene und errechnete Lastverteilung ($P / P_{\text{mittelwert}}$) zwischen den einzelnen Pfählen der Pfahlgruppe für zwei Laststufen ist in Tab. 3.6 zusammengefaßt. Bei Lasten in der Größenordnung der Gebrauchslast übernehmen die Eckpfähle den größten Lastanteil, der Mittelpfahl den kleinsten. Bei zunehmender Belastung übernimmt der Mittelpfahl wegen des Versagens eines Eckpfahls in diesem Versuch die größte Last (O’Neill 1981).

Pfahlposition	Gemessen (Mittelwert)	Hybrid modell O’Neil et al. (1981)	BEM dränirt	BEM undränirt
Mittelpfahl	0,91	0,95	0,84	0,82
Randpfahl	0,99	1,00	0,97	0,96
Eckpfahl	1,03	1,02	1,08	1,09

a- Bei Last $Q_p = 2587 \text{ kN}$

Pfahlposition	Gemessen (Mittelwert)	Hybrid modell O’Neil et al. (1981)	BEM dränirte	BEM undränirte
Mittelpfahl	1,08	0,97	0,87	0,83
Randpfahl	0,98	0,99	0,98	0,97
Eckpfahl	1,00	1,02	1,06	1,08

b- Bei Last $Q_p = 5672 \text{ kN}$

Tab. 3.6 Lastverteilung zwischen den einzelnen Pfählen der 3×3-er Pfahlgruppe

Die gemessene Verteilung der Mantelreibung des Mittelpfahls, des Randpfahls und des Eckpfahls sind in Abb. 3.37 grafisch dargestellt. Die entsprechenden errechneten Werte liegen zum Vergleich bei. Hierbei werden nur die Ergebnisse für den dränierten Fall vorgestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung ist besonders bei Lasten in der Größenordnung der Gebrauchslasten zufriedenstellend. Die Mantelreibung, die sich vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin entwickelt, ist in Nähe der Pfahlköpfe, bedingt durch die Gruppenwirkung, relativ gering. Zur Verdeutlichung dieser Gruppenwirkung, wird in Abb. 3.38 die Verteilung der errechneten mittleren Mantelreibung der Pfähle der Pfahlgruppe sowie die Verteilung der entsprechenden Werte des Einzelpfahls unter der gleichen mittleren Last gegenübergestellt. In der Nähe der Geländeoberkante muß sich der Bodenkörper durch die Gruppenwirkung mehr setzen als beim Einzelpfahl. Die Tendenz

der erhöhten Lastabtragung in der Nähe des Pfahlfußes kann auf die geringe relative Pfahl-Boden-Verformung in der Nähe des Pfahlkopfes zurückgeführt werden.

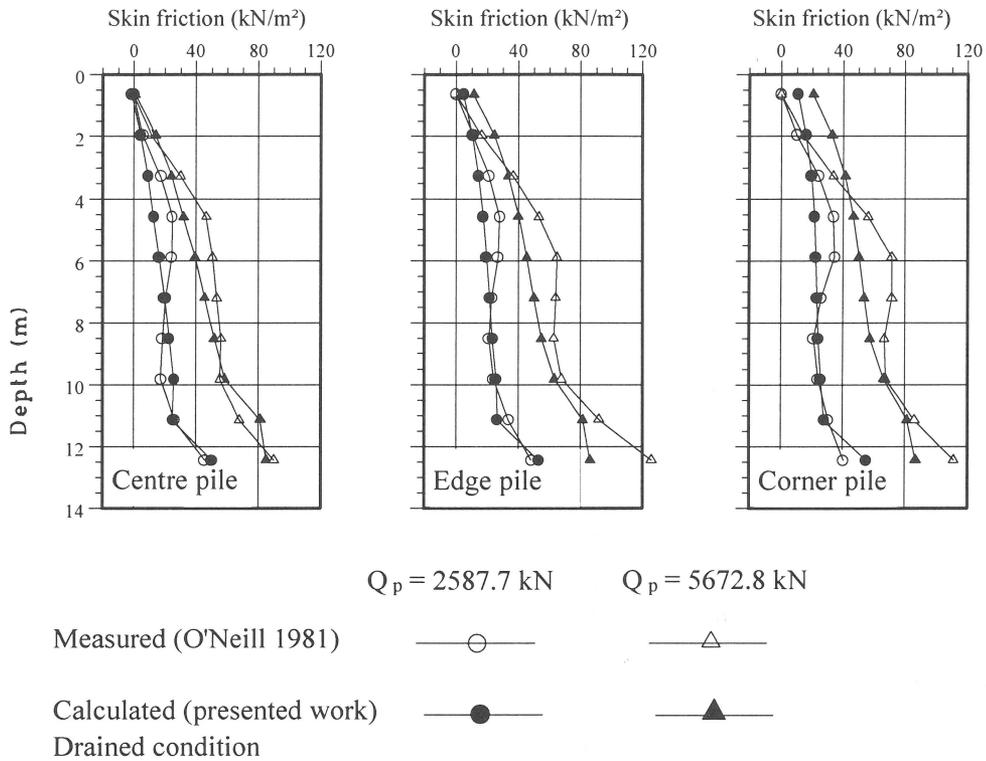


Abb. 3.37 Verteilung der Mantelreibung der einzelnen Pfähle der 3×3-er Pfahlgruppe

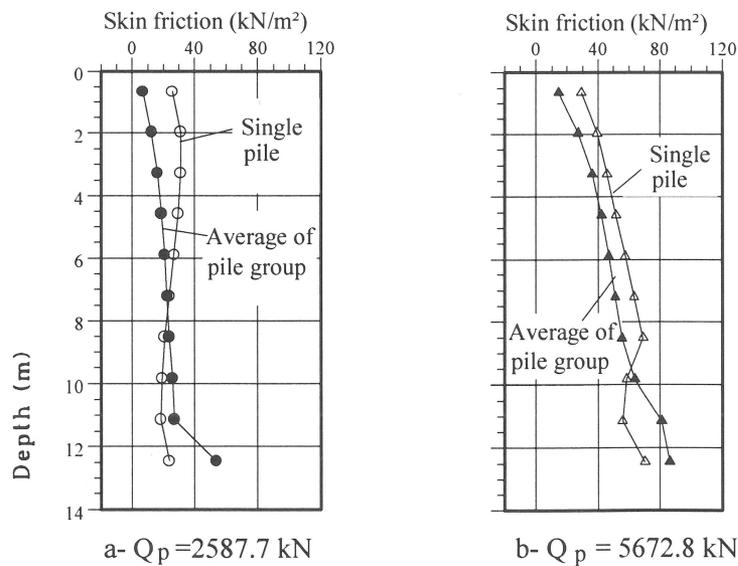


Abb. 3.38 Verteilung der Mantelreibung des Einzelpfahls im Vergleich zur mittleren Mantelreibungsverteilung der Pfahlgruppe (vorliegende Arbeit)

3.3.2.6 Detaillierte Untersuchung des nichtlinearen Verhaltens von Pfahlgruppen

Zur Beschreibung der Effekte des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion, auf die Gruppenwirkung und auf die Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe wird ein Pfahlpaar der Länge $L = 20,0$ m, $D = 1,0$ m ($L/D = 20$) und $E_p = 22000$ MN/m² im Frankfurt Ton untersucht. Folgende Parameter wurden zur Beschreibung des überkonsolidierten Frankfurter Tons gewählt:

Elastizitätsmodul des Bodens: $E = 60$ MN/m² und Querdehnungszahl $\nu = 0,4$
 Mächtigkeit der kompressiblen Schicht (der Einflußtiefe) $h = 40,0$ m ($h/L = 2$)
 $c_u = 100$ kN/m²

Nach DIN 4014 führen diese Parameter zu einer Grenzmantelreibung von $\tau_f = 40$ kN/m² und zu einem Spitzendruck von $\sigma_{bf} = 800$ kN/m². Diese Werte entsprechen einem Adhäsionsfaktor $\alpha = 0,4$ und einem Tragfähigkeitsbeiwert $N_c = 8$ und liegen somit im Bereich der für überkonsolidierten Ton üblichen Werte.

Abb. 3.39 zeigt das Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls, wie es mit Hilfe der vorliegenden Arbeit und nach DIN 4014 ermittelt wurde. Die nach der vorliegenden Arbeit ermittelte Traglast stimmt gut mit der nach DIN 4014 ermittelten überein. Allerdings führt die DIN 4014 zu einem weicheren Verhalten. Dies wurde schon auch an anderer Stelle festgestellt (z.B. Forst/Siemer, 1982).

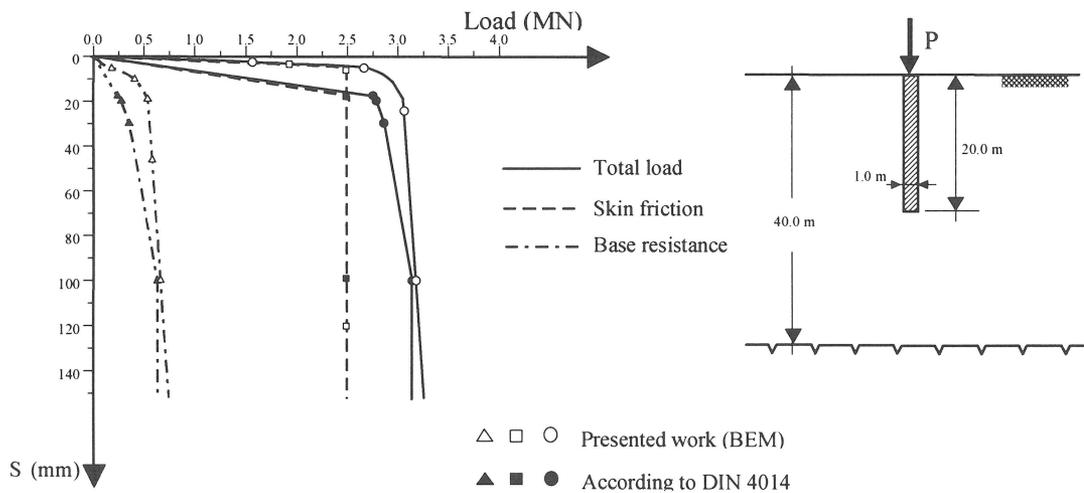


Abb. 3.39 Vergleich zwischen dem Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls nach der vorliegenden Arbeit und DIN 4014

Die Effekte des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion sind in Abb. 3.40.a aufgezeigt. Diese Ergebnisse verdeutlichen, daß das konventionelle Superpositionsverfahren für einen relativ hohen Ausnutzungsgrad nicht mehr anwendbar ist. Der nichtlineare Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktor $\bar{\alpha}_n$ wird auf den linear-elastischen Fall $\bar{\alpha}$ bezogen (Abb. 3.40.b). Die Beziehung zwischen der bezogenen Pfahl-Pfahl-Interaktion

($\bar{\alpha}_n / \bar{\alpha}$) und dem Ausnutzungsgrad (Q/Q_{\max}) für den Pfahl-Pfahl-Abstand $a=4,0 \times D$ ist in Abb. 3.40.b grafisch dargestellt. Der Effekt der Nichtlinearität kann bei kleinen Laststufen vernachlässigt werden (im elastischen Bereich) bis der Schlupf zwischen Pfahl und Boden den gesamten Pfahlmantel erfaßt hat. Bei hohen Laststufen wird die Pfahl-Pfahl-Interaktion sehr stark von der Nichtlinearität beeinflusst. Der Interaktionsfaktor wird kleiner, je näher sich die Last der Bruchlast nähert. Eine solche Verringerung des Interaktionsfaktors beeinflusst die Gruppenwirkung und führt, je näher das Versagen ist, zu einer gleichförmigeren Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe.

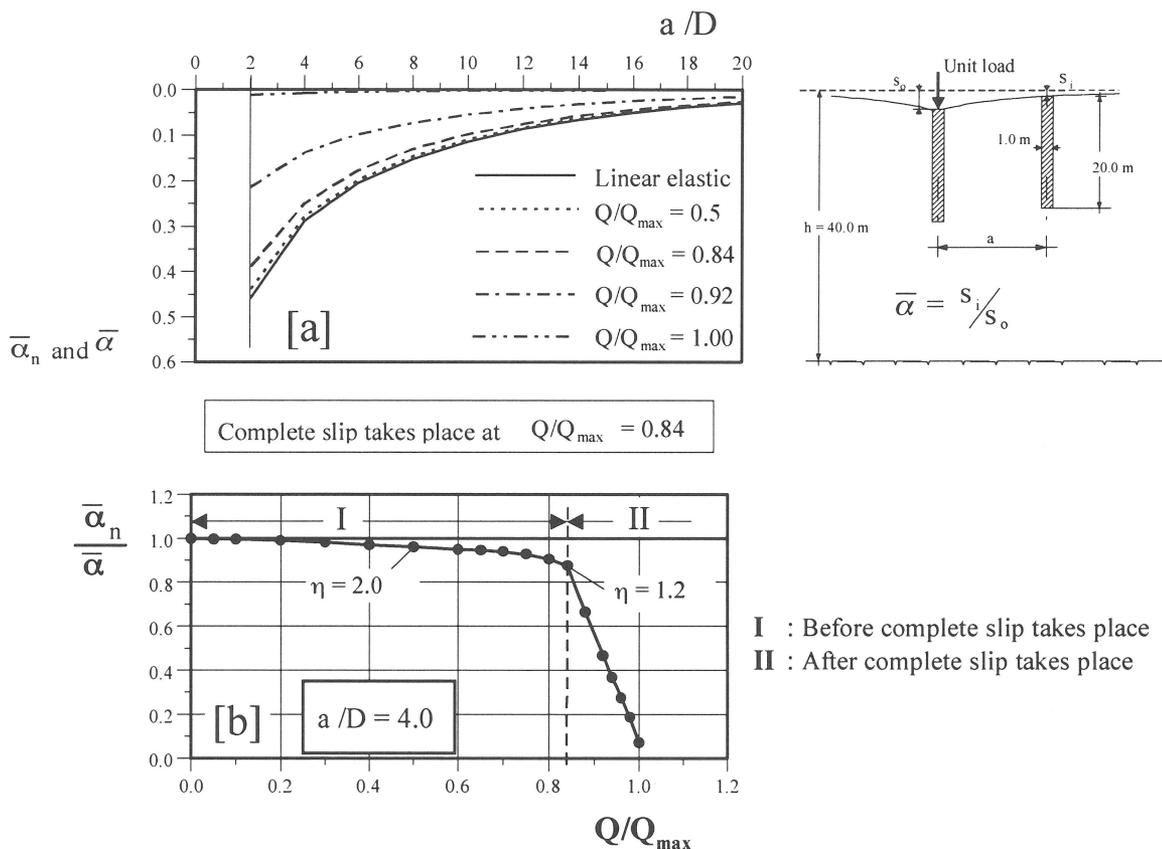
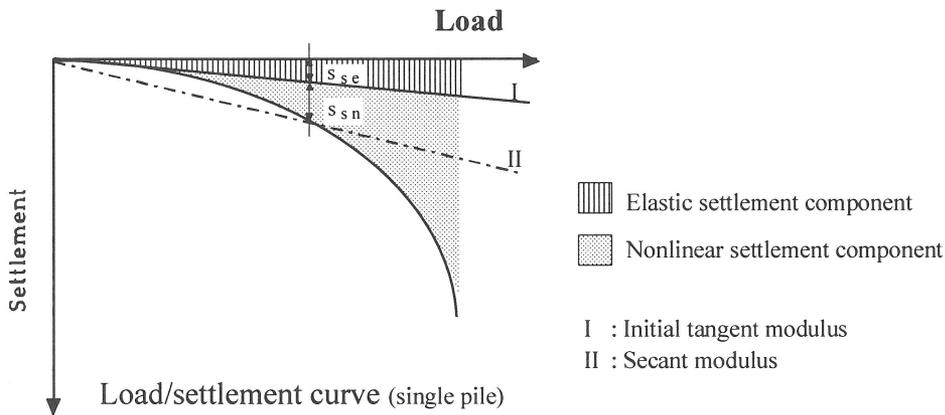


Abb. 3.40 Effekt des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion

In diesem Beispiel mit einem Ausnutzungsgrad $Q/Q_{\max} = 0,5$, welche einem Sicherheitsbeiwert $\eta = 2$ entspricht, und einem Pfahlabstand von $a/D = 4$ ist der Wert des Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktors gleich 95 % des Wertes im elastischen Fall. Dieses Beispiel verdeutlicht warum die Anwendung des konventionellen Superpositionsverfahrens im Gebrauchszustand gute Ergebnisse liefert (Poulos/Davis 1980). Das Superpositionsverfahren in seiner konventionellen Form kann beim relativ hohen Ausnutzungsgrad nicht ohne weitere Modifizierung angewandt werden.

• **Das Modifizierte Superpositionsverfahren**

Bei allen Ausnutzungsgraden wird die vertikale Verschiebung eines Pfahles durch die Summe der linear- und nichtlinearelastischen Anteile (Abb. 3.41) ausgedrückt. Der elastische Anteil der Setzung wird mit Hilfe des Superpositionsverfahrens bei Anwendung des Anfangselastizitätsmoduls des Bodens ermittelt. Der entsprechende nichtlineare Anteil des Einzelpfahls wird als Absolutwert addiert. Randolph/Clancy (1993) haben eine ähnliche Methode zur Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens vorgeschlagen.



$$(s_{gn})_j = \text{Linear} + \text{Nonlinear components}$$

i. e.

$$(s_{gn})_j = \underbrace{\left[(s_{se})_j \sum_{i=1}^{N_p} \overline{\alpha}_{ij} \right]}_{\text{linear component}} + \underbrace{(s_{sn})_j}_{\text{nonlinear component}}$$

where:

- $(s_{gn})_j$: Settlement of pile j in a pile group considering the pile nonlinear response
- $(s_{se})_j$: Elastic settlement component of pile j as a single pile
- $(s_{sn})_j$: Nonlinear settlement component of pile j as a single pile
- $\overline{\alpha}_{ij}$: Elastic pile-pile-interaction factor
- N_p : Number of piles in the pile group

Abb 3.41 Modifiziertes Superpositionsverfahren

Zur Verdeutlichung dieses modifizierten Superpositionsverfahrens wird die Setzung einer durch eine starre Platte gekoppelten 4x4-er Pfahlgruppe ermittelt. Der Pfahlabstand wird zu $a/D=4$ gewählt. Die Abmessungen der Pfähle und die Bodenparameter entsprechen denen des vorherigen Beispiels. Das konventionelle Superpositionsverfahren wird sowohl mit der Anfangs- als auch der Sekantenneigung der Last-Setzungs-Linie (Abb. 3.41) angewandt. Zum Vergleich werden auch die Ergebnisse gezeigt, die mit dem Verfahren der vorliegenden Arbeit (vollständige Randelemente Methode) erzielt wurden.

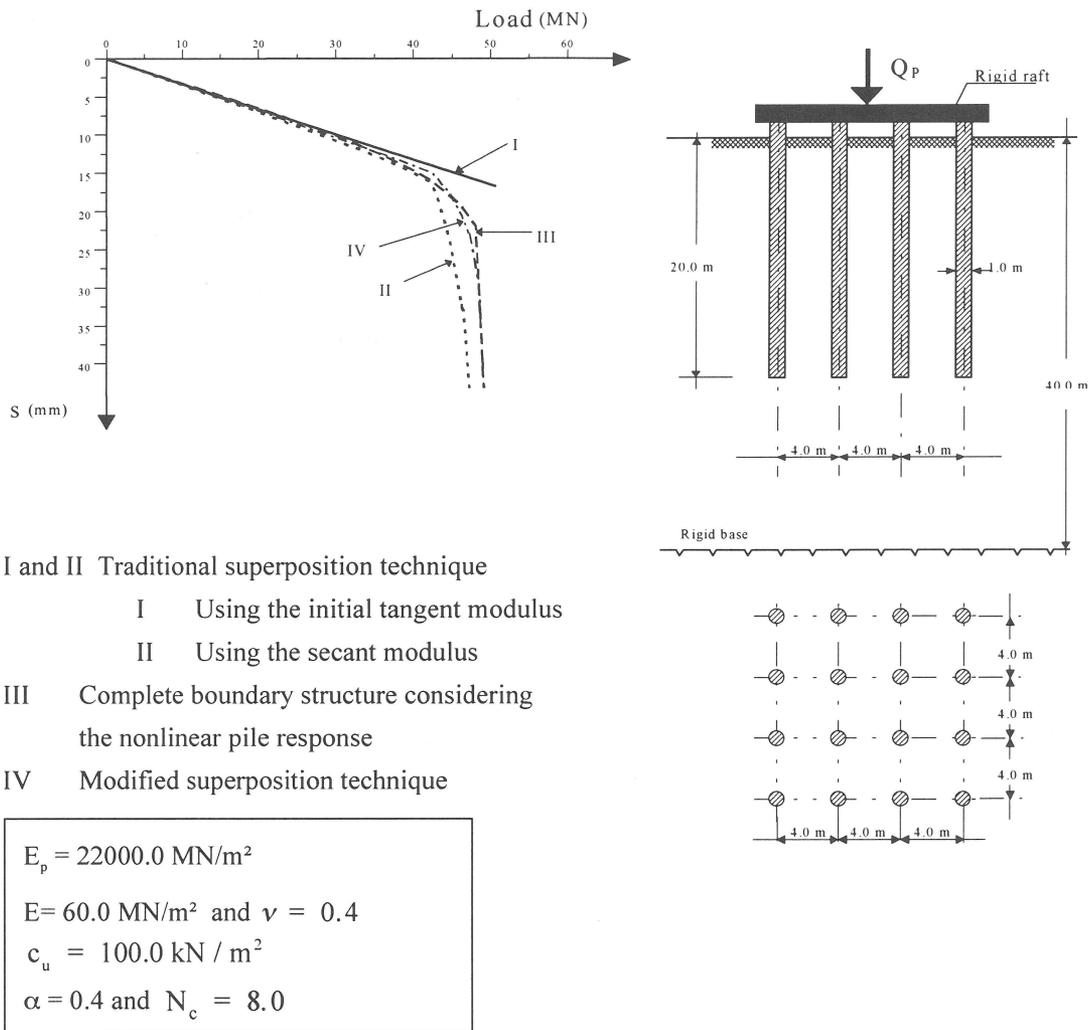


Abb. 3.42 Last-Setzungslinie einer starr gekoppelten 4x4-er Pfahlgruppe

Aus den Ergebnissen kann geschlossen werden, daß bis zur vollen Mobilisierung der Mantelreibung eine gute Übereinstimmung zwischen den verschiedenen Berechnungsverfahren besteht. Bei hohen Laststufen unterschätzt das konventionelle Superpositionsverfahren (unter Anwendung der Anfangsneigung der Last-Setzungs-Linie), oder überschätzt (unter Anwendung des Sekantenmoduls) die Setzung der Pfahlgruppe und führt zu einer noch ungleichförmigeren Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe. Das vorgeschlagene modifizierte Superpositionsverfahren kann in Verbindung mit der Last-Setzungslinie des Einzelpfahls zur Erfassung des nichtlinearen Verhaltens angewandt werden. Die Last-Setzungslinie des Einzelpfahls kann folgendermaßen ermittelt werden:

- a) durch Feldversuche (Pfahlprobelastungen)
- b) mit Hilfe von numerischen Methoden, wie der FEM oder der hier vorgeschlagenen BEM
- c) durch Ermittlung der Last-Setzungslinie nach Tabellenwerten (z.B. DIN 4014).

3.3.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Die Wechselwirkung zwischen der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte beeinflusst das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Die Sohlspannungen (Abb. 3.18) bewirken sowohl eine Vergrößerung der Setzung als auch der Grenztragfähigkeit der einzelnen Pfähle innerhalb der Pfahlgruppe. Es ist von größer Bedeutung, diese Effekte zu erfassen, um ein zuverlässiges Verständnis für das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zu bekommen. Der Lastanteil der Platte, die Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe und die entsprechenden Setzungen sind wesentliche Aspekte beim Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

3.3.3.1 Ableitung des Berechnungsverfahrens

Das zuvor hergeleitete Berechnungsverfahren für die Pfahlgruppe (Abschn. 3.3.2) wird zur Erfassung der Interaktionen zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte erweitert.

• Verschiebungsmatrix des Bodens

Die Matrix der Bodenverschiebungen in der Mitte der Pfahlmantelemente und an den Pfahlfüßen wird nachfolgend zur Berücksichtigung der Bodenpressungen erweitert:

$$\begin{Bmatrix} \{s_r\} \\ \{s_s\}^c \\ \{s_b\}^c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} [I_{rr}] & [I_{rs}] & [I_{rb}] \\ [I_{sr}] & [I_{ss}]^c & [I_{sb}]^c \\ [I_{br}] & [I_{bs}]^c & [I_{bb}]^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q_r\} \\ \{p_s\}^c \\ \{q_b\}^c \end{Bmatrix} \quad (3.63)$$

wobei:

$\{s_r\}$: (N_s) der Vektor der Vertikalverschiebung in der Mitte der Gründungsplatte-Boden-Elemente

N_s : die Anzahl der Gründungsplatte-Boden-Elemente

$\{q_r\}$: (N_s) der Vektor der Bodenpressung

$[I_{rr}]$: (N_s, N_s) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Bodenpressung an anderen Elementen

$[I_{rs}]$: ($N_s, n \times N_p$) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Mantelreibung an den Pfahlmantelementen

$[I_{sr}]$: ($n \times N_p, N_s$) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlmantelement durch eine Einheits-Bodenpressung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element

$[I_{rb}]$: (N_s, N_p) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element durch eine Einheits-Spannung an jedem Pfahlfuß

$[I_{br}]$: (N_p, N_s) die Matrix zur Beschreibung der Vertikalverschiebung an jedem Pfahlfuß durch eine Einheits-Bodenpressung an jedem Gründungsplatte-Boden-Element

$\{p_s\}^c$: $(n \times N_p)$ der Vektor der Mantelreibung der Pfähle

$\{q_b\}^c$: (N_p) der Vektor der Vertikalspannungen der Pfahlfüße sind.

Durch Gl. 3.63 wird die Interaktion mit einer vollständigen Betrachtung an der Pfahlgruppe erfaßt. Die Werte der Untermatrizen ergeben sich durch zweifache Integration der Mindlinggleichungen.

Aus Gl. 3.63 werden die Verschiebungen der Pfahlmantelemente unter Beachtung der Sohlspannungen der Gründungsplatte wie folgt ermittelt:

$$\{s_s\}^c = \frac{1}{E} [I_{sr}] \{q_r\} + \frac{1}{E} [I_{ss}]^c \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{sb}]^c \{q_b\}^c \quad (3.64)$$

Aus Gl. 3.49 folgt:

$$\{q_b\}^c = \{q_h\}^c + [M] \{p_s\}^c$$

mit $[M]$ nach Gl. 3.50.

Einsetzen von Gl. 3.49 in Gl. 3.64 führt zu

$$\{s_s\}^c = \frac{1}{E} [IRD] \{p_s\}^c + \frac{1}{E} \left[[I_{sb}]^c \{q_h\}^c + [I_{sr}] \{q_r\} \right] \quad (3.65)$$

wobei

$$[IRD] = [I_{ss}]^c + [I_{sb}]^c [M]$$

• Verschiebungsmatrix der Pfahlgruppe

Die Verschiebung in der Mitte des Pfahlmantelementes i von Pfahl k ergibt sich aus Gl. 3.53 zu:

$$(s_i)_k = \sum_{j=1}^n (\Delta_j)_k + (\Delta_i^\#)_k + (s_b)_k$$

Im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung ergibt sich die Setzung der Pfahlfüße aus Gl. 3.63 zu:

$$\{s_b\}^c = \frac{1}{E} [I_{br}] \{q_r\} + \frac{1}{E} [I_{bs}]^c \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{bb}]^c \{q_b\}^c \quad (3.66)$$

Daraus folgt für die Setzung des Pfahlfußes des k-ten Pfahls:

$$(s_b)_k = \frac{1}{E} \left[\sum_{j=1}^{N_s} (I_{br})_j (q_r)_j + \sum_{k=1}^{N_p} \sum_{i=1}^n (I_{bi})_k (p_i)_k + \sum_{k=1}^{N_p} (I_{bb})_k (q_b)_k \right] \quad (3.67)$$

wobei:

$$(q_b)_k = (q_h)_k - \frac{4 z_k}{D_k} \sum_{i=1}^n (p_i)_k$$

Die Verschiebungsmatrix der Pfahlgruppe läßt sich wie folgt in Matrizenform schreiben:

$$\{s_p\}^c = \frac{1}{E_p} [RG] \{q_h\}^c - \frac{1}{E_p} [RMLG] \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [RSS] \{q_r\} \quad (3.68)$$

wobei:

$\{s_p\}^c$: $(n \times N_p)$ der Vektor der Vertikalverschiebung in der Mitte der Pfahlmantel-
elemente ist

[RG] : $(n \times N_p, N_p)$ die Matrix, die sich aus Gl. 3.58 ergibt

[RMLG] : $(n \times N_p, N_p)$ die Matrix, die sich aus Gl. 3.59 ergibt

[RSS] : $(n \times N_p, N_s)$ die Matrix, die sich aus:

$$(RSS)_{(k-1) \times N_p + i, j} = (I_{br})_{k, j} \quad \text{ergibt.}$$

wobei:

$$k=1 \rightarrow N_p, \quad i=1 \rightarrow n \quad \text{und} \quad j=1 \rightarrow N_s$$

• Vorgabe der Kompatibilitätsbedingungen

Wird eine starre Verbindung (kein Schlupf) zwischen Pfahl und Boden angenommen, müssen die Ausdrücke nach Gl. 3.65 und 3.68 gleich werden, es ergibt sich dadurch ein lineares Gleichungssystem:

$$\left[\frac{E_p}{E} [IRD] + [RMLG] \right] \{p_s\}^c = \left[[RG] - \frac{E_p}{E} [I_{sb}] \right] \{q_h\}^c + \frac{E_p}{E} \left[[RSS] - [I_{sr}] \right] \{q_r\} \quad (3.69)$$

Die Lösung dieses Gleichungssystems führt zu den Mantelreibungen in der Mitte der jeweiligen Pfahlmantel-elemente. Aus dem vertikalen Gleichgewicht läßt sich der Spitzendruck herleiten. Zur Ermittlung der vertikalen Verschiebungen werden Gl. 3.65, 3.68 und 3.66 herangezogen. Nach der Lösung von Gl. 3.69 lassen sich die Setzungen in der Mitte der Gründungsplatte-Boden-Elemente wie folgt schreiben:

$$\{s_r\} = \frac{1}{E} [I_{tr}] \{q_r\} + \frac{1}{E} [I_{rs}] \{p_s\}^c + \frac{1}{E} [I_{rb}] \{q_b\}^c \quad (3.70)$$

• **Beschreibung des Rechenalgorithmus**

Am Anfang wird eine sinnvolle Verteilung der Pfahlkopflasten und der Sohlspannungen vorgegeben. Gl. 3.69 führt zu den Mantelreibungen und Spitzendrücken unter Beachtung der verschiedenen Interaktionen innerhalb der Pfahlgruppe sowie zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte. Das nichtlineare Pfahltragverhalten kann an dieser Stelle entsprechend der in Abschn. 3.3.2.3 beschriebenen Vorgehensweise berücksichtigt werden. Die Setzungen in der Mitte der Gründungsplatten-Boden-Elemente, in der Mitte der Pfahlmantel-elemente und an den Pfahlfüßen werden durch die Gl. 3.70, Gl. 3.65, 3.66 und Gl. 3.68 ermittelt. Die Steifigkeit jeder Feder, die einen Pfahl oder ein Gründungsplatten-Boden-Element darstellt, wird dabei errechnet (Abb. 3.18).

Die Berechnung der auf Federn gelagerten Gründungsplatte, die durch das Eigengewicht und die Lasten des Bauwerks belastet wird, mit Hilfe der Finite Elemente Methode, führt zu einer neuen Verteilung der Sohlspannungen und der Pfahlkopflasten. Es wird eine iterative Schleife mit jeweiliger Anpassung der mit Hilfe der FEM ermittelten Vertikalverschiebungen der Gründungsplatte an die durch die BEM ermittelte Boden- bzw. Pfahlsetzungen bis zum Erreichen einer vorgegebenen Konvergenz durchlaufen.

Dadurch werden die Pfahl-Pfahl-Interaktion, die Wechselwirkung zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte sowie die Steifigkeit der Gründungsplatte erfaßt. Die Steifigkeit des Bauwerks wird dabei in die der Gründungsplatte eingerechnet. Somit erfolgt eine nichtlineare dreidimensionale Betrachtung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

3.3.3.2 Vergleich der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit mit denen anderer Berechnungsverfahren

3.3.3.2.1 Im elastischen Halbraum eingebettete Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Butterfield/Banerjee (1971 b) haben Betrachtungen an der Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit Hilfe einer vollständigen Randelemente Methode durchgeführt. Dabei wurde die Gründungsplatte als starr angenommen und die Kompressibilität der Pfähle in iterativer Form erfaßt.

Abb. 3.43.a zeigt die Abhängigkeit der Gruppenwirkung R_s in einer 3×3 starr miteinander gekoppelten Pfahlgruppe vom Pfahl-Pfahl-Abstand und von der Pfahllänge. Die Gruppenwirkung nimmt mit steigendem Pfahlabstand und zurückgehender Pfahlschlankheit ab. Der dimensionslose Faktor $Q_s / G_s D$, ein Maß der Steifigkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, ist in Abb. 3.43.b in Abhängigkeit vom bezogenen Pfahlabstand aufgetragen. Wie erwartet, steigt die Steifigkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung bei steigendem Pfahlabstand und bei steigender Pfahlschlankheit. Es ist eine gute Überein-

stimmung zwischen den mit der vorliegenden Arbeit erzielten und von Butterfield /Banerjee (1971 b) veröffentlichten Ergebnissen zu erkennen.

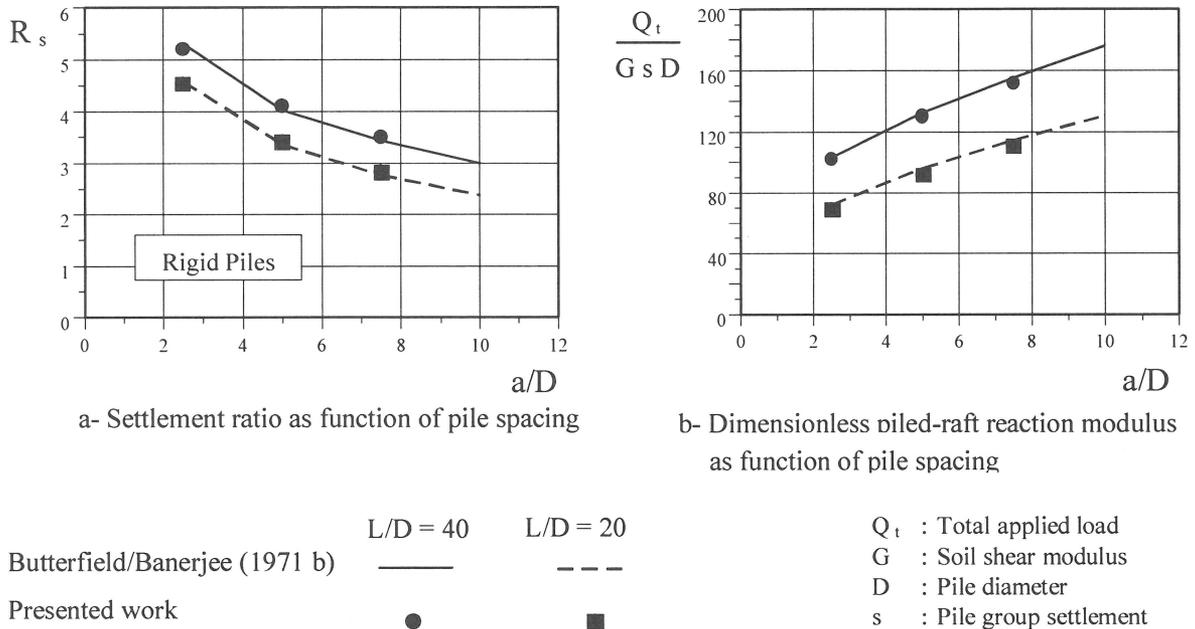


Abb. 3.43 Effekt des Pfahlabstandes und der Pfahllänge auf das Verhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3×3 Pfählen

3.3.3.2.2 Im begrenzten Halbraum eingebettete Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Ottaviani (1975) hat mit Hilfe der dreidimensionalen FEM (3D-FEM) das Verhalten einer vertikal belasteten Pfahlgruppe und einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im homogenen, linear elastischen Halbraum untersucht. Abb. 3.44 zeigt die bezogenen Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung an der Geländeoberkante und in der Pfahlfußebene (Sec. I-I). Diese Kombinierte Pfahl-Plattengründung entspricht der in Abschnitt 3.3.2.2.2 dargestellten Pfahlgruppe.

Abb. 3.44 zeigt die gute Übereinstimmung zwischen den beiden Berechnungsverfahren, besonders innerhalb der Pfahlgruppe und in der Pfahlfußebene. Wie schon vorher für die freistehende Pfahlgruppe gezeigt wurde, liefert die FEM hier größere Setzungen an der Geländeoberkante in Nähe des seitlichen Randes des FE-Netzes. Nach Meinung des Verfassers sind die großen Setzungsbeträge auf die vorgegebenen Randbedingungen zurückzuführen. Der Rand des FE-Netzes hat einen Abstand von etwa der halben Pfahl-länge von den Ecken der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dieser Abstand ist zu gering. (im Vergleich zu den Werten vorangegangener Veröffentlichungen anderer Autoren wie z.B. Randolph (1977), Cooke (1973) und Van Impe (1994) zum Einflußradius r_m). In diesem Beispiel erhöht die Gründungsplatte die Steifigkeit der Pfahlgruppe um etwa 12 %.

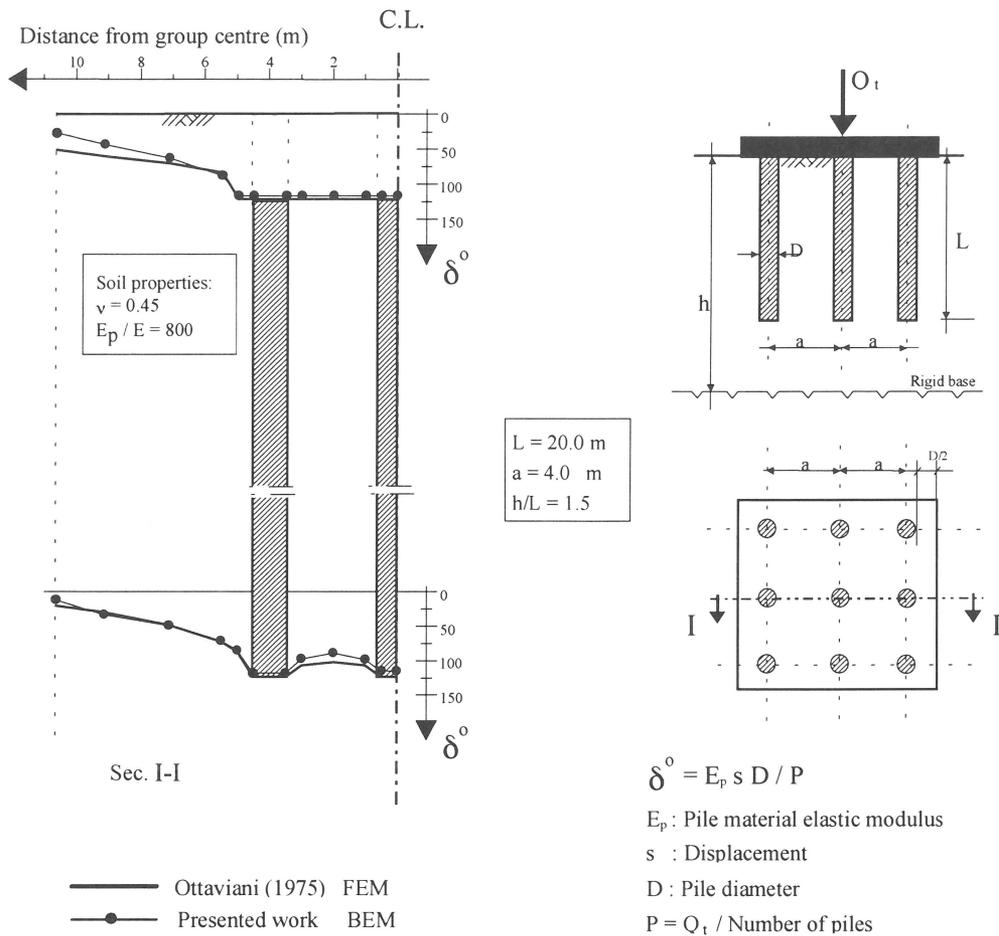


Abb. 3.44 Vertikalverschiebungen an der Geländeoberkante und in der Pfahlfußebene Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3x3 Pfählen

Die Anteile der von den Pfählen getragenen Last ist in Tab. 3.7 in Abhängigkeit der relativen Pfahl-Boden-Steifigkeit E_p / E gegeben. Es kann geschlossen werden, daß steife Pfähle mehr Last als entsprechende weiche Pfähle übernehmen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen der vorliegenden Arbeit und den Ergebnissen der 3D-FEM.

E_p / E	Q_p / Q_t %	
	Ottaviani 1975 (3D FEM)	Vorliegende Arbeit (BEM)
200	78,0	81,0
400	85,0	84,9
800	89,0	87,1

Tab. 3.7 Anteil der direkt von den Pfählen weitergeleiteten Last in einer 3x3-er Pfahlgruppe ($L/D = 40$)

In Abb. 3.45 wird der Effekt der relativen Pfahl-Boden-Steifigkeit einer 3x3-er Kombinierten Pfahl-Plattengründung gezeigt. Der dimensionslose Parameter δ° , welcher ein Maß für die Setzung darstellt, wächst linear mit der relativen Pfahl-Boden-Steifigkeit. Auch hier besteht eine gute Übereinstimmung.

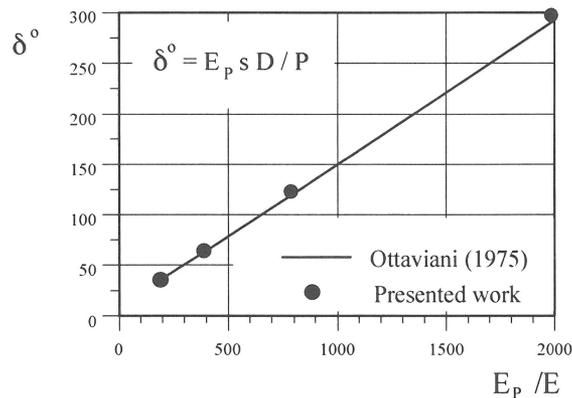


Abb. 3.45 Setzung in Abhängigkeit der relativen Pfahl-Boden-Steifigkeit in einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit 3x3 Pfähle ($L/D = 20$)

3.3.3.2.3 Einfluß der Plattensteifigkeit

Die Steifigkeit der Gründungsplatte hat einen entscheidenden Einfluß auf das Verhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. In der vorliegenden Arbeit wird die Gründungsplatte mit Hilfe der FEM als biegesteife Platte modelliert. Eine entsprechende Ansatz für die Steifigkeitsmatrix der Platte wurde von Zienkiewicz (1971) formuliert und wird in der vorliegenden Arbeit zur Erfassung der Plattensteifigkeit verwendet. Die Steifigkeit der Gründungsplatte zu der des Bodens wird durch den dimensionslosen Parameter K_r (relative Steifigkeit) ausgedrückt (Hain und Lee 1978):

$$K_r = \frac{4E_r t_r^3 B_r (1 - \nu^2)}{3 \pi E L_r^4} \quad (3.71)$$

wobei:

- E_r : Elastizitätsmodul der Gründungsplatte,
- E : Elastizitätsmodul des Bodens, ν die Poisson-Zahl des Bodens und
- L_r, B_r, t_r : Länge, Breite und Dicke der Gründungsplatte sind.

Hain/Lee (1978) haben gezeigt, daß die Werte $K_r = 10,0$ bis $0,01$ sehr steife bis weiche Platten darstellen.

Abb. 3.46 zeigt die Verteilung der bezogenen Setzung s_{nor} und der bezogenen Sohlspannungen q_{nor} für eine relativ steife und eine relativ weiche Gründungsplatte. Die Übereinstimmung der Ergebnisse nach der vorliegenden Arbeit und der nach Hain/Lee ist gut. Diese Ergebnisse verdeutlichen die Effekte der Plattensteifigkeit auf die Setzungen und auf die Sohlspannungsverteilung.

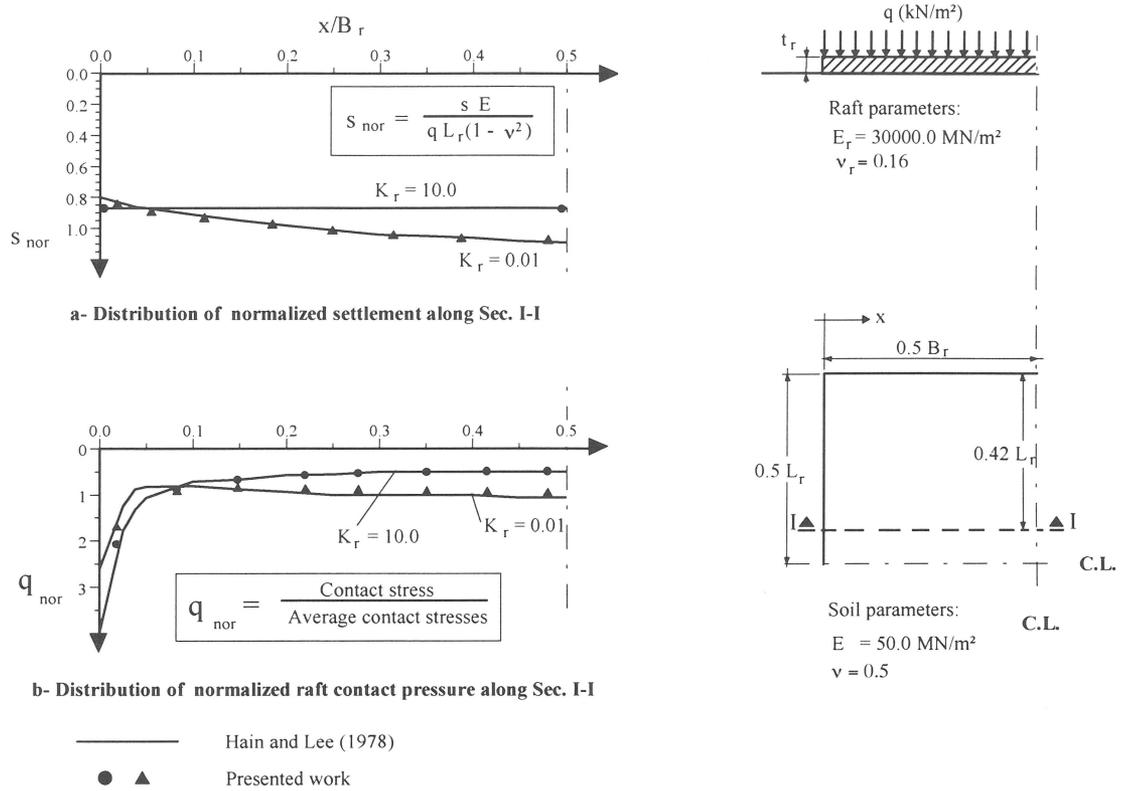


Abb. 3.46 Einfluß der Steifigkeit der Gründungsplatte auf die Verteilung der Setzungen und Sohlspannungen

Abb. 3.47 zeigt die bezogenen Setzungen s_{nor} entlang der Diagonalen einer reinen Gründungsplatte. Die Ergebnisse nach der Elastizitätstheorie (Steinbrenner 1934) liegen zum Vergleich bei, auch liegen die gleichen Ergebnisse für eine Gründungsplatte der relativen Steifigkeit $K_r = 0,05$ zur Verdeutlichung des Effektes der Steifigkeit bei.

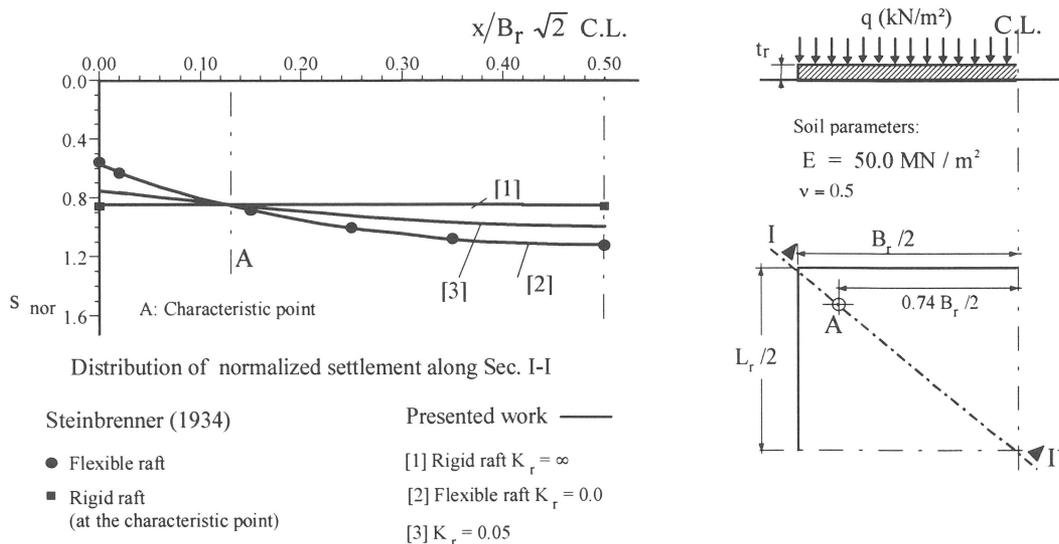


Abb. 3.47 Vergleich zwischen dem Verhalten einer steifen und einer weichen Gründungsplatte

Abb. 3.48 zeigt die Effekte der Anzahl der Pfähle auf die Setzung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur Gründungsplatte ohne Pfähle. Es werden dabei zur Verdeutlichung der Wirkung der Pfahlschlankheit zwei verschiedene Verhältnisse von Pfahlänge zu Pfahldurchmesser (L/D) betrachtet.

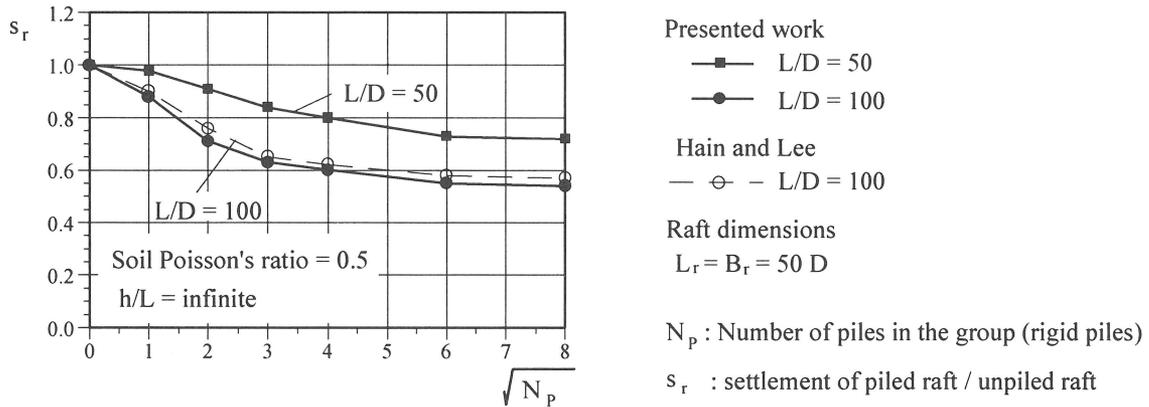


Abb. 3.48 Einfluß der Anzahl der Pfähle auf das Verhalten einer steifen Kombinierten Pfahl-Plattengründung

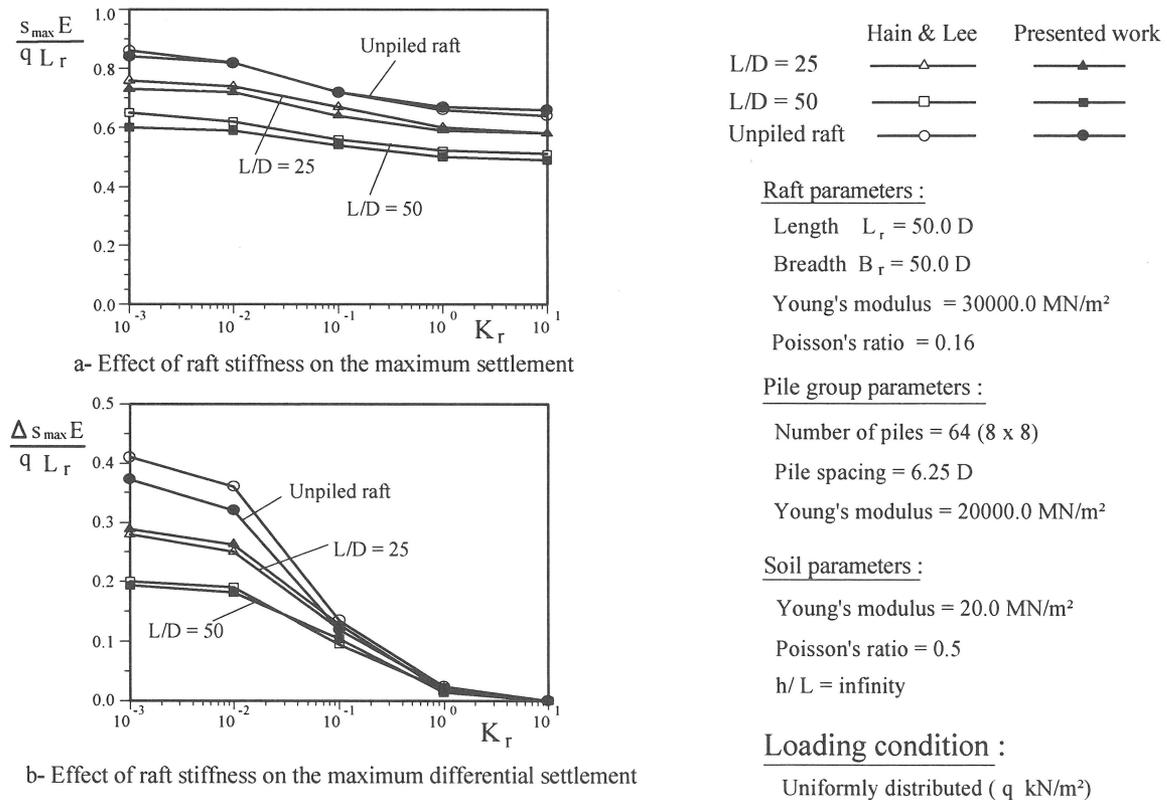


Abb. 3.49 Einfluß der Plattensteifigkeit auf das Verformungsverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Abb. 3.49 zeigt den Einfluß der Steifigkeit der Gründungsplatte auf die maximalen Setzungen und die Setzungsunterschiede einer von 8×8 Pfählen getragenen Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl-Pfahl-Abstand von $a/D = 6,25$. Diese Ergebnisse zeigen die Wichtigkeit der Betrachtung der Gründungsplattensteifigkeit bei der Untersuchung des Verformungsverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Auch hier besteht eine gute Übereinstimmung zwischen der vorliegenden Arbeit und den Ergebnissen von Hain/ Lee (1978).

3.3.3.3 Effekte eines begrenzten Halbraums

Abb. 3.50 zeigt den Effekt der Einflußtiefe h auf das Verformungsverhalten einer von 8×8 Pfählen getragenen Kombinierten Pfahl-Plattengründung bei einem Verhältnis von Pfahllänge zu Durchmesser von $L/D = 25$. In diesem Beispiel liegt der Setzungsreduktionsfaktor s_r (Setzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zur Plattengründung ohne Pfähle) bei 0,9 für den unendlichen Halbraum, d.h. die 64 Pfähle vermindern die Setzung nur um 10 % im Vergleich zur reinen Flachgründung. Bei einem begrenzten Halbraum mit einer Mächtigkeit von 2 mal der Pfahllänge ergibt sich dagegen ein Setzungsreduktionsfaktor von 0,6. Dieses Beispiel verdeutlicht die Wichtigkeit der Ermittlung der Einflußtiefe h bei der Setzungsberechnung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

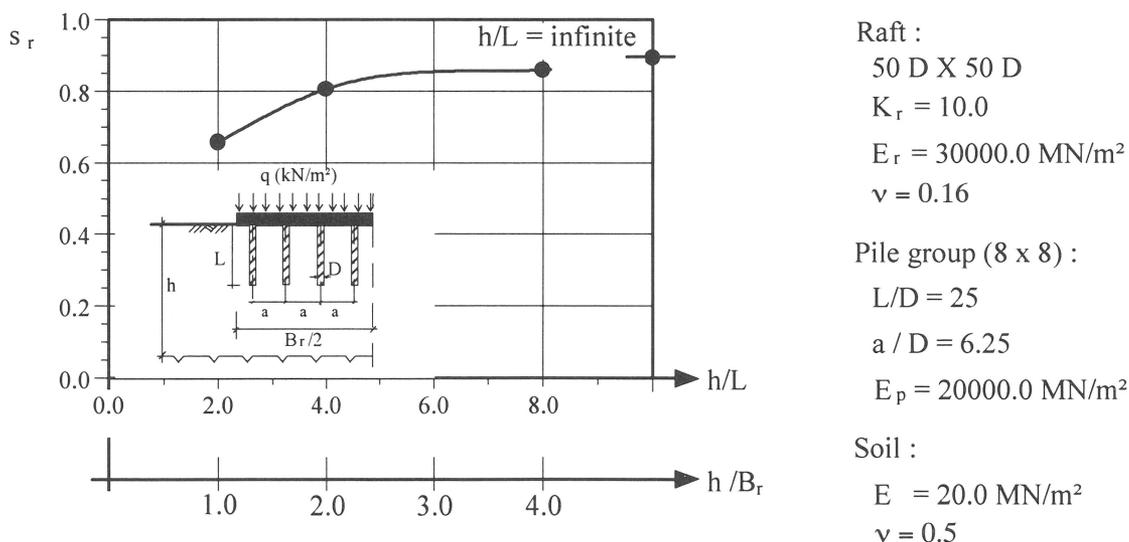


Abb. 3.50 Wirkung des begrenzten Halbraums auf das Verformungsverhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung

3.3.3.4 Vergleich mit Zentrifugenversuchen

Da das Verhalten des Bodens von den Anfangsspannungen und den aufgetragenen Laststufen abhängt, ist der Vorteil der Zentrifugenversuche, daß die gleichen Spannungen, wie sie beim Prototyp zu erwarten sind, aufgebracht werden können. Dies geschieht durch Aufbringen einer Beschleunigung welche n mal größer als die Erdbeschleunigung ist. An der Ruhr-Universität Bochum wurden (Thafer/Jessberger 1990 und Thafer 1991) Zentrifugenversuche an Modellen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit einer Beschleunigung von $n=150$ durchgeführt. Die Konfiguration und die Abmessungen des Modells sind in Abb. 3.51 dargestellt.

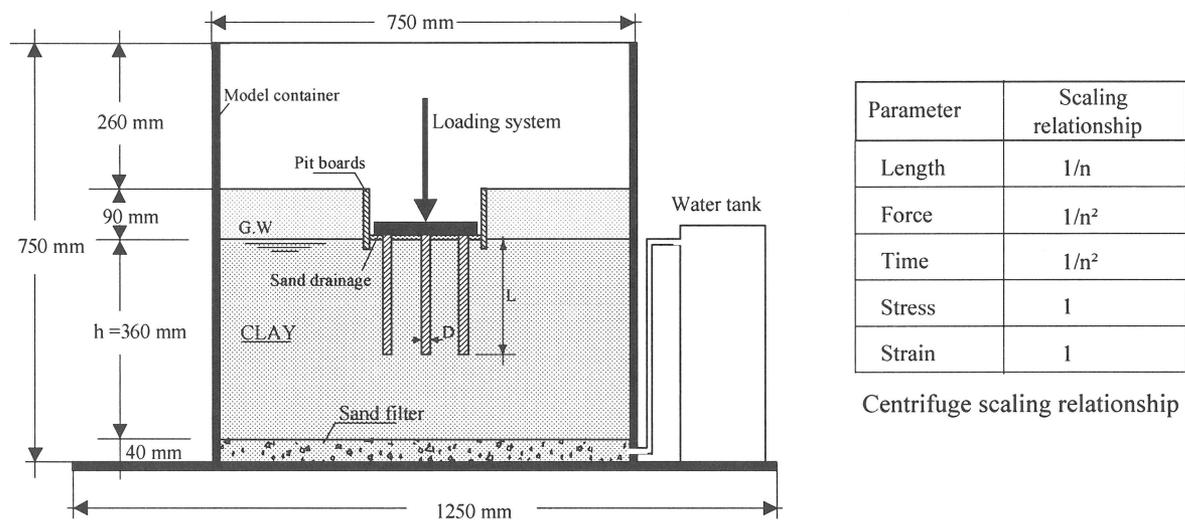


Abb. 3.51 Konfiguration des Modells des Zentrifugenversuchs (Thafer 1991)

Der Boden wurde so vorbereitet, daß er dem überkonsolidierten Frankfurter Ton soweit wie möglich ähnelte. Der Versuchsboden wurde aus Kaolinschlamm hergestellt. Die Konsolidierung erfolgte in zwei Phasen (Thafer 1991) Die Vorkonsolidierungsphase außerhalb der Zentrifuge wurde in zwei Stufen durchgeführt: der Boden wurde unter einer konstanten Druckspannung von 600 kN/m^2 und dann unter einer gleichzeitig Druckspannung von 400 kN/m^2 und einem hydraulischen Gradienten von $i=145,4$ konsolidiert. Nach dieser Konsolidierungsphase wurde die Baugrube im Schutze des Verbaus ausgehoben, daraufhin wurden die Modellpfähle und die Gründungsplatte installiert. In der Rekonsolidierungsphase in der Zentrifuge wurde eine Last von $8,1 \text{ kN}$ auf die Kombinierte Pfahl-Plattengründung aufgebracht und der Boden unter n -fachem Eigengewicht konsolidiert.

Abb. 3.52 zeigt die Verteilung der Konsolidierungsspannungen und des entsprechenden Überkonsolidierungsgrads (OCR) über die Tiefe für beide Phasen. Viele Bodeneigenschaften sind denen des Frankfurter Tons vergleichbar. Allerdings liegt die Steifigkeit des

Versuchsbodens um ein Vielfaches niedriger als die des Frankfurter Tons (Thaer /Jessberger 1990 und Thaer 1991).

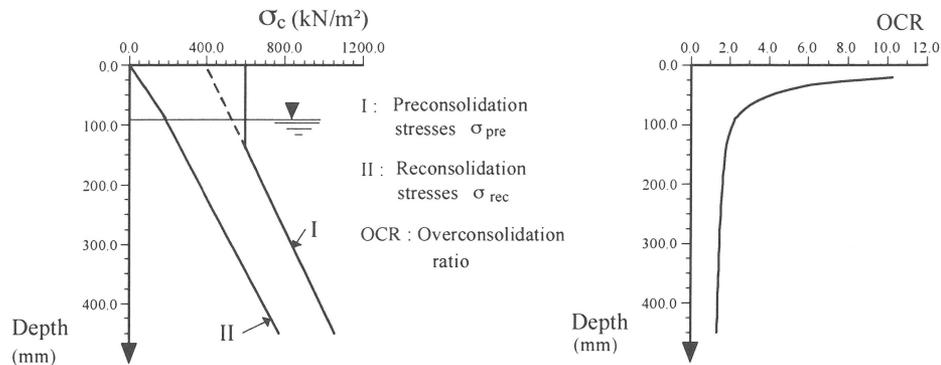


Abb. 3.52 Verteilung der Konsolidierungsspannungen und des Überkonsolidierungsgrads OCR (Thaer/Jessberger 1990)

Abb. 3.53 zeigt die Last-Zeit-Kurve des Zentrifugenversuchs in Versuchs- sowie in Prototypeneinheiten.

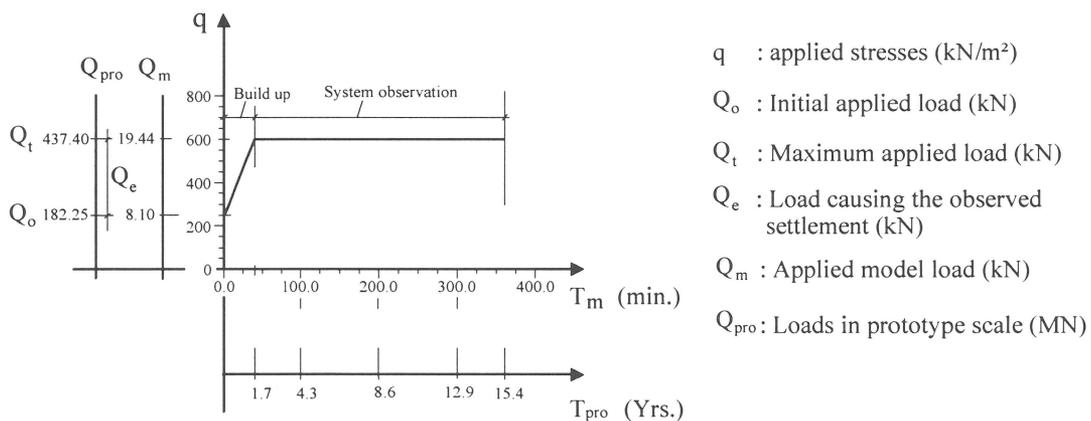


Abb. 3.53 Last-Zeit-Kurve des Zentrifugenversuchs (Thaer 1991)

Nach der Rekonsolidierungsphase wurde die aufgebrauchte Last von 8,1 kN auf 19,44 kN erhöht. Die Setzungen wurden 5,33 Stunden lang, was maßstabsgerecht einer Dauer von 13,5 Jahren entspricht, unter der zusätzlich aufgebrauchten Last ($Q_e = 11,34$ kN, entspricht 350 kN/m²) beobachtet. Die Entlastung durch den Aushub und die entsprechende Wiederbelastung wurden durch das Modell nicht simuliert.

Die beobachteten Setzungen ergeben sich nur infolge der zusätzlich aufgebrauchten Last Q_e , während die gemessenen Pfahllasten und Mantelreibungen auf die Gesamtlast Q_t bezogen wurden (Thaer 1991). Nur ein Teil dieser Last Q_e bewirkt die beobachtete Setzung, der Rest Q_o wird während der Rekonsolidierungsphase aufgebracht. Da keine Angaben bezüglich der aus der Lasterhöhung um Q_e resultierenden Lastverteilungen und Man-

telreibungen vorliegen, ist eine vollständige Auswertung der Versuchsergebnisse nicht möglich. Daher wird in der vorliegenden Arbeit nur eine elastische Berechnung durchgeführt.

Aus den gemessenen Setzungen und den entsprechenden Lasten der Plattengründung wurde in der vorliegenden Arbeit der Elastizitätsmodul des Bodens rückgerechnet. Es wurde dabei ein Wert von $5,5 \text{ MN/m}^2$ ermittelt und in allen weiteren Untersuchungen verwendet. Abb. 3.54 zeigt die Verteilung der Sohlspannungen durch zwei Schnitte der Plattengründung und enthält ferner die Ergebnisse von Poulos (1993 b).

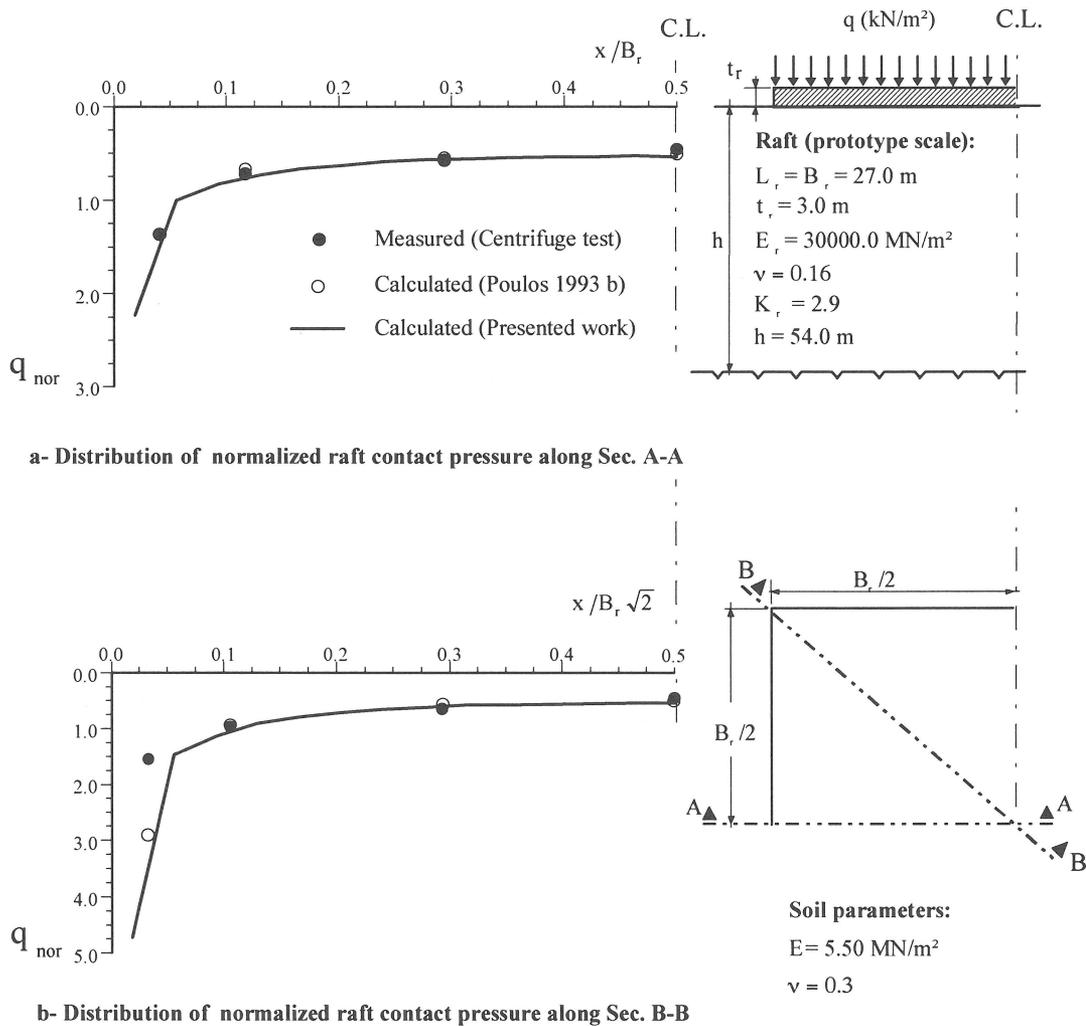
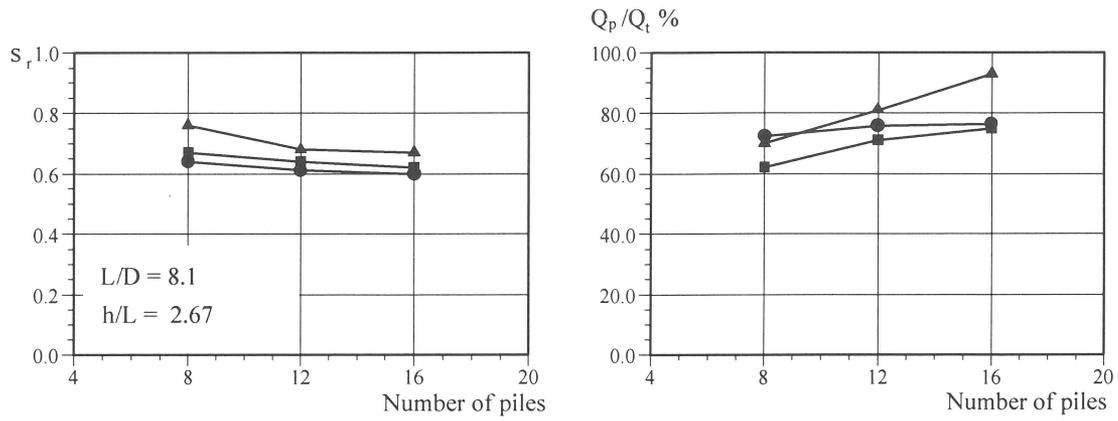
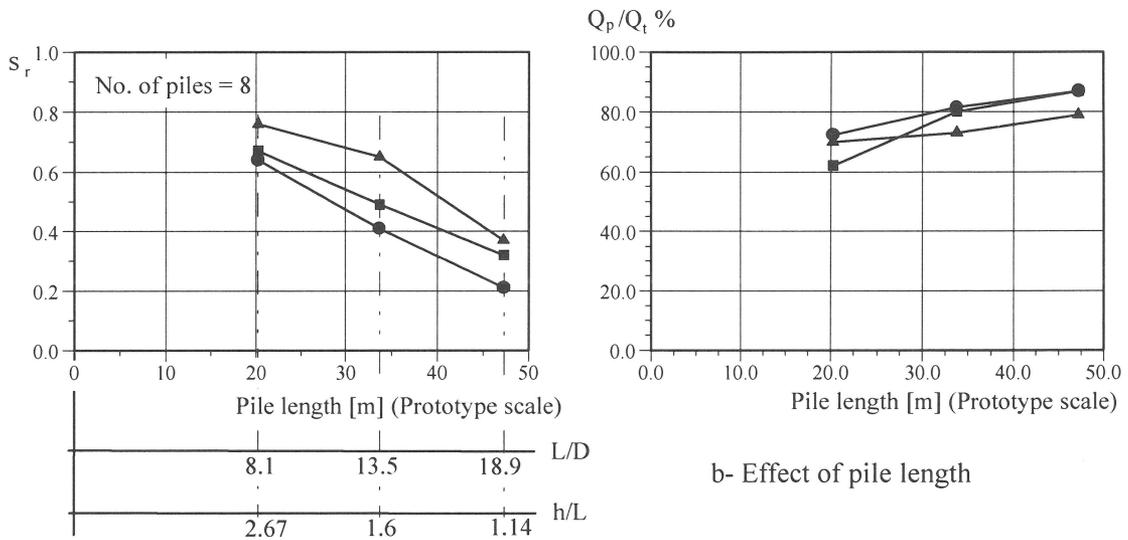


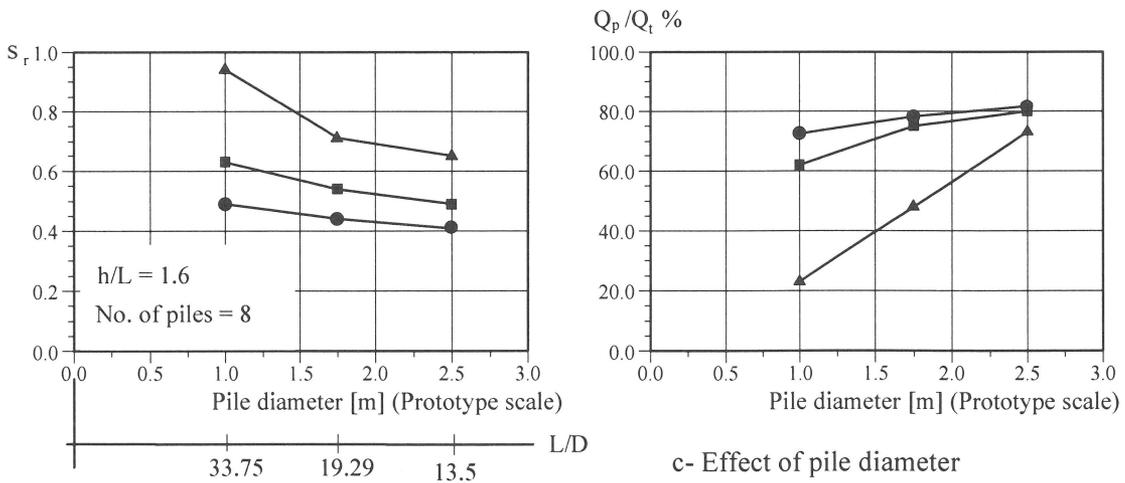
Abb. 3.54 Vergleich zwischen den in der Zentrifuge gemessenen und den berechneten Sohlspannungen einer Plattengründung (Test I,1)



a- Effect of Number of piles



b- Effect of pile length



c- Effect of pile diameter

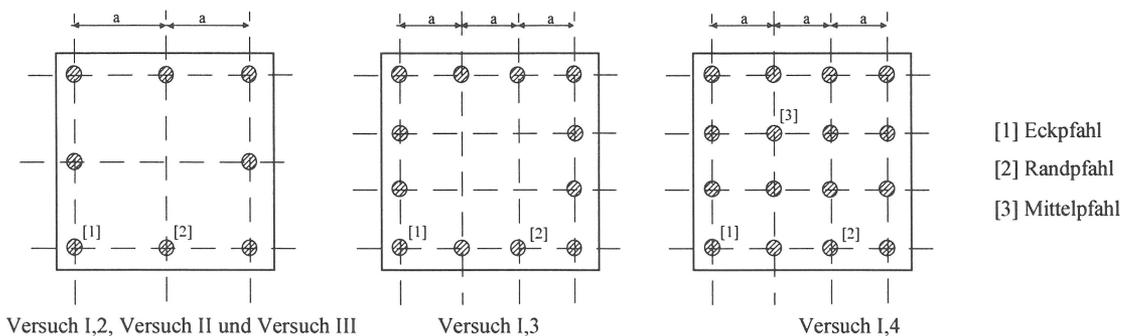
- ▲ Measured (Centrifuge tests)
 - Calculated (Poulos 1993 b)
 - Calculated (Presented work)
- s_r : Settlement of piled raft / settlement of unpiled raft
 Q_p : Load taken by piles
 Q_t : Total applied load

Abb. 3.55 Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Ergebnissen zu den Zentrifugenversuchen

Abb. 3.55.a zeigt den Einfluß der Anzahl der Pfähle auf den Setzungsreduktionsfaktor s_r und auf den Lastanteil der Pfähle $\alpha_{KPP} = Q_p / Q_t$. Poulos (1993 b) hat ein elastisches Näherungsverfahren zur Betrachtung der Interaktion zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte vorgeschlagen und auf die Zentrifugenversuche angewandt. Die von Poulos erzielten Ergebnisse sind zum Vergleich zusätzlich aufgetragen. Die Wirkung der Pfahllänge ist in Abb. 3.55.b gezeigt. In der allgemeinen Tendenz besteht eine zufriedenstellende Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Werte. Abb. 3.55.c zeigt den Einfluß des Pfahldurchmessers. Die linear-elastische Lösung unterschätzt den Setzungsreduktionsfaktor und überschätzt den Lastanteil der Pfähle.

In Tab. 3.8 wird ein Vergleich zwischen der Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe gemacht, die Lasten sind dabei auf die mittlere Last bezogen ($P/P_{\text{mittelwert}}$). Die allgemeine Tendenz aus der Beobachtung (Zentrifugenversuche) und den errechneten Werten (BEM) ist in guter Übereinstimmung. Die gemessene Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe ist gleichförmiger als die errechnete. Dies ergibt sich, weil die linear-elastische Betrachtung die Interaktion zwischen den einzelnen Pfählen sowie zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte bei hohen Laststufen überschätzt.

Test No.	Eckpfahl		Randpfahl		Mittelpfahl	
	Zentrifugenversuche	Vorliegende Arbeit	Zentrifugenversuche	Vorliegende Arbeit	Zentrifugenversuche	Vorliegende Arbeit
I,2	1,06	1,18	0,94	0,82		
I,3	1,06	1,35	0,97	0,83		
I,4	1,15	1,73	1,13	0,97	0,60	0,33
II,2	1,06	1,18	0,94	0,82		
II,3	1,11	1,15	0,89	0,85		
II,4	1,03	1,08	0,97	0,93		
III,2	1,03	1,11	0,97	0,89		
III,3	1,10	1,13	0,90	0,87		
III,4	1,11	1,15	0,89	0,85		



Tab. 3.8 Lastverteilung zwischen den Pfählen in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

3.4 Beschreibung des entwickelten Computerprogramms

Der Verfasser hat das Computerprogramm GAPR (Geotechnical analysis of Piled Rafts) zur Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründung nach dem im vorangegangenen Kapitel erläuterten, Berechnungsverfahren entwickelt. Ein allgemeines Ablaufdiagramm zeigt Abb. 3.56. Das Programm wurde entwickelt, um Berechnungen zu folgenden geotechnischen Fragestellungen zu ermöglichen:

- a) Flachgründung,
- b) Einzelpfahl,
- c) Pfahlgruppe,
- d) Kombinierte Pfahl-Plattengründung.

Der Boden wird als linear-elastisches Medium mit konstantem oder linear mit der Tiefe anwachsendem Steifemodul modelliert. Es kann zwischen Erst- und Wiederbelastung unterschieden werden. Auch der Effekt des begrenzten Halbraums kann erfaßt werden. Es kann auch das nichtlineare Pfahltragverhalten, durch Schlupf am Pfahlmantel und durch das nichtlineare Bodenverhalten in der Umgebung des Pfahlmantels und am Pfahlfuß modelliert werden. Es können auch die durch den Bauablauf verursachten Spannungen (z.B. Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannung beim Aushub) berücksichtigt werden. Es können sowohl Vertikallasten des Bauwerks als auch Momente (wie z.B. Windlast) betrachtet werden.

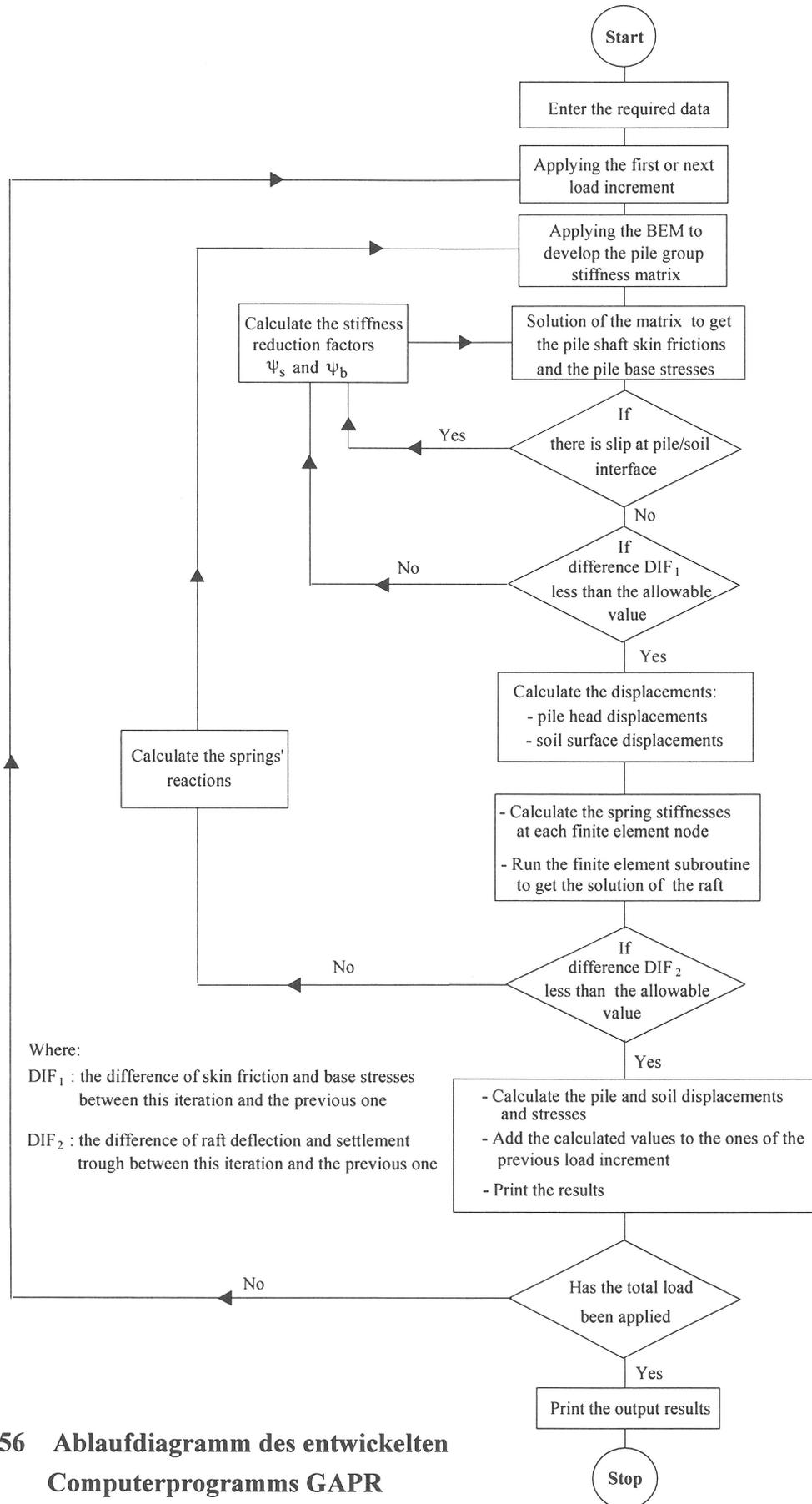


Abb. 3.56 Ablaufdiagramm des entwickelten Computerprogramms GPR

4. Validierung des Computerprogramms GAPR

Die Validierung des Computerprogramms GAPR erfolgt durch die Nachrechnung von ausgeführten Hochhausgründungen und durch den Vergleich mit den Feldmeßdaten, die vom Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt im Zuge der Forschungen zu den Hochhausgründungen in Frankfurt am Main gewonnen worden sind. Beispielhaft werden die Berechnungen für die Kombinierten Pfahl-Plattengründungen der Hochhäuser Messeturm und Westendstraße 1 durchgeführt und auf die dort gewonnen Meßdaten zurückgegriffen.

4.1 Der Frankfurter Baugrund

Der Frankfurter Baugrund besteht im westlichen Innenstadtbereich bis zu einer Tiefe von rd. 8 m bis 10 m aus quartären Sanden und Kiesen der Mainterrasse. Darunter liegt bis in große Tiefen die als Frankfurter Ton bekannte Wechselfolge von tertiären steifen bis halbfesten Tonen, schwimmenden wasserführenden Kalk- und Dolomitsteinbänken und Hydrobiensanden. Es wurde unter der Ton in manchen Gegenden Frankfurts ein Felshorizont aus Kalkstein (Inflaten- und Cerithienschichten) erkundet. Der Grundwasserspiegel liegt im Quartär wenige Meter unter der Geländeoberfläche.

Die Variation der undrained Anfangsfestigkeit mit der Tiefe (Sommer, 1991) zeigt Abb. 4.1. Die Werte der undrained Scherfestigkeit c_u liegen in einem weiten Bereich und nehmen ungefähr linear mit der Tiefe zu (Abb. 4.1).

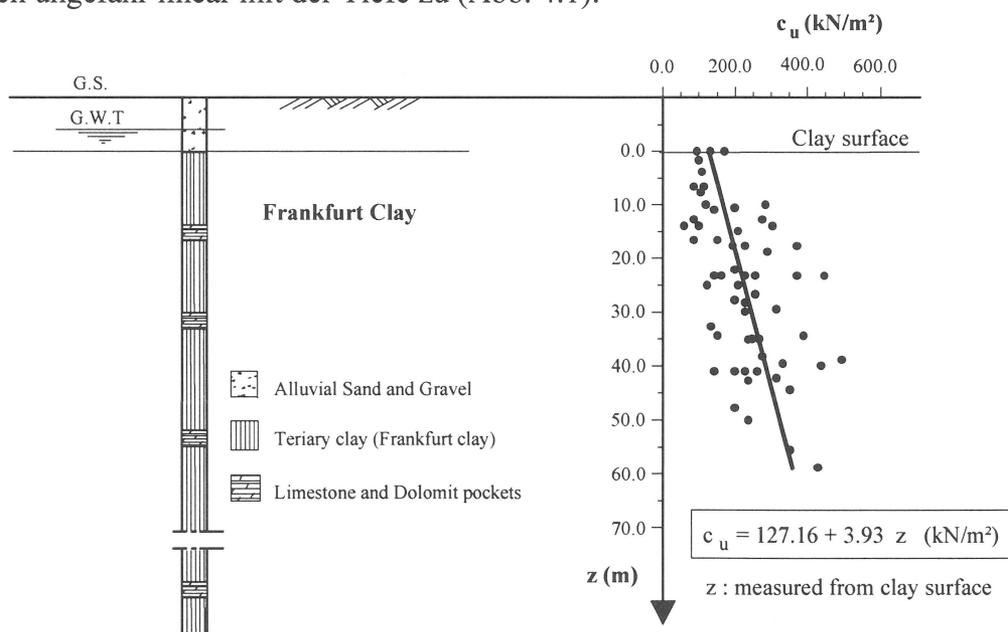


Abb. 4.1 Bodenschichtungen des Frankfurter Baugrundes

Die geotechnischen Eigenschaften des Frankfurter Tons sind in Tab. 4.1 zusammengefaßt.

	Min.	Max.	Mittel.
Fließgrenze w_L [%]	50,0	110,0	70,0
Plastizitätszahl I_p [%]	32,0	81,0	45,0
Wassergehalt w [%]	16,0	45,0	32,0
Konsistenzzahl I_c [-]	0,76	1,03	0,9
Wichte des feuchten Bodens γ [kN/m ³]	16,5	20,5	18,5
Sättigungszahl S_r [-]	0,8	1,0	0,94
Aktivitätszahl I_A [-]	0,7	1,3	1,0

Rohtonanteil $d < 0,002$ mm = 35-60 %

Tab. 4.1 Geotechnische Kennwerte des Frankfurter Tons (Breth 1970)

Die Scherparameter des Frankfurter Tons sind in Tab. 4.2 (Breth 1970) zusammengefaßt.

	Min.	Max.	Mittel.
Kohäsion c' [kN/m ²]	10,0	65,0	20,0
Reibungswinkel φ' [°]	19,0	25,0	20,0

Tab. 4.2 Scherparameter des Frankfurter Tons (Breth 1970)

Die Ermittlung der Steifigkeit des Frankfurter Tons erfolgt entweder aus Laborversuchen, In-Situ-Versuchen oder durch Rückrechnungen aus Setzungsbeobachtungen. Wegen der Empfindlichkeit des Tons gegenüber der unvermeidbaren Entspannungen beim Einbau in

das Versuchsgerät ist die Ermittlung der Steifigkeitsparameter aus In-Situ-Versuchen (Pressiometer) oder auf der Basis von Rückrechnungen den Labordaten vorzuziehen. Die erforderlichen Parameter hängen dabei von den gewählten Stoffgesetzen ab.

Zur Bestimmung des mit der Tiefe zunehmenden Steifemoduls $E_s = \Delta\sigma_v / \Delta\varepsilon_v$ wurde die beobachtete Verteilung der Setzung und die entsprechend berechneten Vertikalspannungen mit der Tiefe unterhalb der Bodenplatte angesetzt. Der so bestimmte Steifemodul beinhaltet die Anteile der Sofortsetzung, die zeitabhängigen Setzungen und die zugrundegelegte Poisson-Zahl (Querdehnungszahl) des Bodens. Bei Setzungsberechnungen mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) oder der Randelemente Methode (BEM), die den Baugrund als Kontinuum modelliert, braucht man einen Elastizitätsmodul und die entsprechende Querdehnungszahl, welche in der vorliegenden Arbeit an den Steifemodul (Nachrechnung von Setzungsmessungen) durch folgende Beziehung gekoppelt sind:

$$E = (1 - \nu^2) E_s$$

Die Gültigkeit dieser Beziehung wurde durch eine Setzungsberechnung eines starren rechteckigen Fundamentes mit mittiger Last nachgewiesen.

Amann (1975) hat Messungen und Rückrechnungen an vielen Plattengründungen durchgeführt. Es wurde dabei ein vom Spannungspfad und von der Laststufe abhängiger Steifemodul ($E_s = \Delta\sigma_v / \Delta\varepsilon_v$) ermittelt. Dabei werden die drei folgenden Werte des Steifemoduls vorgeschlagen (Tab. 4.3):

Modul für Entlastung	$E_s = 120,0 \text{ [MN/m}^2\text{]}$
Modul für Wiederbelastung	$E_s = 70,0 \text{ [MN/m}^2\text{]}$
Modul für Erstbelastung (in Verbindung mit Bodenpressung ca. 180-330 kN/m ² und Gründungsfläche ca. 30 x 30 m ²)	$E_s = 7,0 + 2,45 z \text{ [MN/m}^2\text{]}$ wobei: z in m ist.

Tab. 4.3 Steifemodul des Frankfurter Tons (Amann 1975)

Für den Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und dem Steifemodul bei verhin-
deter Seitendehnung (Ödometermodul) gilt die folgende Gleichung:

$$E = \frac{1 - \nu - 2 \nu^2}{1 - \nu} E_s$$

Baguelin et al. (1978) haben den durch Pressiometerversuche ermittelten Elastizitätsmodul zur Setzungsberechnung vorgeschlagen. Die Pressiometerversuche dienen im wesentlichen der Bestimmung der Verformungsparameter eines weitgehend ungestörten Bodens von einem Bohrloch aus. Der Elastizitätsmodul des Bodens E wird auf der Grundlage der Elastizitätstheorie (Aufweitung eines Zylinder im Halbraum) ermittelt.

Lutz bei Franke et al. (1994 a) hat eine große Anzahl von Pressiometerversuchen im Frankfurter Ton ausgewertet, der dadurch ermittelte Elastizitätsmodul nimmt mit der Tiefe entsprechend der folgenden Beziehung linear zu:

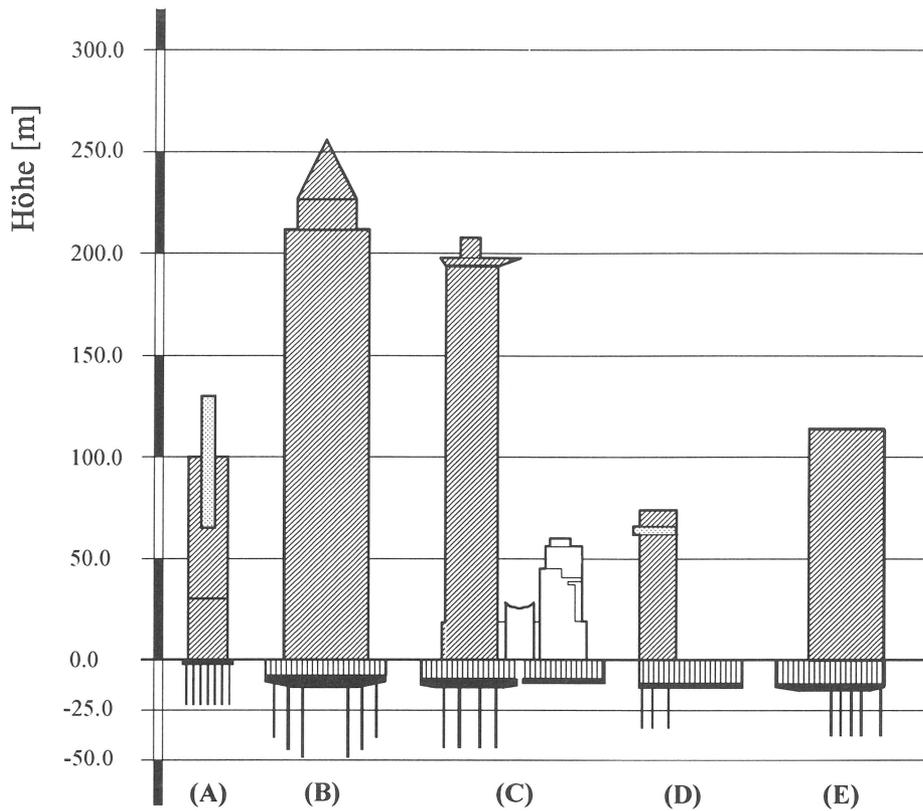
$$E = 8,3 + 1,35 z \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad \text{für die Erstbelastung}$$

wobei z die in Metern angegebene Tiefe ab Oberkante Ton (zwischen 8,0 und 10,0 m unter Geländeoberkante) ist und eine Querdehnzahl von $\nu = 0,33$ zugrunde gelegt wurde.

Eine zuverlässige Voraussage der In-Situ vorhandenen Horizontal- sowie Vertikalspannungen ist von größter Bedeutung bei den Setzungsberechnungen sowie bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Gründung. Der Frankfurter Ton ist eiszeitlich vorbelastet; Schetelig/Franke 1985 haben zahlreiche Pressiometer- und Laborversuche zur Ermittlung der Vorbelastung und der Abhängigkeit der Horizontalspannungen von der Tiefe durchgeführt. Die rückgerechneten Vorbelastungen wurden zwischen 500 und 2500 kN/m² angegeben. Der Beiwert des Erdruhedrucks K_0 wurde mit der Tiefe rückgerechnet, wobei nahe der Geländeoberkante Werte von $K_0 \geq 1,0$ ermittelt wurden. Dieser Wert verringert sich in Abhängigkeit des Überkonsolidierungsgrades OCR bis auf $K_0 = 1,0 - \sin \varphi \approx 0,6 - 0,7$ in großen Tiefe, ein Erdruhedruckbeiwert, der dem eines normal konsolidierten Tons entspricht.

4.2 Frankfurter Hochhäuser

Abb. 4.2 gibt eine Übersicht über 5 in Frankfurt am Main auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung errichtete Hochhäuser. Zusätzliche Informationen und Details zur Gründung und Instrumentierung dieser Gebäude können folgenden Literaturstellen entnommen werden (Sommer et al. 1985, Sommer 1986, Sommer et al. 1990, Sommer/Hofmann 1991 Sommer 1993, Franke 1991, Franke et al. 1994 a,b, Katzenbach 1993, Katzenbach et al. 1994 a,b,c sowie Lutz 1996).



Legende

- (A) : Torhaus (B) : Messeturm (C) : Westendstr. 1
 (D) : American-Express (E) : Japan-Center

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
Höhe H [m]	130	256	208	74	114
Last (total) [MN]	2x200	1880	1720	1000	1050
Gründungsfläche [m ²]	2x430	3457	2940	4000	1920
Plattendicke [m]	2,5	6 - 3	4,5 - 3	2	3,5 - 1,0
Gründungstiefe [m]	3,0	14	14,5	14	15,75
Gebäudeschlankheit H/B [-]	5,3	4,3	4,7	≈ 5,0	3,6
Pfahlanzahl	2x42	64	40	35	25
Pfahllänge [m]	20	26,9 - 34,9	30	20	22
Pfahldurchmesser [m]	0,9	1,3	1,3	0,9	1,3

H : Höhe UK Platte bis OK Gebäude
 B : Plattenbreite (Schmalseite)

Abb. 4.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründungen in Frankfurt

4.3 Instrumentierung

Zur Feststellung der wesentlichen Mechanismen des Tragverhaltens werden die bis dato ausgeführten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zum Nachweis der Standsicherheit meßtechnisch überwacht. Gemessen werden Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen und Porenwasserdrücke. Aus diesen Meßdaten erhält man Angaben über die Sohldruckverteilung, die Verformungen des Untergrundes, die Lastverteilung zwischen den einzelnen Pfählen und den Mechanismus der Pfahl-Boden-Lastabtragung. Nachfolgend eine Auflistung der Instrumente, die dabei zum Einsatz kommen:

- **Kraftmeßdosen am Pfahlkopf**

Die Kraftmeßdose besteht aus einer hydroelektrischen Lastzelle, die nahezu den gesamten Pfahlquerschnitt abdeckt, und aus zwei zusammengeschweißten Stahlplatten aufgebaut ist, zwischen denen ein Hohlraum von 5,0 mm vorhanden ist, der mit Hydraulikflüssigkeit gefüllt wird. Der Öldruck wird mit Hilfe eines elektrischen Meßgebers gemessen.

- **Integral-Dehnmeßelemente**

Zur Messung der Pfahl-Boden-Lastabtragung entlang des Pfahlschaftes wurden an der Technischen Hochschule Darmstadt Integral-Dehnmeßelemente (IME) entwickelt. Diese Elemente bestehen aus Stahlrohren und haben einen Durchmesser von 30 mm bei einer Länge von 1 m bis 3 m. An jedem Ende der Rohre werden Flansche mit einem Durchmesser von 100 mm angeschweißt, welche die Fixpunkte in der Betonmasse des Pfahls bilden. Zum Ausschalten der Mantelreibung zwischen dem Rohr und dem Beton wird ein bituminöser Anstrich zwischen den Flanschen aufgebracht. Dehnmeßstreifen werden in der Mitte der Stahlrohre angeklebt und durch wasserdichtes Material geschützt. Die wesentlichen Vorteile einer solchen Meßeinheit sind die genau vorgegebene Länge, entlang der die Betondehnung des Pfahls gemessen wird und die relativ große Länge der Meßstrecke, welche die lokalen Inhomogenitäten des Betons kompensiert.

- **Ultraschallmessungen**

Zur Umrechnung von Pfahldehnungen in Pfahllasten ist es erforderlich, die Steifigkeit des Pfahlmaterials zu ermitteln. Zu diesem Zweck werden Ultraschallmessungen durchgeführt. Diese haben (nach Kalibrierung) für den Beton der im Frankfurter Ton hergestellten Bohrpfähle einen mittleren Elastizitätsmodul von 20000 bis 24000 MN/m² nachgewiesen (Franke/Lutz 1994).

- **Sohldruckgeber**

Zur Messung der Sohlspannungen werden an verschiedenen Stellen unter der Gründungsplatte Sohl Druckgeber (Öldruckkissen mit Membranventil, pneumatisch messend) eingesetzt. Die Sohl Druckgeber erfassen die totalen vertikalen Spannungen.

- **Porenwasserdruckgeber**

Zur Ermittlung der wirksamen Spannungen aus Bauwerkslasten werden Porenwasserdruckgeber unterhalb der Gründungsplatte eingebaut.

- **Extensometer und Inklinometer**

Die vertikalen und horizontalen Verschiebungen des Baugrundes in verschiedenen Tiefen werden mit Hilfe von Extensometern und Inklinometern gemessen.

- **Geodätische Messungen**

Zur Ermittlung der Setzungen in und außerhalb des Gründungsbereiches werden an verschiedenen Stellen geodätische Messungen durchgeführt. Die Lage der nivellierten Punkte wird so gewählt, daß die Durchbiegung und die Schiefstellung der Gründungsplatte erfaßt werden. Die Messungen außerhalb des Gründungsbereiches erfolgen, um die Auswirkungen des neuen Gründungskörpers auf die Nachbarbebauung zu untersuchen.

4.4 Modellierung der Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen (locked pile stresses)

Die Gründungssohle der meisten Hochhäuser in Frankfurt am Main liegt zwischen 14,0 m und 20,0 m unter der Geländeoberfläche. Dabei wird der Aushub in zwei Schritten vollzogen. Im ersten Schritt findet ein Aushub bis kurz über den Grundwasserspiegel statt, von dem aus die Pfähle hergestellt werden, danach wird bis zur endgültigen Gründungstiefe weiter ausgehoben (Abb. 4.3).

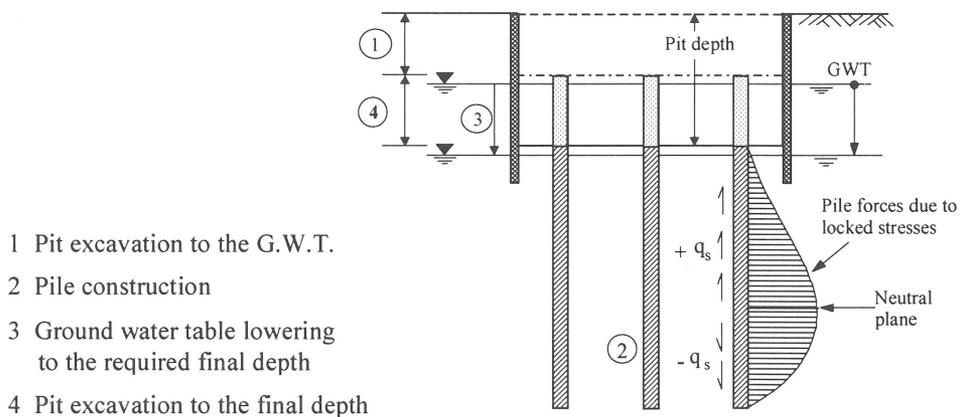


Abb. 4.3 Abläufe des Aushubs

Die Entspannung des Untergrundes durch die zweite Aushubphase verursacht Zugspannungen in den Pfählen (Sommer 1991 und Franke 1991 a). Der Pfahl wird oberhalb der neutralen Ebene durch eine positive (nach oben gerichtete) Mantelreibung und unterhalb der neutralen Ebene durch eine negative (nach unten gerichtete) Mantelreibung beansprucht. Die Randelemente Methode wird zur Erfassung dieser Spannungen eingesetzt. Die

zugehörigen Pfahlmantelreibungen werden dabei als Anfangsspannungen bei der Erfassung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens berücksichtigt.

4.5 Modellierung der Effekte aus Erst- und Wiederbelastung

Die durch den Aushub entstehenden Entlastungsspannungen variieren zwischen 170 kPa und 250 kPa. Diese großen Spannungswerte müssen berücksichtigt werden, denn die Steifigkeit bei Wiederbelastung des Bodens ist sehr viel größer als bei Erstbelastung (s. Tab. 4.3). Um diesen Effekt zu berücksichtigen, wird folgendes Näherungsverfahren angewandt:

- Die durch den Bodenaushub sowie durch die Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen verursachten Spannungen werden entlang vertikaler Linien unterhalb jedes FE-Knotens der Gründungsplatte berechnet (Linie-I, Abb.4 .4).
- An den gleichen Linien werden auch die durch die Gründungsplatte und die Pfähle (Mantelreibung und Spitzendruck) erzeugten Spannungen ermittelt (Linie II, Abb. 4.4).
- Die Linien I und II werden in Lamellen unterteilt und die vertikalen Spannungen der Linie I werden mit den Spannungen der Linie II an jeder Lamelle verglichen, um zwischen Erst- und Wiederbelastung zu unterscheiden. Entsprechend dieser Unterscheidung werden der Setzungsberechnung an jeder Lamelle verschiedene Steifigkeiten zugrunde gelegt. Die Summe der Setzungen der Lamellen ergibt die Gesamtsetzung an jedem FE-Knoten der Gründungsplatte.

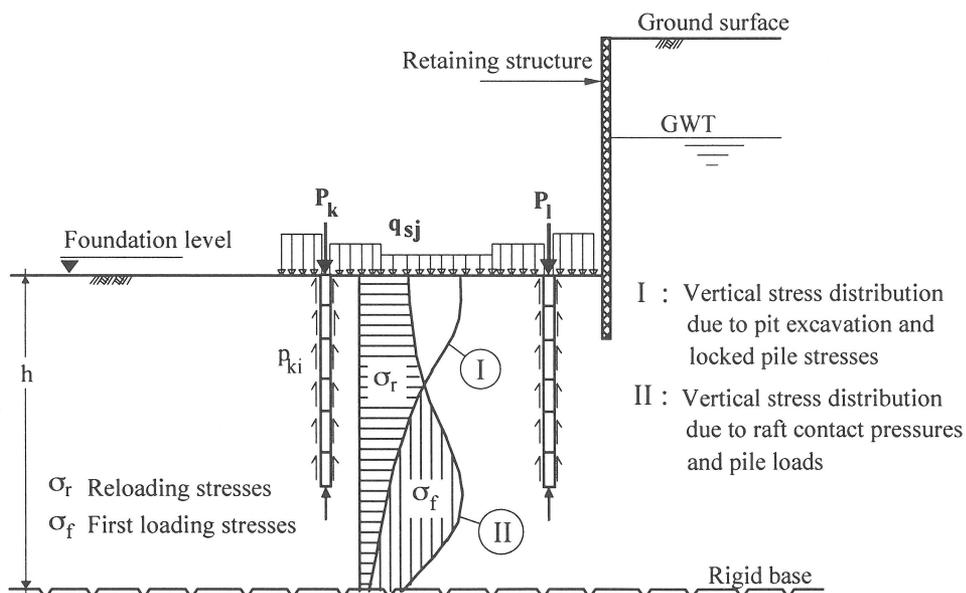


Abb. 4.4 Effekte aus Erst- und Wiederbelastung

Es werden Steifemoduli verwendet, die auf Grundlage von In-Situ Pressiometerversuchen sowie Rückrechnungen von Setzungsbeobachtungen (Amann 1975) ermittelt wurden.

4.6 Nachrechnung Messturm

• Allgemeines

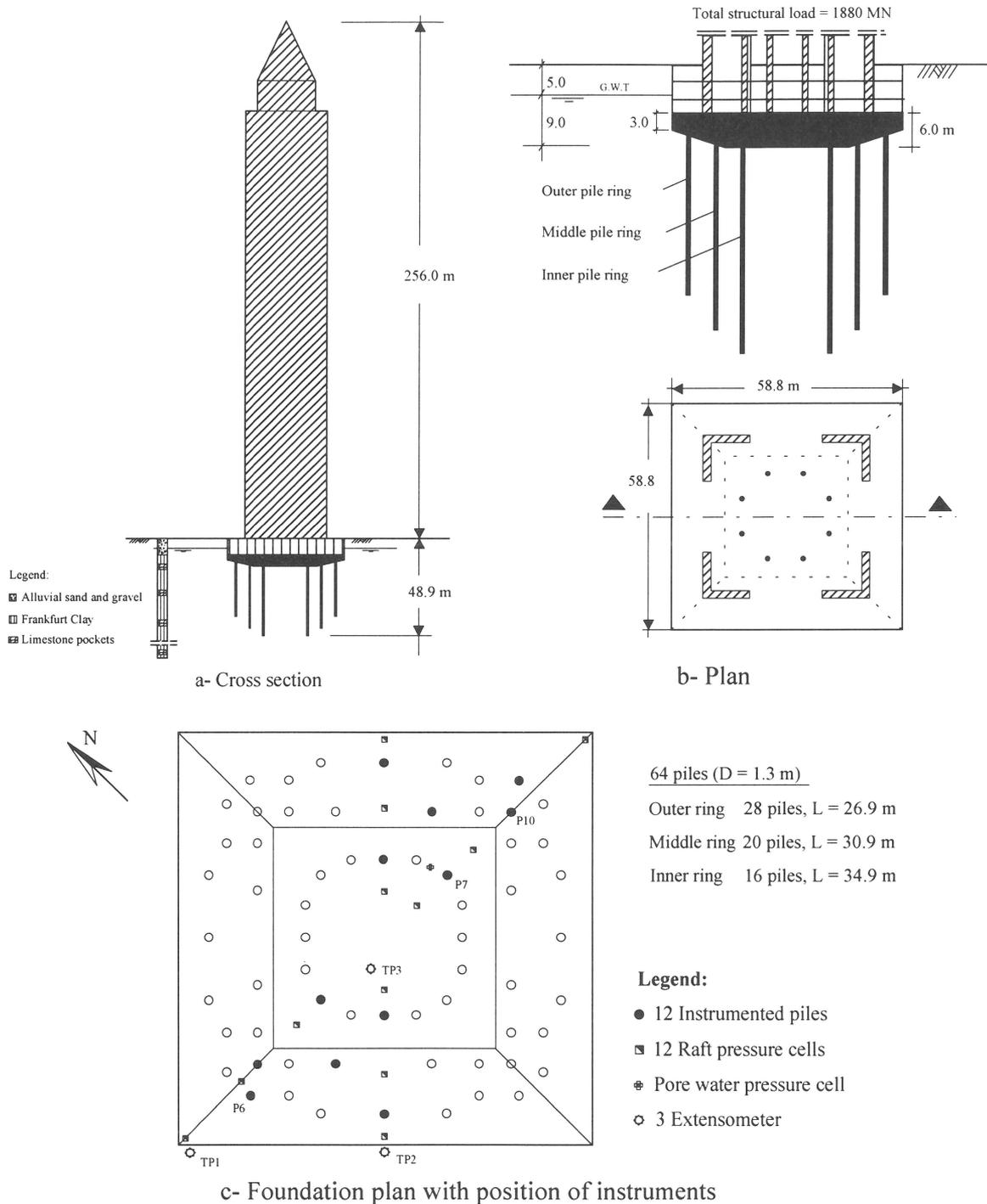


Abb. 4.5 Layout des Messturms mit der Anordnung der Meßeinrichtungen

Der 256 m hohe Messturm ist eines der höchsten Hochhäuser Europas. Die Gründungsfläche beträgt $58,8 \times 58,8 \text{ m}^2$. Die Gründungsplatte hat eine Dicke von 6,0 m in der Mitte und nimmt bis auf 3 m an den Rändern ab (Abb. 4.5.a). Sie liegt in einer Tiefe von 14 m

unter Geländeoberkante. Es sind 64 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,3 m in drei etwa konzentrischen Ringen angeordnet. Die Pfahllängen sind gestaffelt und betragen 26,9, 30,9 und 34,9 Meter, die längsten Pfähle sind in der Mitte der Gründungsplatte angeordnet. Die Pfahlanordnung und -längen wurden so gewählt, um die volle Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle zu mobilisieren und um die inneren Schnittgrößen der Gründungsplatte zu minimieren.

Die gesamte Vertikallast beträgt 1880 MN, der Auftrieb 276 MN. Die Horizontallasten betragen nur etwa 1 % der Vertikallasten. Die Bauwerkslasten werden hauptsächlich über 4 L-förmige Wandscheiben und 8 Stützen im Mittelbereich weitergeleitet.

• Die Einflußtiefe h

Die Einflußtiefe h wird bei Setzungsberechnungen nach DIN 4019 durch die 20 %-Regel ermittelt, d.h., zusätzliche Spannungen infolge einer Bauwerkslast sind nur bis in die Tiefe zu berücksichtigen, in der sie mehr als 20 % der effektiven Überlagerungsspannungen (Eigenlastspannungen des Bodens) betragen. Die Einflußtiefe wird im allgemeinen zwischen $h = b$ bis $h = 2b$ (mit b als Schmalseite des Fundamentes) angesetzt.

Beim Messeturm wurden in einer Tiefe von 70,0 m unter Geländeoberkante (ca. b von Unterkante Bodenplatte) noch Verformungen von rund 25 % der Verformungen der Gründungsplatte gemessen (Sommer 1991). In der vorliegenden Arbeit wird eine Einflußtiefe von 90 m gewählt, dies entspricht rund 1,5 mal der Breite der Gründungsplatte und 2,5 mal der Länge der längsten Pfähle.

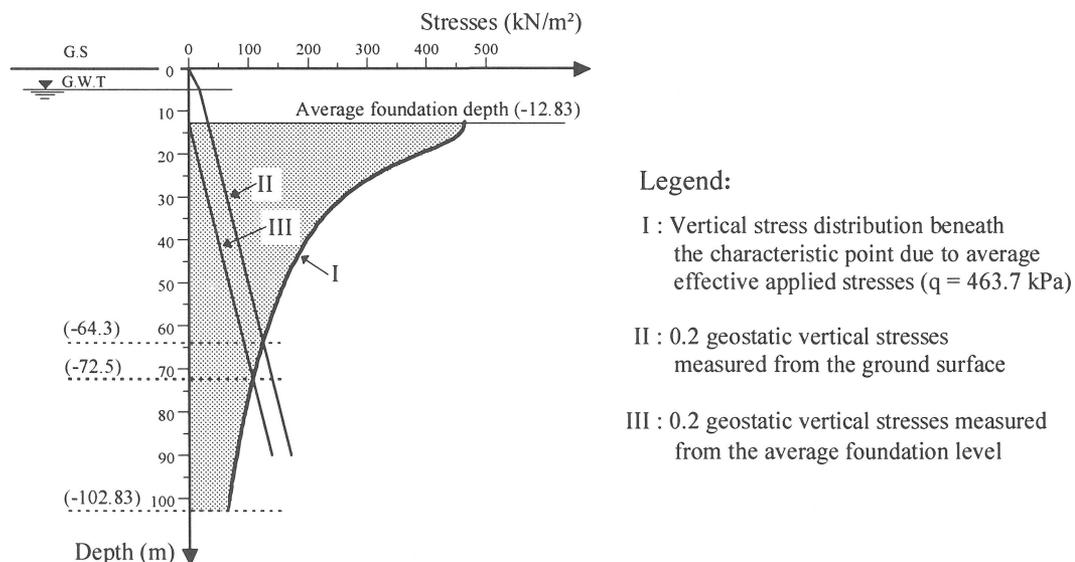


Abb. 4.6 Einflußtiefe

- **Modellierung der Gründung**

Abb. 4.7 zeigt die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Strukturmodellierungen sowohl der BEM- als auch der FEM-Netze.

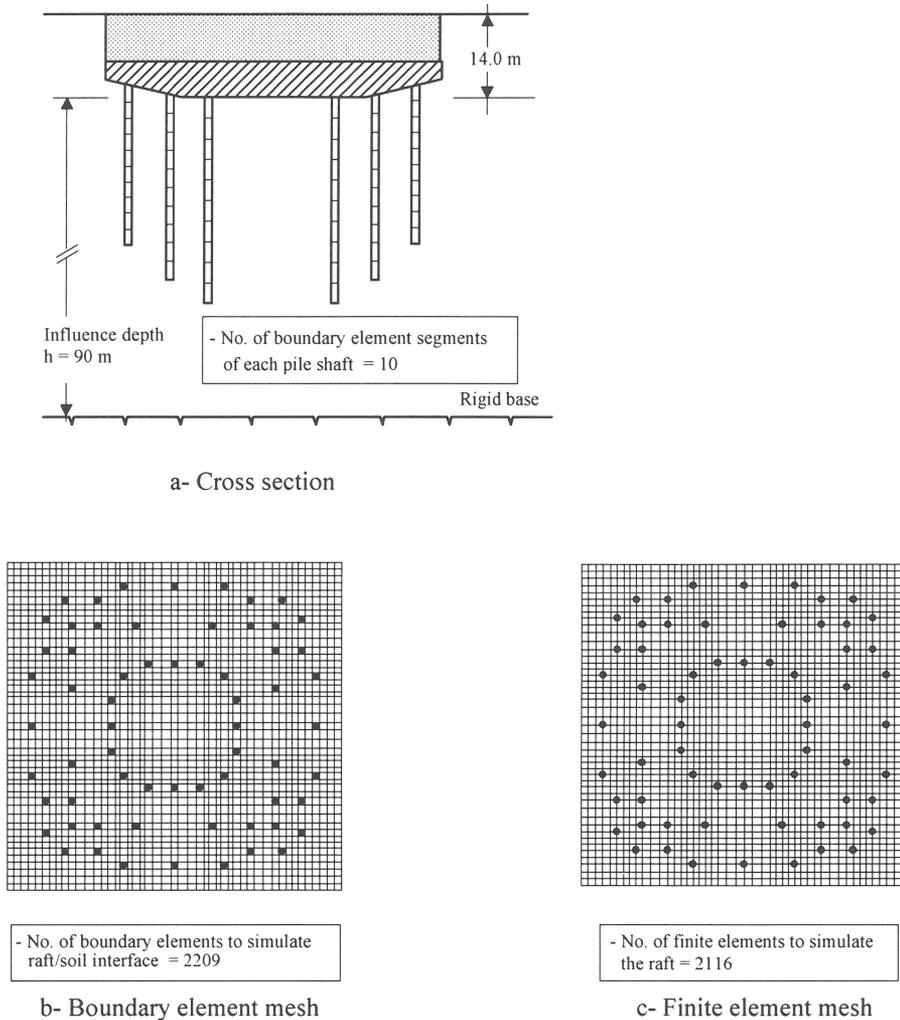


Abb. 4.7 Modellierung der Gründung des Messturms

4.6.1 Hebungen und Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentensionen

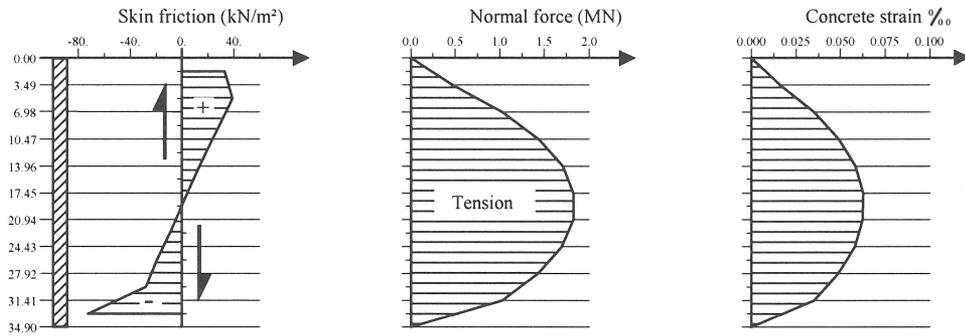
Die Baugrube wurde zuerst ca. 7 m tief ausgehoben. Danach wurden die Pfähle hergestellt und die Baugrube bis zur endgültigen Tiefe ausgehoben. Dieser Bauvorgang verursacht Pfahlzugspannungen (locked pile stresses). Während der Aushubphase konnte die Pfahlkraft nicht gemessen werden, da die Kabel der Meßeinrichtungen am Pfahlkopf endeten. Die ersten Messungen begannen nach Erreichen der endgültigen Aushubtiefe: diese dienen als Nullwerte dienen (dies bedeutet, daß die Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentensionen in den weiteren Meßwerten nicht enthalten sind). Aus diesem Grund werden die nicht gemessenen Pfahlzugspannungen nur rechnerisch aufgeführt unter Beachtung der Erfahrungen an anderen ausgeführten Bauwerken (Westendstr. 1).

Der Aushub erfolgte in relativ kurzer Zeit, deshalb sind die undrÄnierten Bodenparameter am geeignetsten zur Berechnung der Spannungen und Verformungen durch den Aushub. Diese sind:

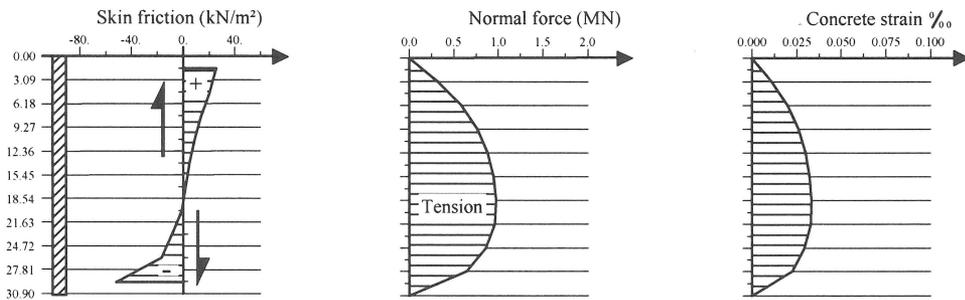
ElastizitÄtsmodul des Bodens: $E_u = 90,0 \text{ MN/m}^2$ und $\nu_u = 0,5$

UndrÄnierte Scherfestigkeit (siehe Abb. 4.1) und Pfahl-Boden-AdhÄsionsfaktor $\alpha = 0,4$

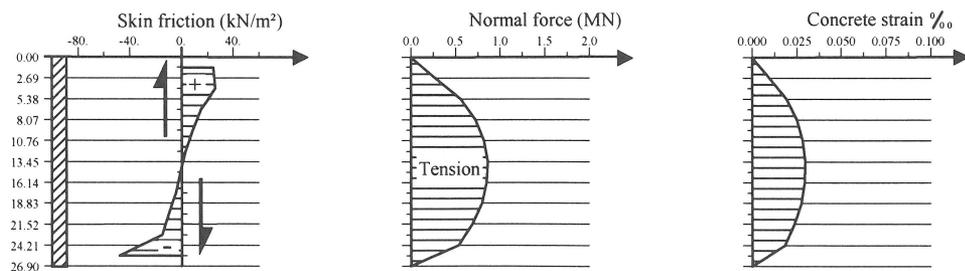
Abb. 4.8 zeigt den Verlauf der Mantelreibungen, der Axiallasten und der Betondehnungen entlang des Pfahlschaftes infolge der zweiten Aushubphase fÄr drei PfÄhle, welche jeweils fÄr den inneren, den mittleren und ÄuÄeren Pfahlring stehen.



a) P 7 (Inner Ring $L_p = 34.9 \text{ m}$)



b) P 10 (Middle Ring $L_p = 30.9 \text{ m}$)



c) P 6 (Outer Ring $L_p = 26.9 \text{ m}$)

Abb. 4.8 Berechnete Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentensionen (Locked pile stresses)

Die Verteilung der Mantelreibung, der Axiallasten und der Betondehnungen hängt von der Position des Pfahls in der Pfahlgruppe ab. Die errechneten Zugkräfte liegen zwischen 0,9 und 2,0 MN und stimmen somit gut mit den erwarteten Werten überein (Sommer 1991). Die maximale Zugspannung erreicht 1,5 N/mm².

Abb. 4.9 zeigt die Hebungen entlang von zwei Schnitten der Baugrube nach dem Einbringen der Pfähle und dem vollständigen Aushub im Vergleich zum Fall der reinen Flachgründung (ohne Pfähle). Die Pfähle bewirken in der zweiten Aushubphase eine Verminderung der Hebungen innerhalb der Baugrube von nur 8 %, außerhalb der Baugrube bewirken die Pfähle nur selten eine Verminderung der Hebungen. Der Maximalwert der unter Verwendung der undrännierten Bodenkennwerte ermittelten Hebungen liegt bei 5,7 cm mit einer durchschnittlichen Hebung von 4,3 cm.

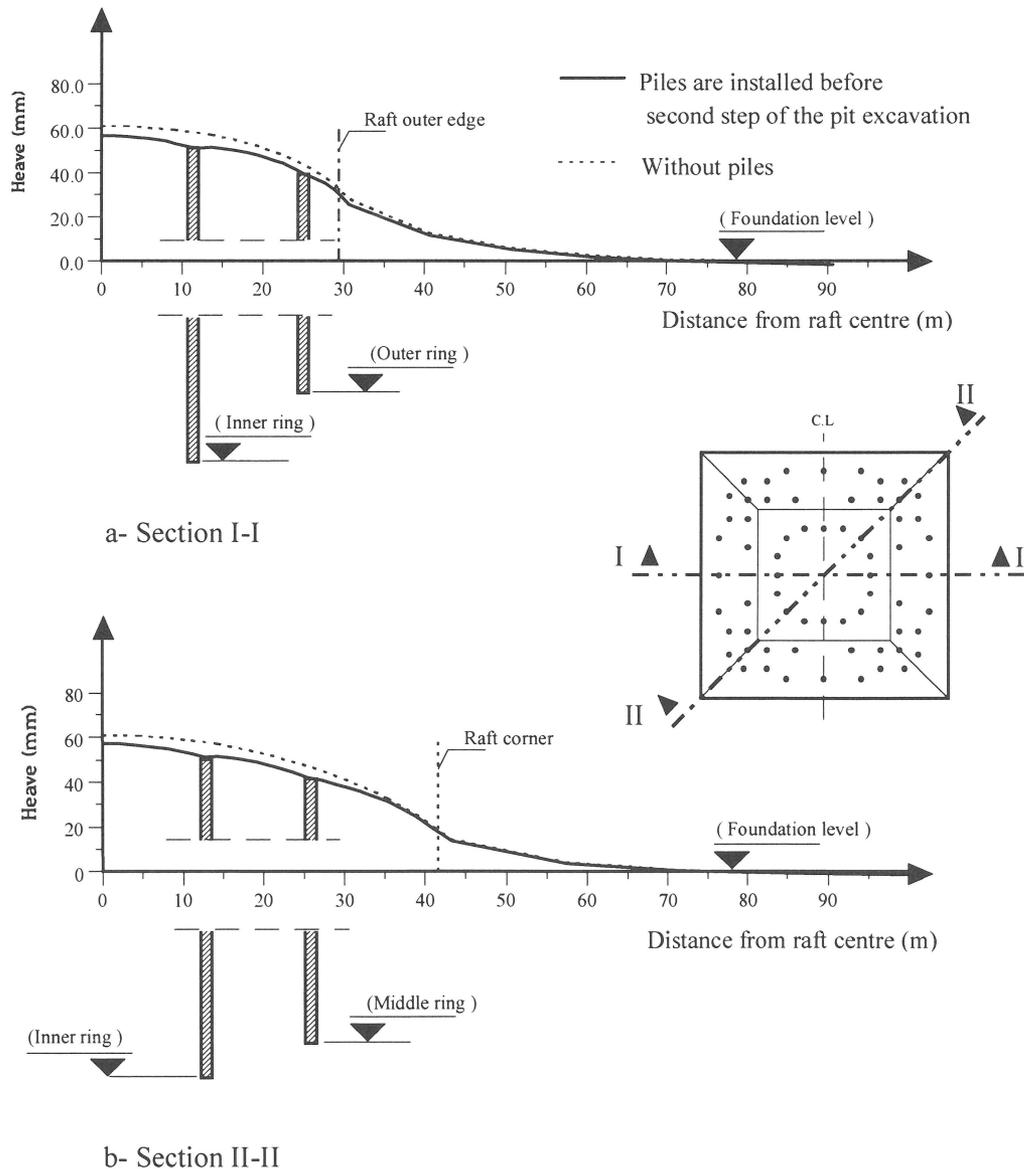


Abb. 4.9 Berechnete Verteilung der Hebungen inner- und außerhalb der Baugrube

4.6.2 Last-Setzungsverhalten

Das Verhalten der Gründung des Messeturms wurde mit Hilfe der vorliegenden vollständigen Randelemente Methode unter Gebrauchslasten betrachtet. Sowohl die Sofortsetzung (Kurzzeitverhalten) als auch die Endsetzung (Langzeitverhalten) wurden unter Zugrundelegung der undrÄnirten und drÄnirten Bodenkennwerte ermittelt. Die Steifigkeit des Bauwerks ist dabei in die Steifigkeit der GrÄndungsplatte einbezogen worden.

- **Die verwendeten Materialkennwerte**

<p>Boden</p> <p><u>* Elastizitätsmodul des Bodens</u></p> <p>- Für Wiederbelastung $E' = 62,4 \text{ MN / m}^2$ und $\nu' = 0,33$</p> <p>- Für Erstbelastung $E' = 14,82 + 1,35 z \text{ [MN / m}^2]$ und $\nu' = 0,33$ wobei z die in Metern angegebene Tiefe ab GrÄndungsunterkante ist</p> <p><u>* UndrÄnirte Bodenkennwerte</u></p> <p>$c_u = 127,16 + 3,93 z \text{ [kN / m}^2]$ (s. Abb. 4.1) AdhÄsionsfaktor $\alpha = 0,4$ und $N_c = 8,0$</p> <p><u>* DrÄnirte Bodenkennwerte</u></p> <p>$c' = 20,0 \text{ kN / m}^2$ und $\varphi' = 20,0^\circ$ $K_o = 0,8$ $\gamma = 18,5 \text{ kN / m}^3$ und $\gamma' = 9,0 \text{ kN / m}^3$</p>
<p>GrÄndungsplatte</p> <p>$E = 30.000,0 \text{ MN / m}^2$, $\nu = 0,167$ und $\gamma = 25 \text{ kN / m}^3$</p>
<p>PfÄhle</p> <p>$E_p = 22.000,0 \text{ MN / m}^2$</p>

Tab. 4.4 Die verwendeten Materialkennwerte

Der drÄnirte und der undrÄnirte Elastizitätsmodul sind über folgende Beziehung verknüpft (S. Abschnitt 3.2.3.5):

$$E' = \frac{(1 + \nu')}{(1 + \nu_u)} E_u \tag{4.1}$$

wobei:

E' und ν' : Elastizitätsmodul und Poisson-Zahl des drÄnirten Bodens
 E_u und ν_u : Elastizitätsmodul und Poisson-Zahl des undrÄnirten Bodens ($\nu_u = 0,5$)
sind.

Es wurden drei verschiedene Modelle zur Untersuchung der Wirkung der verschiedenen Parameter, die einen Einfluß auf das Verhalten der Gründung haben, eingesetzt. Dies sind:

- I- Annahme des linear-elastischen Verhaltens mit voller Kompatibilität zwischen Pfahl und Boden.
- II- Wie I, aber unter Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens.
- III- Wie II, aber unter Berücksichtigung von Erst- und Wiederbelastung.

4.6.2.1 Linear elastisches Verhalten

Abb. 4.10 zeigt die Änderung des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe für die Fälle Erst- und Wiederbelastung. Der Elastizitätsmodul für die Erstbelastung ist bis zu einer Tiefe von ca. 48,0 m unter Geländeoberkante kleiner, als der für die Wiederbelastung. Deshalb wird der Elastizitätsmodul für die Wiederbelastung bis zu einer Tiefe von 48,0 m unter Geländeoberkante zu 62,4 MN/m² angenommen, darüber hinaus wächst dieser linear mit der Tiefe entsprechend der Gleichung für Erstbelastung nach Tab. 4.6.

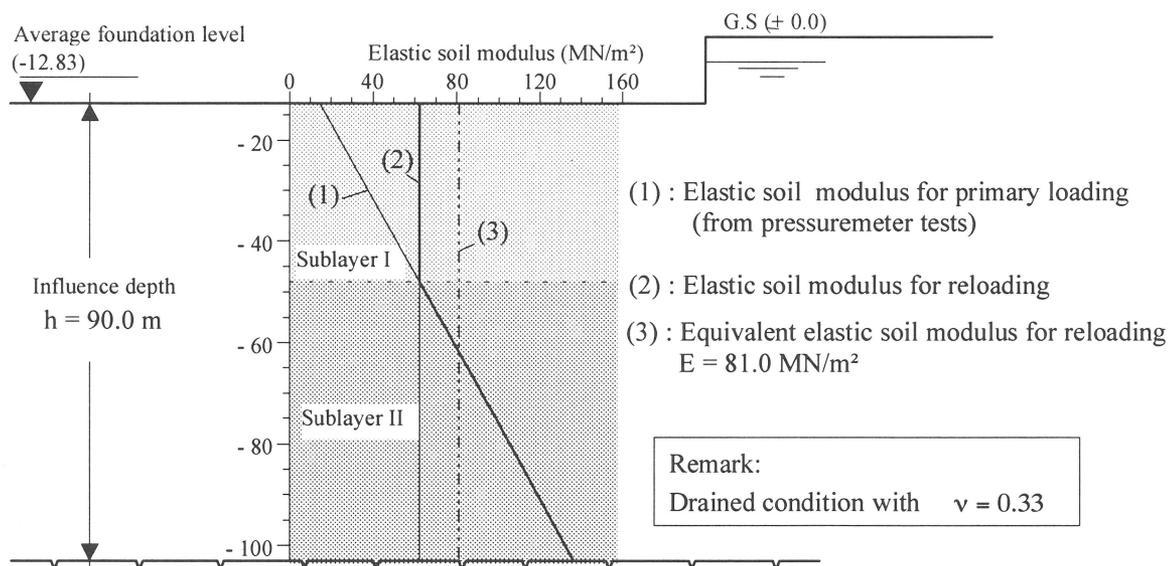


Abb. 4.10 Änderung des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe

In der hier betrachteten Berechnung wird ein mit der Tiefe konstanter Elastizitätsmodul verwendet, dessen Wert gleich dem des Wiederbelastungsmoduls nach Amann (Variante 1) oder gleich einem äquivalenten Wert (Variante 2) gesetzt wurde. Der äquivalente Elastizitätsmodul ist ein mittlerer, für die gesamte Zusammendrückbare Schicht einheitlicher Elastizitätsmodul, der aus der Auswertung von Setzungsbeobachtungen gewonnen wurde.

In Tab. 4.5 sind die gemessenen Setzungen (TP3, Abb. 4.5.c) und die mit Hilfe des vorliegenden Berechnungsverfahrens ermittelten maximalen Setzungen zusammengefaßt. Das in

Kap. 2 beschriebene Verfahren nach Randolph wurde hier auch eingesetzt. Die Pfähle werden in dem Verfahren nach Randolph als inkompressibel und starr miteinander gekoppelt betrachtet und haben die gleiche Länge (der mittleren Länge der Pfähle 30,15 m).

	Variante 1		Variante 2	
	Setzung (cm)	$\alpha_{KPP} = Q_P/Q_t$ (%)	Setzung (cm)	$\alpha_{KPP} = Q_P/Q_t$ (%)
Nach Randolph	13,0/17,1 *)	35,2/44,0	10,0/13,7	35,2/44,0
Vorliegende Arbeit	14,6/18,6	43,3/52,6	11,8/14,9	41,2/53,1

*) undrännierte Bedingungen/drännierte Bedingungen

	undrännierte Bedingungen		drännierte Bedingungen	
	E [MN/m ²]	ν [-]	E' [MN/m ²]	ν' [-]
Variante 1	70,4	0,5	62,4	0,33
Variante 2	91,4	0,5	81,0	0,33

Messungen (ein Jahr nach Rohbauende) sind:

Setzung (raft center) = 12,0 cm und $\alpha_{KPP} = Q_P/Q_t = 60,0$ (%)

Effektive Lasten = 1600 MN

Tab. 4.5 Berechnete Setzung der Gründungsplatte und Lastanteile der Pfähle im linear-elastischen Fall

Der in Tab. 4.5 dargestellte Vergleich zeigt, daß das Verfahren nach Randolph geeignet ist, um schnelle Ergebnisse über das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zu erlangen. Verfeinerungen können durch eine genauere Betrachtung des Einflußradius (Liu 1996) und der Interaktion zwischen Pfählen und Gründungsplatte (Lutz 1996) erreicht werden. Mit diesen beiden Modifikationen kann der Einsatz der Methode nach Randolph gerade im Entwurfsstadium sehr nützlich sein. Aus den vorangegangenen Berechnungen kann geschlossen werden, daß die Konsolidierungssetzung der auf überkonsolidierten Tonen gegründeten Kombinierten Pfahl-Plattengründung nur rund 20 % bis 30 % der Gesamtsetzung ausmacht. Die von den Pfählen getragene Last nimmt dabei mit der Zeit und dem Konsolidierungsvorgang zu. Dies wird durch Messungen bestätigt (Cooke et al. 1981, Sommer 1991).

4.6.2.2 Detaillierte Betrachtung der wesentlichen Parameter, die einen Einfluß auf das Verhalten der Gründung haben

- **Effekt des nichtlinearen Pfahltragverhaltens**

Abb. 4.11 zeigt die Last-Setzungslinie der Kombinierten Pfahl-Plattengründung für das Kurzzeitverhalten (Anfangszustand) und für das Langzeitverhalten (endzustand). An dieser Stelle wurden die Effekte aus Erst- und Wiederbelastung noch nicht berücksichtigt. Es wurde ein äquivalenter Elastizitätsmodul gewählt (siehe Abb. 4.10, Linie 3). Die Messung der dargestellten Setzung erfolgte rund ein Jahr nach Rohbauende (Sommer 1991).

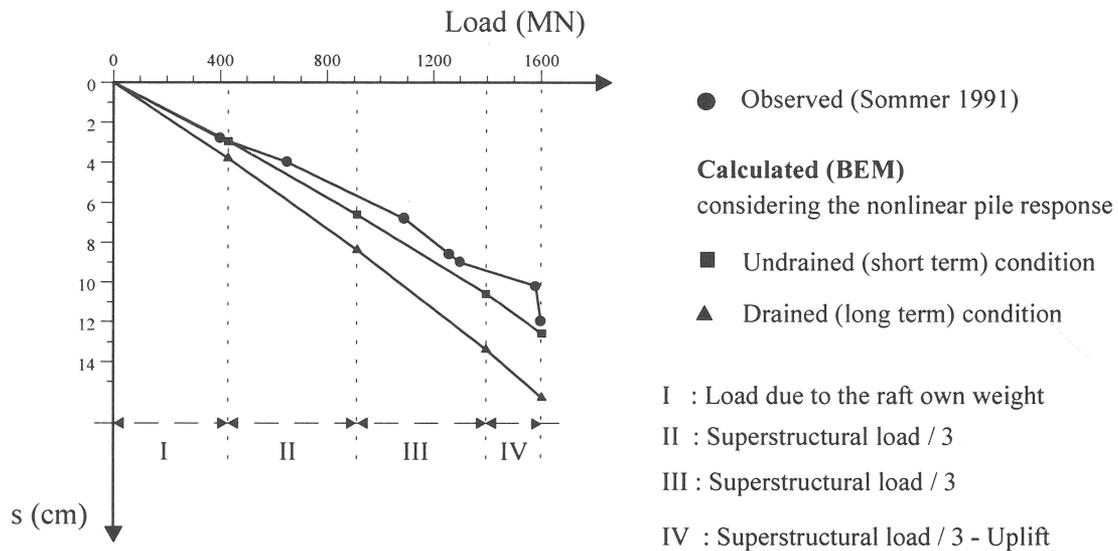


Abb. 4.11 Last-Setzungslinie der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Übereinstimmung zwischen den Messungen und den Berechnungen ist gut. Der Grundwasserspiegel wurde wegen Arbeiten an einem nahen U-Bahn Tunnel und der damit verbundenen Grundwasserhaltung um ca. 6,0 m abgesenkt. Die Wirkung der Grundwasserabsenkung wurde in der vorliegenden Betrachtung nicht berücksichtigt.

- **Effekt der Erst- und Wiederbelastung**

Abb. 4.12 zeigt das Last-Setzungs-Verhalten der verschiedenen Tragelemente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Langzeitbedingungen, zum Vergleich sind auch die Meßwerte dargestellt. Die Wirkung der verschiedenen Steifemoduli für Erst- und Wiederbelastung, wie in Tab. 4.6 dargestellt, ist in der vorliegenden Betrachtung berücksichtigt. Die Pfähle tragen nach der Berechnung rund 60 % der Gesamtlast, dies stimmt mit den Beobachtungen überein (Sommer 1991).

Die Ergebnisse einer linear-elastischen Betrachtung (Tab. 4.7, Variante 2) liegen zur Verdeutlichung der Auswirkung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens und der verschiedenen Steifemoduli für Erst- und Wiederbelastung bei. Bei Berücksichtigung der Wirkung aus Erst- und Wiederbelastung ist der Lastanteil der Pfähle größer als ohne diese Berücksichtigung, denn die Steifigkeit des Bodens ist bei Erstbelastung viel kleiner als bei Wiederbelastung, speziell in unmittelbarer Nähe der Gründung (Schicht I in Abb. 4.10). Die gute Übereinstimmung zwischen der Beobachtung und der Berechnung spricht für das vorgeschlagene Berechnungsverfahren und die verwendeten Bodenkennwerte.

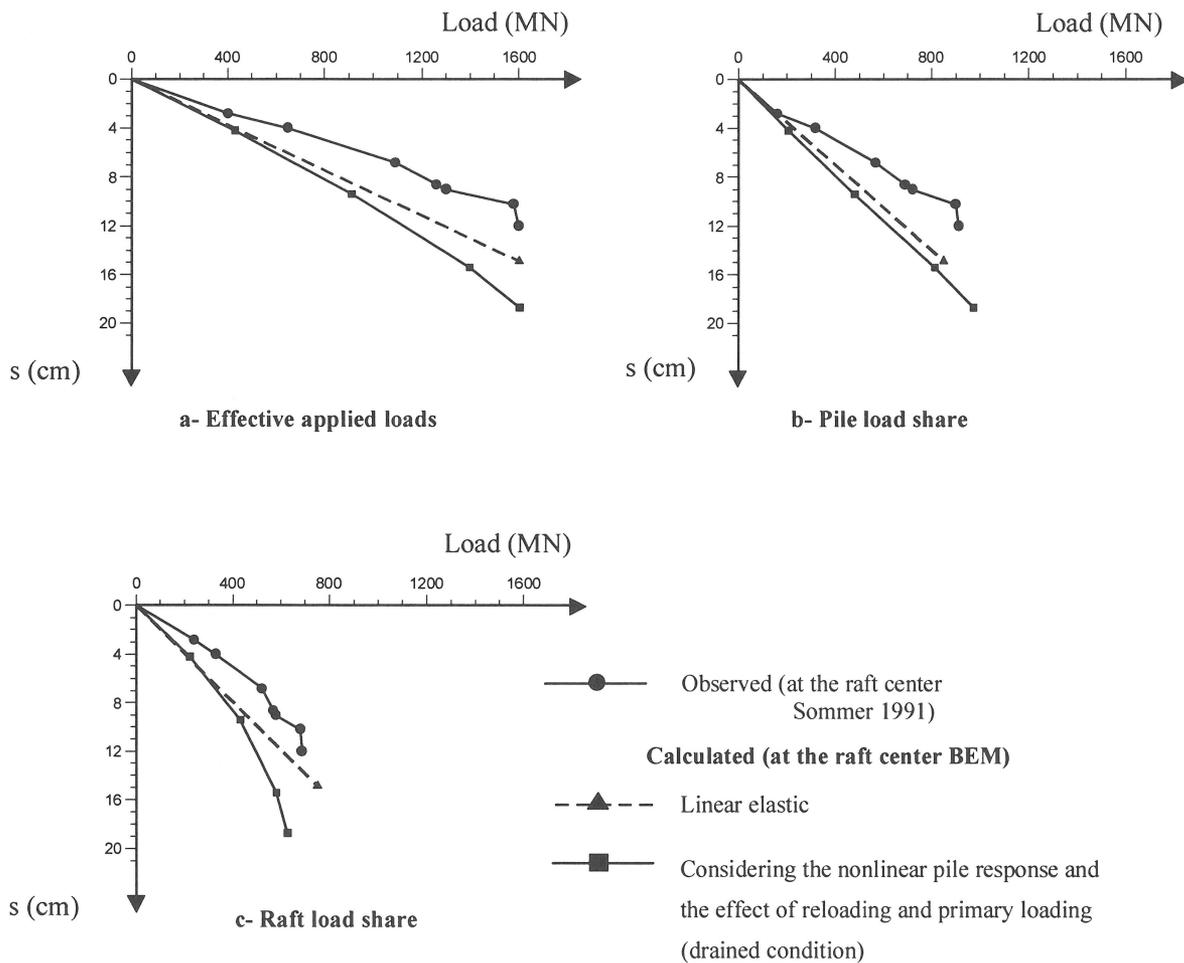


Abb. 4.12 Last-Setzungs-Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Abb. 4.13 zeigt das in die Anteile Mantelreibung und Spitzendruck zerlegte Last-Setzungs-Verhalten. Der durch Spitzendruck abgetragene Lastanteil beträgt rechnerisch rund 20 % und stimmt mit den gemessenen Werten überein (Sommer et al. 1990).

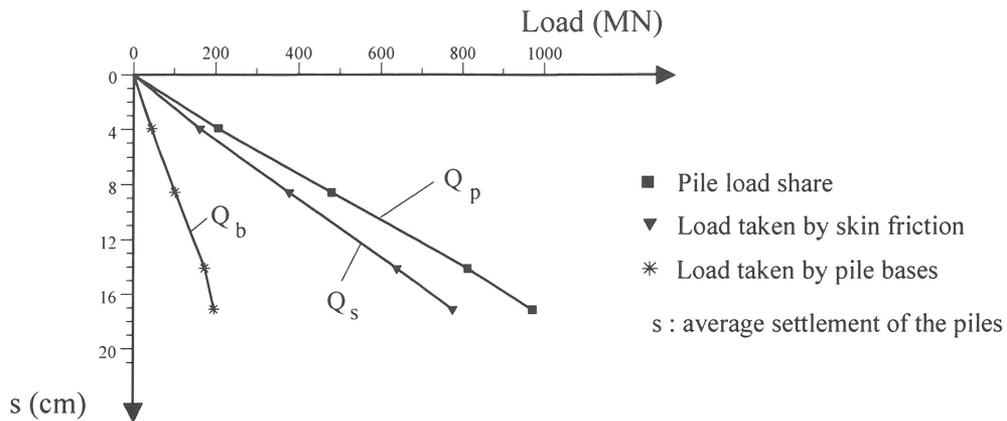


Abb. 4.13 Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle zerlegt in die Komponenten Mantelreibung und Spitzendruck

Abb. 4.14 zeigt das gemittelte Verhalten des inneren, mittleren und äußeren Pfahlringes. Diese Ergebnisse verdeutlichen die Abhängigkeit des Verhaltens der einzelnen Pfähle von deren Position in der Pfahlgruppe. Sie zeigen auch, daß die vom Planer so gewählte Verteilung der Position und Länge der Pfähle (Pfahllängenstaffelung von Innen nach Außen) die optimale Mobilisierung des Pfahlwiderstandes ermöglicht und Lastkonzentrationen an den Rändern und Ecken (wie z.B. Torhaus, Sommer 1986) vermeidet.

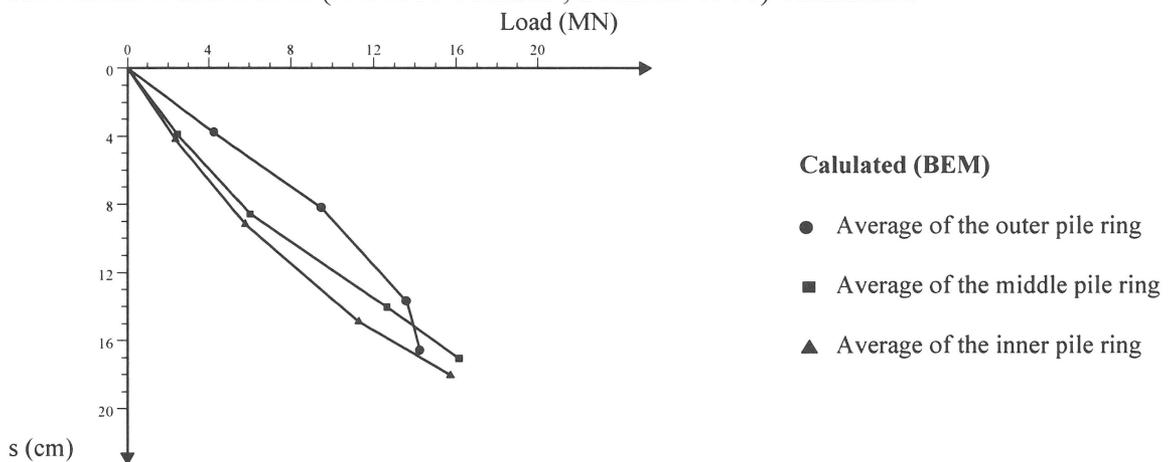


Abb. 4.14 Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

• **Effekt der Gruppenwirkung und der Pfahlgruppe-Platte-Wechselwirkung**

Das gemittelte Verhalten der Pfähle einer entsprechenden freistehenden Gruppe von gleichbelasteten Pfählen, der Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden Einzelpfähle werden in Abb. 4.15 miteinander verglichen. Zum Vergleich liegen auch die gemessenen und die nach DIN 4014 erzeugten Last-Setzungslinien bei. Die für die Ermittlung der Last-Setzungslinien nach DIN 4014 zugrundeliegende undräßnierte Scherfestigkeit des Frankfurter Tons entspricht der in Abb. 4.1 aufgeföhrt.

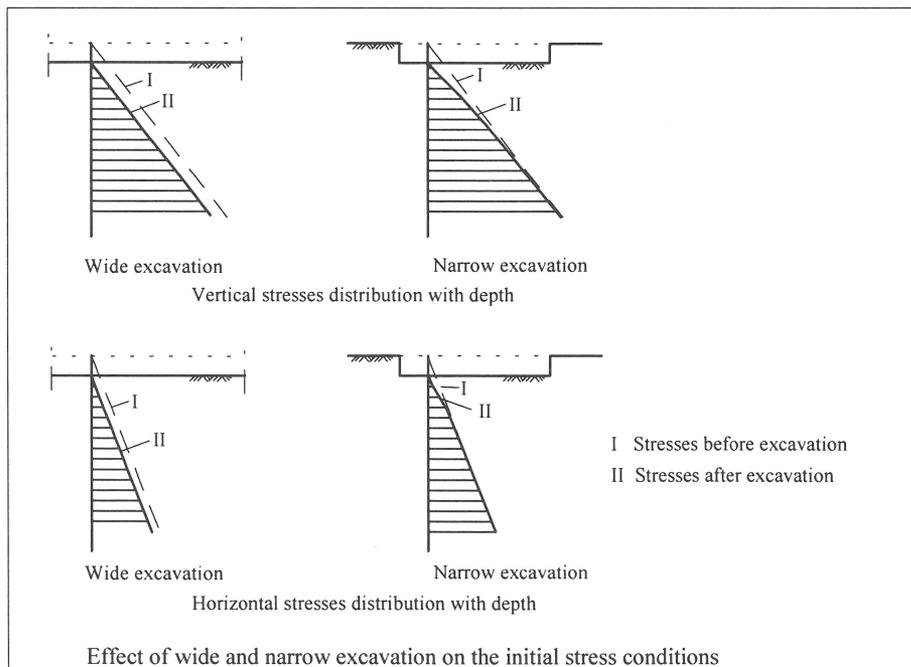
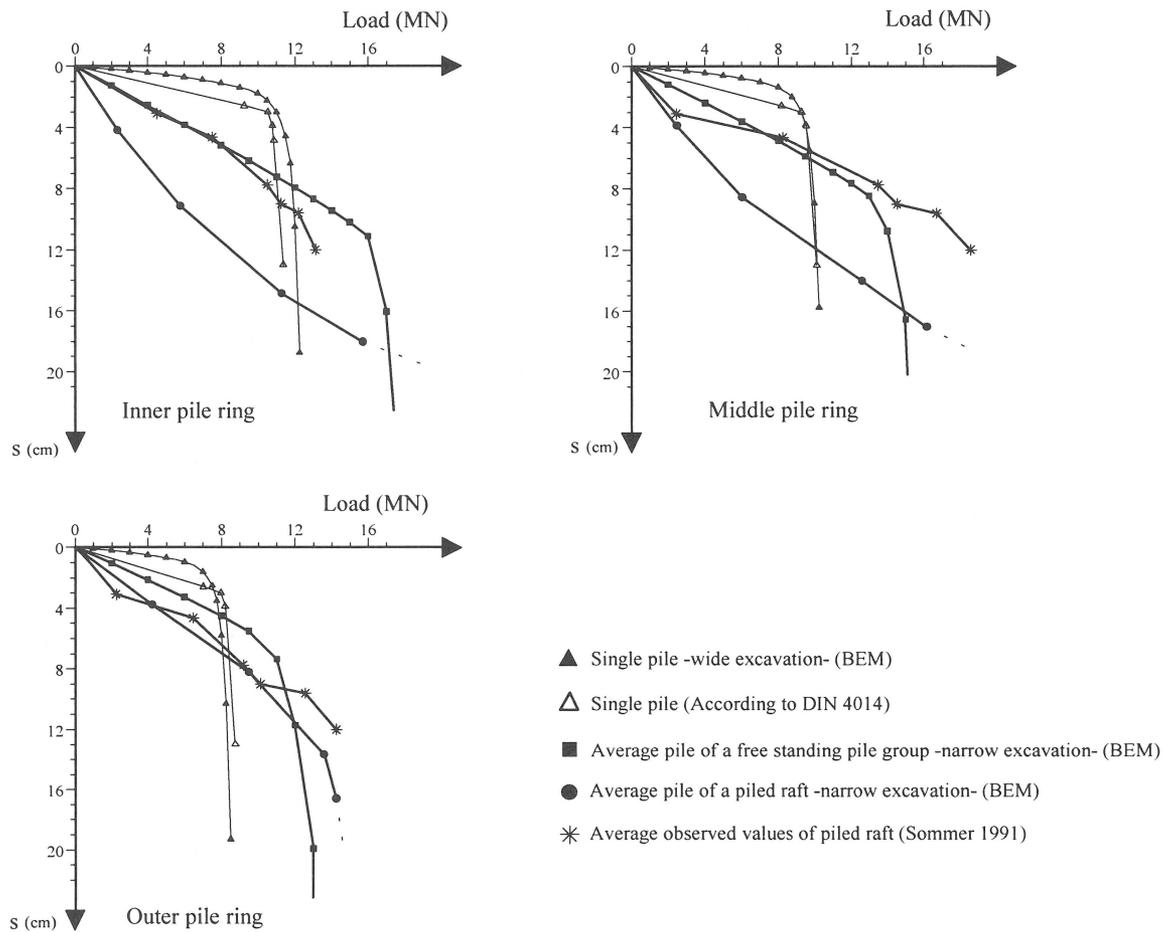


Abb. 4.15.a Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls verglichen mit dem mittleren Verhalten der Pfähle einer freistehenden Pfahlgruppe und einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die wirksamen Spannungen werden im Fall des Einzelpfahls so ermittelt, als ob die Baugrube flächenhaft ausgedehnt wäre. Zur Untersuchung der Wirkung der tatsächlichen wirksamen Spannungen auf die Traglast wird bei der Betrachtung der Pfahlgruppe die Annahme einer grabenförmigen Baugrube zugrunde gelegt. Auch zur Betrachtung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird eine grabenförmige Baugrube angenommen. Bei dieser Annahme werden die wirksamen Spannungen ab der Geländeoberkante unter Berücksichtigung der Spannungsänderungen durch den Aushub ermittelt (Abb. 4.15 a). Deshalb ist die in Abb. 4.15.a gezeigte Erhöhung der Traglast der einzelnen Pfähle auf die unterschiedlichen Spannungsbedingungen zurückzuführen. Diese Ergebnisse verdeutlichen die Wichtigkeit der Betrachtung der tatsächlichen Spannungen sowohl am Pfahlschaft als auch am Pfahlfuß bei der Ermittlung der Traglast. Die Schlußfolgerung hieraus ist, daß das Pfahltragverhalten im überkonsolidierten Ton besser verstanden werden kann, wenn die Betrachtung in wirksamen Spannungen erfolgt.

Die Gruppenwirkung bewirkt eine Verminderung der Pfahl-Boden-Federsteifigkeit ($\Delta Q / \Delta s$) der Pfähle in der Pfahlgruppe im Vergleich zum Einzelpfahl. Die Bodenplatte-Pfahlgruppe-Wechselwirkung führt zu einem noch ausgeprägteren Abfallen dieses Wertes, allerdings auch zu einer deutlichen Erhöhung der Tragfähigkeit. Diese Effekte hängen von der Laststufe (Ausnutzungsgrad), von den Abmessungen der Gründung und von der Position der einzelnen Pfähle in der Gruppe ab. Die Anfangs-Pfahl-Boden-Federsteifigkeit des Einzelpfahls nach DIN 4014 (das durch statistische Untersuchungen ermittelt ist und auf der sicheren Seite liegt) ist kleiner als der durch die vorliegende Berechnung ermittelte Wert, es besteht allerdings eine gute Übereinstimmung zwischen der Tragfähigkeit von beiden Methoden.

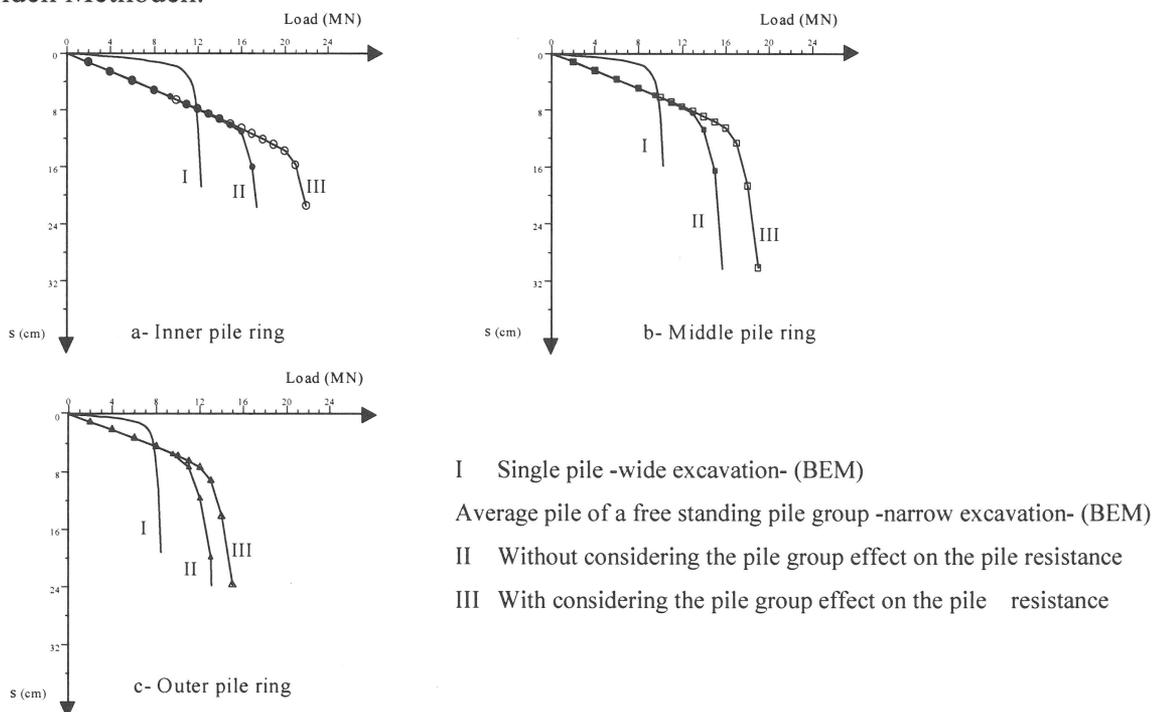


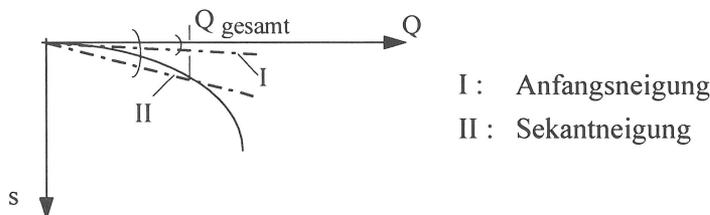
Abb. 4.15.b Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle einer freistehenden Pfahlgruppe

Zur Verdeutlichung der Gruppenwirkung auf die Traglast, ist das Last-Setzungs-Verhalten einer freistehenden Pfahlgruppe mit und ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung, in Abb. 4.15.b dargestellt. Die Gruppenwirkung erhöht in diesem Fall (Messeturm) die Traglast der Pfähle um etwa 10 bis 20 %. Die Erhöhung der Traglast der Pfähle durch Gruppenwirkung wurde durch Laborversuche an Modellpfählen im Sand nachgewiesen (Böckmann 1988).

Aus den zwei vorangegangenen Abbildungen kann geschlossen werden, daß die Gruppenwirkung die Pfahl-Boden-Federsteifigkeit ($\Delta Q / \Delta s$) der Pfähle im Vergleich zum Einzelpfahl vermindert, dessen Traglast allerdings erhöht. Ähnliche Effekte sind bei Flachgründungen bekannt, wo Nachbarfundamente die Setzungen aber auch die Traglast erhöhen.

Das Anfangs-Gruppenwirkung \bar{R}_s , definiert als das Verhältnis der Anfangsneigung der Last-Setzungslinie der Pfahlgruppe zu der des Einzelpfahls, beträgt 5,0, 6,0 und 7,0 für den äußeren, mittleren und inneren Pfahlring. Tab. 4.6 zeigt den Mittelwert der Pfahl-Boden-Federsteifigkeit der verschiedenen Pfahlringe der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

	Anfangsneigung	Sekantneigung bei Gesamtlast
Äußerer Pfahlring	112,4	86,0
Mittlerer Pfahlring	63,6	94,8
Innerer Pfahlring	56,4	87,2

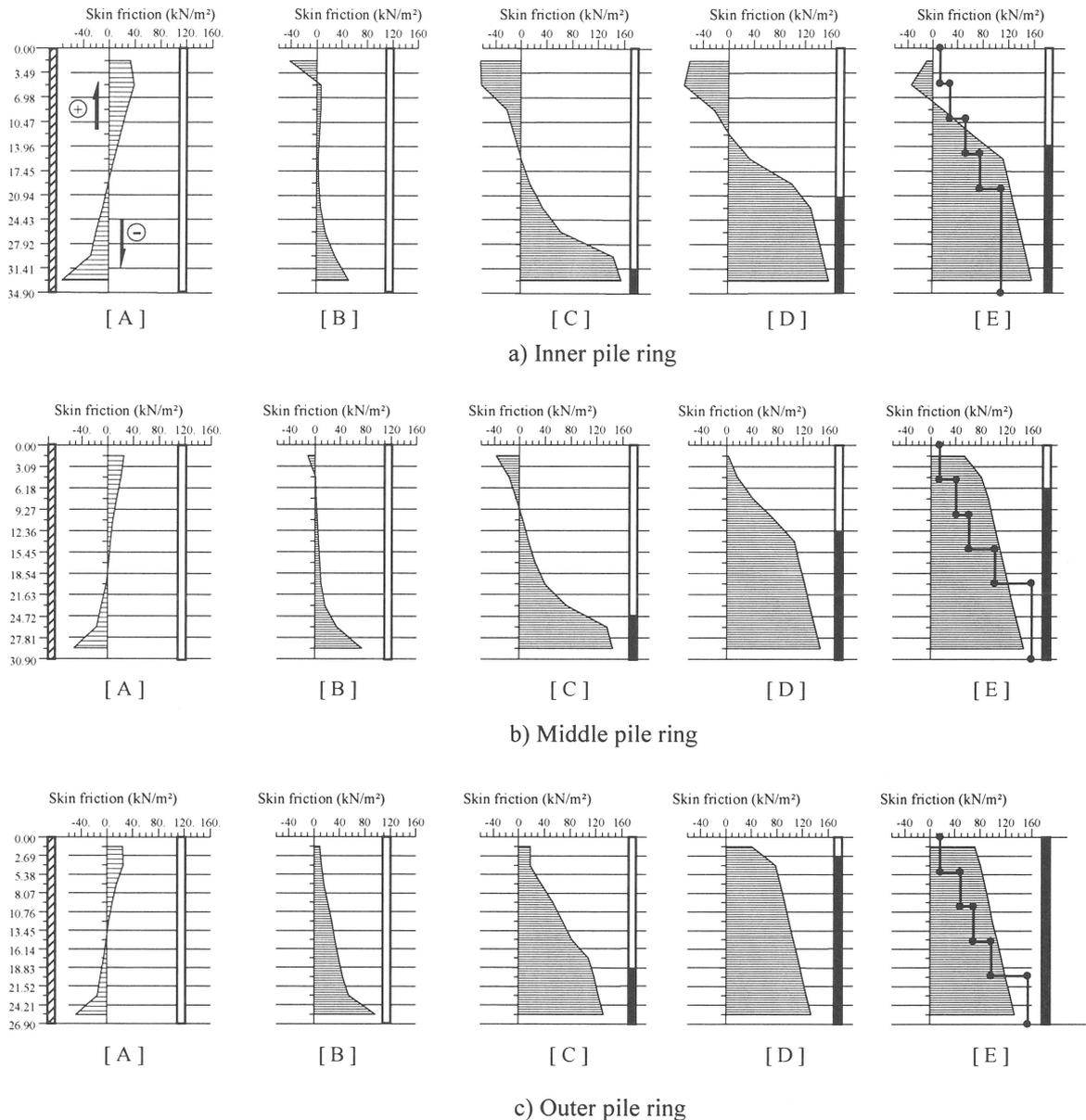


Tab. 4.6 Mittelwerte der Pfahl-Boden-Federsteifigkeit (MN/m) der einzelnen Pfahlringe

Der Lastanteil der inneren und mittleren Pfahlringe steigt mit dem Lastniveau an, deshalb nehmen ihre Pfahl-Boden-Federsteifigkeiten mit den Lasten zu. Da die äußeren Pfähle eine kleinere Traglast als die inneren und mittleren Pfähle haben, nimmt ihre Federsteifigkeit mit der Last ab. Diese Ergebnisse verdeutlichen die Wichtigkeit der Betrachtung des nichtlinearen Verhaltens der Pfähle bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

Abb. 4.16 zeigt die Verteilung der Mantelreibung für den inneren, mittleren und äußeren Pfahlring. Zum Vergleich liegt auch die beobachtete Mantelreibung für den Fall der Totlast bei. Die Kräfte entlang der Pfähle wurden während der Aushubphase nicht gemessen.

sen (dies bedeutet, daß die Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen in den beobachteten Meßwerten nicht enthalten sind).



- [A] Due to pit excavation
 - [B] Due to pit excavation + Load increment I
 - [C] Due to pit excavation + Load increments I+II
 - [D] Due to pit excavation + Load increments I+II+III
 - [E] Due to pit excavation + Load increments I+II+III+IV
- I : Raft own weight
 II : Superstructural load / 3
 III : Superstructural load / 3
 IV : Superstructural load / 3 - Uplift

Legend

- Observed (Sommer 1991)
- Calculated (presented work BEM)
- █ Slip domain

Abb. 4.16 Verteilung der Mantelreibung und Entwicklung des Schlupfes entlang der einzelnen Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Spannungen infolge der Aushubphase und der Bodenpressung sind bei der Ermittlung der Grenz-Mantelreibung berücksichtigt. Die Mantelreibung wird vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin mobilisiert. Die Mantelreibung in der Nähe der Pfahlköpfe ist bei kleiner Laststufe, bedingt durch die Gruppenwirkung und die Bodenpressung, relativ gering oder negativ (nach unten gerichtet). In der Nähe der Geländeoberkante müssen sich der Bodenkörper und die Pfähle durch die Platte bedingt gleich setzen. Deshalb ist die Tendenz der erhöhten Lastabtragung in der Nähe des Pfahlfußes durch die Möglichkeit kleiner Pfahl-Boden-Relativverschiebungen in der Nähe des Pfahlkopfes gegeben. Dieses Verhalten kann bei der Betrachtung der Entwicklung des Schlupfes zwischen Pfahl und Boden (schwarze Balken) in Abb. 4.16 erkannt werden. Der Schlupf entwickelt sich zuerst am Pfahlfuß und schreitet mit steigenden Lasten zum Pfahlkopf hin. Der Grad der mobilisierten Mantelreibung hängt von der Position des Pfahls ab.

• **Vergleich mit reiner Flachgründung**

Die Pfähle des Messeturms wurden auf Lasten bemessen, die nahe an ihrer Bruchlast liegen. Um die Effekte solcher Pfähle näher zu untersuchen wird im Nachfolgenden eine entsprechende reine Plattengründung (ohne Pfähle) mit den gleichen Bodenparametern unter Langzeitbedingungen (dräniertes Zustand) betrachtet. Die Wirkung verschiedener Bodensteifigkeiten für Erst- und Wiederbelastung wird bei dieser Betrachtung erfaßt.

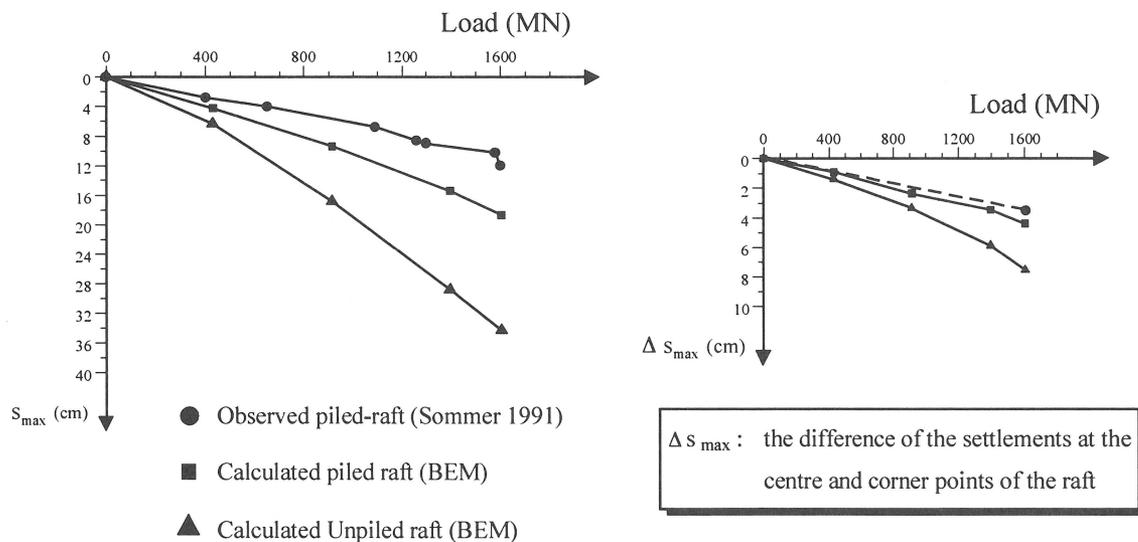


Abb. 4.17 Last-Setzungslinie einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur entsprechenden reinen Flachgründung

Abb. 4.17 zeigt die maximale Setzung s_{\max} und den maximalen Setzungsunterschied Δs_{\max} der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich mit der entsprechenden reinen Flachgründung. Die gemessenen Werte liegen auch bei. Die Pfähle bewirken eine Verminderung der maximalen Setzungen um rund 55 % und des maximalen Setzungsunterschieds

um rund 60 %. Diese Ergebnisse zeigen die Wirkung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als setzungsreduzierende Maßnahme (settlement reducer), sowohl hinsichtlich der maximalen Setzungen als auch des maximalen Setzungsunterschieds. Die Setzungen werden so auf ein erträgliches Maß herabgesetzt. Die gute Übereinstimmung zwischen dem errechneten und dem gemessenen maximalen Setzungsunterschied bestätigt die Brauchbarkeit der getroffenen Näherung zur Erfassung der Steifigkeit des Bauwerks in der Steifigkeit der Gründungsplatte. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, denn die errechneten Werte liegen leicht oberhalb der gemessenen.

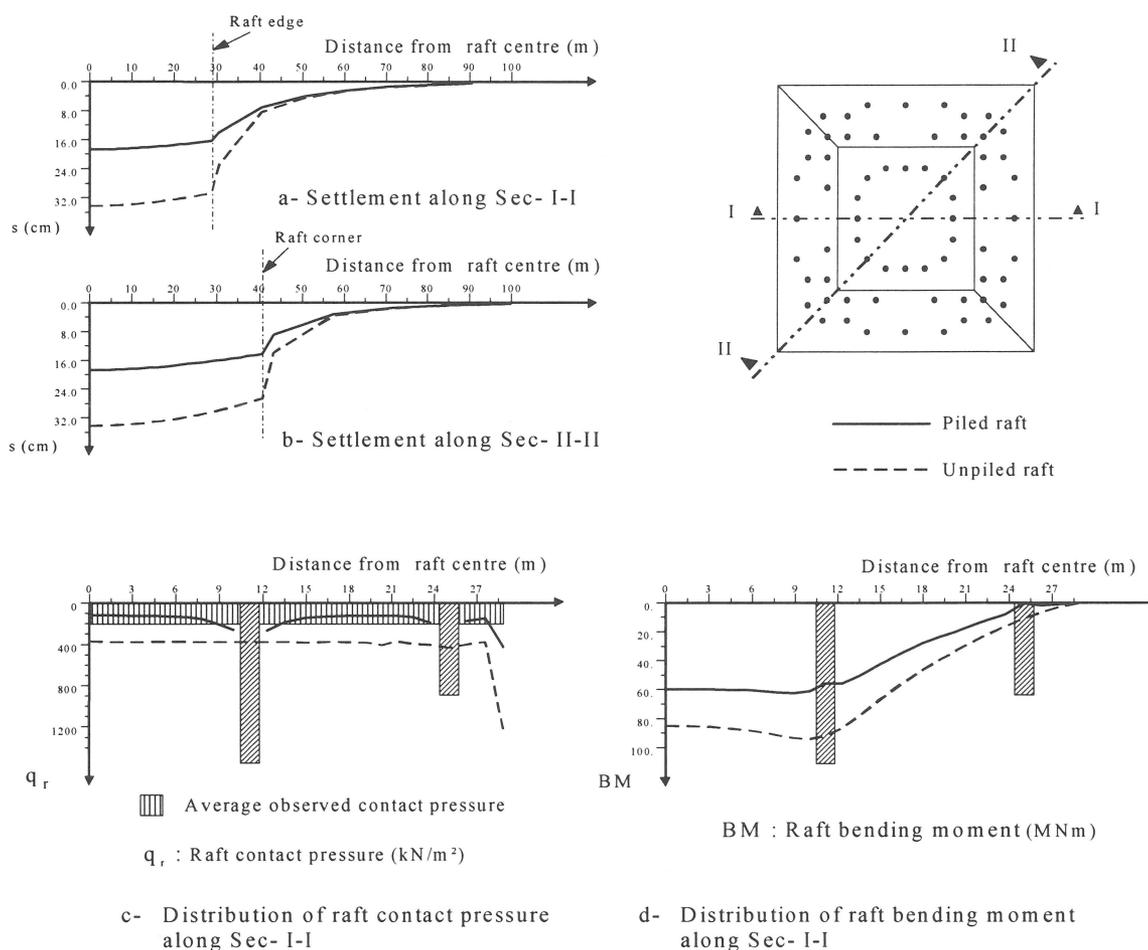


Abb. 4.18 Verteilung der Setzungen, der Sohlspannungen und der Biegemomente einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung

Abb. 4.18 a und b zeigen die Verteilung der Setzungen unterhalb und seitlich der Kombinierten Pfahl-Plattengründung entlang zweier Schnitte der Platte. Es kann daraus geschlossen werden, daß die Kombinierte Pfahl-Plattengründung die Setzungen innerhalb und bis in einer Entfernung von rund 25,0 m von der Ecke (was etwa der halben Gründungslänge entspricht) um ein erhebliches Maß reduziert. In größeren Entfernungen entsprechen sich

die Setzungsmulden der beiden Gründungen. Diese Ergebnisse zeigen die Verminderung der Setzungen der Nachbarbebauung und damit die Reduzierung des Schadensrisikos.

Die Verteilung der Sohlspannungen und der Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der reinen Flachgründung sind in Abb. 4.18 c und d dargestellt. Die mittleren gemessenen Sohlspannungen liegen zum Vergleich bei. Es sei auf die gute Übereinstimmung mit den berechneten Werten hingewiesen. Die Sohlspannungen verlaufen nahezu konstant, von den Ecken der Gründungsplatte abgesehen, wo es zu Spannungskonzentrationen kommt. Die nahezu konstante Verteilung der Sohlspannungen ist eine Folge der Steifigkeit der Bodenplatte (welche nicht unendlich starr ist), der veränderlichen Steifigkeit der Platte (weicher an den Rändern und Ecken) und der Lastkonfiguration (Abb. 4.5). Die maximalen Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung liegen bei ca. 65 % der Werte für die reine Flachgründung. Daraus kann der Schluß gezogen werden, daß eine sinnvolle Wahl der Zahl, Abmessungen und Anordnung der Pfähle zu einer deutlichen Verminderung der inneren Schnittgrößen und Verformungen führt, und somit eine wirtschaftlichere Bauweise ermöglicht.

Die Linien gleicher Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und die der reinen Flachgründung sind in Abb. 4.19 gegenübergestellt. Dieser Vergleich zeigt die Wirkung der Pfähle in der Reduktion der maximalen Setzungen und des Setzungsunterschieds.

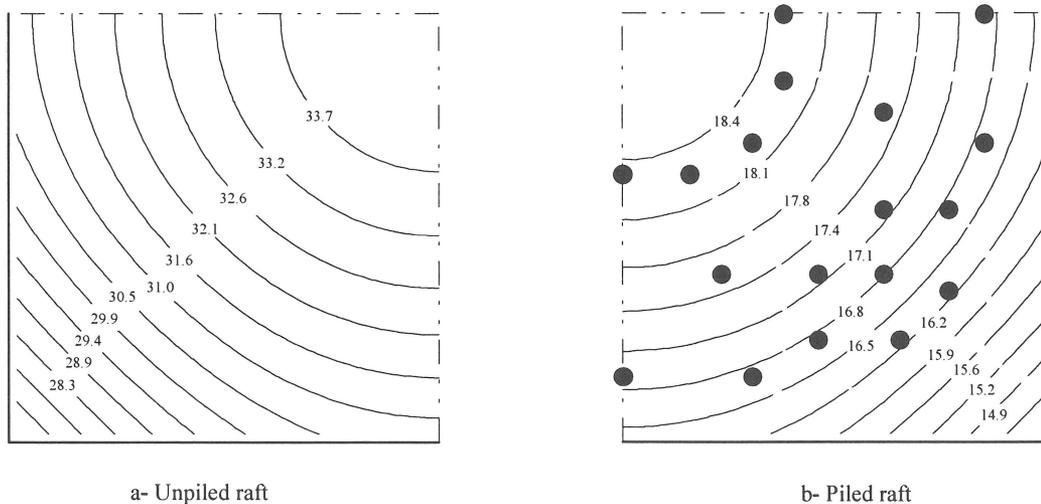


Abb. 4.19 Linien gleicher Setzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung

Die Verteilung der Setzungen unterhalb und seitlich des Gründungskörpers für die Fälle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der reinen Flachgründung sind in Abb. 4.20 gegenübergestellt. Es kann leicht erkannt werden, daß die größten Setzungen der reinen Flachgründung in den oberen 20,0 m (entsprechend rund einem Drittel der Breite der Gründungsplatte) stattfinden. Unterhalb dieser Tiefe verursacht die reine Flachgründung

Verformungen, die geringfügig über denen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung liegen. In noch größeren Tiefen verursacht die Kombinierte Pfahl-Plattengründung höhere Verformungen (z.B. in der Tiefe 68,8 m).

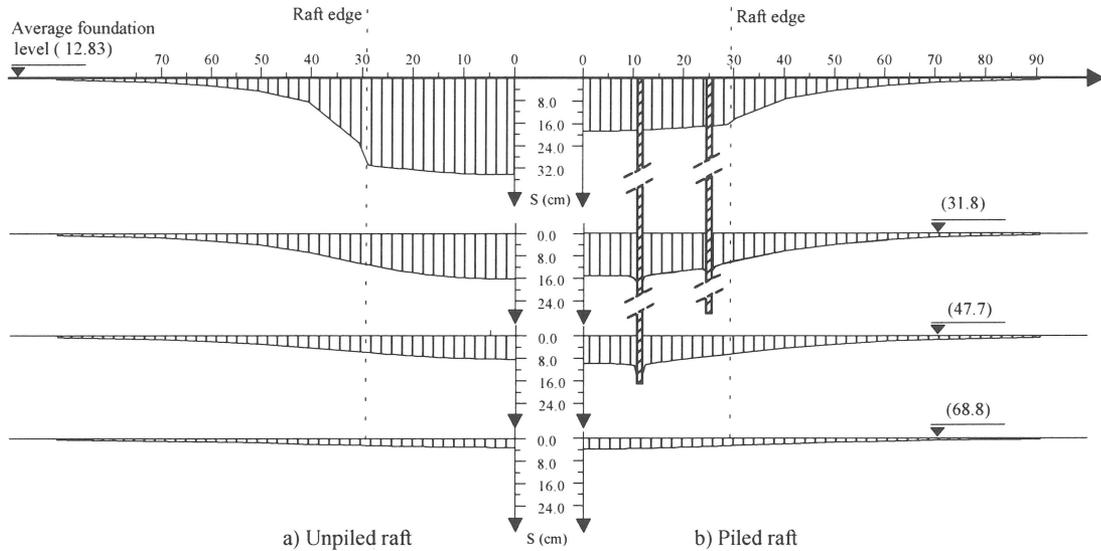
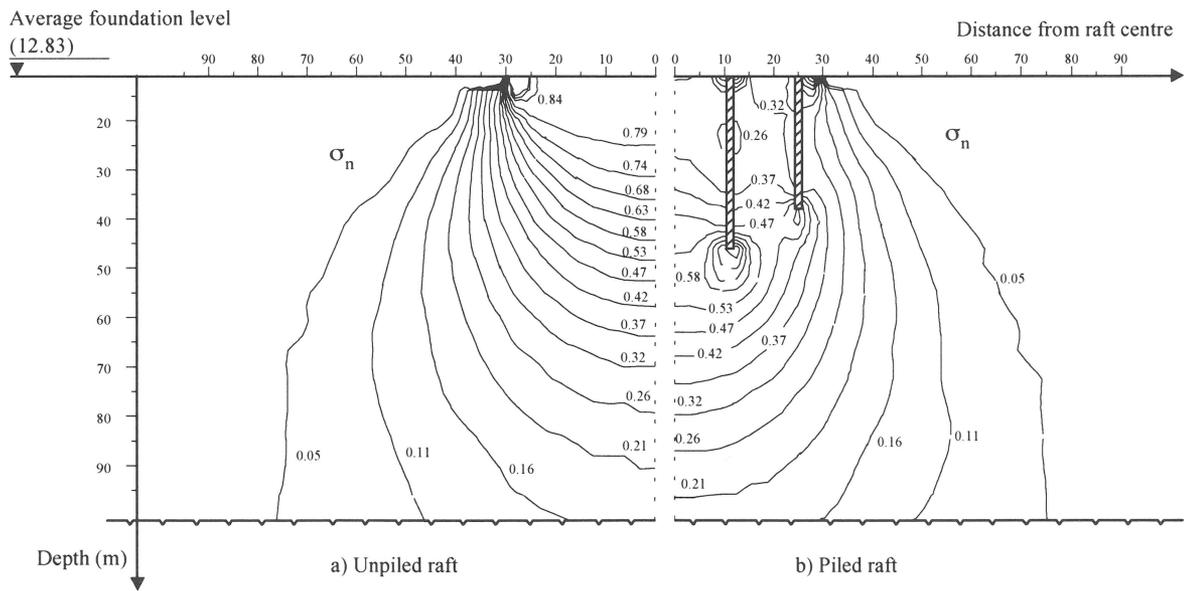


Abb. 4.20 Verteilung der Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der reinen Flachgründung in unterschiedlichen Tiefen

Um dieses Phänomen zu erläutern, sind die Linien gleicher bezogener Normalspannungen in Abb. 4.21 dargestellt.



$$\sigma_n = \sigma_v / q_0$$

σ_n : normalized vertical stresses

σ_v : vertical stresses

q_0 : average applied stresses at foundation depth (= 464 kN/m²)

Abb. 4.21 Linien gleicher bezogener Vertikalspannungen unterhalb und seitlich der Gründungsplatte (Schnitte I-I der Abb. 4.18)

Diese Linien zeigen im Fall der reinen Flachgründung eine sehr hohe Konzentration der Normalspannungen gerade unterhalb der Gründungsplatte bis in die Tiefe 30,0 m (entsprechend rund der halben Breite der Gründungsplatte). Im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung dagegen zeigen sich im selben Bereich deutlich geringere Vertikalspannungen. Die Steifigkeit des Bodens bei Erstbelastung ist in diesem Bereich relativ gering, was sich in stark erhöhten Verformungen der reinen Flachgründung widerspiegelt. Deshalb ist die Wirkung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung die Weiterleitung der Lasten in größere Tiefen des Bodens. Diese Umverteilung der Spannungen zeigt sich in verminderten Setzungen und Verkantungen, speziell wenn die Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe zunimmt, wie dies in Frankfurt der Fall ist.

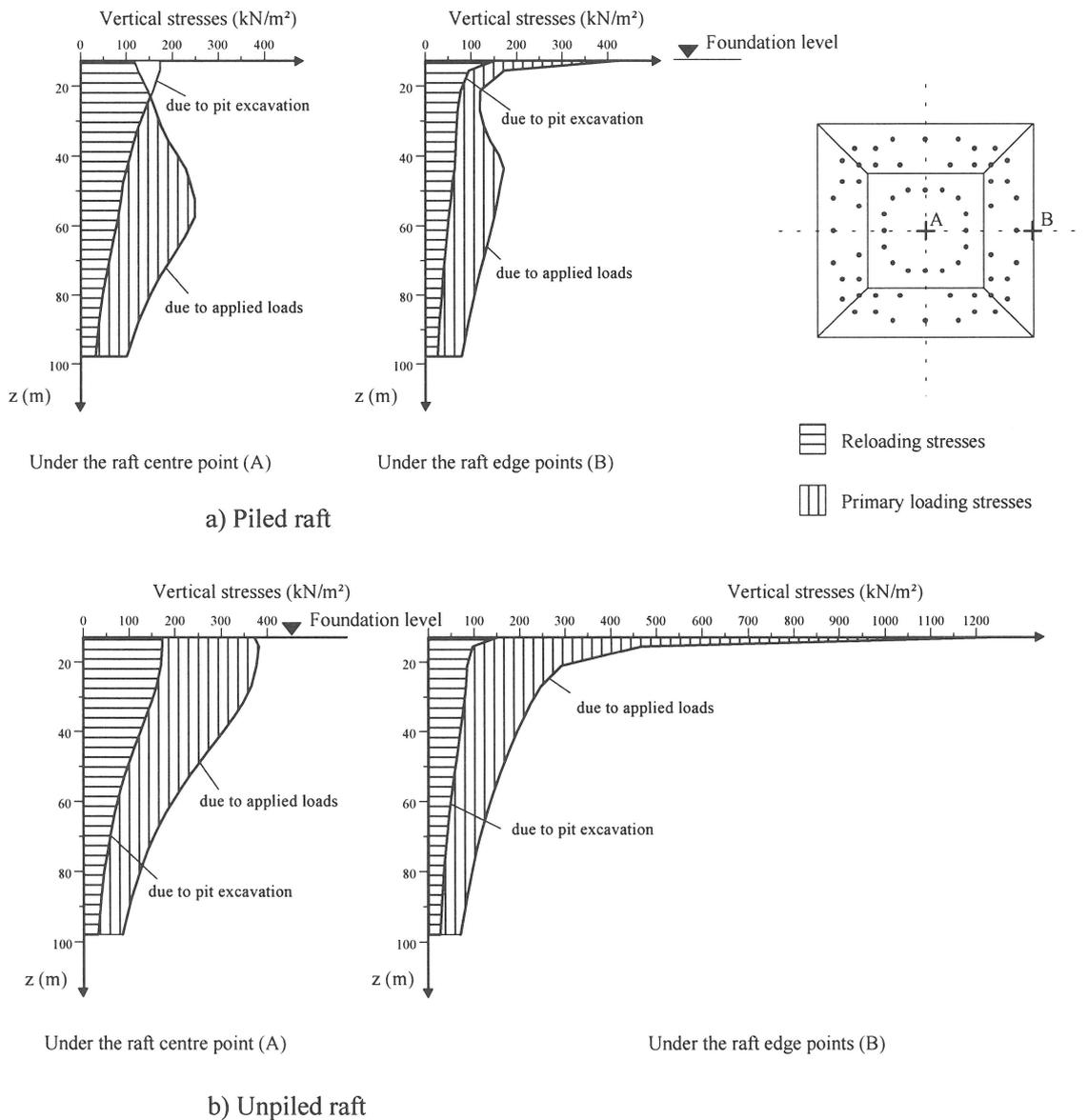


Abb. 4.22 Verteilung der vertikalen Spannungen unterhalb und an den Ecken der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und die reine Flachgründung

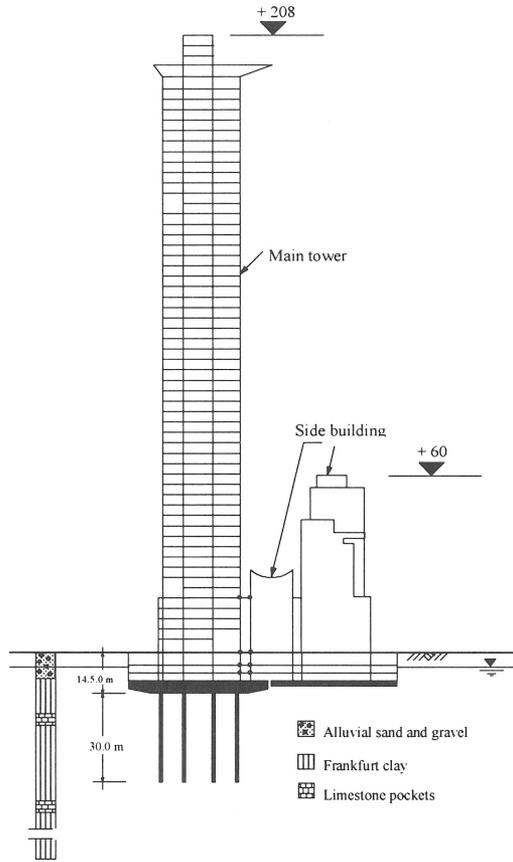
Abb. 4.22 verdeutlicht die Verteilung der Vertikalspannungen mit der Tiefe für Totallast unterhalb der Mitte und an den Ecken der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und die reine Flachgründung. Die Spannungen, die aus dem Aushub resultieren, sind zur Unterscheidung der Bereiche Erst- und Wiederbelastung beigefügt.

Es kann deutlich erkannt werden, daß die vertikalen Spannungen im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung ihre maximalen Werte -im mittleren Gründungsbereich- ungefähr in der Pfahlfußebene haben. Die Vertikalspannungen genau unterhalb der Gründungsplatte liegen unter denen des Aushubs. Aus diesem Grund verhält sich der Boden im mittleren Bereich steifer als an den Rändern und Ecken. Diese Erhöhung der Bodensteifigkeit bewirkt eine Umverteilung der Sohlspannungen und wirkt dem Boussinesq-Effekt entgegen (siehe Abb. 4.18).

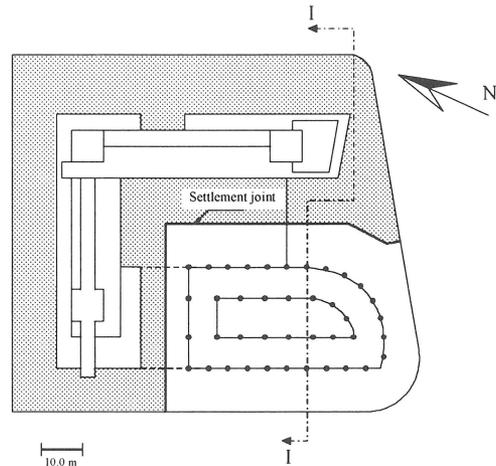
Die reine Plattengründung (ohne Pfähle) hat eine ausreichende Sicherheit gegenüber dem Bruchzustand. Der wesentliche Vorteil, der durch die Kombinierte Pfahl-Plattengründung im Fall des Messturms erzielt wurde, war nicht die Erhöhung der Sicherheit gegen Grundbruch (Bruchzustand, ultimate limit state), sondern die Reduktion der maximalen Setzungen und Verkantungen (Gebrauchstauglichkeit, serviceability limit state).

4.7 Nachrechnung Hochhaus Westendstr. 1

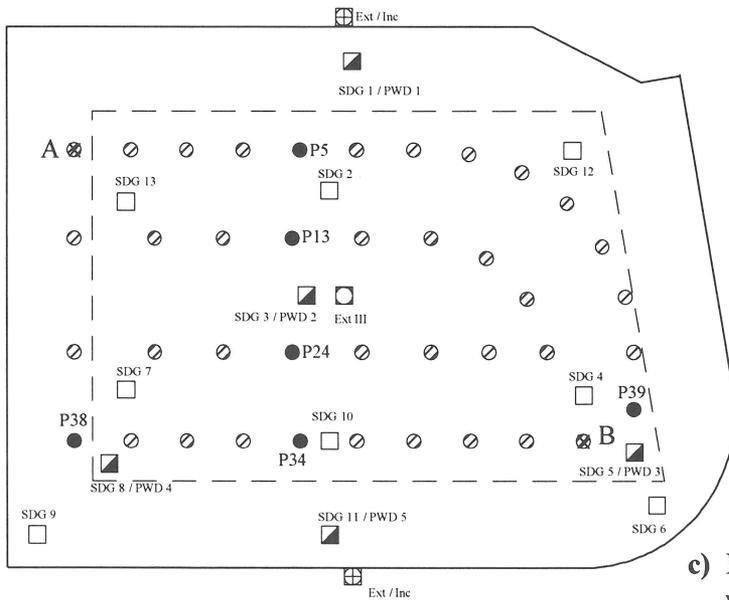
• Allgemeines



a) Cross section

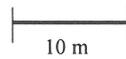


b) Plan



Legend:

- Pile (L = 30.0 m D = 1.3 m)
- 6 Instrumented piles
- 8 Raft pressure cells
- 5 Raft pressure cells + Water pressure cells
- ⊗ Extensiometer / Inclinometer



c) Foundation plan of the main tower with position of instruments

Abb. 4.23 Ansicht des Hochhauses Westendstr. 1 mit Anordnung der Meßstellen

Das 208 m hohe Hochhaus Westendstr. 1 (Abb. 4.23) ist ein 51 geschoßiges Bürogebäude. Es ist 100,0 m lang und 90,0 m breit. Der Hauptturm und der Nebenbau sind auf zwei durch eine Setzungsfuge getrennten Gründungsplatten gegründet. Die Gründungsfläche des Hauptturms beträgt $47 \times 62 \text{ m}^2$, die Dicke beträgt 4,5 m in der Mitte und nimmt bis auf 3,0 m am Rand ab. Die Gründungsplatte liegt 14,5 m unter Geländeoberkante. Die Lastexzentrizität und die relativ hohe Schlankheit (von rund 4,7) des Gebäudes haben zur Entscheidung geführt, die zu erwartenden Setzungen und Verkantungen durch eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung zu begrenzen (Wittman/Ripper 1990). Die Anordnung der Pfähle ist in Abb. 4.23.c dargestellt, dort ist auch die Anordnung der Meßinstrumente zu sehen.

Die gesamte Vertikallast beträgt 1.650 MN, der Auftrieb beträgt 252 MN. Die Horizontallast beträgt nur 22 MN ($\approx 1,6 \%$ der Gesamtlast). Der Nebenbau wurde auf einer Fundamentplatte mit einer Dicke von 2,0 m flach gegründet (Abb. 4.23a und b), die Vertikallast und der Auftrieb betragen 950 MN und 382 MN. Angaben zum Frankfurter Baugrund sind Abschn. 4.1 und Tab. 4.4 zu entnehmen.

• **Die Einflußtiefe h**

Die Einflußtiefe h wird - wie im Fall des Messeturms - bei Setzungsberechnungen nach DIN 4019 durch die 20 %-Regel ermittelt. Es wurde in einer Tiefe von 56 m unter Geländeoberkante noch Verformungen von rund 15 % der Verformungen der Gründungsplatte gemessen. In der vorliegenden Arbeit wird eine Einflußtiefe von 70 m gewählt, dies entspricht rund 1,5 mal der Schmalbreite der Gründungsplatte und 2,3 mal der Pfahllänge.

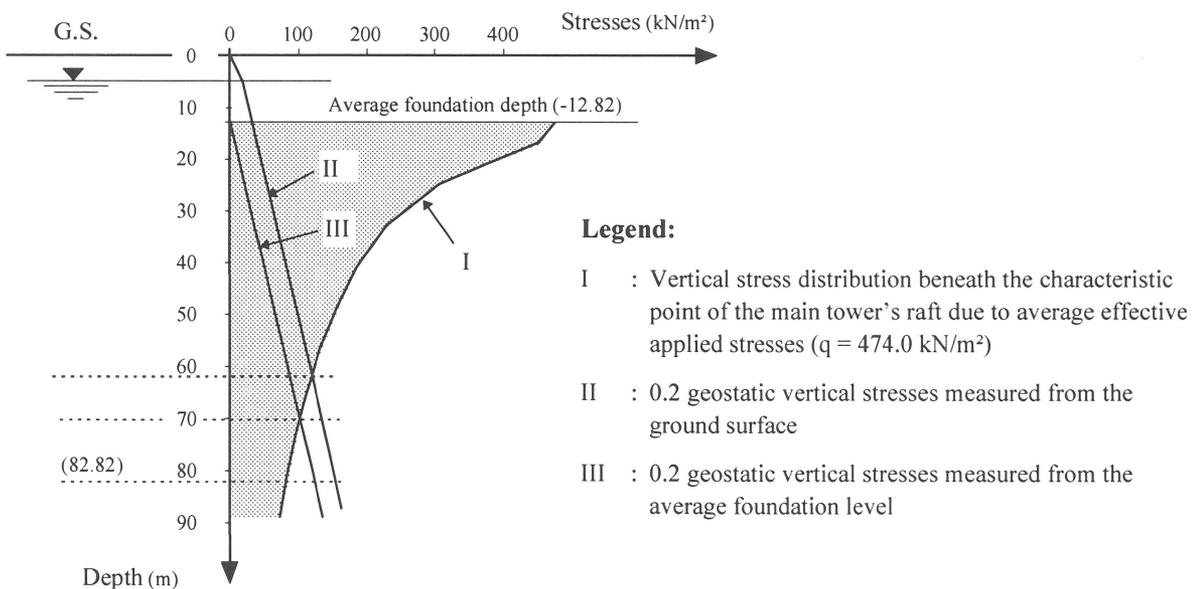
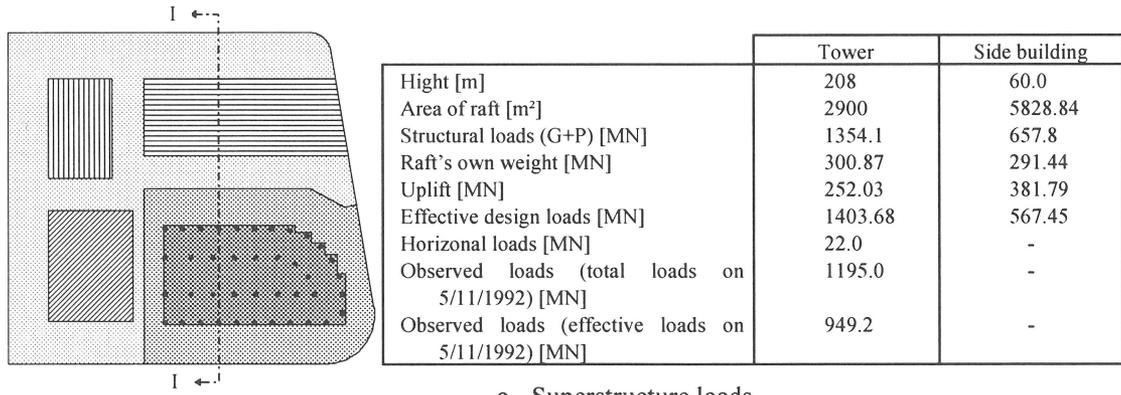


Abb. 4.24 Einflußtiefe

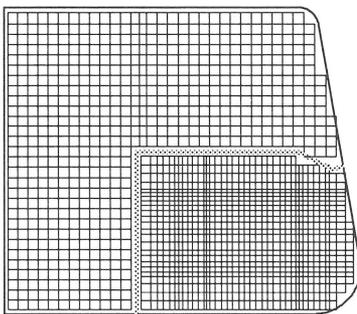
• **Modellierung der Gründung**

Abb. 4.25 zeigt die Struktur der in der vorliegenden Arbeit verwendeten BEM- und FEM-Netze.

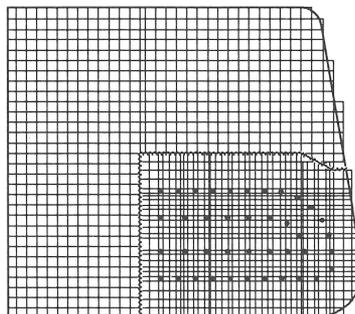


a - Superstructure loads

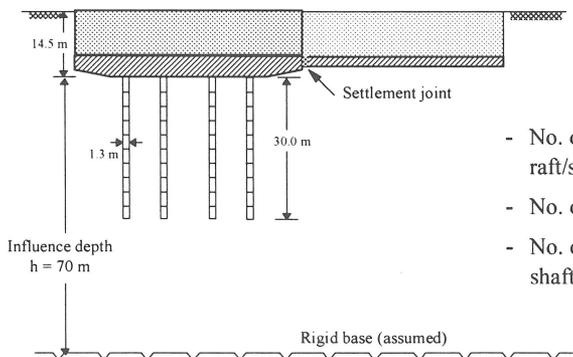
- 987.06 kN/m²
- 58.10 kN/m²
- 198.85 kN/m²
- 275.18 kN/m²
- 181.81 kN/m²
- 47.00 kN/m²



b - Boundary element mesh



c - Finite element mesh



Cross section I-I

- No. of boundary elements to simulate the raft/soil interface = 1605
- No. of finite elements to model the raft = 1479
- No. of boundary element segments of each pile shaft = 10

Abb. 4.25 Modellierung der Gründung des Hochhauses Westendstr. 1

4.7.1 Hebungen und Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen

Der Aushub wurde zuerst bis in eine Tiefe von ca. 7,0 m unter Geländeoberkante, auf Höhe des Grundwasserspiegels, vorgenommen. Von dort aus wurden die Pfähle hergestellt und dann mit dem Aushub bis zur endgültigen Tiefe fortgeföhren. Dieser Baufortschritt bewirkt Zugspannungen in den Pfählen. Der Aushub wurde relativ schnell durchgeföhrt, so daß die Kurzzeitparameter (undröhniert) das Spannungs-Verformungs-Verhalten zutreffend erfassen. Die verwendeten Bodenparameter sind:

Elastizitätsmodul des Bodens $E_u = 90,0 \text{ MN/m}^2$ mit der Poisson-Zahl $\nu_u = 0,5$

Undröhnierte Scherfestigkeit (siehe Abb. 4.1)

Pfahl-Boden-Adhäsionsfaktor $\alpha = 0,4$.

Abb. 4.26 zeigt die Verläufe der Mantelreibung, der Axiallasten und der Betondehnungen entlang des Pfahlschaftes für einen Mittel-, Rand- und Eckpfahl. Es werden auch die gemessenen und gerechneten Dehnungen verglichen.

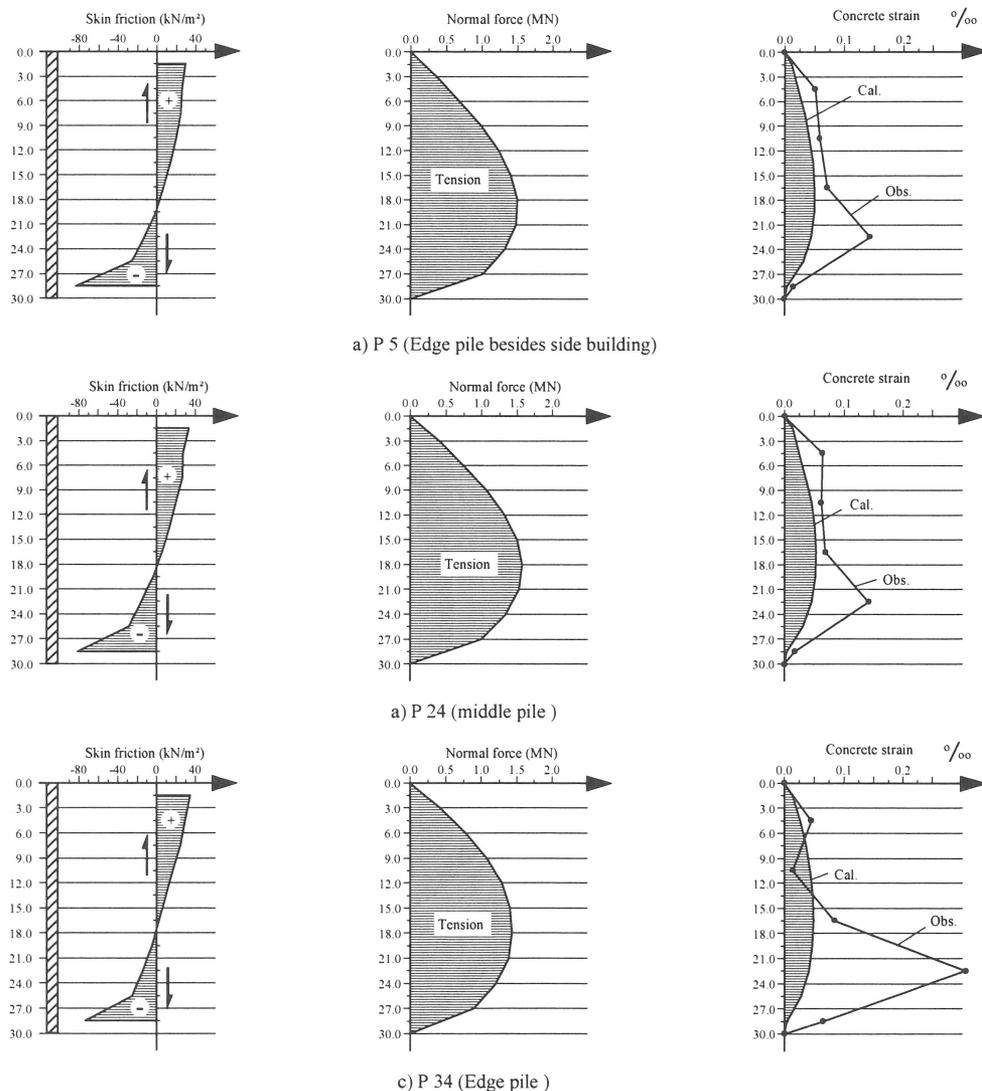


Abb.4.26 Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannung

Die errechneten Betondehnungen liegen in der Größenordnung von über 0,05 ‰. Es wird angenommen, daß die beobachteten höheren Werte auf Risse im Beton zurückzuführen sind, solche Rißbildungen werden im Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt. Die berechneten Normalkräfte liegen zwischen 1,3 und 1,8 MN bei maximalen Zugspannungen von rund 1,4 N/mm².

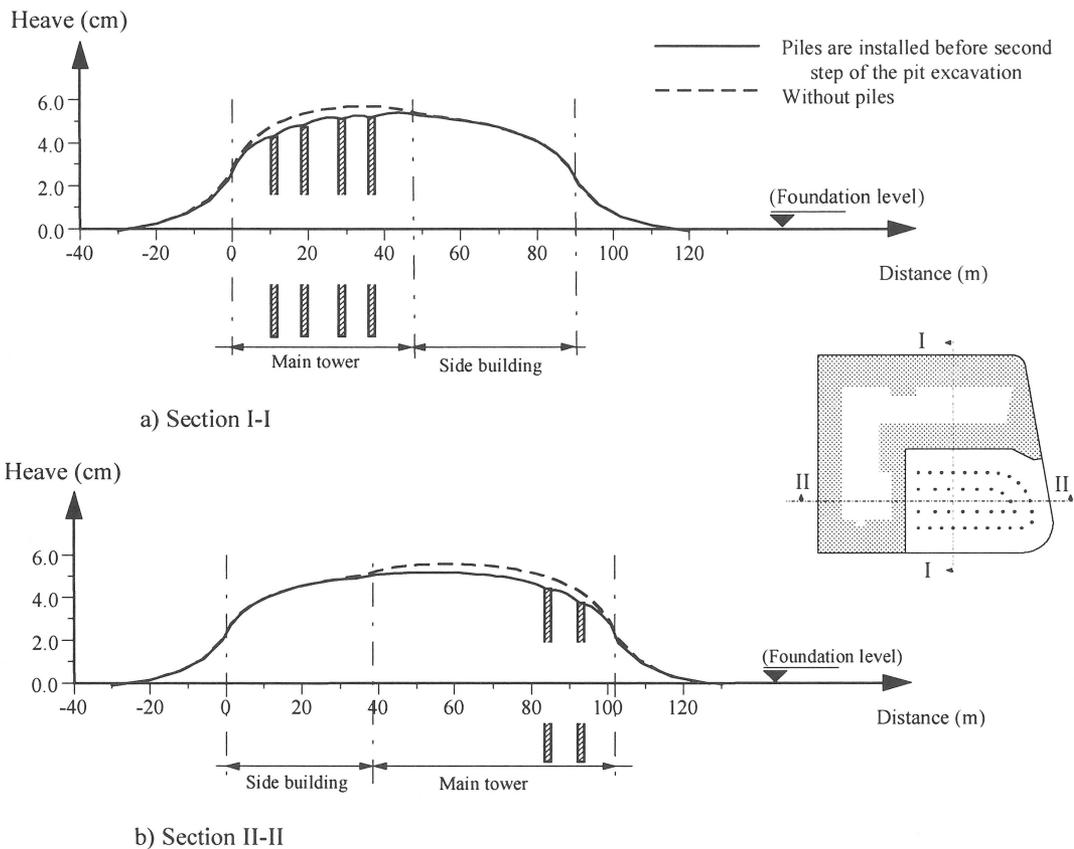


Abb. 4.27 Hebungen durch den Aushub

Abb. 4.27 zeigt die durch den Aushub verursachten Hebungen entlang zweier Schnitte durch die Baugrube im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der reinen Flachgründung (ohne Pfähle). Die Hebungen nach dem zweiten Aushubsabschnitt werden durch die Pfähle nur um rund 8 % reduziert. Außerhalb der Baugrube findet praktisch keine Reduktion statt.

4.7.2 Last-Setzungsverhalten

Das Last-Setzungsverhalten unter Gebrauchslast wird mit Hilfe des vorliegenden Berechnungsverfahrens ermittelt. Sowohl die Sofortsetzung (Kurzzeitverhalten) als auch die Endsetzung (Langzeitverhalten) werden unter Zugrundelegung der undränierten und dränierten Bodenkennwerten berechnet. Die Steifigkeit der Gründungsplatte ist in der Berechnung berücksichtigt. Die verwendeten Materialkennwerte sind bereits in Tab. 4.4 aufgelistet.

Zur Ermittlung der Effekte der verschiedenen Parameter auf das Verhalten der Gründung wurden folgende drei verschiedene Bodenmodelle nacheinander betrachtet:

- I- Annahme des linear-elastischen Verhaltens mit voller Kompatibilität zwischen Pfahl und Boden.
- II- Wie I, aber unter Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens.
- III- Wie II, aber unter Berücksichtigung von Erst- und Wiederbelastung.

4.7.2.1 Linear-elastisches Verhalten

Abb. 4.28 zeigt den Verlauf des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe für die Erst- und Wiederbelastung. Der Elastizitätsmodul des Bodens für Erstbelastung (1) ist kleiner als der für Wiederbelastung (2) bis zu einer Tiefe von 48,0 m. Entsprechend wird der Wiederbelastungsmodul bis in die Tiefe von 48,0 m zu 62,4 MN/m², darüber hinaus (gleich dem Erstbelastungsmodul) linear mit der Tiefe zunehmend gesetzt (siehe Tab. 4.6).

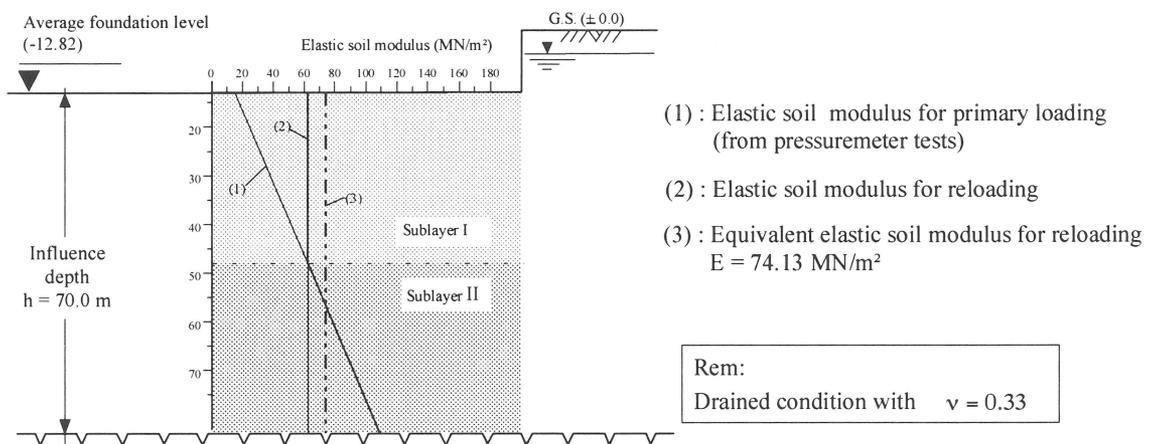


Abb. 4.28 Variation des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe

An dieser Stelle wird ein konstanter Modul (gleich dem Wiederbelastungsmodul) und zum Vergleich der äquivalente Wert (Linie 3 in Abb. 4.27) eingesetzt. Der äquivalente Elastizitätsmodul ist ein mittlerer, für die gesamte Zusammendrückbare Schicht einheitlicher Elastizitätsmodul, der aus der Auswertung von Setzungsbeobachtungen gewonnen wurde.

Die gemessene Plattensetzung am Extensometer III (unter dem Hauptturm, Abb. 4.23) und die durch das vorliegende Berechnungsverfahren ermittelten Setzungen sind in Tab. 4.7 verglichen. Zur Erfassung der Wirkung des Nebenbaues auf das Last-Setzungs-verhalten des Hauptturms wurden die Berechnungen mit und ohne Berücksichtigung des Nebenbaues durchgeführt. Auch die Methode nach Randolph wurde für den Hauptturm angewandt. Der Nebenbau hat einen relativ geringen Einfluß auf die Setzung des Hauptturms. Die Konsolidierungssetzung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im überkonsolidierten Ton beträgt nur rund 20 bis 30 % der Gesamtsetzung. Der Lastanteil der Pfähle zeigt eine Zunahme mit der Zeit, dies ist auf den Konsolidierungsprozess zurückzuführen.

	Variante 1		Variante 2	
	Setzung (cm)	$\alpha_{KPP} = Q_p/Q_t$ (%)	Setzung (cm)	$\alpha_{KPP} = Q_p/Q_t$ (%)
Nach Randolph (Hauptturm)	8,2/11,6 ^{*)}	21,2/31,4	6,9/9,7	21,2/31,4
Vorliegende Arbeit (Hauptturm)	9,7/12,3	28,2/50,8	8,4/10,7	28,5/50,9
Vorliegende Arbeit (Hauptturm + Nebenbau)	10,1/13,1	28,2/51,2	8,8/11,3	27,6/50,6

^{*)} undrÄnirte Bedingungen/drÄnirte Bedingungen

	undrÄnirte Bedingungen		drÄnirte Bedingungen	
	E_u [MN/m ²]	ν_u [-]	E' [MN/m ²]	ν' [-]
Variante 1	70,4	0,5	62,4	0,33
Variante 2	83,6	0,5	74,1	0,33

Messungen (am 5.11.92, ein Jahr nach Rohbauende) sind:

Setzung = 10,4 cm und $\alpha_{KPP} = Q_p/Q_t = 51,0$ (%)

Effektive Lasten = 950 MN

Tab. 4.7 Berechnete Setzung der GrÄndungsplatte und Lastanteile der PfÄhle im linear-elastischen Fall

Tab. 4.8 vergleicht den Setzungsunterschied zwischen den Punkten A und B (Abb. 4.23.c). Anders als bei den Setzungen hat der Nebenbau einen bedeutenden Einfluß auf den Setzungsunterschied (bzw. die Verkantungen) des Hauptturms.

	Hauptturm	Hauptturm + Nebenbau	Messungen am 5.11.92
Variante 1 undrÄnirte Bedingungen	0,64	1,98	3,1
Variante 1 drÄnirte Bedingungen	0,71	2,62	3,1
Variante 2 undrÄnirte Bedingungen	0,56	1,68	3,1
Variante 2 drÄnirte Bedingungen	0,62	2,24	3,1

Last = 950.0 MN

Tab. 4.8 Setzungsunterschied in cm des Hauptturms im linear-elastischen Fall

4.7.2.2 Detaillierte Betrachtung der wesentlichen Parameter, die einen Einfluß auf das Verhalten der Gründung haben

- Effekt des nichtlinearen Pfahltragverhaltens

Abb. 4.29 zeigt die Last-Setzungslinie für das Kurzzeitverhalten (Anfangszustand) und Langzeitverhalten (Endzustand) im Vergleich zu den gemessenen Werten.

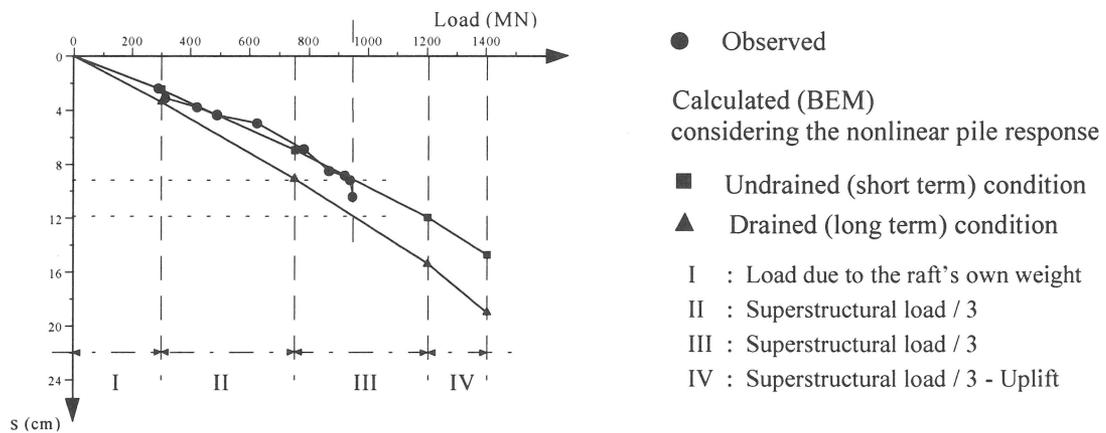


Abb. 4.29 Last-Setzungslinie der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

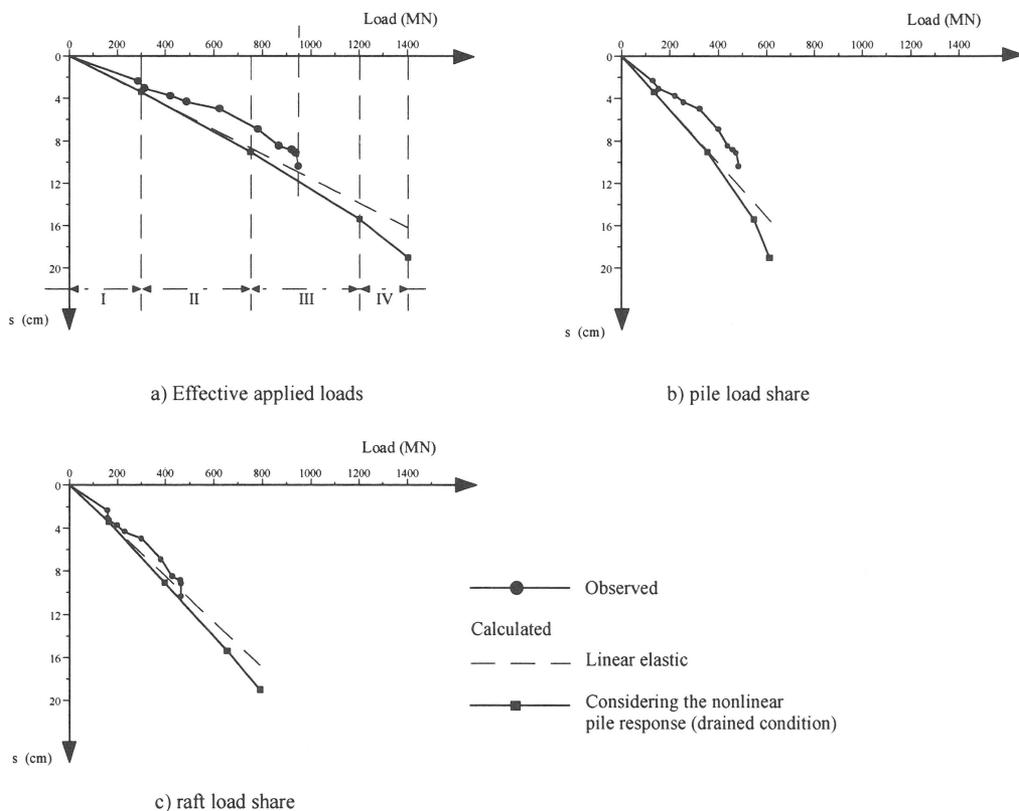


Abb. 4.30 Last-Setzungs-Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Abb. 4.30 zeigt das Last-Setzungs-Verhalten der Tragelemente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Langzeitbedingungen. Die beobachteten Werte liegen zum Vergleich bei. Der von den Pfählen getragene Lastanteil liegt rechnerisch bei ca. 50 % der Gesamtlast, was in guter Übereinstimmung mit den Messungen ist.

Abb. 4.31 zeigt die Anteile von Mantelreibung und Spitzendruck. Der durch Spitzendruck abgetragene Anteil der Pfahlkosten liegt rechnerisch bei ca. 20 %.

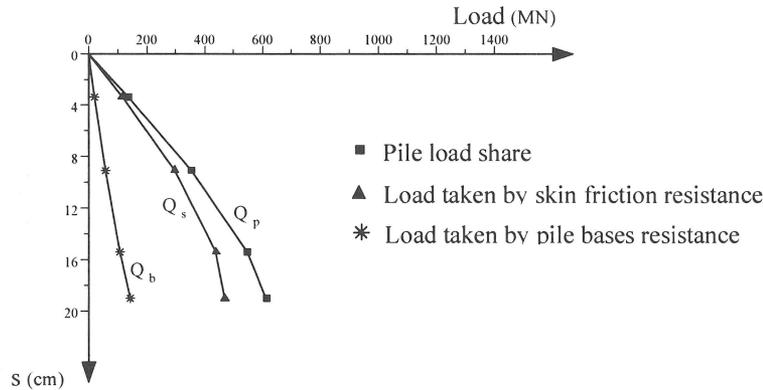


Abb. 4.31 Last-Setzungs-Verhalten der Anteile Mantelreibung und Spitzendruck im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Abb. 4.32 a und b zeigen jeweils das gerechnete und gemessene Verhalten von Mittel-, Rand- und Eckpfählen. Diese Ergebnisse verdeutlichen die Abhängigkeit des Pfahlverhaltens von der jeweiligen Position in der Pfahlgruppe. Abb. 4.23.c zeigt das gemittelte Verhalten der sechs Pfähle.

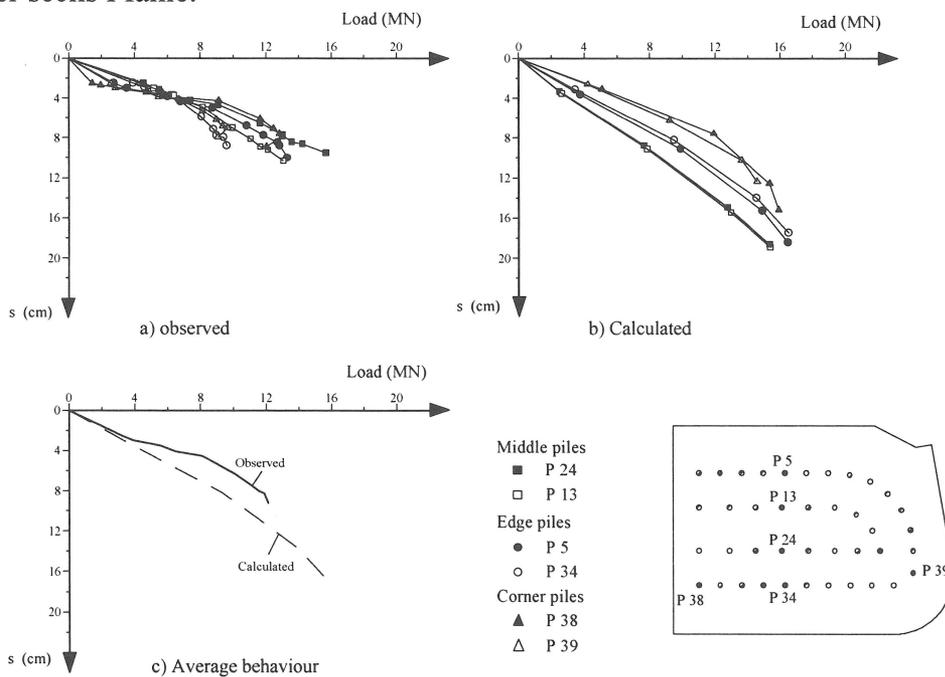


Abb. 4.32 Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Pfähle in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

• **Effekt der Gruppenwirkung und der Pfahlgruppe-Platte-Wechselwirkung**

Abb. 4.33 vergleicht das Verhalten eines Pfahls nach der vorliegenden Betrachtung (dränierte Bedingungen) und nach DIN 4014. Für die Ermittlung der Last-Setzungsline nach DIN 4014 wurde die undrÄnierte Scherfestigkeit des Frankfurter Tons nach Abb. 4.1 verwendet. Die Ermittlung der für die vorliegenden Berechnungsverfahren benötigten wirksamen Spannungen erfolgte unter der Annahme einer flÄchenhaft ausgedehnten Baugrube. Die Traglast des Pfahls ist in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach DIN 4014. Allerdings fñhrt das vorliegende Berechnungsverfahren zu einer hñheren Pfahl-Boden-Federsteifigkeit ($\Delta Q / \Delta s$) als nach DIN 4014.

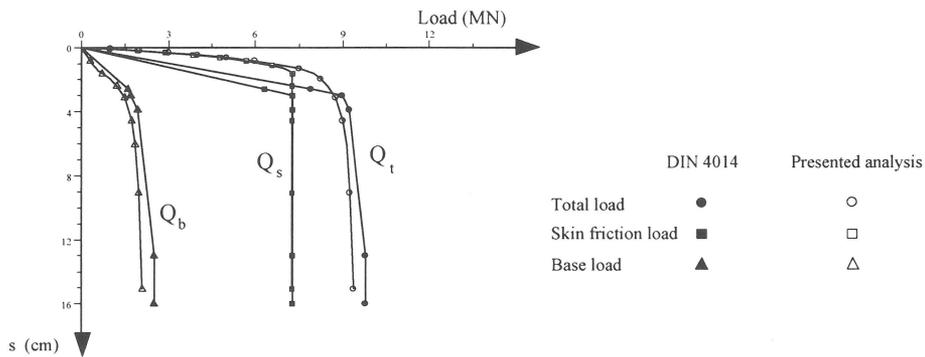


Abb. 4.33 Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahls

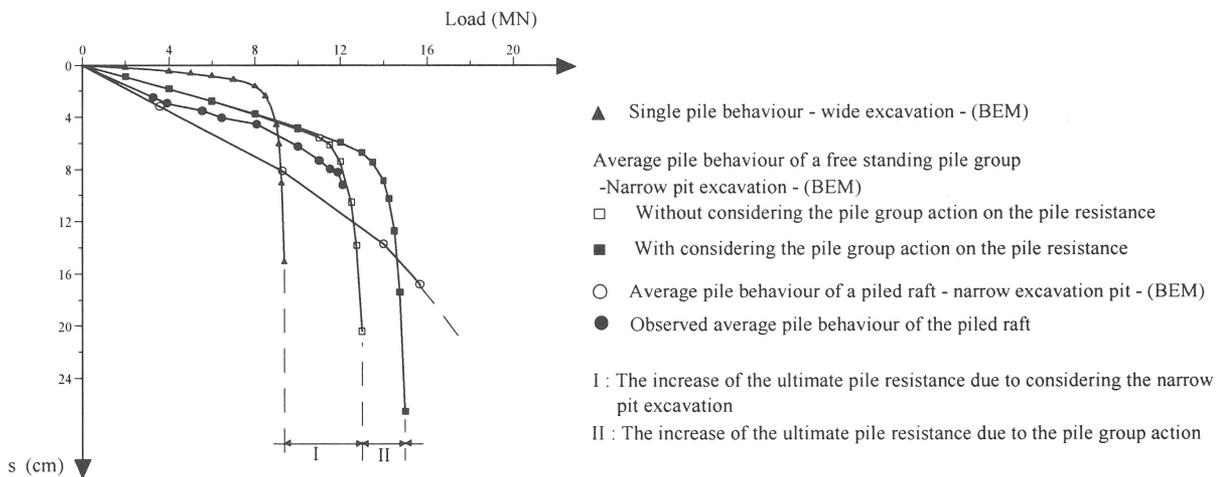
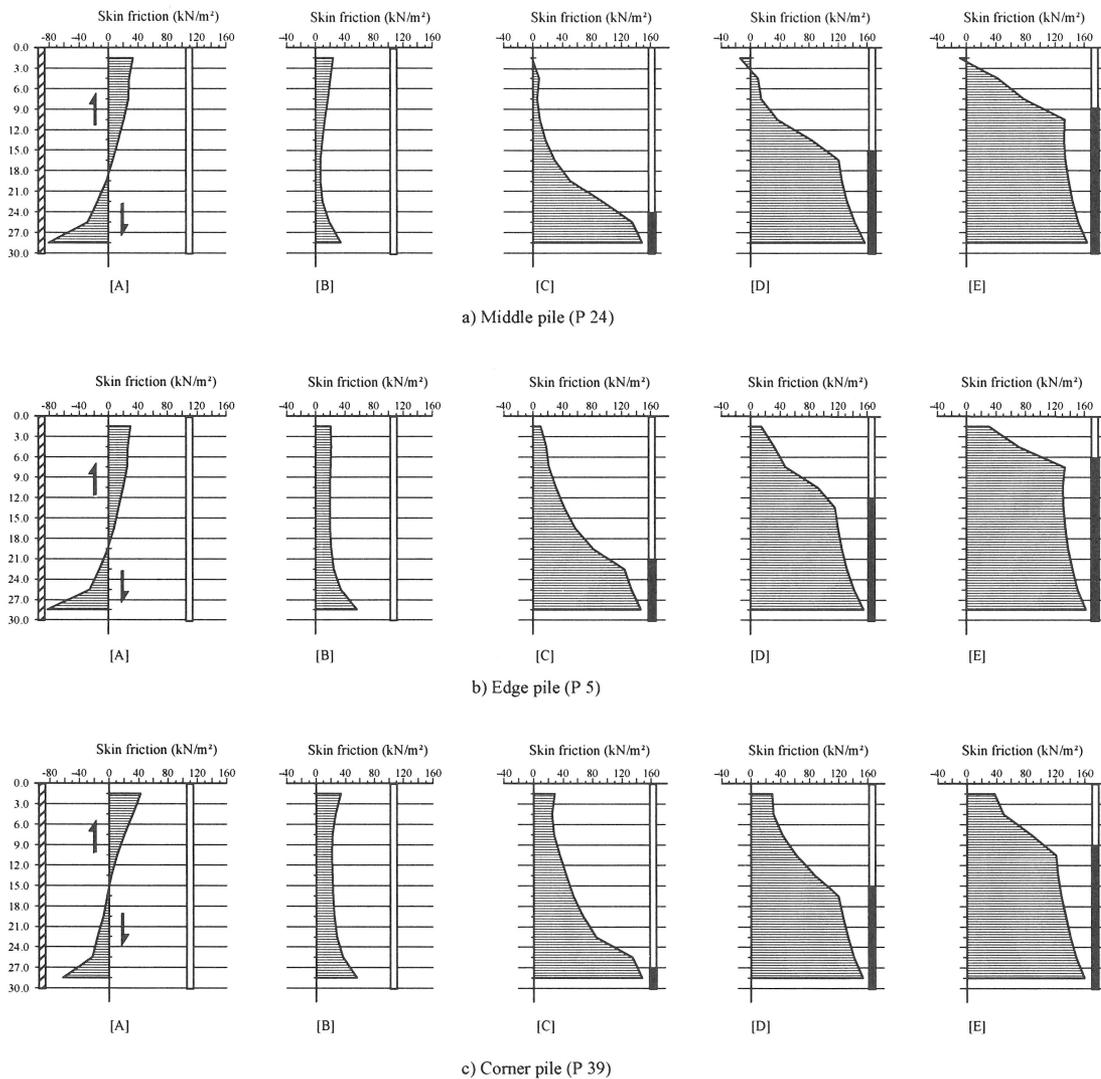


Abb. 4.34 Last-Setzungs-Verhalten eines Einzelpfahles im Vergleich mit dem gemittelten Verhalten der freistehenden Pfahlgruppe und der Kombinierten Pfahl-Plattengrñndung

Das mittlere Verhalten der PfÄhle einer entsprechenden freistehenden Pfahlgruppe wird mit dem der Kombinierten Pfahl-Plattengrñndung und mit dem Verhalten eines entsprechenden Einzelpfahls in Abb. 4.34. verglichen. Das gemittelte beobachtete Verhalten liegt zum Vergleich bei. Zur Untersuchung der Wirkung der tatsÄchlichen wirksamen Spannungen und der Gruppenwirkung auf die Traglast wird die freistehende Pfahlgruppe mit und ohne Beachtung der Gruppenwirkung betrachtet. Die Annahme der grabenfñrmigen Baugrube (Engbaugrube) wird bei der Betrachtung der tatsÄchlichen Spannungen zugrunde

gelegt. Diese Ergebnisse zeigen die Wichtigkeit der Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen wirksamen Spannungen am Pfahlschaft und in der Pfahlfußebene bei der Ermittlung der Traglast. Die Gruppenwirkung vermindert die Pfahl-Boden-Federsteifigkeit ($\Delta Q / \Delta s$) im Vergleich zum Einzelpfahl. Die Wirkung der Interaktion zwischen Pfählen und Gründungsplatte führen zu einer weiteren Verminderung der Pfahl-Boden-Federsteifigkeit, allerdings auch zu einer ausgeprägten Erhöhung der Traglast der Pfähle.



- [A] : Due to pit excavation
- [B] : Due to pit excavation + Load increment I
- [C] : Due to pit excavation + Load increment I+II
- [D] : Due to pit excavation + Load increment I+II+III
- [E] : Due to pit excavation + Load increment I+II+III+IV

- I : Raft's own weight
- II : Structural load / 3
- III : Structural load / 3
- IV : Structural load / 3 - Uplift

Legend

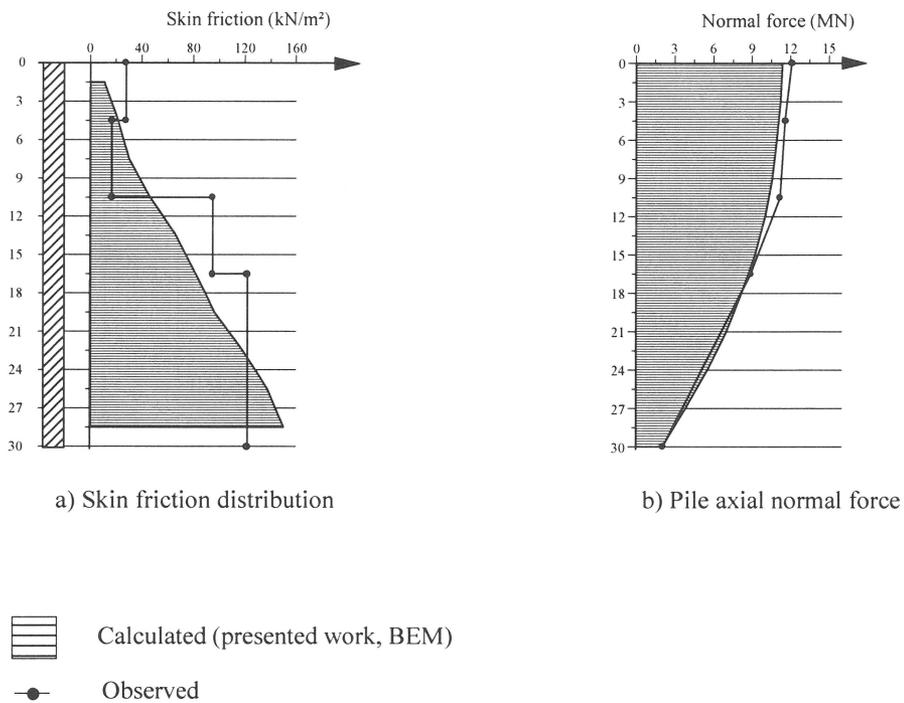
— Calculated (presented work, BEM)

█ Slip domain

Abb. 4.35 Verteilung der Mantelreibung und Entwicklung des Schlupfes entlang des Pfahlschaftes der einzelnen Pfähle in der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Abb. 4.35 zeigt die Verteilung der Mantelreibung für einen Mittel-, Rand- und Eckpfahl. Die Mantelreibung wird vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin mobilisiert, wie beim Pfahlwald-Modell (Baumgartl 1986 a, b). Dieses Verhalten kann bei der Betrachtung der Entwicklung des Schlupfes zwischen Pfahl und Boden (schwarze Balken) in Abb. 4.35 erkannt werden. Der Schlupf entwickelt sich zuerst am Pfahlfuß und schreitet mit steigenden Lasten zum Pfahlkopf hin. Der Grad der mobilisierten Mantelreibung hängt von der Position des Pfahls in der Gruppe ab.

Die gemittelte beobachtete Mantelreibung und die Normalkräfte der Messungen vom 5. November 1992 (etwa 10 Monate nach der Rohbauende des Gebäudes) sind in Abb. 4.36 dargestellt, es liegen zum Vergleich auch die errechneten Werte bei. Es kann die gute Übereinstimmung erkannt werden.



Remark

At main tower load $Q = 950 \text{ MN}$

Abb. 4.36 Gemittelte Mantelreibung und Normalkräfte

• **Effekt der Erst- und Wiederbelastung**

In der nachfolgenden Betrachtung soll die Wirkung der Erst- und Wiederbelastung untersucht werden. Hier wird die Steifigkeit des Bodens bei Wiederbelastung in Übereinstimmung mit Pressiometerversuchen (Tab. 4.6) und Rückrechnungen von Amann (1975) angenommen.

Abb. 4.37 zeigt den Vergleich zwischen den Ergebnissen unter Anwendung des Wiederbelastungsmoduls, wie er mit den aufgeführten Pressiometerversuchen und Rückrechnungen ermittelt wurde. Die beobachteten Werte liegen zum Vergleich bei.

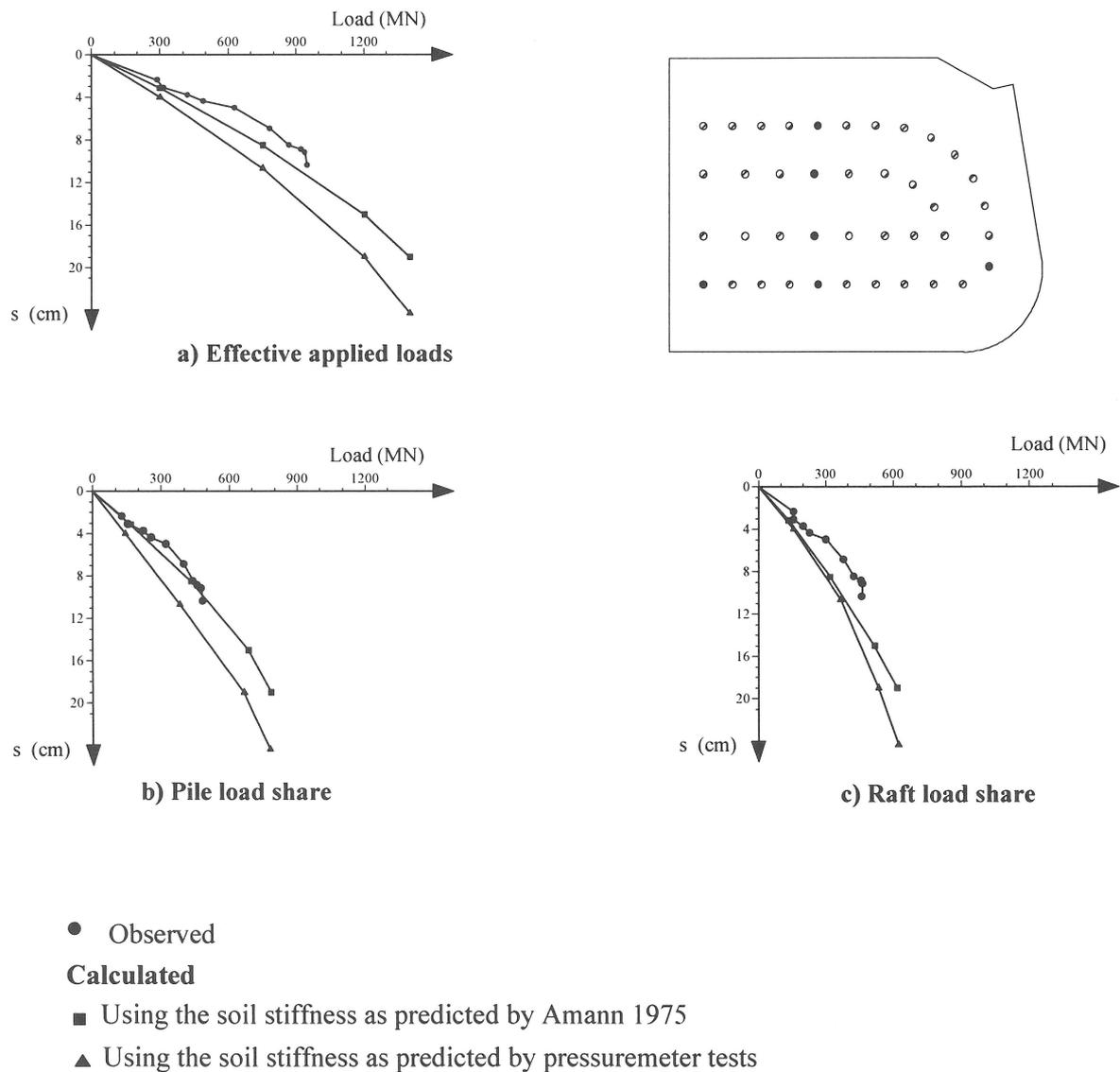


Abb. 4.37 Last-Setzungslinie für die Tragelemente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter Anwendung verschiedener Steifemoduli

Abb. 4.38 zeigt einen Vergleich zwischen dem gemessenen und errechneten Setzungsunterschied Δs . Die gute Übereinstimmung untermauert die getroffenen Annahmen bezüglich der Erfassung der Steifigkeit des Bauwerks in der Steifigkeit der Gründungsplatte.

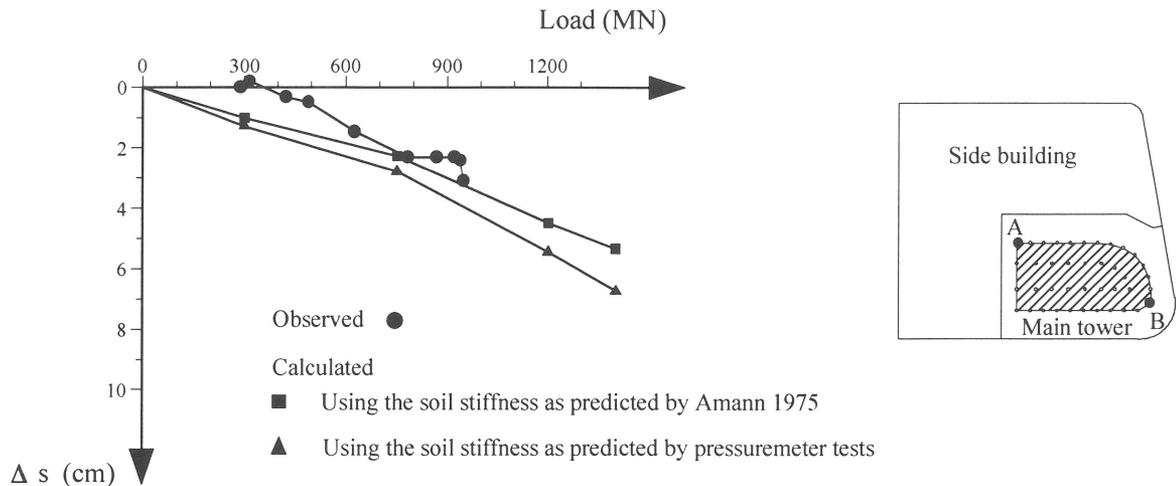


Abb. 4.38 Setzungsunterschied der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter der Anwendung verschiedener Steifemoduli

• **Vergleich mit einer Flachgründung**

Die Pfähle des Hochhauses an der Westendstr. 1 wurden auf Lasten nahe ihrer Traglast bemessen. Um mehr Informationen über das Tragverhalten solcher Pfähle auf das Verhalten der Gründung zu erlangen, wird eine entsprechende reine Flachgründung unter den gleichen Bodenverhältnissen (dräniertes Zustand) betrachtet. Die Wirkung der verschiedenen Steifemoduli für Erst- und Wiederbelastung nach Amann (1975) wird dabei auch betrachtet.

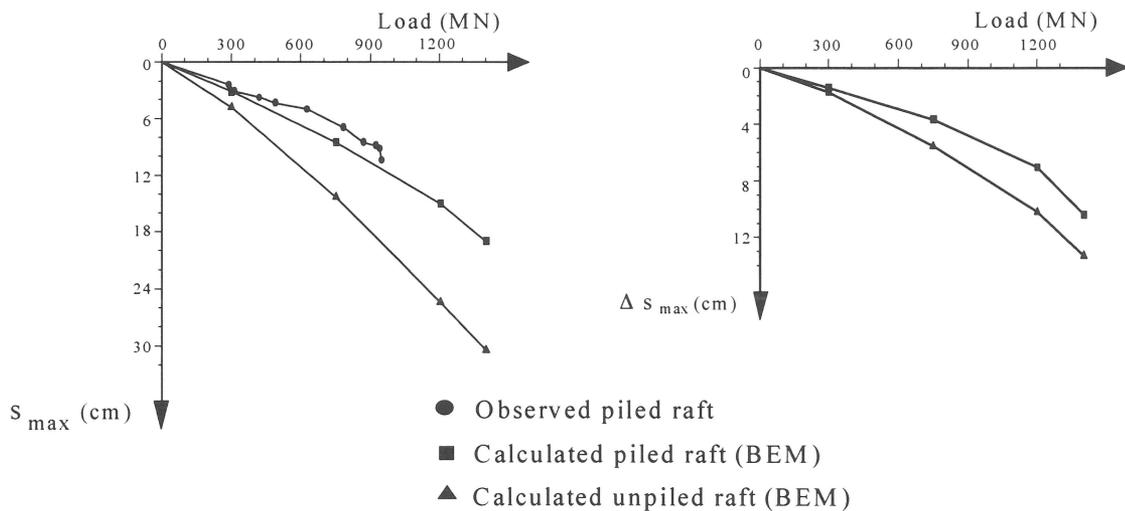


Abb. 4.39 Last-Setzung und Setzungsunterschied der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur reinen Flachgründung

Abb. 4.39 zeigt die Beziehung zwischen den Lasten und der maximalen Setzung s_{\max} bzw. dem Setzungsunterschied Δs_{\max} der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Vergleich zur entsprechenden reinen Flachgründung. Die gemessenen Werte an der Kombinierten Pfahl-Plattengründung liegen auch bei. Die Pfähle vermindern sowohl die Setzungen als auch den Setzungsunterschied (bzw. die Verkantungen) um rund 50 %.

Abb. 4.40 zeigt die Verteilung der Setzungen unterhalb und seitlich der Gründungsplatte entlang zweier Schnitte der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung. Es kann daraus geschlossen werden, daß die Kombinierte Pfahl-Plattengründung die Setzungen unter und um die Gründungsplatte herum bis in einen Abstand von ca. 25,0 m von den Ecken (entspricht etwa der halben Plattenbreite) vermindert. Die Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung entsprechen sich in größerer Entfernung zur Platte. Die Pfähle führen zu einer ausgeprägten Reduktion der Setzungsunterschiede an der Setzungsfuge.

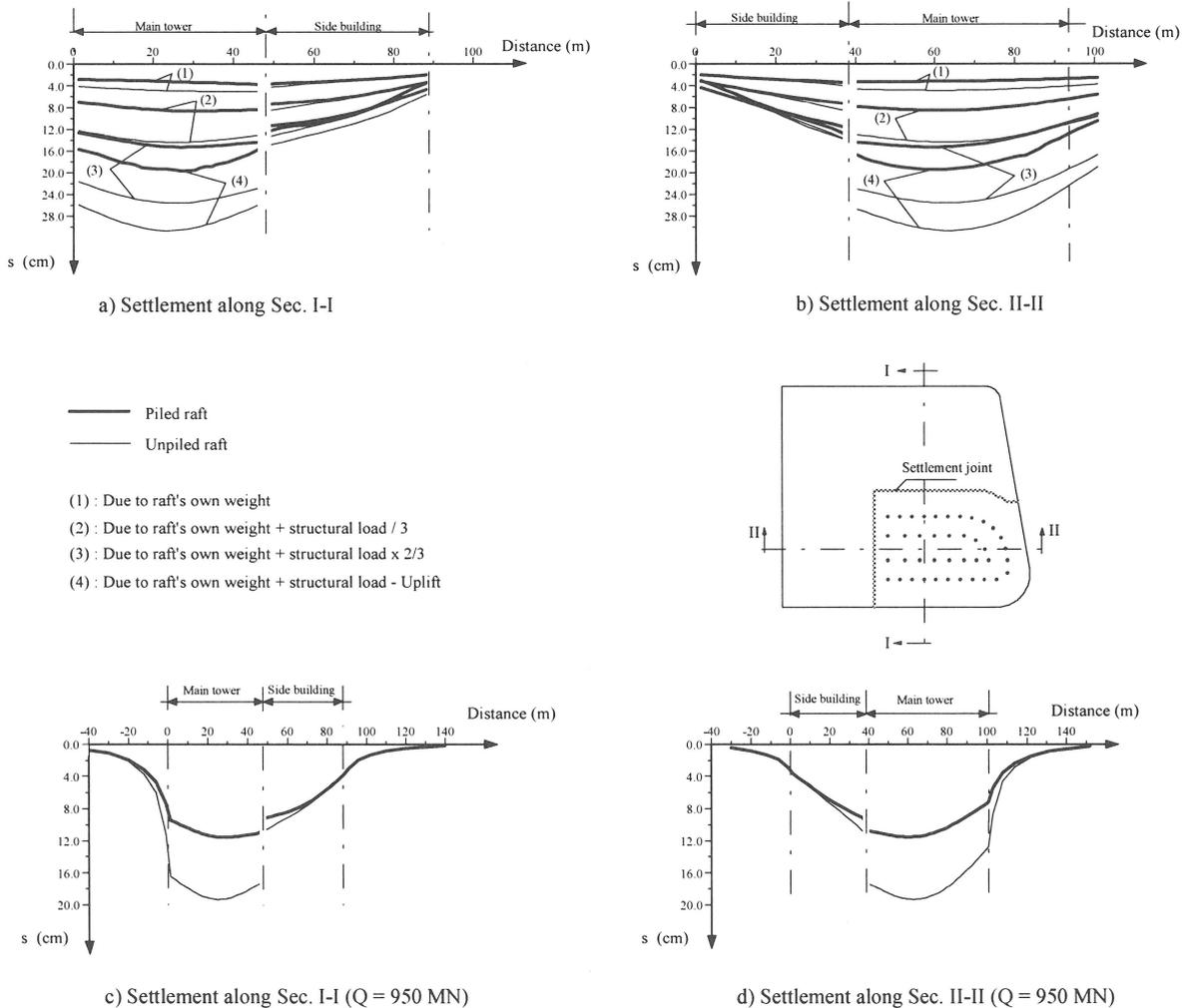


Abb. 4.40 Verteilung der Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung

Die Sohlspannungen und die Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung sind in Abb. 4.41 gegenübergestellt, es liegen auch die Meßergebnisse der Sohlspannungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zum Vergleich bei. Die Sohlspannungen verlaufen nahezu konstant, bis auf die Spannungsspitzen an den Rändern und Ecken. Die maximalen Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung liegen bei etwa 60 % der Werte für die entsprechende reine Flachgründung.

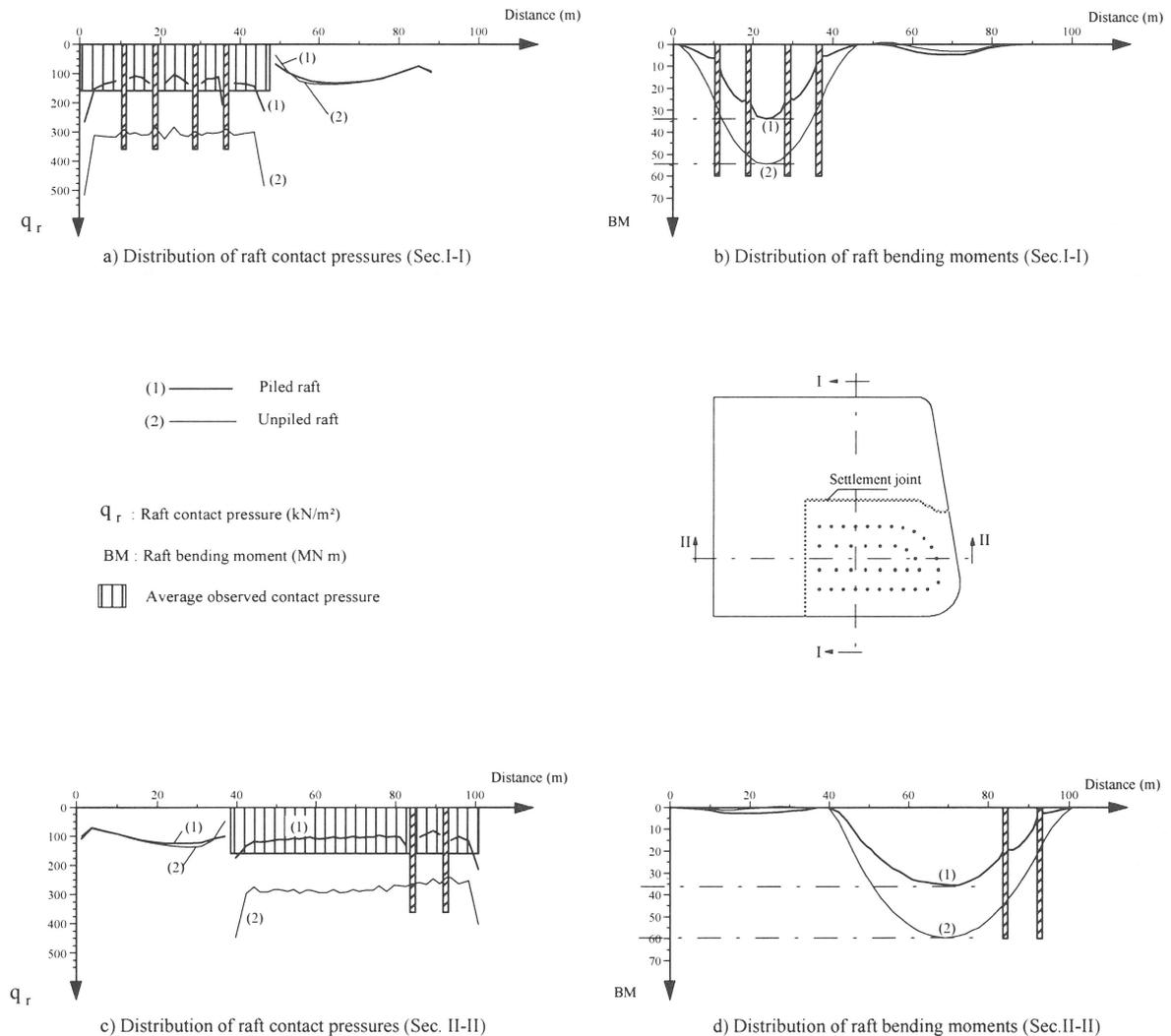
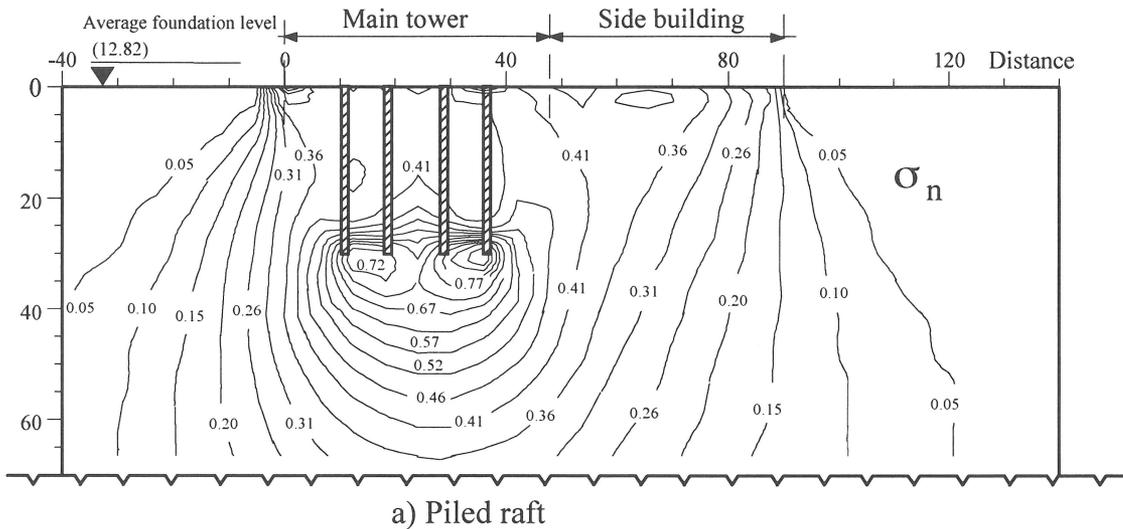


Abb. 4.41 Verteilung der Sohlspannungen und Biegemomente der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung

Die Linien gleicher bezogener Vertikalspannungen sind in Abb. 4.42 dargestellt. Diese zeigen bei der reinen Flachgründung eine hohe Konzentration von Vertikalspannungen unterhalb der Platte bis in eine Tiefe von ca. 25,0 m (der halben Plattenbreite). Im Gegensatz dazu zeigen diese Linien im gleichen Bereich für den Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung relativ geringe Vertikalspannungen.



$$\sigma_n = \sigma_v / q_o$$

- σ_n : normalized vertical stresses
- σ_v : Vertical stresses
- q_o : Average applied stresses at foundation level of the main tower due to $Q = 950$ MN

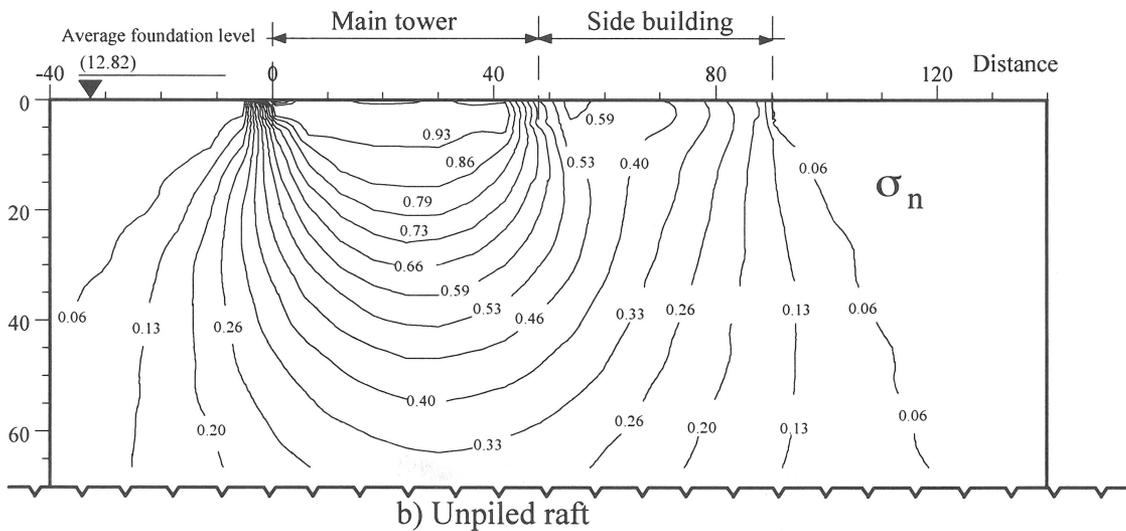


Abb.4.42 Linien gleicher bezogener Vertikalspannungen unterhalb der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung (Schnitte I-I, Abb. 4.40)

Abb. 4.43 a und b zeigen die Verteilung der Vertikalspannungen (für $Q = 950$ MN) mit der Tiefe für verschiedene Punkte der Gründungsplatte für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung. Die Spannungen aus Bodenaus-hub sind beigefügt, so läßt sich zwischen Erst- und Widerbelastung unterscheiden.

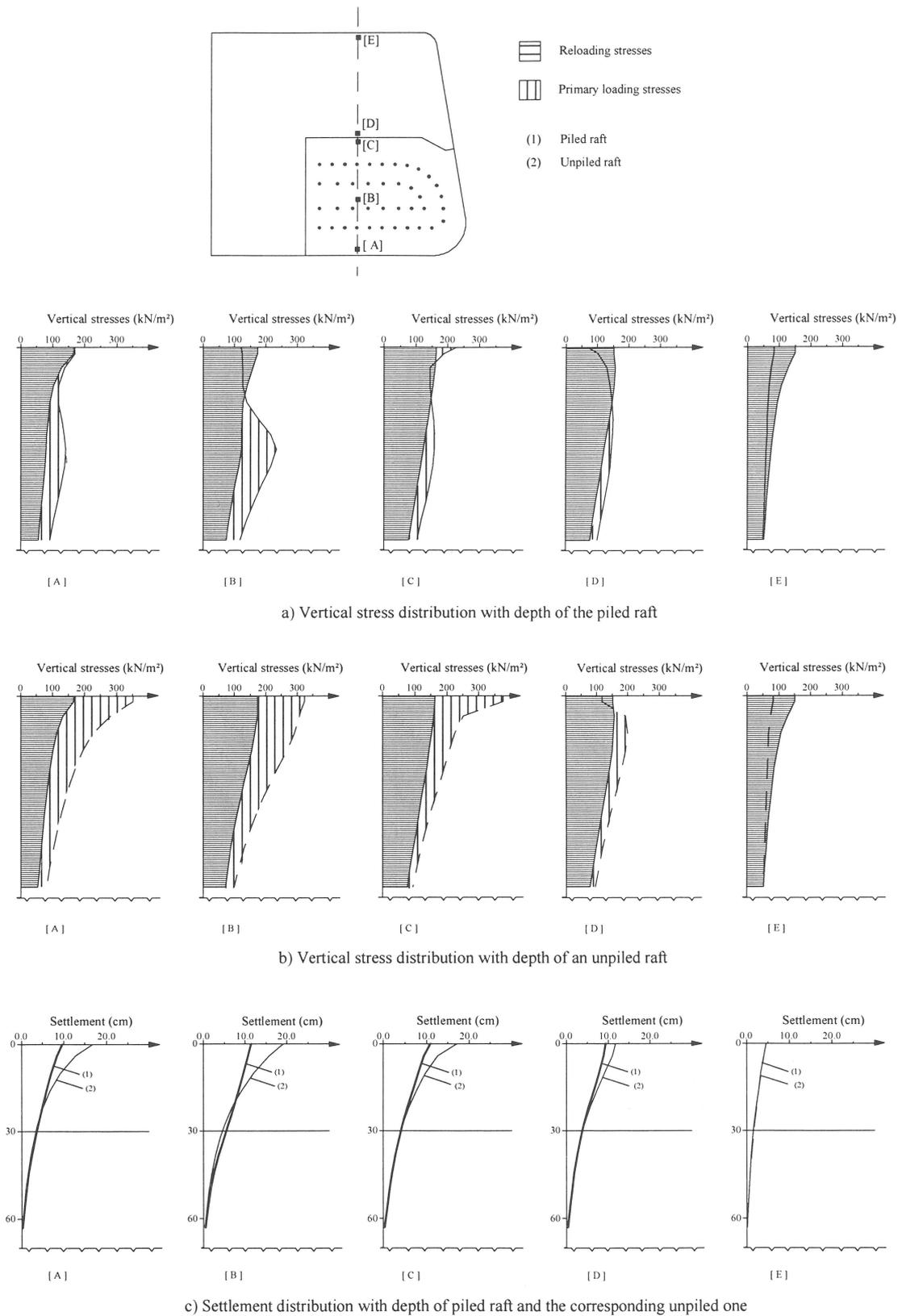


Abb. 4.43 Verteilung der Vertikalspannungen und Setzungen in verschiedenen Punkten unterhalb der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung

Es kann klar erkannt werden, daß im Falle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung die Vertikalspannungen ihr Maximum an der Pfahlfußebene haben. Genau unterhalb des Mittelpunktes der Gründungsplatte der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Punkt B) liegen die Vertikalspannungen unter denen des Aushubs (unterhalb der Wiederbelastung), deshalb verhält sich der Boden in Plattenmitte steifer als an den Rändern und Ecken. Die Verteilung der Setzungen unterhalb der Gründungsplatte zeigt Abb. 4.43.c für die Fälle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der entsprechenden reinen Flachgründung. Es kann dabei erkannt werden, daß der größte Teil der Setzungen der reinen Flachgründung in Tiefen bis zu 20,0 m (ein Drittel der Plattenbreite) stattfindet, bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung dagegen treten in diesem Bereich nur 20 % der entsprechenden Setzungen auf.

Abb. 4.44 zeigt die mit Hilfe von Extensometern gemessene Verteilung der Setzungen unterhalb des Mittelpunktes der Gründungsplatte ($Q = 950 \text{ MN}$ ohne Berücksichtigung der Setzungen durch das Eigengewicht der Platte) im Vergleich zu den entsprechenden errechneten Ergebnissen. Dieser Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung.

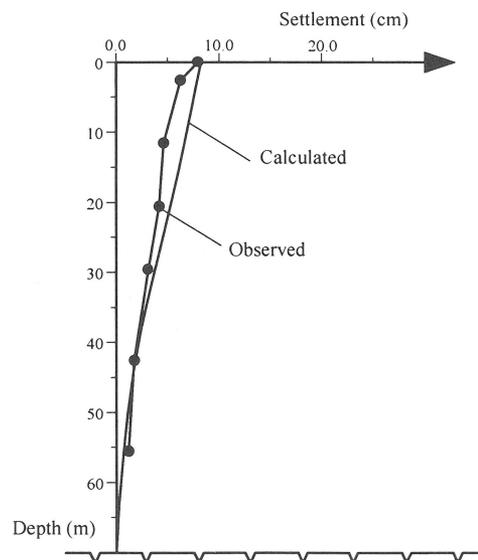


Abb. 4.44 Gemessene und berechnete Verteilung der Setzungen mit der Tiefe unterhalb des Mittelpunktes der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Ext III)

5. Zusammenfassung, Schlußbemerkungen und Empfehlungen

5.1 Zusammenfassung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung ist eine relativ neue geotechnische Verbundkonstruktion aus Pfählen, Gründungsplatte und Boden. In Fällen, in denen die Gründungsplatte eine ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch aufweist, reichen wenige Pfähle, um die Setzungen, Setzungsunterschiede und Verkantungen im zulässigen Rahmen zu halten. Beispiele von Gründungen in Frankfurt am Main wurden zur Validierung des neu entwickelten Berechnungsverfahrens herangezogen. Es wurde dabei gezeigt, daß die Berücksichtigung des Lastanteils der Gründungsplatte zu einem wirtschaftlicheren Entwurf im Vergleich zur reinen Pfahlgründung führt. Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung wurde zusätzlich auch zur Verminderung des Setzungsunterschieds an Setzungsfugen zwischen verschiedenen belasteten Teilen ein- und desselben Gebäudes eingesetzt, z.T. auch mit dem Ziel, auf diese Setzungsfugen völlig zu verzichten, besonders wenn die Gründung unter dem Grundwasser liegt.

Obwohl die Kombinierte Pfahl-Plattengründung seit über 20 Jahren zum Einsatz gekommen ist, sind sowohl die Lastabtragung als auch das Last-Setzungsverhalten noch nicht vollständig geklärt. Dies ist auf die komplexe dreidimensionale Natur des Problems zurückzuführen. Bis heute liegen weder in Normen (z.B. DIN) noch in anderen Regelwerken Verfahren vor, nach welchen die Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zu entwerfen sind. Von großer Bedeutung im Entwurf von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen sind:

- a) die zu erwartenden maximalen Setzungen, Setzungsunterschiede und Verkantungen,
- b) die Lastaufteilung zwischen Pfählen und Gründungsplatte sowie
- c) die Verteilung der Pfahllasten innerhalb der Pfahlgruppe und die Verteilung der Sohlspannungen.

Es wurden ausgedehnte Meßprogramme zur Beobachtung des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im überkonsolidierten Frankfurter Ton durchgeführt. Es wurde ein gemischtes Verfahren unter Verwendung der Randelemente Methode (Boundary Element Method, BEM) und der Finite Element Methode (FEM) zur Erfassung der dreidimensionalen Natur des Problems entwickelt. Die Gründungsplatte wird durch die FEM als biegesteife Platte modelliert, die im begrenzten elastischen Halbraum gebettete Pfahlgruppe wird durch eine vollständige Randelemente Methode unter Berücksichtigung der Sohlspannungen und des nichtlinearen Pfahltragverhaltens modelliert. Das entwickelte Berechnungsverfahren ermöglicht die durch die geotechnischen Messungen gewonnenen Erkenntnisse zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zutreffend zu erfassen und dezidiert abzubilden.

In den Fällen, bei denen der Grundwasserspiegel nicht weit unter der Geländeoberkante liegt, werden die Bohrpfähle von einem Zwischenaushubniveau aus eingebracht, danach wird bis zur endgültigen Tiefe ausgehoben. Dadurch entstehen Zugspannungen (Locked pile stresses) in den Pfählen. Diese Spannungen werden mit Hilfe der vollständigen Randelemente Methode ermittelt und werden als Anfangsspannungen bei der Erfassung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens im Berechnungsverfahren erfaßt. Es ist bekannt, daß das Last-Setzungsverhalten des Bodens sich bei Erst- und Wiederbelastung unterscheiden. Auch dieser Unterschied wurde beim Berechnungsverfahren erfaßt.

Mit dem neu entwickelten Computerprogramm GAPR (Geotechnical Analysis of Piled Raft) auf Grundlage des vorliegenden Berechnungsverfahrens ist es möglich, Einzelpfähle, Pfahlgruppen, Flachgründungen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen numerisch zu erfassen. Ausgedehnte Vergleiche zwischen den Ergebnissen, welche mit Hilfe des vorliegenden Berechnungsverfahrens erzielt wurden, mit denen anderer Verfahren sowie mit Probelastungen wurden durchgeführt. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Verfahrens wurden auch die Gründungen der Hochhäuser Messeturm und Westendstr.1 im überkonsolidierten Frankfurter Ton nachgerechnet.

5.2 Schlußbemerkungen

5.2.1 Einflußfaktoren auf das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Auf der Grundlage der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit werden folgende Einflußfaktoren als besonders wichtig für das Verhalten der Einzelpfähle, Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen angesehen:

- **Bodeninhomogenität**

In vielen Situationen (z.B. im überkonsolidierten Frankfurter Ton) ist die Annahme eines linear mit der Tiefe wachsenden Steifemoduls realistischer als die Annahme eines homogenen Bodens. Die Bodeninhomogenität hat eine große Wirkung auf die Verteilung der Mantelreibung und führt zu einer Verminderung der Gruppenwirkung.

- **Festlegung der Einflußtiefe**

Die geologischen Spannungen des Bodens nehmen mit der Tiefe zu, deshalb sind die Verformungen unter Flachgründungen auf eine bestimmte Tiefe begrenzt (die Einflußtiefe). Dieses Prinzip ist der bekannten 20 %-Regel bei Flachgründungen ähnlich (z.B. DIN 4019).

Die Annahme einer Einflußtiefe führt beim Einzelpfahl zu einer Verminderung der Setzung, welche vom Verhältnis der Dicke der kompressiblen Schicht zur Pfahllänge abhängt.

Die Annahme des begrenzten Halbraums hat einen entscheidenden Einfluß auf die Verminderung der Setzung von Pfahlgruppen und von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Dieser Effekt ist um so ausgeprägter, je größer die Pfahlgruppe ist und je weiter die Pfähle auseinander liegen. Die Einflußtiefe kann für praktische Belange durch die Betrachtung der Bodenschichtung oder durch eine Form der 20 %-Regel, (bei der die durch die Gründung verursachten zusätzlichen Vertikalspannungen nicht mehr in die Setzungsberechnung eingehen, wenn diese unter 20 % der geologischen Spannungen liegen), ermittelt werden. Es wird dabei empfohlen, eine Verformungszone zu betrachten, welche im Fall des überkonsolidierten Tons nicht kleiner als 1,5 mal der Plattenbreite oder 2 mal der Pfahllänge sein sollte.

• **Nichtlineares Pfahltragverhalten**

Das nichtlineare Verhalten von Pfählen ergibt sich aus dem Schlupf zwischen Pfahl und Boden sowie aus dem nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens. Diese Nichtlinearitäten werden im vorliegenden Berechnungsverfahren auf der Basis der Elastizitätstheorie und unter Heranziehung der Bruchbedingung von Mohr-Coulomb modelliert. Dies haben einen entscheidenden Einfluß auf das Verhalten von Einzelpfählen, Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gezeigt. Auf der Grundlage der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit und von Feldmessungen sowie anderen numerischen Ergebnissen kann geschlossen werden, daß die Nichtlinearität auf eine schmale Fließzone (plastifizierte Zone) um den Pfahlschaft herum begrenzt ist. Die restliche Bodenmasse zwischen den Pfählen ist relativ geringen Spannungen unterworfen und verhält sich näherungsweise elastisch. Dieses Ergebnis stimmt zumindest für die Groß-Bohrpfähle im überkonsolidierten Ton. Es läßt sich somit zeigen, daß ein Großteil des nichtlinearen Verhaltens der Pfahlgruppe auf das nichtlineare Verhalten der einzelnen Pfähle zurückzuführen ist.

Die Pfahlzugspannungen infolge Baugrundentspannungen (locked pile stresses) sind eine andere Ursache von Nichtlinearitäten. Diese Spannungen werden im vorliegenden Berechnungsverfahren berücksichtigt.

• **Zeiteffekte**

Sowohl das Kurzzeitverhalten (undrained Bedingungen) als das Langzeitverhalten (drained Bedingungen) können durch Berücksichtigung der jeweiligen Bodenparameter erfaßt werden. Das Verhältnis der Konsolidierungssetzung zur Endsetzung ist bei Einzelpfählen relativ gering. Dieses Verhältnis wurde für den Fall des überkonsolidierten Tones durch das vorliegende Berechnungsverfahren beim Einzelpfahl zu ca. 6 % bis 15 % und bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zu ca. 30 % ermittelt. Diese Ergebnisse stimmen gut mit Beobachtungen überein.

5.2.2 Grundlegende Aspekte des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

5.2.2.1 Interaktionseinflüsse der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

- Pfahl-Pfahl-Interaktionen (Gruppenwirkung)

Das Last-Setzungsverhalten eines Pfahls innerhalb einer Pfahlgruppe ist durch die Pfahl-Pfahl-Interaktionen völlig anders als das eines entsprechenden Einzelpfahls unter den gleichen Bedingungen bezüglich Lasten, Pfahlabmessungen und Baugrundsichtung. Die wesentlichen Faktoren, welche einen Einfluß auf die Pfahl-Pfahl-Interaktion haben, sind folgende:

- Die geometrischen Abmessungen der Pfähle (Pfahlschlankheit):
bei steigender Pfahlschlankheit steigt auch die Interaktion
- Die relative Steifigkeit zwischen Pfahl und Boden:
steife Pfähle haben höhere Interaktionsfaktoren als weniger steife
- Effekt des begrenzten Halbraums:
der begrenzte Halbraum reduziert in bedeutender Weise die Interaktionen
- Bodeninhomogenität:
Ein lineares Anwachsen der Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe reduziert in bedeutender Weise die Pfahl-Pfahl-Interaktion
- Nichtlineares Pfahlverhalten:

Das nichtlineare Pfahlverhalten kann bei geringen Laststufen vernachlässigt werden (elastischer Bereich). Erst wenn sich der Schlupf an der Pfahl-Boden Schnittstelle voll entwickelt hat, reduziert das nichtlineare Pfahlverhalten die Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktoren spürbar. Kurz vor Erreichen der Bruchlast reduzieren sich diese Faktoren deutlich. Die Nichtlinearität beeinflusst das Pfahlverhalten und führt zu einer gleichförmigeren Lastverteilung der einzelnen Pfähle.

- Pfahlgruppe-Gründungsplatte-Wechselwirkung

Ein anderer wesentlicher Faktor, welcher das Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung beeinflusst, ist die Interaktion zwischen Pfahlgruppe und Gründungsplatte. Diese Interaktion ist abhängig von der Steifigkeit der Platte, von der relativen Steifigkeit der Platte zum Boden und der Pfahlgruppe zum Boden sowie von der Anordnung der Pfähle in der Pfahlgruppe. Diese Wechselwirkungen erhöhen sowohl die Traglast als auch die Setzungen im Vergleich zur reinen Pfahlgruppe (ohne Bodenplatte).

5.2.2.2 Lastabtragung

Die Ermittlung der Lastaufteilung zwischen der Gründungsplatte und den Pfählen ist von großer Bedeutung, nicht nur für den Entwurf der Gründungsplatte und der Pfähle, sondern auch für die Vorhersage der Setzungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Ein anderes entscheidendes Kriterium zur genauen Ermittlung der Setzungen, ist der Pfahl-Boden-Lastabtrag mit der Tiefe.

- **Lastaufteilung zwischen Gründungsplatte und Pfählen (Pfahlplattenkoeffizient α_{KPP})**

Viele Faktoren beeinflussen die Lastaufteilung zwischen der Gründungsplatte und den Pfählen: die Zahl der Pfähle, die geometrischen Abmessungen und die Anordnung der Pfähle, die Steifigkeit der Gründungsplatte sowie die Anordnung der aufgebracht Lasten. Das nichtlineare Pfahltragverhalten spielt eine wesentliche Rolle, wenn die Pfähle für Lasten nahe ihrer Traglast entworfen werden. Auf Grundlage der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit in Verbindung mit Beobachtungen kann geschlossen werden, daß ein wirtschaftlicher Entwurf für einen Pfahlplattenkoeffizient $\alpha_{KPP} = 0,4 - 0,6$ erfolgt.

- **Mantelreibung und Spitzendruck**

Zur Ermittlung des Setzungsverhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung ist die Verteilung der Mantelreibung entlang der einzelnen Pfähle sowie der Anteil des Spitzendrucks von großer Bedeutung. Die Platte führt zu einer gleichmäßigen Setzung des Bodenkorpuses und der Pfählen im oberen Bereich unterhalb der Bodenplatte und minimiert dadurch die Relativverschiebung zwischen Pfahlmantel und umgebenden Boden in diesem Bereich. Deshalb verringert sich der Anteil der weitergeleiteten Last bei der Mantelreibung im Fall der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im oberen Bereich im Vergleich zu einem Einzelpfahl oder zu einer reinen Pfahlgründung. Diese Verringerung der Mantelreibung unterhalb der Gründungsplatte geht einher mit höheren Mantelreibungen im unteren Bereich der Pfähle und höheren Spitzendrücken. Dieser Effekt ist bei den mittleren Pfählen ausgeprägter als bei den Rand- oder Eckpfählen. Hinzu kommt, daß sich die Mantelreibung, im Gegensatz zum Einzelpfahl, bei den Pfählen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin entwickelt.

Daraus kann geschlossen werden, daß die Pfähle einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung die Lasten in größere Tiefen weiterleiten. Aus diesem Grund sind die Spannungen in den oberen Bereichen des Bodens unter der Kombinierten Pfahl-Plattengründung geringer als die unter einer entsprechenden reinen Flachgründung. Diese Spannungsumlagerung bewirkt eine Verminderung der Setzungen, die um so ausgeprägter ist, je mehr die Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt, wie dies der Fall im überkonsolidierten Frankfurter Ton ist. Das Maß der Setzungsverminderung hängt von der Lastaufteilung zwischen den Pfählen und der Gründungsplatte, vom Verhältnis der

Sohlspannungen zu den Spannungen aus dem Aushub und vom Steifigkeitszuwachs des Bodens mit der Tiefe ab.

- **Lastverteilung innerhalb der einzelnen Pfähle der Pfahlgruppe**

Eine zuverlässige Vorhersage der Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe einer kombinierten Pfahl-Plattengründung ist Grundlage für die Pfahl- und Plattenbemessung. Der Lastanteil eines Pfahls hängt von seiner Position in der Pfahlgruppe, der Steifigkeit der Gründungsplatte, der Anordnung der aufgebracht Lasten und dem Ausnutzungsgrad der Pfahltragfähigkeit ab.

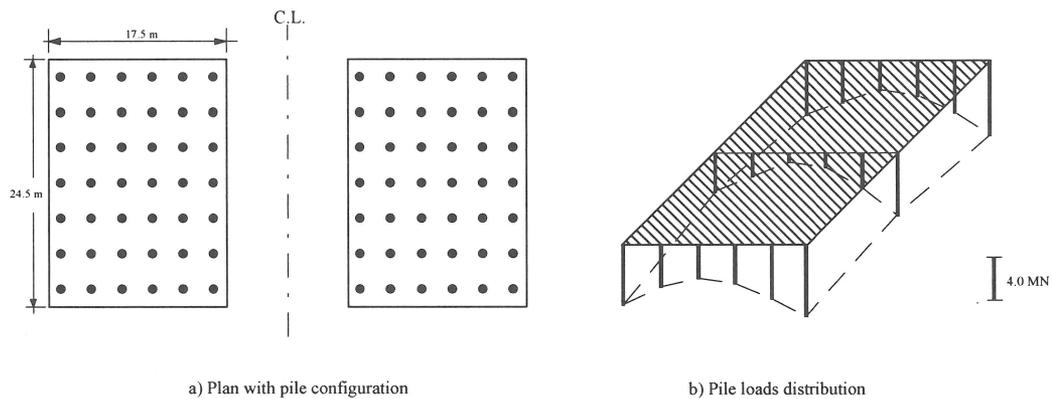


Abb. 5.1 Pfahllasten in Abhängigkeit von der Pfahlposition in der Pfahlgruppe (Sommer et al. 1985)

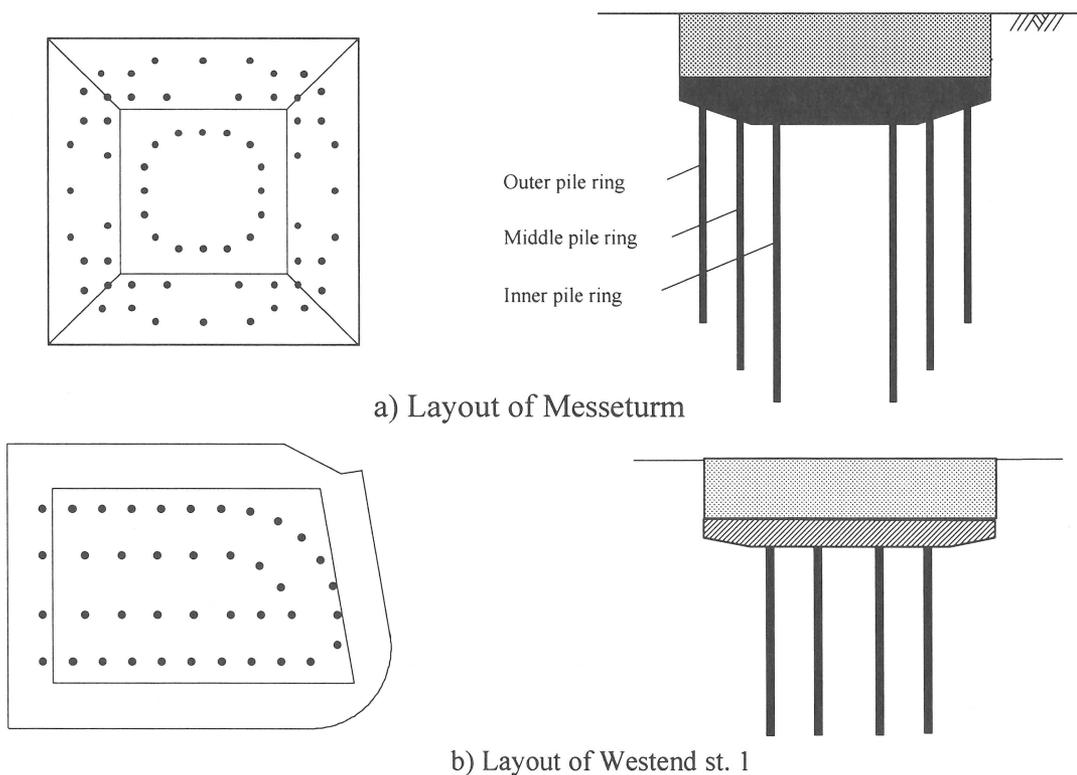


Abb. 5.2 Optimierte Pfahlanordnung

Bei einer biegesteifen Gründungsplatte tragen die Eckpfähle höhere Lasten ab als die Mittelpfähle. Zur Vermeidung von Lastkonzentrationen an den Ecken (z.B. Torhaus, Abb. 5.1) kann eine Staffelung der Pfahllängen von innen nach außen von Vorteil sein (z.B. Messeturm, Abb. 5.2.a). Eine andere Möglichkeit ist die Konzentrierung der Pfähle im mittleren Bereich der Gründungsplatte (z.B. Westendstr. 1, Abb. 5.2.b).

- **Sohlspannungen**

Die Verteilung der Sohlspannungen hängt hauptsächlich von der Anordnung der Pfähle, der Steifigkeit der Gründungsplatte, der Anordnung der aufgebracht Lasten und dem Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens (Erst- und Wiederbelastung) ab. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zeigen, daß sich beim Messeturm und dem Hochhaus Westendstr. 1 relativ gleichförmige Spannungsverteilungen einstellen, nur an den Rändern zeigen sich Streifen von höheren Lastspitzen ("Boussinesq-Effekt").

5.2.2.3 Verformungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Auf Grundlage der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit und von Messungen, können folgende Aussagen zum Verformungsverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung getroffen werden:

- Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung führt zu einer Verminderung der Setzungen, des Setzungsunterschieds an Setzungsfugen (Setzungssprung) und der Verkantungen im Vergleich zur entsprechenden Flachgründung. Die errechneten Setzungen und Setzungsunterschiede von Messeturm und Westendstr.1 liegen bei etwa 0,4 bis 0,6 von den Setzungen und Setzungsunterschieden der entsprechenden Flachgründung. Deswegen vermindert die Kombinierte Pfahl-Plattengründung das Risiko von Schäden an den Tragelementen und empfindlichen architektonischen Konstruktionen (z.B. Fassade). Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung kann auch zum Verzicht von Setzungsfugen zwischen verschiedenen belasteten Teilen ein- und desselben Gebäudes (z.B. American-Express, Japan-Center und Forum) eingesetzt werden.
- Bei Gründungen im überkonsolidierten Frankfurter Ton erfolgt der größte Teil der Setzungen einer Flachgründung (ca. 60 %) in den oberen 20 m (rund einem Drittel der Plattenbreite). Bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung dagegen treten nur 20 % der Setzungen in diesem Bereich auf. Dies ist auf die Zunahme der Steifigkeit mit der Tiefe und die Spannungsumlagerung zurückzuführen. Dies verdeutlicht die setzungsreduzierende Wirkung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
- Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung reduziert die Setzungen um den Gründungskörper herum (bis zu einer Entfernung von rund der halben Breite der Platte).

- Die vorliegenden Ergebnisse zeigen, daß das Einbringen der Pfähle im zweiten Abschnitt des Aushubs (siehe Abb. 4.3) die Hebungen der Baugrube um ein geringes Maß reduziert.

5.2.2.4 Innere Beanspruchungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Optimierung der Abmessungen und der Anordnung der Pfähle führt zu einer Verminderung der inneren Schnittgrößen der Bodenplatte und führt somit zu einem wirtschaftlicheren Entwurf im Vergleich zur reinen Flach- oder Pfahlgründung. Die berechneten maximalen Biegemomente in der Gründungsplatte des Messturms und des Hochhauses Westendstr. 1 liegen bei ca. 0,6 bis 0,7 der entsprechenden Werte der Flachgründung.

Die inneren Beanspruchungen bilden das entscheidende Kriterium bei der Wahl der Pfahlquerschnitte. Die vorliegende Berechnungsverfahren gibt genügend Angaben zur Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe. Ein anderes wesentliches Entwurfskriterium bilden die Zugspannungen der Pfähle durch den Bodenaushub nach dem Einbringen. Die Bewehrung der Pfähle muß so dimensioniert werden, daß die Pfähle die Zugkräfte ohne Schaden aufnehmen können. Die vorliegende Arbeit ermöglicht eine Abschätzung der Größe dieser Zugspannungen.

5.2.3 Kombination von Beobachtungen und Modellierung des Verhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Entwicklung und Realisierung des innovativen Gründungskonzepts der Kombinierten Pfahl-Plattengründung war in der vergangen Jahre begleitet von umfangreiche geotechnische Meßprogramme, mit denen das Tragverhalten der Gründungen meßtechnisch erfaßt werden konnte. Die Messungen bilden dabei stets einen integralen und unverzichtbaren Bestandteil des Nachweises der Gründungsstandsicherheit. Die In-Situ Messungen und der Rückfluß der Informationen in den Entwurf ähnlicher Projekte durch ein geeignetes Berechnungsmodell ist eine wesentliche geotechnische Aufgabe. Sowohl das vorhandene Wissen als auch die Entwurfsgrundlagen können durch die Beobachtungsmethode und den damit verbundenen interaktiven Prozeß zwischen Beobachtung und dem Berechnungsmodell erweitert werden. Der Erfolg eines solchen Prozesses hängt von folgenden Punkten ab:

- a) Die Zuverlässigkeit des verwendeten Berechnungsmodells:
 - Wie werden die geometrischen Abmessungen und Randbedingungen abgebildet (z.B. durch ein-, zwei- oder dreidimensionale Betrachtung)
 - die angewandten Stoffgesetze
 - die verwendeten Bodenparameter und die Methoden zu deren Ermittlung

b) Die Qualität der Beobachtungsmethode

- Die Wahl geeigneter Meßpunkte
- Die Wahl der Meßinstrumente und deren Langzeitverhalten
- Das Sammeln von Daten und deren Auswertung

5.3 Empfehlungen für die Wahl und den Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Auch wenn es nicht möglich ist, eine allgemeingültige Methode zur Wahl einer wirtschaftlichen Gründungsart darzustellen, zeigt Abb. 5.3 ein Flußdiagramm, welches dem entwerfenden Ingenieur bei der Wahl helfen kann (Katzenbach 1993).

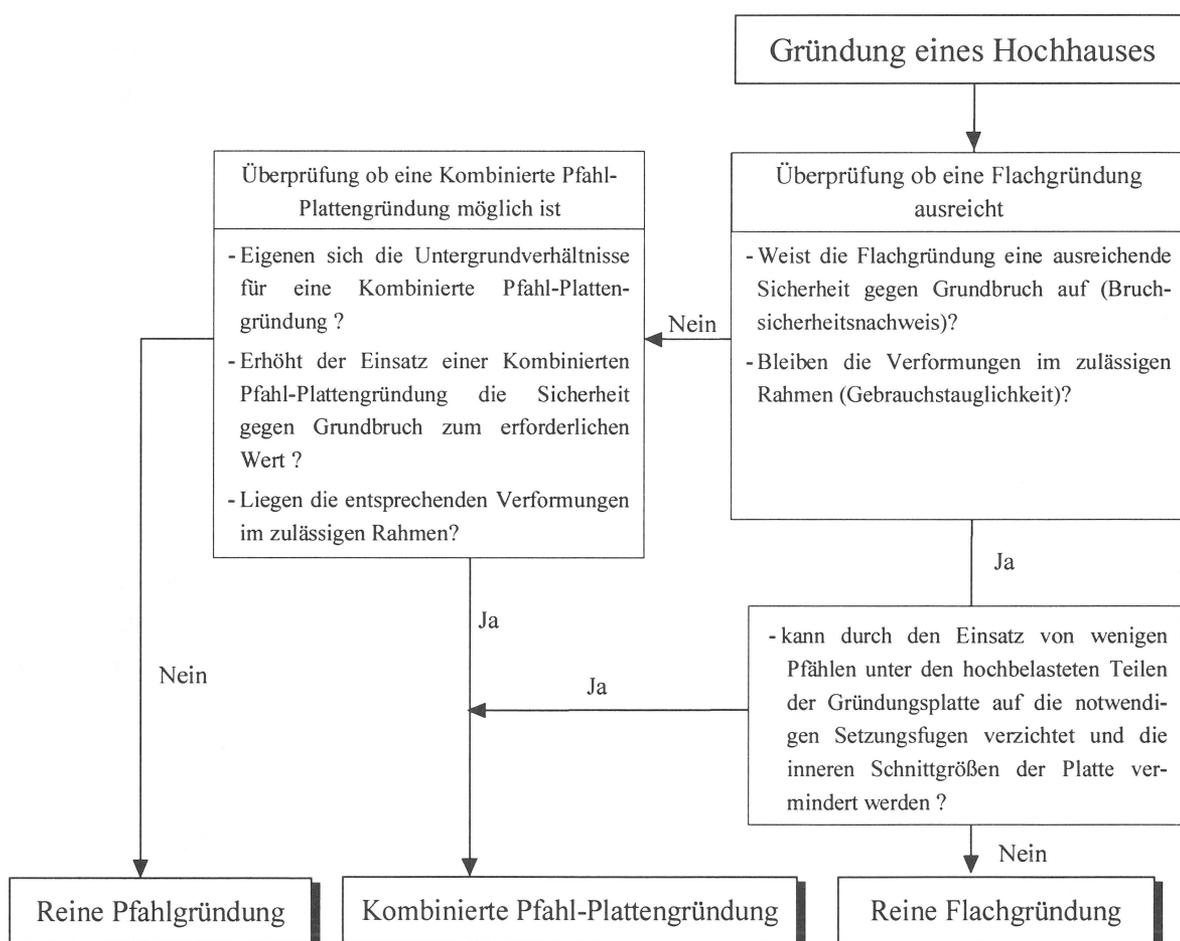


Abb. 5.3 Wahl eines geeigneten Gründungskonzeptes

Eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung wird angewandt, wenn die entsprechende Flachgründung entweder keine ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch hat, oder die Setzungen und Verkantungen zu groß sind. Es muß dabei beachtet werden, daß die Kombinierte

Pfahl-Plattengründung meistens dann zur Anwendung kommt, wenn die Pfähle ihre Lasten hauptsächlich über Mantelreibung abgeben, wie bei einer Pfahlgründung in einer mächtigen Tonschicht. Stehen die Pfähle auf einer sehr steifen Schicht, so ist der Beitrag der Gründungsplatte bei der Lastabtragung sehr gering und kann vernachlässigt werden.

Das Ziel beim Entwurf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung ist das Erreichen einer optimalen Lastverteilung zwischen den Pfählen sowie die Minimierung der Setzungen und der Verkantungen auf ein erträgliches Niveau, so daß die Baukosten optimiert werden. Deshalb ist das entscheidende Kriterium beim Entwurf der meisten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen die Zahl der erforderlichen Pfähle zur Verminderung der Setzungen und Verkantungen auf zulässige Werte (serviceability limit states) und nicht die Erhöhung der äußeren Tragfähigkeit der Gründung (ultimate limit states). Es sei angemerkt, daß die Pfähle einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit einem Sicherheitsfaktor bezüglich ihrer äußeren Tragfähigkeit bemessen werden, der nahe an 1,0 liegt. Allerdings muß der Standsicherheitsnachweis für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung als Gesamt-System gewährleistet sein.

Werden die Pfähle so entworfen, daß sie nahe ihrer äußeren Traglast belastet werden, so wird der Beton am Pfahlschaft höher belastet als der von Pfählen, welche mit einem üblichen Sicherheitsbeiwert entworfen wurden. Es muß deshalb überprüft werden, ob die Pfähle die Belastung ohne Schaden aufnehmen können.

Allerdings ist die richtige Wahl der erforderlichen Bodenparameter (z.B. Steifigkeit des Bodens, Grenzwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks) von großer Bedeutung bei der Ermittlung von gesicherten Ergebnissen. Deshalb können zuverlässige Vorhersagen zum Verhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung nur auf Grundlage von geotechnischen Parametern erfolgen, welche durch In-Situ Versuche (z.B. Pressiometer oder CPT-Versuche) oder durch Rückrechnungen von Probelastungen und von beobachteten Bauwerken ermittelt wurden.

• Vereinfachtes Berechnungsverfahren für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Das erste Entwurfsstadium einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung erfordert die Betrachtung von vielen Konfigurationen (Abmessungen und Anordnungen der Gründungsplatte und der Pfähle). In diesem Entwurfsstadium ist es wichtig, schnelle Aussagen über die Lastaufteilung zwischen Gründungsplatte und Pfählen sowie die entsprechenden Setzungen zu treffen. Das Verfahren von Randolph (1983) und Randolph/Clancy (1993) mit einigen Veränderungen kann für die erste Entwurfphase angewandt werden. Für eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung kann die Setzung wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{bmatrix} s_{rr} \\ s_p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rp} \\ K_{pp} & K_{pr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_r \\ Q_p \end{bmatrix}$$

wobei:

$s_{rr} = s_p$: die Setzung der Gründungsplatte und der Pfahlgruppe

K_{rr} : die Setzung der starren Gründungsplatte unter einer Einheitslast

K_{pp} : die Setzung der freistehenden starr gekoppelten Pfahlgruppe unter einer Einheitslast

K_{rp}, K_{pr} : der Pfahlgruppe-Gründungsplatte-Interaktionsfaktor ($K_{rp} = K_{pr}$) sind.

Der Faktor K_{rr} kann durch die Gleichungen von Steinbrenner (Steinbrenner, 1934) ermittelt werden. Der Faktor K_{pp} wird unter Zugrundelegen des Superpositionsverfahren nach einem der folgenden Verfahren ermittelt:

- Das hier vorgestellte Berechnungsverfahren auf Grundlage der BEM
- Das hier vorgestellte modifizierte Superpositionsprinzip unter Beachtung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens
- Eine rotationssymmetrische Berechnung eines Einzelpfahls und die Herleitung der Pfahl-Pfahl-Interaktionsfaktoren von der berechneten Setzungsmulde an der Geländeoberkante. Die Gültigkeit dieser Vorgehensweise wurde in Abschnitt 3.3.2.2.2 überprüft.

Die Interaktion zwischen der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte kann nach Randolph (1983) und Randolph/Clancy (1993) oder nach Lutz (1996) ermittelt werden.

Im letzten Entwurfsstadium der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird ein genaueres Verfahren erforderlich, welches die Steifigkeit der Gründungsplatte, das nichtlineare Pfahlverhalten und andere zuvor aufgeführte Faktoren unter Gebrauchslasten berücksichtigt. Aus diesem Grund wird ein vollständiges Berechnungsverfahren (z.B. die vorliegende Arbeit oder die dreidimensionale FEM) erforderlich. Solche Anwendungen geben dem entwerfenden Ingenieur die Möglichkeit, seinen Entwurf zu optimieren.

Das vorgeschlagene Berechnungsverfahren kann zur Ermittlung von Setzungen und Verkantungen unter Kurzzeitbedingungen (kurz nach Rohbauende) und Langzeitbedingungen eingesetzt werden. Dies ermöglicht eine ausreichende Abschätzung der Verformungen, die empfindliche Konstruktionen (wie Fassade, Aufzüge und Versorgungssysteme) sowie die Tragelemente des Bauwerks erfahren.

5.4 Empfehlungen für weitere Forschungsvorhaben

- Es wurde gezeigt, daß die Rückrechnung mit dem hier beschriebenen Berechnungsverfahren von instrumentierten Probelastungen für ein besseres Verständnis des Tragverhaltens und der Lastabtragung des Einzelpfahls nützlich ist. Obwohl solche Parameterstudien sehr interessant sind, wurden im Rahmen dieser Arbeit nur wenige solcher Beispiele vorgestellt. Mehr solcher ausführlicher Studien würden den Rahmen dieser Arbeit sprengen und sind das Thema zukünftiger unabhängiger Arbeiten.
- Folgende Erweiterungen und Verfeinerungen des vorliegenden Berechnungsverfahrens und der entsprechenden Software werden für die Zukunft vorgeschlagen:
 - Bis jetzt liegen nur Ergebnisse auf experimenteller Basis zur Verteilung der Lasten innerhalb von horizontal belasteten Pfahlgruppen vor (Franke 1988, DIN 4014). Numerische Betrachtungen erfolgten nur über die Elastizitätstheorie (Poulos/Davis 1980). Es ist von großem Interesse, die horizontalen Lasten (z.B. infolge Windlasten oder Bremskräften) unter Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens zu erfassen. Eine solche neue Entwicklung würde die vorliegende Arbeit erweitern und so die Betrachtung von Bauwerken erlauben, bei denen die Horizontallasten bedeutender sind als bei den hier untersuchten Frankfurter Hochhäusern.
 - Die Anwendung der dreidimensionalen Konsolidierungstheorie nach Biot (1941) scheint eine elegante Lösung zur Ermittlung des Zeit-Setzungsverhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zu bieten.
 - Erweiterte Untersuchungen der Traglast der Kombinierten Pfahl-Plattengründung würden nähere Angaben zur Wirkung der Pfahlgruppe-Platte-Interaktion auf die Traglast der einzelnen Pfähle und der Kombinierten Pfahl-Plattengründung aufzeigen. Diesbezüglich kann die vorliegende Computersoftware für die Verwendung des Stoffgesetzes nach Duncan-Chang mit dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium erweitert werden.
 - Die Dilatanz des Bodens an der Pfahl-Boden-Schnittstelle und am Pfahlfuß hat einen entscheidenden Einfluß auf die Traglast der Pfähle. Es wurde ein Zusammenhang auf der Grundlage des (Critical State Soil Mechanics) Prinzips zwischen Dilatation und Spannungen (Houlsby 1991) vorgeschlagen. Es ist sicherlich von großem Interesse, diese Effekte in die vorliegende Betrachtung mit einzubeziehen.
- Es wird vorgeschlagen, mehr Vergleiche zwischen den Ergebnissen des vorliegenden Berechnungsverfahrens und denen der dreidimensionalen FEM durchzuführen. Die Anwendung verschiedener Stoffgesetze führt sicherlich zu einem besseren Verständnis und verdeutlicht die erreichte Genauigkeit im Vergleich zum aufgebrauchten Aufwand bei beiden Methoden.

Literaturverzeichnis

Abkürzungen

ASCE	American Society of Civil Engineers
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association, London
ECSMFE	Proceedings of European Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering
ICSMFE	Proceedings of International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering

- Abdrabo, C.M. (1976) "A model scale study of axially loaded pile foundation." Ph.D. Thesis, University of Southampton.
- Amann, P. (1975) "Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde." Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 15, Darmstadt.
- Anderson, W.F. (1988) "Effective stresses on the shafts of bored and cast in situ piles in clays." Proc. 1st. International Seminar, Deep foundation, Ghent, pp. 387-394.
- Arslan, U. (1994) "Baugrund-Tragwerk-Interaktion." 1. Darmstädter Geotechnik - Kolloquium, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Heft 33, pp. 29-49.
- Arslan, U., Katzenbach, R., Quick, H. und Gutwald, J. (1994) "Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaustürme in Frankfurt am Main." Deutsche Baugrundtagung, Köln, pp. 423-437.
- Baguelin, F., Jézéquel, J.F. and Shields, D.H. (1978) "The pressuremeter and foundation engineering." Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 2, No. 4, Trans Tech Publications, Clausthal.
- Baguelin, F. and Frank, R. (1979) "Theoretical studies of piles using the finite element method." Proc. of Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Institution of Civil Engineers, London, pp. 83-91.
- Baligh, F. (1985) "The study of vertical and raked model piles in deep and shallow clay beds." Ph.D. Thesis, University of Southampton.
- Banerjee, P.K. (1976) "Integral equation methods for analysis of piece-wise non-homogeneous three-dimensional elastic solids of arbitrary shape. " Int. J. of Mechanical Science vol. 18 pp. 293-303.
- Banerjee, P.K. and Davis, T.G. (1977) "Analysis of pile groups embedded in Gibson soil." Proc. 9th. ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 381-386.

- Banerjee, P.K. and Davis, T.G. (1978) "The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils." *Géotechnique*, Vol. 28, No. 3, pp. 309-326.
- Banerjee, P.K. and Butterfield, R. (1981) "Boundary elements methods in engineering science." Mc Graw-Hill, London.
- Baumgartl (1986 a) "Ein einfaches Rechenmodell für negative Mantelreibung." Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, pp. 71-76.
- Baumgartl (1986 b) "Gruppenwirkung bei V-Last: die Pfahlgruppe als dicker Einzelpfahl." Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, p. 77-82.
- Baumgartl (1986 c) "Gruppenwirkung bei V-Last: die Pfahlgruppe als Pfahlwald." Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, pp. 83-90.
- Berardi, G., Lamagna, A. and Passalacqua, R. (1981) "Pile embedded into a nonlinearly elastic medium." Proc. 10th. ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 619-624.
- Bilotta, E., Caputo, V. and Viggiani, C. (1991) "Analysis of soil-structure interaction for piled-rafts." Proc. 10th. ECSMFE, Florence, Vol. 1, pp. 315-318.
- Biot, M.A. (1941) "General theory of three dimensional consolidation." *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, pp. 155-164.
- Böckmann, F.J. (1988) "Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung." Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Gesamthochschule Kassel.
- Breth, H. (1970) "Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen." *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt*, Heft 4.
- Breth, H. and Amann, P. (1975) "Time-settlement and settlement distribution with depth in Frankfurt clay." *Settlement of structures*, British Geotechnical Society, Pentech Press, London, pp. 141-154.
- Brown, P.T. and Gibson, R.E. (1972) "Surface settlement of a deep elastic stratum whose modulus increases linearly with depth." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9 pp. 467-476.
- Burland, J.B., Broms, B.B. and DeMello, V. (1977) "Behaviour of foundation and structures." Proc. 9th. ICSMFE, Tokyo, pp. 495-546.
- Burland, J.B. and Twine, D. (1988) "The shaft friction of bored piles in terms of effective strength." Proc. 1st Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp. 411-420.
- Bustamante, M., Frank, R. and Gianceselli, L. (1989) "Prévision de la courbe de chargement des fondations profondes isolées ." Proc. 12th. ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1125-1126.
- Bustamante, M. and Gianceselli, L. (1993) "Design of auger displacement piles from in situ tests." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp. 21-34.
- Butterfield, R., and Banerjee, P.K. (1971 a) "The elastic analysis of compressible piles and pile groups." *Géotechnique*, Vol. 21, No. 1, pp. 43-60.

- Butterfield, R., and Banerjee, P.K. (1971 b) "The problem of pile group-pile cap interaction." *Géotechnique*, Vol. 21, No. 2, pp. 135-142.
- Butterfield, R. and Douglas, R.A. (1981) "Flexibility coefficients for the design of piles and pile groups" CIRIA, Technical Note 108.
- Chan, K.S., Karasudhi, P. and Lee, S.L. (1974) "Force at a point in the interior of a layered elastic half space." *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 10, pp. 1179-1199.
- Chen, W.T. (1971) "Computation of stresses and displacements in a layered elastic medium." *International Journal of Engineering Science*, Vol. 9, pp. 775-800.
- Cheung, Y.K., Tham, L.G. and Guo, D.J. (1988) "Analysis of pile group by infinite layer method" *Géotechnique* Vol. 38, No. 3, pp. 415-431.
- Chin, F.K. (1970) "Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure." *Proc. 2nd. S.E. Asia Conf. on Soil Engineering*. pp. 81-90.
- Chow, Y.K. (1986) "Analysis of vertically loaded pile groups." *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 10, No. 1, pp. 59-72.
- Chow, Y.K. (1987 a) "Three dimensional analysis of pile groups." *ASCE*, Vol 113, No. GT6, pp. 637-651.
- Chow, Y.K. (1987 b) "Axial and Lateral response of pile groups embedded in nonhomogeneous soils." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 11, pp. 621-638.
- Chow, Y.K. (1991) "Pile-soil-pile interaction considering weakend zone of soil around piles." *Computer and Geotechnics*, Vol. 12, pp. 163-174.
- Chow, Y.K., Chin, J.T., Kog, Y.C. and Lee, S.L. (1990) "Settlement analysis of socketed pile groups." *ASCE*, Vol. 116, No. GT8, pp. 1171-1184.
- Christoulas, S. and Frank, R. (1991) "Deformation parameters for pile settlement." *Proc. 10th. ECSMFE, Florence*, pp. 373-376.
- Cooke, R.W. (1974) "The settlement of friction pile foundations." *Proc. Conf. Tall Buildings, Kuala Lumpur*, Vol. 3, pp. 1-16.
- Cooke, R.W. (1986) "Piled raft foundation on stiff clay- a contribution to design philosophy." *Géotechnique* Vol. 36, No. 2, pp. 169-203.
- Cooke, R.W. and Price, G. (1973) "Strain and displacement around friction piles." *Proc. 8th. ICSMFE, Moskau*, Vol. 2, pp. 53-60.
- Cooke, R.W., Price, G. and Tarr, K. (1979) "Jacked piles in London clay: a study of load transfer and settlement under working conditions." *Géotechnique* Vol. 29, No. 2, pp. 113-147.
- Cooke, R.W., Price, G. and Tarr, K. (1980) "Jacked piles in London clay: interaction and group behaviour under working conditions." *Géotechnique* Vol. 30, No. 2, pp. 97-136.
- Cooke, R.W., Smith, D.W., Gooch, M.N. and Sillett, D.F. (1981) "Some observations of the foundation loading and settlement of a multistorey building on a piled raft foundation in London clay." *Proc. Inst. Civ. Engn., London, Part. 1, No. 107*, pp. 433-460.

- Coyle, H.M. and Reese, L.C. (1966) "Load transfer for axially loaded piles in clay." ASCE, Vol. 92, No. SM2, pp. 1-26.
- Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1968) "The use of elastic theory for settlement prediction under three dimensional condition." Géotechnique Vol. 18, pp. 67-91.
- Davis, T.G. and Banerjee, P.K. (1978) "The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half-space." Géotechnique Vol. 28, No. 1, pp. 43-56.
- De Beer, E.E. (1963) "The scale effect in the transportation of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations." Géotechnique Vol. 11, No. 1, pp. 39-75.
- Desai, C.S., Johnson, L.D. and Hargett, C.M. (1974) "Analysis of pile-supported gravity lock." ASCE, Vol. 100, No. GT9, pp. 1009-1029.
- Desai, C.S., Kuppusamy, T. and Alameddine, A.R. (1981) "Pile cap-pile group-soil interaction." ASCE, Vol. 107, No. ST5, pp. 817-834.
- DIN 4014 (1990) "Bohrpfähle: Herstellung, Bemessung und Tragverhalten."
- DIN 4019 (1979) "Setzungsberechnungen."
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970) "Nonlinear analysis of stress and strain in soils." ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
- Elborg, E. (1993) "Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen auf empirischer Grundlage." Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, TH Darmstadt.
- Ellison, R.D., D'Appolonia, E. and Thiers, G.R. (1971) "Load deformation mechanism for bored piles." ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 661-678
- El-Mossallamy, Y. (1989) "Analysis of pile-raft-soil interaction." M.Sc. thesis, Ain Shams University, Cairo, Egypt.
- Fellenius, B.H. (1989) "Unified design of piles and pile groups." Transportation Research Board, Washington, TRB Record 1169, pp. 75-82.
- Fellenius, B.H. (1990) "Unipile - Background and user manual " Personal communication.
- Feng, G.D., Liu, Z.D. and Huang, S.K. (1985) "A calculating model of cap-pile-soil interaction." Proc. 11th. ICSMFE, San Francisco, Vol. 3, pp. 1381-1382.
- Feng, G.D., Liu, Z.D. and Huang, S.K. (1989) "Determination of the load transfer parameters of pile foundations." 12th. ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1053-1056.
- Fleming, W.G. (1992) "A new method for single pile settlement prediction and analysis." Géotechnique, Vol 42, No. 3, pp. 411-425.
- Fleming, W.G., Welman, A.J. Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1985) "Piling Engineering." Surrey University Press.
- Forst, H. und Siemer, H. (1982) "Pfahlgründung und Versuche an Großbohrpfählen im Zuge des Umbaus Düsseldorf Hbf." Die Bautechnik, pp. 73-86.
- Fox, E.N. (1948) "The mean elastic settlement of uniformly loaded area at a depth below the ground surface." Proc. 2nd. ICSMFE, Rotterdam, Vol. 1, pp. 129-132.
- Franke, E. (1973 a) "Probebelastung an Großbohrpfählen." Bautechnik, Nr. 1, pp. 7-20.

- Kraft, L.M., Ray, R.P. and Kagawa, T. (1981 b) "Theoretical t-z curves." ASCE, Vol. 107, GT11, pp. 1543-1561.
- Kuwabara, F. (1989) "An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil." Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 82-92.
- Lang, S. und Schreier, W. (1986) "Probebelastung an langen Großbohrpfählen; Anlaß und Ergebnisse." Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, pp. 211-220.
- Lee, S.L., Kog, Y.C. and Karunaratne, G.P. (1987) "Axially loaded piles in layered soil." ASCE Vol. 113, No. GT4, pp. 366-381.
- Liu, J.L., Yuan, Z.L. and Zhang, K.P. (1985) "Cap-pile-soil interaction of bored pile group." Proc. 11th. ICSMFE., San Francisco, Vol. 3, pp. 1433-1436.
- Liu, P. (1996) Dissertation in Vorbereitung, Fachbereich Bauingenieurwesen, TH Darmstadt.
- Liu, W. and Novak, M. (1991) "Soil-pile-cap static interaction analysis by finite and infinite elements." Canadian Geotechnical Journal Vol. 28, pp. 771-783.
- Luker, I. (1988) "Prediction of the load-settlement characteristics of bored piles." Proc. 1st. Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, 229-237.
- Lutz, B. (1996) "Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens von Pfahl-Plattengründung unter Verwendung geotechnischer Messungen" Dissertation in Vorbereitung, Fachbereich Bauingenieurwesen, TH Darmstadt.
- Mattes, N.S. and Poulos, H.G. (1969) "Settlement of single compressible pile." ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 189-207.
- Mattes, N.S. and Poulos, H.G. (1971) "Model tests on piles in clay." Proc. 1st. Aust. N.Z. Conf. on Geomechs. Melbourne, pp. 254-259.
- Meißner, U., Möller, B., Lämmer, L. und Olden, J. (1991) "Nutzung von massiv-parallelen Transputersystemen für parallele Finite-Elemente -Algorithmen." Vorträge -Finite Elemente Methode - Tagung, Karlsruhe, pp. 395-406.
- Meyerhof, G.G. (1951) "The ultimate bearing capacity of foundations." Géotechnique, Vol. 2, No. 4, pp. 301-332.
- Meyerhof, G.G. (1953) "Resherches sur la force portante des pieux." Supplement, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 6, No. 63-64, pp. 371-374.
- Meyerhof, G.G. (1956) "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils." ASCE, Vol. 82, SM1, paper 866, pp. 1-19.
- Meyerhof, G.G. (1959) "Compaction of sands and bearing capacity of piles." ASCE, Vol. 85, No. SM6, pp. 1-29.
- Meyerhof, G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation." ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 197-228.
- Milovic, D.M. and Stevanovic, S. (1989) "Deformation modulus determined by pile load test." Proc. 12th., ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1163-1166.
- Mindlin, R.D. (1936) "Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid." Physics 7, pp. 195-202.

- Franklin, J. (1977) "Some practical consideration in the planning of field instrumentation." International Symposium on Field Measurements in rock Mechanics, pp. 3-13.
- Ghosh, N. (1975) "A model scale investigation of the working load stiffness of single piles and groups of piles in clay under centric and eccentric vertical loads." Ph. D. Thesis, University of Southampton.
- Gibson, R.E. (1950) "Discussion on paper by Guthlac Wilson." Journal Institute of Civil Engineers, Vol. 34, pp. 382-383.
- Gibson, R.E. (1967) "Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space." Géotechnique, Vol. 17, pp. 58-67.
- Gibson, R.E. (1974) "The analytical method in soil mechanics." Géotechnique Vol. 24, No. 2, pp. 115-140.
- Gibson, R.E., Knight, K. and Taylor, P.W. (1963) "A critical experiment to examine theories of three dimensional consolidation." Proc. 4th. ECSMFE, Wiesbaden. pp. 69-76.
- Hain, S.J. and Lee, I.K. (1974) "Rational analysis of raft foundation." ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 843-861.
- Hain, S.J. and Lee, I.K. (1978) "The analysis of flexible raft-pile systems." Géotechnique Vol. 28, No. 1, pp. 65-83.
- Hansbo, S. (1984) "Foundations on friction creep piles in soft clay." Proc. Intern. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Vol. 2, pp. 913-922.
- Hansbo, S. (1993) "Interaction problems related to the installation of pile groups." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp 59-66.
- Hansbo, S. and Jendeby, L. (1983) "A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling." Väg. - och Vattenbyggaren, No. 7-8, pp. 29-31.
- Harvey, E.W. (1981) "Tolerable settlement of buildings." ASCE, Vol. 107, No. GT11, pp. 1489-1504.
- Hideki, H. (1990) "Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions." Japanese society of soil mechanics and foundation engineering, Vol. 30, No. 1, pp. 55-64.
- Holloway, P.M., Clough, G.W. and Vesic, A.S. (1975) "The mechanics of pile soil interaction in cohesionless soils." Duke University, School of Engineering, Soil Mechanics Series, No. 39.
- Hooper, J.A. (1973) "Observation on the behaviour of a piled raft foundation on London clay." Proc. Institute of Civil Engineers, Part 2, Vol. 55, pp. 855.
- Hooper, J.A. (1979) "Review of behaviour of piled raft foundation." CIRIA, report No., 83.
- Hooper, J.A., and Levy, J.F. (1981) "Behaviour of a flexible pile foundation." Proc. 10th. ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 735-740.
- Houlsby, G.T. (1991) "How the dilatancy of soils affects their behaviour." Proc. 10th. ECSMFE, Vol. 5. pp. 1189-1202.

- Jendeby, L. (1986) "Friction piled foundations in soft clay, A study of load transfer and settlement." Dissertation, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Jessberger, H., Yuan, H.X., Bao, C.M. and Thaher, M. (1991) "Superstructure-foundation-subsoil interaction analysis." Ruhr-University Bochum.
- Katzenbach, R. (1993) "Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser." Bautechnik, Vol. 70 Nr. 3, pp. 161-170.
- Katzenbach, R. (1994) "Geotechnische Produktforschung als Grundlage für kostengünstiges Bauen." 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Heft 33, pp. 9-28.
- Katzenbach, R. (1995) "Hochhausgründungen im setzungsaktiven Frankfurter Ton - Innovationen für neue Gründungstechniken." Beiträge zum 10. Christian Veder Kolloquium, Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz, pp. 44-58.
- Katzenbach, R. and Hoffmann, H. (1993) "Zur wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung." Pfahl Symposium, Braunschweig, pp. 311-326.
- Katzenbach, R., Arslan, U. and Gutwald, J. (1994 a) "A numerical study on pile foundation of the 300 m high Commerzbank tower in Frankfurt am Main." Proc. 3rd. European Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Manchester.
- Katzenbach, R., Reul, O. und Quick, H. (1994 b) "Hochhausgründungen - Messungen und Qualitätssicherung." Beiträge zum Symposium 'Messen in der Geotechnik', Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 44, pp. 247-258.
- Katzenbach, R., Arslan, U., Vogler, M. and Quick, H. (1994 c) "New experience on deformation and strength behaviour of Frankfurt limestone." Proc. 4th. South America Conference on Rock Mechanics, Chily.
- Katzenbach, R., Arslan, U., und Holzhäuser, J. (1995) "Geotechnische Meßüberwachung des 300m hohen Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt am Main." Pfahl Symposium, Braunschweig, pp. 233-244.
- Kerisel, J. (1964) "Deep foundations basic experimental facts." Proc. Conference on Deep Foundations, Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico, Vol. 1, pp. 4-41..
- Kézdi, A. (1957) "Bearing capacity of piles and pile groups." Proc. 4th. ICSMFE, London, Vol. 2, pp. 46-51.
- Kishida, H. and Meyerhof, G.G. (1965) "Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand." Proc. 6th. ICSMFE, Toronto, Vol. 2, pp. 270-274.
- Koizumi, Y. and Ito, K. (1967) "Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations." Soil and Foundations, No. 3, pp. 30-53.
- Kondner, R.L. (1963) "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils." ASCE, Vol. 89, No. SM1, paper 3429, pp. 115-143.
- Kraft, L.M., Focht, J.A. and Amerasinghe, S.F. (1981 a) "Friction capacity of piles driven into clay." ASCE, Vol. 107, No. GT11, pp. 1521-1541.

- Franke, E. (1973 b) "Principles for test loading of large bored piles by horizontal loads." Proc. 8th. ICSMFE, Moscow, Vol. 2, pp. 97-104.
- Franke, E. (1976) "Pile foundation - single pile." Proc. 6th. ECSMFE, Viena, pp.83-102.
- Franke, E. (1977) "Normung von Großbohrpfählen (DIN 4014, Teil 2, Entwurf August 1975), Bericht über die Erarbeitung unter Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse über das Tragverhalten." Bautechnik, Nr. 8, pp. 253-263.
- Franke, E. (1981) "Point pressure versus length and diameter of piles." Proc. ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 717-722.
- Franke, E. (1985 a) "Discussion contribution: Factor of safety for skin friction and end bearing." Proc. 11th. ICSMFE, San Francisco, Vol. 5, pp. 2725-2726.
- Franke, E. (1985 b) "Discussion contribution: group action of piles." Proc. 11th ICSMFE, San Fransisco, Vol. 5, pp. 2727-2728.
- Franke, E. (1988) "Group action between vertical piles under horizontal loads." Proc. 1st. Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp 83-93.
- Franke, E. (1989) "Prediction of the bearing behaviour of piles esp. large boared piles." Co-Report to Discussion Session 13, Large Diameter Piles, Proc of 12th. ICSMFE, Rio de Janerio.
- Franke, E. (1991 a) "Measurements beneath piled rafts." Key note lecture to the ENPC Conf. on Deep Foundations, Paris, 1-28.
- Franke, E. (1991 b) "EUROCODE-safety approach as applied to single piles." Proc. 4th. International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Vol. 1, pp. 13-18.
- Franke, E. (1992 a) "Experiences with strain measurements along the shaft of bored piles." Geotechnical news, Canada., Vol. 10, pp. 62-64.
- Franke, E. (1992 b) "Abschnitt, Pfähle." Grundbautaschenbuch, 4. Aufl., Vol., 3, pp. 173-268.
- Franke, E. (1993 a) "Pfahlnormung als Repräsentation des technischen Fortschritts." Pfahl symposium, Braunschweig, pp. 13-59.
- Franke, E. (1993 b) "Design of bored piles, including negative skin friction and horizontal loading." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp 43-57.
- Franke, E. und Garbrecht (1976) "Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand, Ziel-Methode-Ergebnisse." Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 41, pp. 47-77.
- Franke, E., Lutz, B. and El-Mossallamy, Y. (1994 a) "Measurements and Numerical Modelling of High Rise Building Foundations on Frankfurt Clay." Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Texas, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 40, Vol. 2, pp. 1325-1336.
- Franke, E., Lutz, B. und El-Mossallamy, Y. (1994 b) "Pfahlgründungen und die Interaktion Bauwerk/Baugrund." Geotechnik, Vol. 17, pp. 157-172.
- Franke, E. und Lutz, B. (1994 c) "Pfahl-Platten-Gründungs-Messungen." Forschungsabschlußbericht zum Forschungsauftrag Fr 600 - 11/1, DFG.

- Naylor, D.J. and Hooper, J.A. (1974) "An effective stress finite element analysis to predict the short and long-term behaviour of a piled-raft foundation on London clay." Settlement of structures, British Geotechnical Society, Pentech Press, London, pp. 394-402.
- Naylor, D.J. and Pande, G.N. (1981) "Finite element in geotechnical engineering." Pineridge Press, Swansea, U.K.
- Nogami, T. and Chen, H.L. (1984) "Simplified approach for axial pile group response analysis." ASCE, Vol. 110, No. GT9, pp. 1239-1255.
- Nogami, T. and Paulson, S. (1985) "Transfer matrix approach for nonlinear pile group response analysis." International Journal for Numerical methods in Geomechanics, Vol. 9, pp. 299-316.
- Nökkentved (1928) "Berechnung von Pfahlrosten." Ernst und Sohn, Berlin
- Novak, M. and Elsharnouby, B. (1983) "Stiffness constants of single piles." ASCE, Vol. 109, No. GT7, pp. 961-974.
- O'Neill, M.W. (1983) "Side load transfer in driven and drilled piles." ASCE, Vol. 109, No. GT10, pp. 1259-1266.
- O'Neill, M.W. and Ghazzaly, O.I. (1977) "Analysis of three dimensional pile groups with nonlinear soil response and pile-soil-pile interaction." Proc. 9th. Annual Offshore Technology Conference, OTC, Houston, Texas, pp. 245-256.
- O'Neill, M.W. and Ghazzaly, O.I. (1979) "Assessment of hybrid model for pile groups." TRR 733, T.R.B., Washington, D.C., pp. 36-43.
- O'Neill, M.W., Hawkins, R.A. and Mahar, L.J. (1981) "Field study of pile group action." Report No. FHWA/RD-81/002, Federal Highway Administration, Office of Research and Development Material Division, Washington, D.C.
- O'Neill, M.W., Hawkins, R.A. and Mahar, L.J. (1982 a) "Load transfer mechanisms in piles and pile groups." ASCE, Vol. 108, No. GT12, pp. 1605-1623.
- O'Neill, M.W. and Boboo Ha, A.M. (1982 b) "Comparitive modelling of vertical pile group." Proceeding of second international conference on numerical methods in offshore pilling, Houston, Texas, pp. 399-418.
- Ottaviani, M. (1975) "Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups." Géotechnique, Vol. 25, No. 2, pp. 159-174.
- Ottaviani, M. and Marchetti, S. (1979) "Observed and predicted test pile behaviour." International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 3, pp. 131-143.
- Padfield C. J. and Sharrock, M. J. (1983) "Settlement of structures on clay soils." CIRIA, Special Publication, No. 27.
- Phoon, K.K., Quek, S.T., Chow, Y.K. and Lee, S.L. (1990) "Reliability analysis of pile settlement." ASCE, Vol. 116, No. GT11, pp. 1717-1735.
- Phung, D.L. (1993) "Footings with settlement reducing piles in noncohesive soil." Dissertation, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers Univrtsity of Technology, Göteborg.

- Polo, J.M., and Clemente, L.M. (1988) "Pile-group settlement using independent shaft and point loads." ASCE, Vol. 114, No. GT4, pp. 469-486.
- Poulos, H.G. (1967) "Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough rigid base." *Géotechnique*, Vol. 17, pp. 378-410.
- Poulos, H.G. (1968) "Analysis of the settlement of pile groups." *Géotechnique*, Vol. 18, pp. 449-471.
- Poulos, H.G. (1972) "Load-settlement prediction for piles and piers." ASCE, Vol. 98, No. SM9, pp. 879-897.
- Poulos, H.G. (1977) "Estimation of pile group settlement." *Ground Engineering*, Vol. 10, No. 2, pp. 40-50.
- Poulos, H.G. (1979 a) "Settlement of single piles in nonhomogeneous soil." ASCE, Vol. 105, No. GT5, pp. 627-641.
- Poulos, H.G. (1979 b) "Group factors for pile deflection estimation." ASCE, Vol. 105, No. GT12, pp. 1489-1509.
- Poulos, H.G. (1981) "Soil-structure-interaction." Proc. 10th., ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, pp. 307-334.
- Poulos, H.G. (1982) "The influence of shaft length on pile load capacity in clay." *Géotechnique*, No. 32, Vol. 2, pp. 145-148.
- Poulos, H.G. (1987) "Analysis of residual stresses effects in piles." ASCE, Vol. 113, No. GT3, pp. 216-229.
- Poulos, H.G. (1988) "Modified calculation of pile-group settlement interaction." ASCE, Vol. 114, No. GT6, pp. 697-706.
- Poulos, H.G. (1989) "Pile behaviour-theory and application." *Géotechnique*, Vol. 39, No. 3, pp. 365-415.
- Poulos, H.G. (1993 a) "Settlement prediction for bored pile groups." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, 103-117.
- Poulos, H.G. (1993 b) "An approximate numerical analysis of pile-raft interaction." Personal communication.
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1968) "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers." *Géotechnique*, Vol. 18, pp. 351-371.
- Poulos, H.G. and Mattes, N.S. (1969) "The behaviour of axially loaded end bearing piles." *Géotechnique*, Vol. 19, No. 2, pp. 285-300.
- Poulos, H.G. and Mattes, N.S. (1971 a) "Settlement and load distribution analysis of pile groups." *Australian Geomechanics Journal*, Vol 1, pp. 18-28.
- Poulos, H.G. and Mattes, N.S. (1971 b) "Displacements in a soil mass due to pile groups." *Australian Geomechanics Journal*, Vol. 1, pp. 29-35.
- Poulos, H.G. and Mattes, N.S. (1974) "Settlement of pile groups bearing in stiffer strata." ASCE, Vol. 100, No. GT2, pp. 185-189.
- Poulos, H.G., and Davis, E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics." Wiley, New York.

- Poulos, H.G., and Davis, E.H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design." Wiley, New York.
- Poulos, H.G. and Randolph, M.F. (1983) "Pile group analysis: A study of two methods." ASCE, Vol. 109, No. GT3, pp. 355-372.
- Press, H. (1932) "Die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahls." Bautechnik, Vol. 11, pp. 625-627.
- Pressley, J.S. and Poulos, H.G. (1986) "Finite element analysis of mechanisms of pile group behaviour." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, pp. 213-221.
- Randolph, M.F. (1977) "A theoretical study of the performance of piles." PhD thesis, Cambridge University, England.
- Randolph, M.F. (1981) "Piles subjected to torsion." ASCE, Vol. 107, No. GT8, pp. 1095-1111.
- Randolph, M.F. (1983) "Design of piled raft foundations." CUED/D-Soils TR. 143.
- Randolph, M.F. (1985) "Settlement of pile groups." CUED/D-Soils TR. 163.
- Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1978) "Analysis of deformation of vertically loaded piles." ASCE, Vol. 104, No. GT12, pp. 1465-1488.
- Randolph, M.F., and Wroth, C.P. (1979 a) "An analysis of the vertical deformation of pile groups." Géotechnique, Vol. 29, No. 4, 423-439.
- Randolph, M.F., and Wroth, C.P. (1979 b) "A simple approach to pile design and the evaluation of pile tests." Proc. Behaviour of deep foundation, American Society for Testing and Material (ASTM), Boston, pp. 484-499.
- Randolph, M.F., Carter, J.P. and Wroth, C.P. (1979 c) "Driven piles in clay, the effect of installation and subsequent consolidation." Géotechnique, Vol. 29, No. 4, pp. 361-393.
- Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles." Géotechnique, Vol. 31, No. 1, pp. 143-157.
- Randolph, M.F. and Springman, S.M. (1991) "Analysis of pile response due to external loads and soil movement." Proc. 10th. ECSMFE, Florence, pp. 525-528.
- Randolph, M.F. and Clancy, P. (1993) "Efficient design of piled rafts." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, 119-130.
- Reese, L.C. (1964) "Load versus settlement for an axially loaded pile." Proc., Symposium on bearing capacity of piles, Part 2, general Building Research Institute, Roorkee, India, Cemented Concrete, New Delhi, India, pp. 18-38.
- Reese, L.C., O'Neill, M.W. and Smith, R.E. (1970) "Generalized analysis of pile foundations." ASCE, Vol. 96, No. SM1, pp. 235-250.
- Rogel, J.M. (1988) "Load transfer along bored piles in stiff clay." Proc. 1st. Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, 119-130.
- Schad, H. (1992) "Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt clay." Proc. 2nd Czechoslovak Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Prague.

- Schetelig, K. and Franke, E. (1985) "In-situ stresses in overconsolidated clays relative to depth." Proc. 11th. ICSMFE, San Fransisco, Vol. 2 , pp. 647-652.
- Schiel,F. (1970) "Statik der Pfahlwerke." 2. Auflag, Springer-Verlag, Berlin.
- Schlitt, H.G. (1952) "Group pile loads in plastic soils." Proc. 31st. Annual Highway Research Board Meeting, Washington D.C., Vol. 31, pp. 62-81.
- Schofield, A.N. (1980) "Cambridge geotechnical centrifuge operations." Géotechnique, Vol. 30, No. 3, pp. 227-268.
- Schwab, H., Gündling, N., and Lutz, B. (1991) "Monitoring pile raft soil interaction." Proc. 3rd Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, 117-127.
- Schultze, E. (1961) "Distribution of stress beneath a rigid foundation." 5th., ICSMFE, Paris, Vol. 1, pp. 807-813.
- Seed, H.B., and Reese, L.C. (1955) "The action of soft clay along friction piles." ASCE, Vol. 81, paper 842.
- Simpson, B., O'Riordan, N.J. and Croft, D.D. (1979) "A computer model for the analysis of ground movement in London clay." Géotechnique, Vol. 29, No. 2, pp. 149-175.
- Simpson, B., Calabresi, G., Sommer, H. and Wallays, M. (1979) "Design parameters for stiff clay." Proc. 7th. ECSMFE, Brighton, Vol. 5, pp. 91-125.
- Skempton, A.W. (1951) "The bearing capacity of clays." In Building Research Congress, ICE, London, pp. 180-189.
- Skempton, A.W. (1953) "Discussion contribution: Piles and pile foundations, settlement of pile foundations." Proc. 3rd. ICSMFE, Zurich, Vol. 3, pp. 172.
- Skempton, A.W. and Mc Donald (1956) "The allowable settlement of buildings." Proc. of the Institution of Civil Engineers, London, Part 3, Vol. 5, pp. 727-784.
- Smith, I.M. (1982) "Programming the finite element method with application to geomechanics." John Willey and Sons.
- Sommer, H. (1975) "Konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung von Verkantungen bei Hochhausgründungen." Europäische Baugrundtagung, Wien, pp. 237-239.
- Sommer, H. (1978 a) "Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser." Bauingenieur 53, pp. 205-211.
- Sommer, H. (1978 b) "Neuere Erkenntnisse über zulässige Setzungsunterschiede von Bauwerken, Schadenskriterien." Baugrundtagung, Berlin, pp. 695-724.
- Sommer, H. (1986) "Kombinierte Pfahl-Plattengründung eines Hochhauses im Ton." Vorträge der Baugrundtagung, Nürnberg, pp. 391-405.
- Sommer, H. (1991) "Entwicklung der Hochhausgründungen in Frankfurt/Main." Festkolloquium: 20 Jahre Grundbauinstitut Prof. Dr.-Ing. H. Sommer und Partner, pp. 47-62.
- Sommer H. (1993) "Development of locked stresses and negative shaft resistance at the piled raft foundation - Messeturm Frankfurt/Main." Proc. 2nd Int. Seminar, Deep foundation, Ghent, pp 347-349.
- Sommer, H. und Hambach, P. (1974) "Großpfahlversuche im Ton für die Gründung der Talbrücke Alzey." Der Bauingenieur, Vol. 49, pp. 310-317.

- Sommer, H., Wittmann, P. und Ripper, P. (1982) "Tiefe Baugruben neben schwerer Bebauung im Frankfurter Ton." *Bauingenieur*, Vol. 57, pp. 335-342.
- Sommer, H., Wittmann, P. and Ripper, P. (1985) "Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay." 11th. ICSMFE, San Francisco, Vol. 4, pp. 2253-2257.
- Sommer, H., Katzenbach, R. und DeBenedittis, C. (1990) "Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt/Main." *Vorträge der Baugrundtagung*, Karlsruhe, pp. 371-380.
- Sommer, H. und Hoffmann, H. (1991) "Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt/Main." *Festkolloquium: 20 Jahre Grundbauinstitut Prof. Dr.-Ing. H. Sommer und Partner*, pp. 63-71.
- Sommer, H. und Hoffmann, H. (1994) "Berechnung des Grundwassers im innerstädtischen Tiefbau." *Beiträge zum 9. Christian Veder Kolloquium*, Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz, pp. 126-138.
- Sowers, G.F., Martin, C.B., Wilson, L.L. and Fausold, M. (1961) "The bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies." *Proc. 5th. ICSMFE*, Paris, Vol. 2, pp. 155-159.
- Steinbrenner, W. (1934) "Tafeln zur Setzungsberechnung." *Die Straße*, Nr. 1, pp. 121-124.
- Terzaghi, K. (1943) "Theoretical soil mechanics." John Wiley & Sons, New York.
- Thaher, M. and Jessberger, H.L. (1990) "Settlement reduction of high rise buildings by a limited number of piles supporting the foundation raft." *Proc. Conference, Deep foundation practice*, Singapore.
- Thaher, M. (1991) "Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche." *Mitteilungen der Institut für Grundbau der Ruhr- Universität, Bochum*, Heft 15.
- Thurman, A.G. and D'Appolonia, E. (1965) "Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform and stratified soils." *Proc. 6th. ICSMFE*, Toronto, Vol. 2, pp. 323-327.
- Tomlinson, M.S. (1957) "The adhesion of piles driven in clay soils." *Proc. 4th. ICSMFE*, London, Vol. 2, pp. 66-71.
- Tomlinson, M.S. (1980) "Foundation design and construction." Pitman Press, London.
- Trochanis, A.M., Bielak, J. and Christiano, P. (1991 a) "Three dimensional nonlinear study of piles." *ASCE Vol. 117, No. GT3*, pp. 429-447.
- Trochanis, A.M., Bielak, J. and Christiano, P. (1991 b) "Simplified model for analysis of one or two piles." *ASCE Vol. 117, No. GT3*, pp. 448-466.
- Uzan, J. (1980) "Surface deflection in a two-layer elastic medium underlain by a rough rigid base." *Géotechnique*, Vol. 30, No. 1, pp. 39-47.
- Van Impe, W.F. (1991) "Deformation of deep foundations." *Proc. 10th. ECSMFE*, Florence, pp. 1031-1062.
- Van Impe, W.F. and Van den Broeck, M. (1988) "End and shaft bearing capacity of piles evaluated separately out of static pile loading test results." *Proc. 1st. Int. Seminar, Deep foundation*, Ghent, pp. 489-498.

- Van Impe, W.F. und De Clercq, Y. (1994) "Ein Interaktionsmodell für Pfahlplattengründungen." *Geotechnik*, Vol. 17, pp. 61-73.
- Van Weele, A.F. (1957) "A method of separating the bearing capacity of a test pile into skin-friction and point-resistance." *Proc. 4th. ICSMFE, London*, Vol. 2, pp. 76-80.
- Vesic, A.S. (1964) "Model testing of deep foundations and scaling laws." *Proc. North America Conf. on deep foundations, Mexico city*, Vol. 2, pp. 525-530.
- Vesic, A.S. (1967) "A study of bearing capacity of deep foundations" Final Report, Project B-189, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- Vesic, A.S. (1969 a) "Load transfer, lateral loads and group action of deep foundations." *Proc. Conf. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publ. No. 444*, pp. 5-14.
- Vesic, A.S. (1969 b) "Experiments with instrumented pile groups in sand." *Proc. Conf. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publ. No. 444*, pp. 177-222.
- Vesic, A.S. (1972) "Expansion of cavities in infinite soil mass." *ASCE*, Vol. 98, No. SM3, pp. 265-290.
- Vesic, A.S. (1973) "On penetration resistance and bearing capacity of piles in sand." Discussion section 3, *Proc. 8th. ICSMFE, Vol. 4-2, Moscow*, pp. 78-81.
- Vesic, A.S. (1977) "Design of pile foundations." Publication, National Research Council, Washington, D.C., No. 42.
- Vesic, A.S. and Clough, G.W. (1968) "Behaviour of granular material under high stresses." *ASCE*, Vol. 94, No. SM3, paper 5954, pp. 661-688.
- Wahls, H.E. (1981) "Tolerable settlement of buildings." *ASCE*, Vol. 107, No. GT11, pp. 1489-1504.
- Wahrmund, H. (1992 a) "Numerische Berechnungsmethode zur Abschätzung der Lastverteilung und des Last-Setzungs-Verhaltens vertikal belasteter Pfahlgruppen und Pfahl-Platten-Gründungen." Dissertation am Fachbereich Bauingenieurwesen der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar.
- Wahrmund, H. (1992 b) "Vergleich numerischer Methoden zur Abschätzung des Last-Setzungs-Verhaltens axial belasteter Pfähle." *Geotechnik*, Vol. 15, pp. 124-130.
- Whitaker, T. (1957) "Experiments with model piles in groups" *Géotechnique*, Vol. 7, pp. 147-167.
- Whitaker, T. and Cooke, R. (1966) "An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay." *Proc., Symposium, Large Bored Piles, London*, pp. 7-49.
- Wiesner, T.J. and Brown, P.T (1980) "Laboratory tests on model piled raft foundation." *ASCE*, Vol. 106, No. GT7, pp. 767-783.
- Wittmann, P., und Ripper, P. (1990) "Unterschiedliche Konzepte für die Gründung und Baugrube von zwei Hochhäusern in der Frankfurter Innenstadt." *Vorträge der Baugrundtagung, Karlsruhe*, 381-397.
- Wroth, C.P. (1972) "Some aspects of the elastic behaviour of overconsolidated clay." *Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, London*, pp. 347-361.

- Yamashita, K., Kakurai, M. and Matsuyama, K. (1989) "Settlement analysis of large bored pile groups." 12th. ACSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1079-1082.
- Zelikson, A. (1969) "Geotechnical models using the hydraulic gradient similarity method." *Géotechnique*, Vol. 19, No. 4, pp. 495-508.
- Zelikson, A. (1988) "Hydraulic gradient simulation of sequence of pile driving and loading tests." Proc. 3rd. Int. Conf. on the application of stress wave theory to piles, Ottawa, Ontario, pp. 152-163.
- Zienkiewicz, O.C. (1971) "The finite element method in engineering science." Mc Graw-Hill, New York.

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt
Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten.
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau.
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens.
Dr.-Ing. K.H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme.
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmestoffes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsanordnung.
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Dr.-Ing. H. Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände.
Dr.-Ing. H.R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand.
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember, 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode.
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände.
Dipl.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons.
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975

- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche.
Dr.-Ing. R. Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche.
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand.
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977

Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Darmstadt 1978
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit.
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten - Eine vergleichende Studie.
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden.
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet.
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Sonderheft
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik
Festschrift zum 70. Geburtstag von o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth
Darmstadt 1983

- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung.
Dr.-Ing. H.G. Schmidt, Januar 1986

Sonderheft:
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13. 3. 1986 in Darmstadt
Tagungsband

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. T. Dietrich

- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung.
Dr.-Ing. H.G. Hartmann, April 1986

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. E. Franke

- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge.
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum, April 1987

Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung.
Dr.-Ing. Eberhard Klüber, März 1988

Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes
Dr.-Ing. Hermann Mader, Februar 1988

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. T. Dietrich

Nr. 30 Coulombsches Extremalprinzip und Schranken des Erddrucks.
Prof. Dr.-Ing. T. Dietrich und Dr.-Ing. U. Arslan, Juni 1989

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Nr. 31 Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung.
Dr.-Ing. Gerhard Muth, Juli 1989

Nr. 32 Festvorträge zum Festkolloquium am 1. Oktober 1993 anlässlich des 80. Geburtstages von em.Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Darmstadt, November 1994

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach

Nr. 33 Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14. Juli 1994, Darmstadt, Dezember 1994

Nr. 34 Vorträge zum 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30. März 1995, Darmstadt, Dezember 1995

Nr. 35 Vorträge zum 3. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21. März 1996, Darmstadt, März 1996

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach und Prof. Dr.-Ing. U. Arslan

Nr. 36 Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Dezember 1996