VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos

Heft 11

UNTERFANGUNG BELASTETER FUNDAMENTE DURCH BOHRPFÄHLE

von

Yilei Shen

KAISERSLAUTERN 2006

Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner

Nr. 1 Johannes Vogt (1992)
Tragverhalten von Schlitzwandelementen

Nr. 2 Frank Rogmann (1992)
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf Hohlraumstandsicherheiten

Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel

Nr. 4 Egbert Adam (2001)
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und sedimentärer Gesteine

Nr. 5 Andreas Becker (2002)
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande

Nr. 6 Katja Abel (2002)
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter Deponiebasisabdichtungen

Nr. 7 Tao Li (2002)
Zweiflächen-Stoffmodell für wasssergesättigte bindige Böden unter zyklischer Beanspruchung

Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)
Foundation pits in saturated highly expansive soils

Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner und dem 20-jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)
Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrissen in mineralischen Deponieabdichtungen

Nr. 11 Yilei Shen (2006)
Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle

VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos

Heft 11

UNTERFANGUNG BELASTETER FUNDAMENTE DURCH BOHRPFÄHLE

von

Yilei Shen

KAISERSLAUTERN 2006

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern

zur
Verleihung des akademischen Grades
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

D 386

Tag der Einreichung: 21. Januar 2004
Tag der mündlichen Prüfung: 28. Oktober 2005

Dekanin: Prof. Dr. G. Troeger-Weiß

Vorsitzender der Promotionskommission: Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner
Prof. Dr. ir. W.F. Van Impe, Universität Ghent

Autorin dieses Heftes ist

Dr.-Ing. Yilei Shen

bis Oktober 1996 wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik
und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit wurde von meinem Vorgänger am Fachgebiet, Herrn Prof. H. Meißner initiiert und betreut. Sie befasst sich mit der Verbesserung des Tragverhaltens von Fundamenten durch nachträglich hergestellte Bohrpfähle.

Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) haben sich als Gründungssysteme für große Bauwerkseinwirkungen gut bewährt. Das Setzungsverhalten und insbesondere die Vermeidung von größeren Schiefstellungen des Gebäudes lassen sich durch die gezielte Anordnung von Pfählen beherrschen. In der vorliegenden Arbeit zum Tragverhalten einer KPP wurde untersucht, ob und gegebenenfalls wie weit sich ein belastetes quadratisches Fundament durch nachträglich hergestellte Bohrpfähle ertüchtigen lässt und damit zusätzlich beansprucht werden kann. Es sind sowohl aufwendige Versuche an einem großmaßstäblichen Modell in der Versuchsgrube des Fachgebiets als auch numerische Parameterstudien durchgeführt worden. Anhand dieser Ergebnisse wurden geschlossene analytische Beziehungen hergeleitet, mit denen das Tragverhalten des untersuchten Fundamentsystems prognostiziert werden kann. Die Widerstände der Fundamentplatte und der Pfähle werden getrennt ermittelt und daraus das Interaktionsverhalten der beiden Gründungselemente aufgezeigt.

Frau Shen hat in ihrer Arbeit ein komplexes Thema des Grundbaus systematisch behandelt und den bisherigen Kenntnisstand auf diesem Gebiet weiterentwickelt.

Abschließend danke ich der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Bonn für die finanzielle Unterstützung, ohne die ein erfolgreicher Abschluss der Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

C. Vrettos

Vorwort des Betreuers

Die vorliegende Arbeit hat eine längere Vorgeschichte. Durch aktuelle Bauvorhaben inspiriert wurde bereits Mitte der 90-er Jahre ein Forschungsantrag zur nachträglichen Ertüchtigung von Fundamenten durch Verpresspfähle gestellt und von der DFG bewilligt. Sachbearbeiterin war Frau Shen, Absolventin der Tongji Universität Shanghai, VR China. Durch Mutterschaftszeiten und schließlich die Entscheidung, sich voll der Familie zu widmen, verlängerte sich die sonst übliche Zeit bis zu einer Promotion doch erheblich. Im höchsten Maße anerkennenswert ist es, dass Frau Shen nie ihr Ziel aufgegeben hat und mit der vorliegenden Veröffentlichung erfolgreich das Promotionsverfahren abschließt.

In großmaßstäblichen Laborversuchen und numerischen Parameterstudien ist das Interaktionsverhalten einer quadratischen Fundamentplatte sowie von vier nachträglich oder gleichzeitig hergestellten Bohrpfählen untersucht. Schwerpunkt sind die numerischen Berechnungen, die mit dem 3D-FE-Programm NONSAP sowie einer eigens entwickelten Stoffroutine für trockenen Sand durchgeführt wurden. Variiert sind sowohl die Pfahlabmessungen als auch die Porenzahl des Sands und die Einwirkungen auf die Geländeoberfläche. Getrennt für das Fundament und die Pfähle hat Frau Shen geschlossene Funktionen zum Tragverhalten in Abhängigkeit der variierten Zustandsgrößen hergeleitet.

Mit der vorliegenden Arbeit hat Frau Shen einen nennenswerten Beitrag zum besseren Verständnis des Interaktionsverhaltens von Fundamenten geliefert, die nachträglich durch Bohrpfähle unterfangen werden. Teilergebnisse wurden bereits auf internationalen Kongressen vorgetragen und stießen dort auf großes Interesse. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danke ich für die Bewilligung von Fördermitteln, ohne die die Forschungsarbeit nicht hätte durchgeführt werden können.

H. Meißner

Vorwort der Verfasserin

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern.

Für die Anregungen zu der vorliegenden Arbeit und die Betreuung während der Bearbeitung möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Meißner besonders herzlich danken. Mein Dank gilt ebenfalls Herrn Prof. Dr. ir. W.F. Van Impe für die zweite Berichterstattung und für die anregenden Diskussionen. Weiterhin gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Für die Korrektur der deutschen Fassung der Arbeit und die entgegengebrachte Freundschaft möchte ich Frau Dr.-Ing. K. Abel und Herrn Dr.-Ing. A. Becker herzlich danken. Für die Unterstützung der Versuchsdurchführung gilt mein Dank besonders Herrn R. Günther.

Allen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen, sowie wissenschaftlichen Mitarbeitern, Laboranten und studentischen Hilfskräften des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau sei für die vielfältige Unterstützung, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat, ebenfalls gedankt.

Nicht zuletzt möchte ich meiner Familie ganz herzlich danken, die mit Liebe und Geduld meine Arbeit unterstützt haben.

Yilei Shen

Für Qi, Ina und Kevin

Inhaltsverzeichnis

Seite

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Tragverhalten eines belasteten quadratischen Fundamentes, das durch nachträglich oder gleichzeitig hergestellte Bohrpfähle unterfangen wird. Die Auswirkungen nachträglich unter Fundamenten hergestellter Pfähle auf das Tragverhalten des Gesamtsystems Fundament und Pfähle werden untersucht. Es sind sowohl numerische Untersuchungen als auch Versuche an einem großmaßstäblichen Labor-Modell durchgeführt worden.

Die Einflüsse einer nachträglichen Herstellung von Bohrpfählen auf das Fundamenttragverhalten sowie Herstellungseinflüsse werden numerisch simuliert und mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM) untersucht. Als Untergrund ist Sand angenommen. Es sind sowohl die unterfangenen Fundamente als auch zum Vergleich eine Fundamentplatte untersucht. Für die Fundamentplatte sowie die Pfähle wird ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Das Materialverhalten des Sandes ist durch ein elasto-plastisches Stoffmodell beschrieben.

Die numerische Berechnungen sind mit dem 3D-Finite Elemente Programm NONSAP durchgeführt, in das das Stoffmodell für trockenen Sand implementiert wurde. Zur Überprüfung der Güte des verwendeten numerischen Rechenverfahrens einschließlich Stoffgesetz sind die Ergebnisse aus Modellversuche herangezogen.

In den Parameterstudien wird das Tragverhalten des Pfahl-Fundamentes in Abhängigkeit verschiedener Parameter, z.B. Pfahllänge, Pfahldurchmesser, Porenzahl des Sands sowie Überlagerungsdruck numerisch berechnet. Anhand dieser Ergebnisse werden geschlossene analytische Beziehungen hergeleitet, mit denen das Tragverhalten des untersuchten Modells prognostiziert werden kann. Weiter sind die Widerstände des Fundamentes und der Pfähle getrennt ermittelt und es ist das Interaktionsverhalten beider Gründungselemente aufgezeigt worden.

1 Einleitung

Im Grundbau tritt häufig das Problem auf, dass Fundamente bei bestehenden Gebäuden nachträglich verstärkt bzw. deren Tragfähigkeit erhöht werden müssen.

Folgende Gründe oder Gegebenheiten können zu einer nachträglichen Fundamentverstärkung führen:

- Wiederherstellung der Standsicherheit von Bauwerken bei nicht mehr tragfähigem Boden, z.B. hervorgerufen durch Bergsenkung, Grundwasserabsenkung, Nachbarhauseinflüsse oder Fließsandverlagerungen, etc.

- Sanierung von Bauwerken, die bei ihrer Erstellung ungenügend gegründet wurden und deshalb meist ungleichmäßige Setzungen erleiden

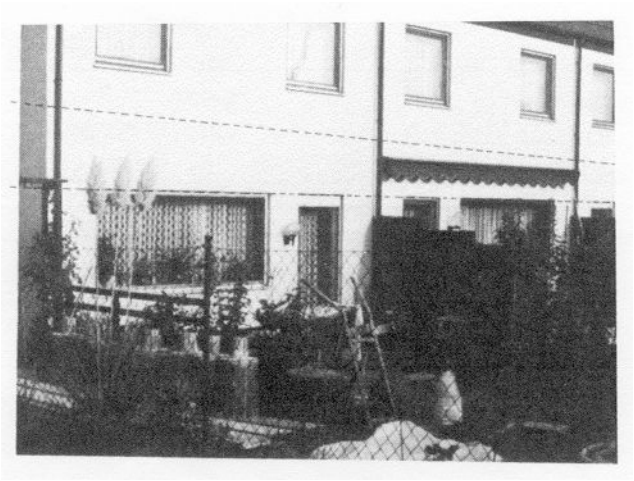
- Fundamentlasterhöhungen infolge An- und Umbauten
  - Erhöhung der Eigengewichte infolge Aufstockung
  - Nutzlasterhöhung bestehender Gebäudeteile (durch Umnutzung)
  - partielle Lasterhöhungen infolge Änderungen des Tragsystems

- Sicherung von Nachbargebäuden bei Erstellung von unmittelbar angrenzenden Neubauten mit mehreren Untergeschossen (Vermeidung von Setzungen beim bestehenden Gebäude infolge Erdlastumlagerung und Absenkung des Grundwasserspiegels im Bauzustand)

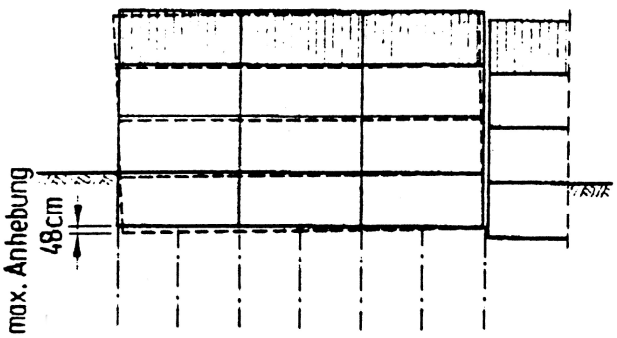
Das Tragverhalten der Fundamente hängt von den zulässigen Setzungen und Verkantungen sowie den Sicherheiten gegen Grundbruch und Gleiten ab. Um das Tragverhalten bei bestehenden Fundamenten nachträglich zu verbessern, können besondere Konstruktionselemente, wie z.B. Bohrpfähle, Verpresspfähle oder vermörtelte Nägel verwendet werden. Die Pfähle werden von der Fundamentoberfläche aus in den Untergrund eingebracht und mit dem Fundament fest verbunden. Typische Anwendungen dieses Verfahrens sind Nutzungsänderungen von bestehenden Gebäuden sowie die Erhaltung historischer Bauwerke. Die Bilder 1.1 bis 1.3 zeigen drei Anwendungsbeispiele für nachträgliche Fundamentverstärkungen.

In Bild 1.1 ist die Hebung von drei Häusern einer Häuserzeile dargestellt. Die Häuser waren aufgrund einer Fließsandverlagerung im Untergrund bis zu 48 cm abgesunken. Zur Hebung der abgesunkenen Häuser wurden 27 hydraulische Verpresspfähle verwendet: Dadurch wurden die drei Häuser als geschlossene Einheit und im bewohnten Zustand wieder in eine horizontale Lage gehoben und dauerhaft neu gegründet.

a)



b)



c)

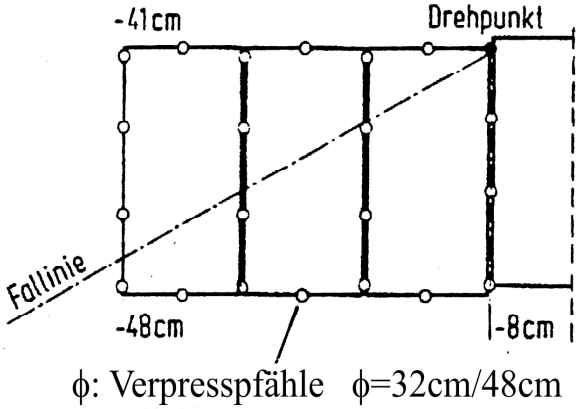


Bild 1.1: Hebung von drei Häusern einer Häuserzeile (Jansen, 1989)
a) Ansicht b) Schnitt c) Grundriss

Bei dem in Bild 1.2 dargestellten massiven Stahlbetonsilo mit großer außermittiger Fundamentbelastung führten fortschreitende Setzungen zu einer Auslenkung von 56 cm in Höhe der Silodecke. Unter laufendem Betrieb wurde das Silo mit Hilfe von vier hydraulischen Verpresspfählen, Länge l = 9,2 m, dauerhaft neu gegründet und wieder in eine horizontale Lage angehoben.

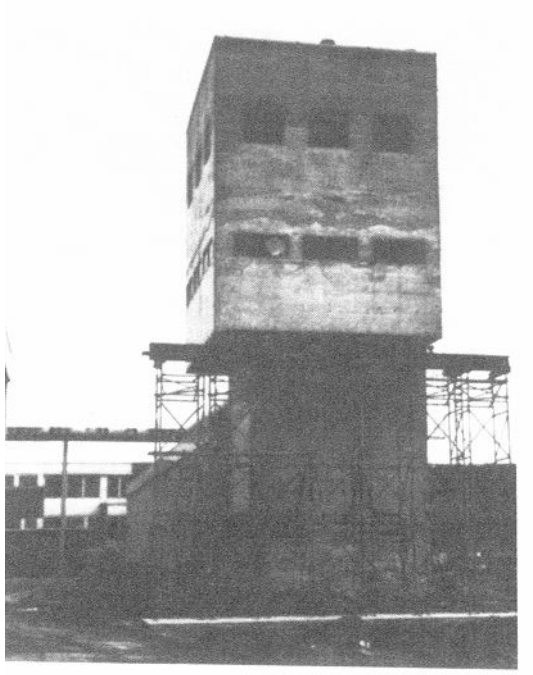


Bild 1.2 Hebung eines Stahlbetonsilos (Jansen, 1989)

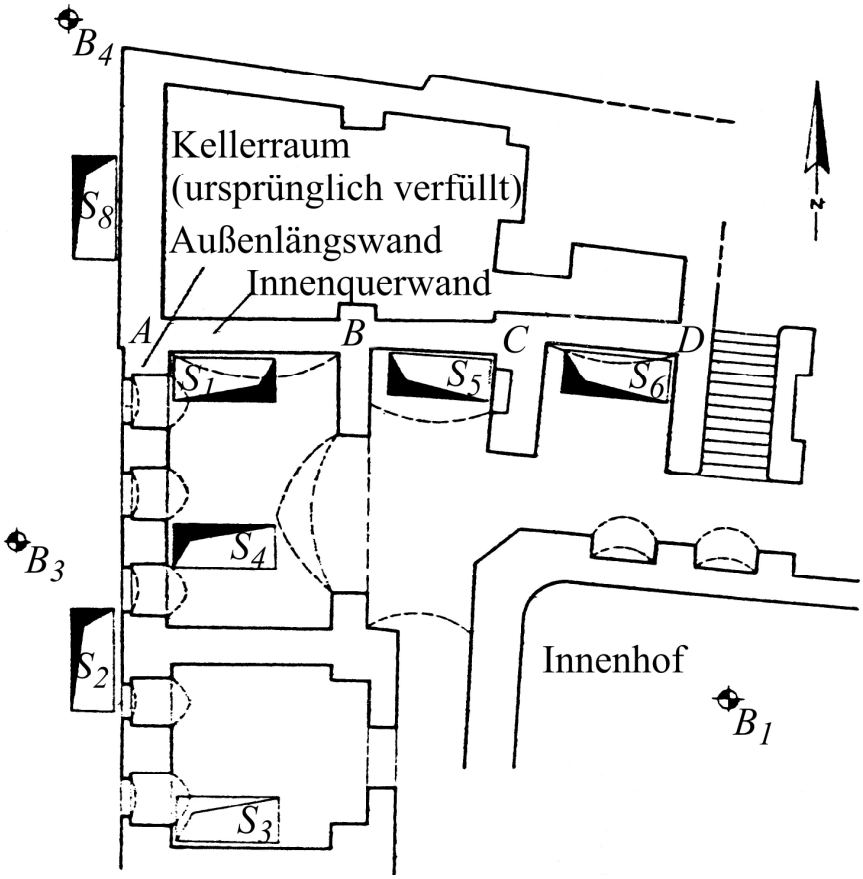


Bild 1.3a: Kellergrundriss des Alten Klosters Leipzig, nordwestlicher Bereich mit 4 Baugrundbohrungen und 9 Schürfen (Röder, et al. 1989)

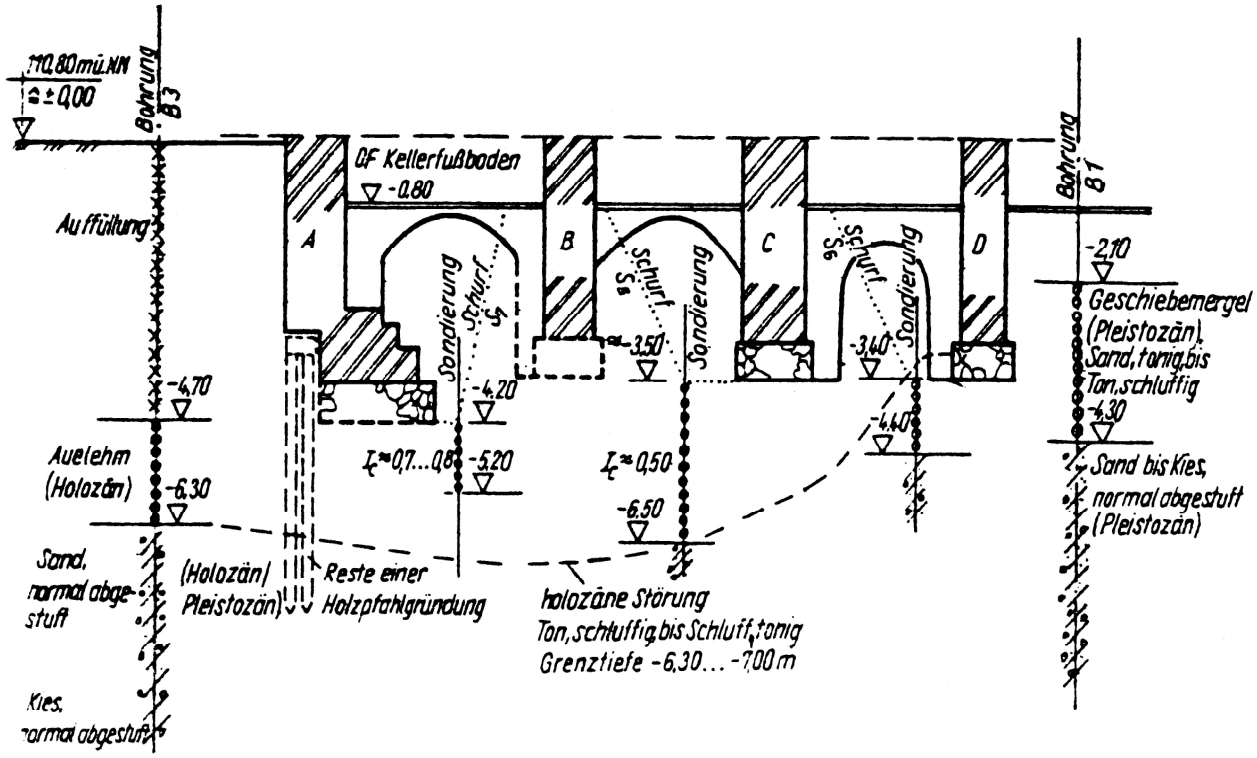


Bild 1.3b: Schematischer Querschnitt mit Baugrund- und Gründungssituation Nordflügel des Alten Klosters Leipzig (Röder, et al. 1989)

Ein weiteres Beispiel ist die Gründungsverstärkung am „Alten Kloster“ in Leipzig. Um die Baugrund- und Gründungsverhältnisse zu erkunden, wurden im nordwestlichen Bereich 4 Bohrungen und 9 Schürfe angeordnet. Diese Bohrungen und Schürfe bildeten die Grundlage für die Anordnung und die Ausführung der Gründungsverstärkung (Bilder 1.3a und 1.3b): Die tragfähigen Sande/Kiese stehen ab ca. 6 m unter OF Kellerfußboden an. Um die Gründung zu verstärken, sind Verpresspfähle (Pfahldurchmesser $D \approx 11{,}2$ cm) in den tragfähigen Sanduntergrund eingebracht.

Die in den Beispielen gezeigten Fundamente, die nachträglich durch Pfähle unterfangen wurden, entsprechen einer sogenannten kombinierten Pfahlplattengründung (kurz: KPP) mit dem Unterschied, dass bei dieser der Einbau der Pfähle bereits bei der Errichtung der Gründung erfolgt. Bei der bekannten kombinierten Pfahlplattengründung werden vor Aufbringen der Einwirkungen zunächst die Pfähle hergestellt und dann darüber das Fundament betoniert. Eine bekannte kombinierte Pfahlplattengründung wurde z.B. bei dem 256 m hohen Messeturm in Frankfurt ausgeführt. Sie dient hier als ein Anwendungsbeispiel und ist in Bild 1.4 dargestellt.

Die Gründungsplatte mit den Abmessungen 58,8/58,8 m trägt einen Teil der Lasten durch 64 Großbohrpfähle mit Durchmessern von je 1,3 m und Pfahllängen zwischen 26,9 m und 34,9 m in den anstehenden "Frankfurter Ton" ab. Die Pfähle sind auf

drei konzentrischen Ringen angeordnet. Sie übertragen die Lasten überwiegend durch Mantelreibung. Der Achsabstande zwischen den Pfählen ist zwischen *3,5D* und *6D* (*D* = Pfahldurchmesser). Zur Vergleichmäßigung der Pfahlausnutzung wurden die Pfähle des inneren Ringes länger, die Pfähle des äußeren kürzer ausgeführt (Bild 1.4). Die zentrische Gesamtlast bis Unterkante Sohlplatte betrug 1880 MN (Sommer & Katzenbach, 1990).

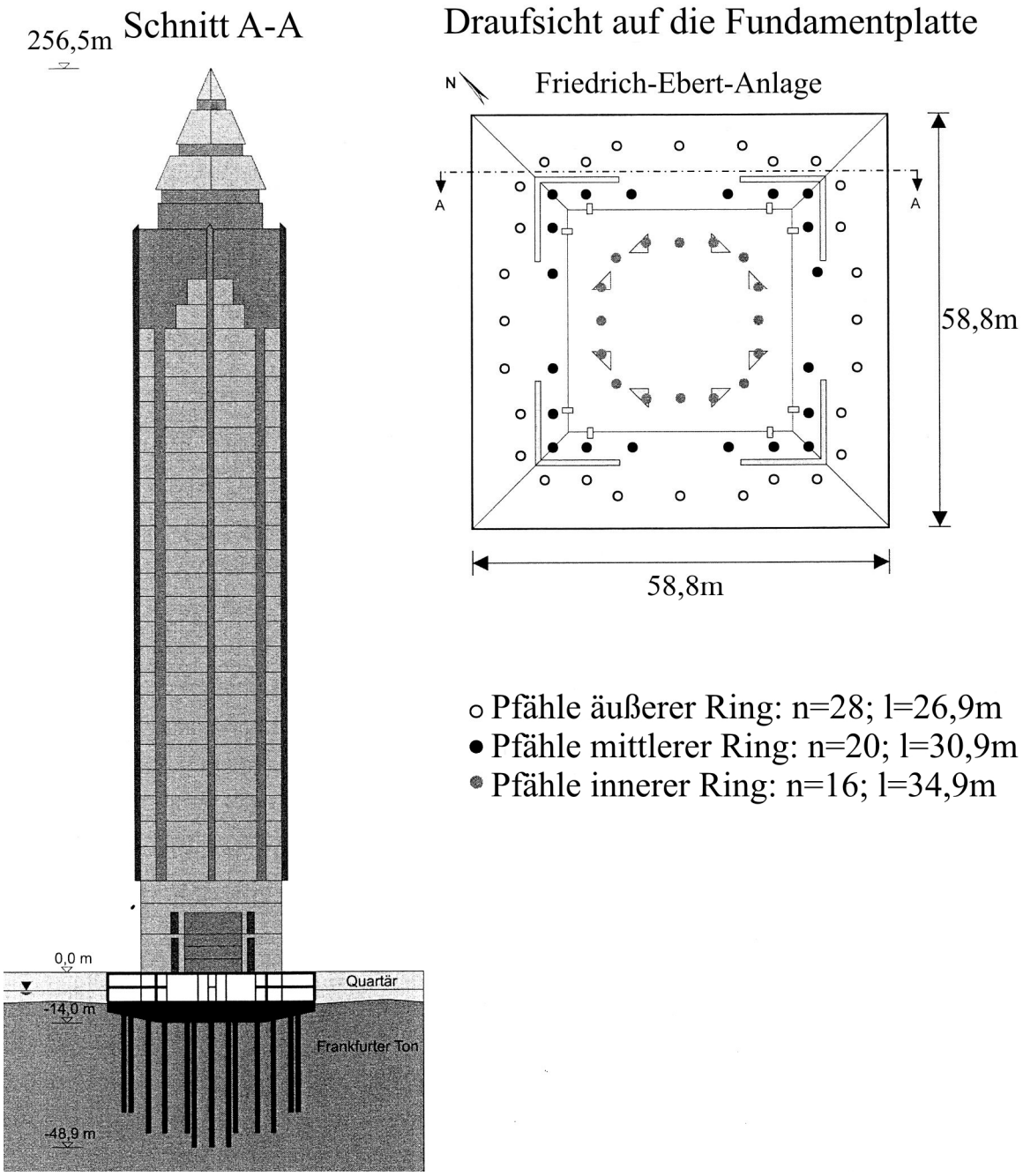


Bild 1.4: Frankfurter Messeturm: Bauwerk im Schnitt und Draufsicht auf die Fundamentplatte, nach Sommer & Katzenbach (1990)

Im Rahmen dieser Arbeit wird vor allem die kombinierte Pfahlplattengründung, die aus einer nachträglich durch Pfähle unterfangenen Fundamentplatte besteht, gewählt und untersucht (Bild 1.5).

Die bestehende starre Fundamentplatte mit den Abmessungen $b_x / b_y / d$ bindet zunächst in den tragfähigen Sanduntergrund ein. Später werden vier Bohrpfähle (Einbindelänge l, Durchmesser D, Achsabstand in x- bzw. y-Richtung e_x bzw. e_y) kraftschlüssig mit der Fundamentplatte verbunden. Die Einwirkung ist die zentrische und lotrechte Last F_z. Die Setzung des unterfangenen Fundamentes ist als u_z bezeichnet. Die Pfähle werden hergestellt, nachdem sich die Fundamentplatte bereits unter einer zentrischen und lotrechten Einwirkung um einen bestimmten Betrag gesetzt hat.

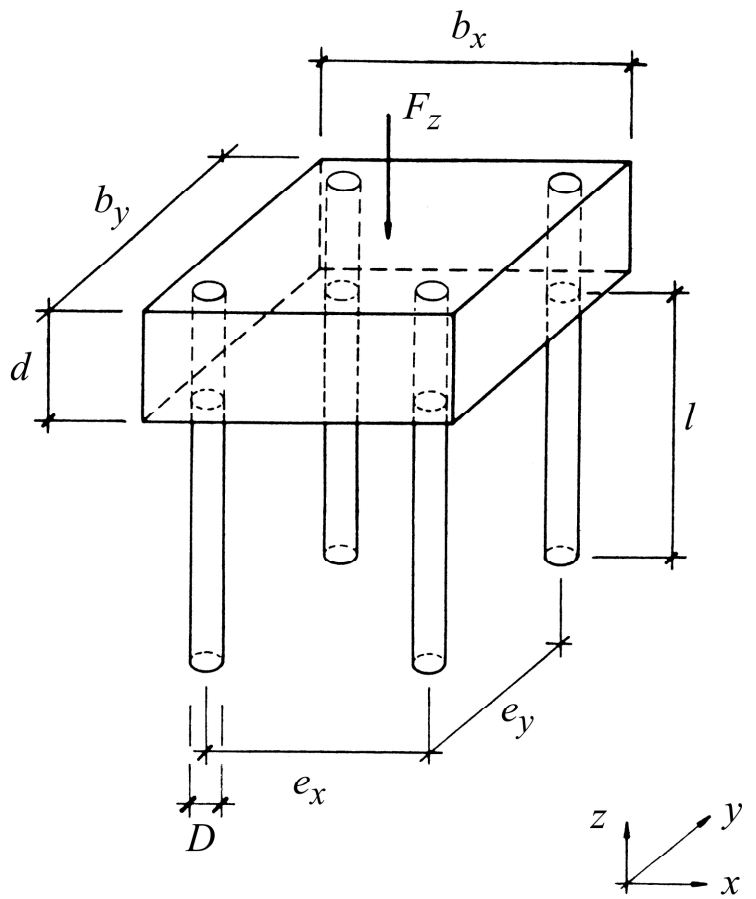


Bild 1.5: Eine nachträglich durch Pfähle unterfangene Fundamentplatte

Bei einer unterfangenen Fundamentplatte werden die Lasten sowohl über die Pfähle als auch über flächenhafte Kontaktpressung zwischen Fundamentplatte und Boden in den Untergrund abgetragen.

Nach Herstellung der Pfähle wird die zentrische, lotrechte Belastung F_z über die Fundamentplatte in Form von Plattenrandschubspannungen τ_{pl} und Sohlnormalspannungen σ_{pl} sowie über die Pfähle in Form von Mantelreibungen $q_{s,pf}$ am Pfahlumfang und Spitzendruck $q_{b,pf}$ in den Baugrund abgetragen (vgl. Bild 1.6).

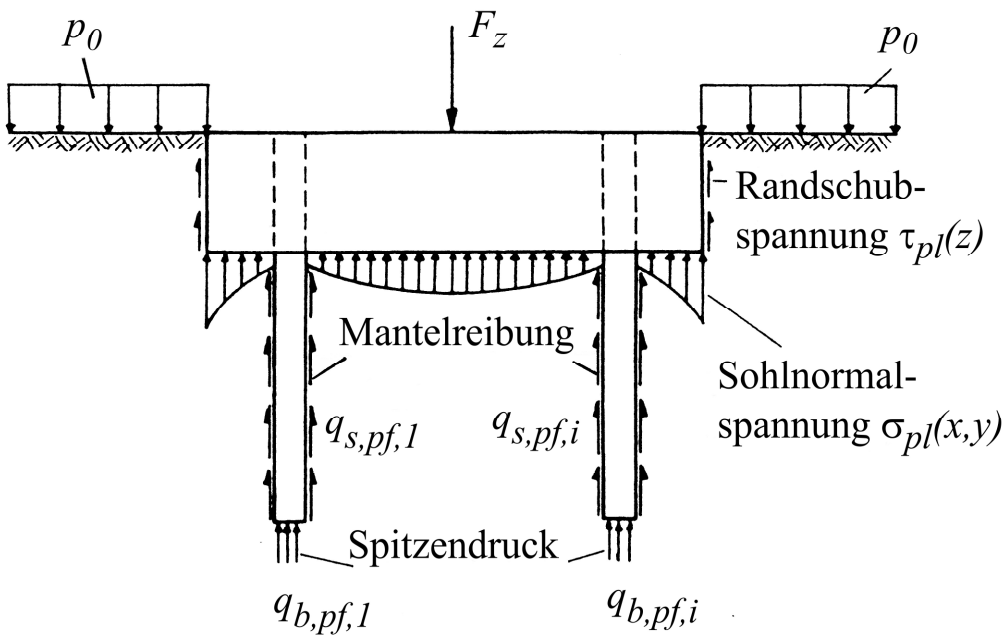


Bild 1.6: Einwirkungen sowie Widerstände der unterfangenen Fundamentplatte

Im folgenden werden für die Bezeichnung von Einwirkungen und Widerständen folgende Indizes verwendet:

pl: für Fundamentplatte
pf: für Pfahl
pp: für unterfangene Fundamentplatte.

In Traglastberechnungen werden die Sohlnormalspannung σ_{pl} als Mittelwerte $\overline{\sigma}_{pl}$ über den Plattenquerschnitt sowie der Spitzendruck $q_{b,pf}$ als Mittelwerte $\overline{q}_{b,pf}$ über den Pfahlfußquerschnitt angenommen. Sowohl die Plattenrandschubspannung τ_{pl} als auch die Mantelreibung $q_{s,pf}$ sind als mit der Tiefe veränderlich angenommen.

Die Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung (in z-Richtung) lautet:

$$F_z = R_z \tag{1.1}$$

Der Gesamtwiderstand R_z des Gesamtsystems, der eine Funktion der Setzung u_z ist, setzt sich demnach aus der Summe der Pfahlwiderstände $R_{pf}(u_z)$ sowie dem Plattenrandreibungswiderstand $R_{s,pl}(u_z)$ und Sohldruckwiderstand $R_{b,pl}(u_z)$ zusammen:

$$\begin{aligned} R_z(u_z) &= \sum_{i=1}^{n} R_{pf,i}(u_z) + R_{s,pl}(u_z) + R_{b,pl}(u_z) \\ &= \sum_{i=1}^{n} [R_{s,pf,i}(u_z) + R_{b,pf,i}(u_z)] + R_{s,pl}(u_z) + R_{b,pl}(u_z) \end{aligned} \tag{1.2}$$

mit

$R_{pf,i}(u_z)$:	Pfahlwiderstand des Pfahles i der Pfahlgruppe,
$R_{s,pf,i}(u_z)$:	Pfahlmantelwiderstand des Pfahles i,
$R_{b,pf,i}(u_z)$:	Pfahlfußwiderstand des Pfahles i,
$R_{s,pl}(u_z)$:	Plattenrandreibungswiderstand des Fundamentes,
$R_{b,pl}(u_z)$:	Sohldruckwiderstand des Fundamentes,
n:	Anzahl der Pfähle.

Für das betrachtete unterfangene Fundament gilt:

– Pfahlmantelwiderstand des Pfahles i:

$$R_{s,pf,i}(u_z) = \int_{z=0}^{z=l} q_{s,pf}(z) \cdot \pi \cdot D \cdot dz = \pi D \int_{z=0}^{z=l} q_{s,pf}(z) \cdot dz \tag{1.3}$$

– Pfahlfußwiderstand des Pfahles i:

$$R_{b,pf,i}(u_z) = \int_A q_{b,pf}(x,y) \cdot dA = \frac{\pi D^2}{4} \bar{q}_{b,pf} \tag{1.4}$$

– Plattenrandreibungswiderstand:

$$R_{s,pl}(u_z) = \int_{z=l}^{z=l+d} \tau_{pl}(z) \cdot 2 \cdot \left(b_x + b_y\right) \cdot dz = 2(b_x + b_y) \int_{z=l}^{z=l+d} \tau_{pl}(z) \cdot dz \tag{1.5}$$

– Sohldruckwiderstand:

$$R_{b,pl}(u_z) = \int_A \sigma_{pl}(x,y) \cdot dA = (b_x b_y - n \frac{\pi D^2}{4}) \bar{\sigma}_{pl} . \tag{1.6}$$

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der Entwicklung von Berechnungsansätzen für bestehende Einzelfundamente, deren Tragverhalten durch nachträglich hergestellte Bohrpfähle verbessert wird.

Für eine Fundamentplatte mit nachträglich hergestellten Pfählen in Sand sind sowohl numerische Parameterstudien als auch Modellversuche durchgeführt. Die Einflüsse einer nachträglichen Herstellung von Pfählen unter Fundamenten auf das Tragverhalten des Gesamtsystems Fundamentplatte und Pfähle wird numerisch simuliert und mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM) untersucht. Der Herstellungsprozess der Pfähle einschließlich der vorübergehenden Schwächung der Gründungssohle durch die Bohrlöcher wird in den numerischen Parameterstudien berücksichtigt.

Anhand dieser Ergebnisse aus den Parameterstudien sind geschlossene analytische Beziehungen hergeleitet, mit denen das Tragverhalten des untersuchten Modells prognostiziert werden kann.

2 Gültige Berechnungsvorschriften

2.1 Fundamente

Fundamente werden als Flächengründungen bezeichnet, wenn sie zur Sohlfläche senkrechte, geneigte, mittige oder außermittige Bauwerkslasten in den Baugrund abtragen. Sie dienen zur Übertragung der Belastungen aus dem Bauwerk in den Boden, wobei weder Bruchzustände im Boden noch unzulässig große Verformungen auftreten dürfen. Für Fundamente sind folgende Nachweise zu fordern:

- Grundbruchsicherheit
- Gleitsicherheit
- Setzungsempfindlichkeit.

In verschiedenen Normen (DIN 1054: 2003-1, DIN 4017 und DIN 4019) sind die Nachweise für Fundamente geregelt. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Fundamentsohlen eben sind.

2.2 Pfähle

Für Unterfangungen und Verstärkungen werden fast ausschließlich Bohrpfähle mit kleinen Durchmessern von 15 bis 30 cm eingesetzt, deren Abmessungen unter den in DIN 1054: 2003-1 (vgl. Kapital 2.2.3) behandelten liegen. Für die Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung dieser Pfähle gilt DIN 4128. In DIN 4128 werden die Bohrpfähle mit kleinem Durchmesser als "Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser" bezeichnet.

2.2.1 Konstruktion des Einzelpfahles, nach DIN 4128

Nach DIN 4128 ist der Verpresspfahl ein Ortbeton- oder Verbundpfahl, bei dem die Kraftübertragung zum umgebenden Baugrund durch Verpressen mit Beton oder Zementmörtel erreicht wird. Eine Voraussetzung für die Anwendung der DIN 4128 ist, dass die nicht vorgespannten Verpresspfähle Schaftdurchmesser haben, die bei kreisförmigen Querschnitten oder vergleichbaren ähnlichen Querschnittsformen kleiner als 30 cm sind. Die erforderlichen Mindestschaftdurchmesser sind bei Ortbetonpfählen 15 cm, bei Verbundpfählen 10 cm.

Die Ortbetonpfähle sind nach DIN 1045 zu bewehren und haben eine durchgehende Längsbewehrung aus Betonstahl (Bild 2.1). Für die Betonüberdeckung der Bewehrung gilt DIN 4128, Tab. 1. Ein typischer Querschnitt eines Bohrpfahls mit kleinem Durchmesser aus Ortbeton ist in Bild 2.1 dargestellt.

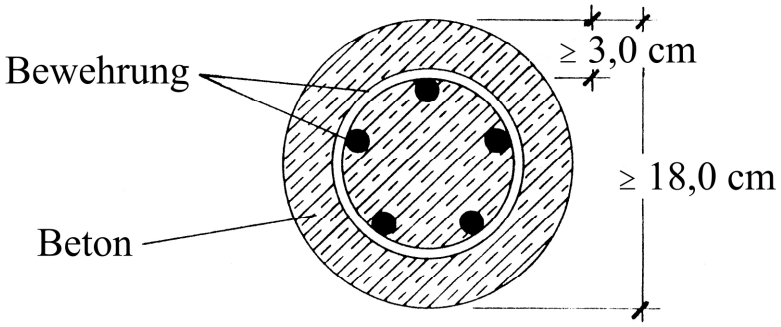


Bild 2.1: Querschnitt eines Bohrpfahls mit kleinem Durchmesser aus Ortbeton

Die Verbundpfähle haben ein zentrisch angeordnetes, durchgehendes Tragglied aus Stahl oder aus vorgefertigtem Stahlbeton. Das Tragglied ist über die gesamte Länge durchzuführen und gegen Korrosion zu schützen. Für die Betonüberdeckung der Bewehrung gilt DIN 4128, Tab.1. Bild 2.2 zeigt einen typischen Querschnitt von Verbundpfählen.

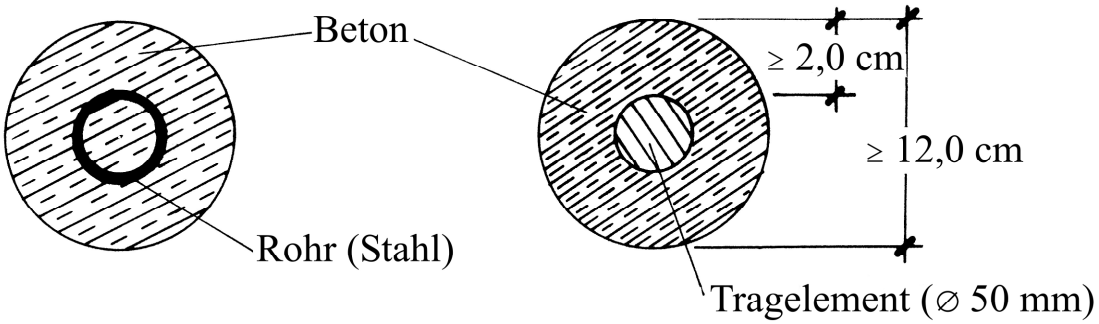


Bild 2.2: Querschnitt von Verbundpfählen

2.2.2 Herstellungsverfahren

Die Verpresspfähle können mit kompakten Bohrgeräten unter beengten Verhältnissen, z.B. in Kellerräumen mit Arbeitshöhen ab ca. 2 m, hergestellt werden. Das Herstellungsverfahren eines Verpresspfahles wird wie folgt beschrieben:

– Die Pfähle werden verrohrt gebohrt, vereinzelt auch gerüttelt oder gerammt.

- Erreichen der Endteufe. In die Verrohrung wird als Tragglied ein Vollstab, Profilstahl (Gewi), ein Stahlrohr oder ein kleiner Bewehrungskorb eingestellt.
- Zur Herstellung des Schaftes wird beim Ziehen der Verrohrung Beton oder Zementmörtel verpresst (vgl. DIN 4128, 7.2). Es ist erforderlich, dass der Beton mindestens der Festigkeitsklasse C20/25 entsprechen muss.
- Fertiggestellter Verpresspfahl. Für alle Verpresspfähle müssen während des Herstellens Protokolle geführt werden. Die Einbindelänge des Pfahles in den tragfähigen Boden ist mindestens 3 m.

2.2.3 Tragverhalten von axial beanspruchten Pfählen nach DIN 1054: 2003-1

Die Verpresspfähle werden in der vorliegenden Arbeit durch Druck beansprucht. Nach DIN 1054: 2003-1 soll die Widerstandsetzungslinie für Druckpfähle aufgrund von statischen Probebelastungen ermittelt werden. Sie darf auch auf der Grundlage von Erfahrungen mit vergleichbaren Probebelastungen festgelegt werden. Falls beide nicht vorliegen oder ausgeführt werden, darf die Widerstandsetzungslinie eines Einzelpfahles beim Vorliegen einfacher Bodenverhältnisse mit den Werten nach Anhang B der DIN 1054: 2003-1 ermittelt werden.

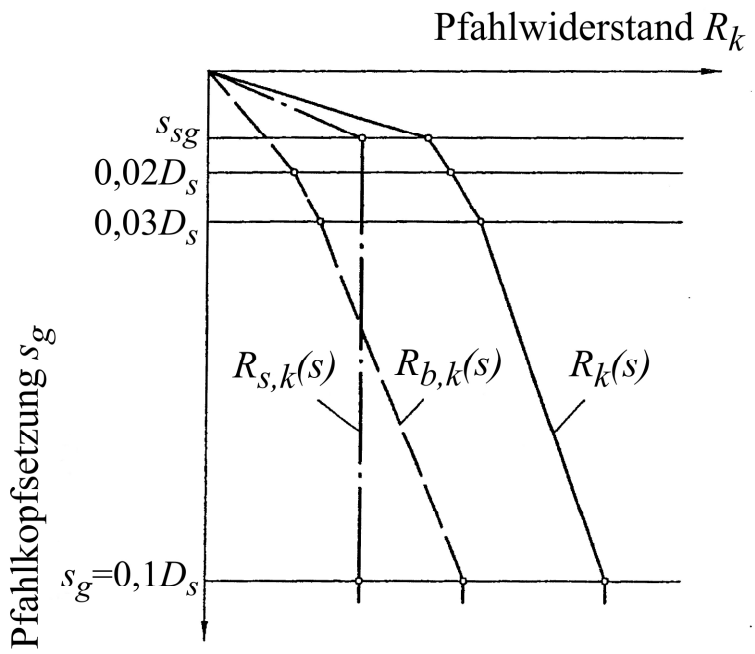


Bild 2.3: Charakteristische Widerstandsetzungslinie axial belasteter Bohrpfähle nach DIN 1054: 2003-1

Einfache Bodenverhältnisse liegen nach DIN 1054: 2003-1 vor, wenn in nichtbindigen Böden die Festigkeit durch den Sondierspitzenwiderstand q_c festgelegt werden kann. Für axial belastete Bohrpfähle zeigt Bild 2.3 eine charakteristische Widerstandsetzungslinie (Anhang B, DIN 1054: 2003-1). Dabei sind R_k als Pfahlwiderstand und s_g als Pfahlkopfsetzung bezeichnet.

Als Grenzwerte des Versagens werden die Werte s_g und s_{sg} bzw. $R_k(s)$, $R_{b,k}(s)$ und $R_{s,k}(s)$ verwendet, an denen die Widerstandsetzungslinien waagerecht verlaufen. Unter Vernachlässigung der Eigenlast der Pfähle gilt für den Pfahlfußwiderstand $R_{b,k}(s_1 = s_g)$ eine Grenzsetzung:

$$s_g = 0{,}1 \cdot D_s \quad \text{bzw.} \quad s_g = 0{,}1 \cdot D_b \tag{2.1}$$

mit

D_s Pfahlschaftdurchmesser
D_b Pfahlfußdurchmesser.

Für den Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k}(s_{sg})$ in MN gilt im Bruchzustand eine Grenzsetzung:

$$s_{sg} = 0{,}5 \cdot R_{s,k}(s_{sg}) + 0{,}5 \leq 3 \text{ cm} \tag{2.2}$$

Der charakteristische axiale Pfahlwiderstand ist

$$R_k(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \Sigma\, q_{s,i,k} \cdot A_{s,i} \tag{2.3}$$

Hierin bedeuten:

$R_k(s)$ charakteristischer Pfahlwiderstand
$R_{b,k}(s)$ charakteristischer Pfahlfußwiderstand
$R_{s,k}(s)$ charakteristischer Pfahlmantelwiderstand
A_b Nennwert der Pfahlfußfläche
A_{si} Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Bodenschicht i
$q_{b,k}$ charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstandes
$q_{s,i,k}$ charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Bodenschicht i

2.3 Kombinierte Pfahlplattengründungen

Die kombinierte Pfahlplattengründung (kurz: KPP) stellt ein komplexes System mit einer Vielzahl von variablen Parametern dar. Seit Juli 2000 ist der Entwurf der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ vorgelegt.

Die kombinierte Pfahlplattengründung ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die unter Berücksichtigung der Platte-Pfahl-Boden-Interaktionseinflüsse die gemeinsame Tragwirkung der Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund erfasst. Die Tragwirkung einer kombinierten Pfahlplattengründung wird durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben, der angibt, welcher Anteil der Einwirkung F_z über die Pfähle abtragen wird, bzw. welchen Anteil die Pfähle an dem Gesamtwiderstand R_z der kombinierten Pfahl-Plattengründung haben:

$$\alpha_{KPP} = \frac{\Sigma R_{pf}}{R_z} \tag{2.4}$$

mit

α_{KPP}	Pfahlplatten-Koeffizient
ΣR_{pf}	Summe der Pfahlwiderstände aller Pfähle der KPP
R_z	Gesamtwiderstand der Pfahlplattengründung

Der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} nimmt bei der reinen Flächengründung den Wert 0 und bei der reinen Pfahlgründung den Wert 1 an und hängt von der Setzung der Pfahlplattengründung ab (siehe Bild 2.4). Bild 2.4 zeigt ein qualitatives Beispiel für den Zusammenhang zwischen dem Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} und dem Verhältnis der Setzung s_{KPP} einer kombinierten Pfahl-Plattengründung zur Setzung s_{Fl} einer entsprechenden, gleich großen Flächengründung.

Die obere Grenze des in Bild 2.4 schraffierten Bereiches gilt für Böden mit relativ geringer Steifigkeit. Für Böden mit großer Steifigkeit gilt die untere Grenze (siehe Bild 2.4).

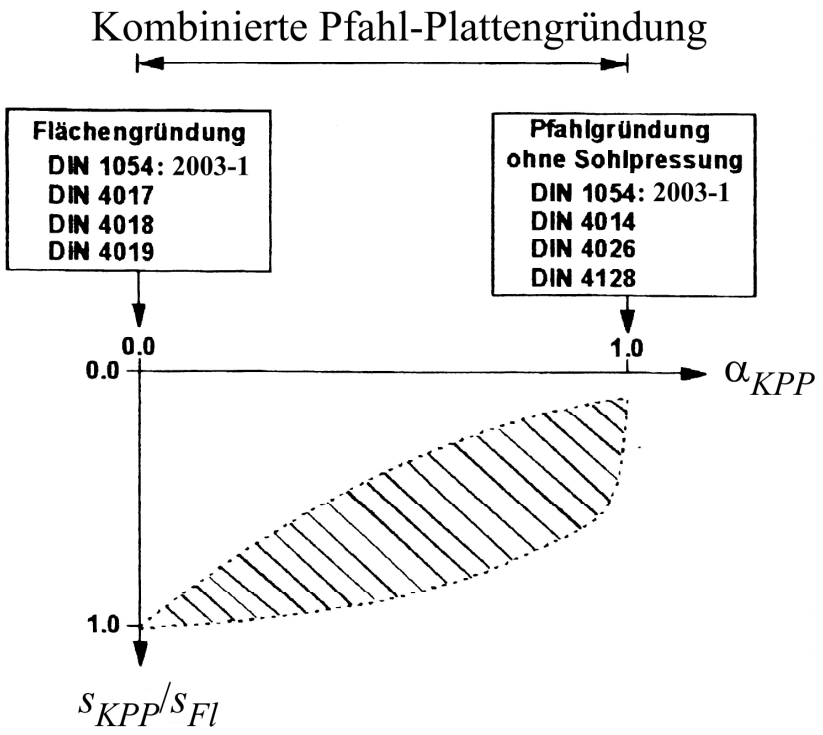


Bild 2.4: Ein qualitatives Beispiel für die mögliche Setzungsreduktion einer kombinierten Pfahlplattengründung

Für eine kombinierte Pfahlplattengründung werden die Nachweise der Tragfähigkeit sowohl im Grenzzustand 1 (Versagensfall) als auch im Grenzzustand 2 (Gebrauchszustand) geführt.

3 Aus der Fachliteratur bekannte Verfahren zur Beschreibung des Tragverhaltens von Pfahlplattengründungen sowie zum Materialverhalten von Sand

Bei kombinierten Pfahlplattengründungen werden die Lasten des Bauwerks teils über die Pfähle, teils über die Gründungsplatte in den Baugrund abgetragen. Dies führt zu einer Reduzierung der Setzungen und damit auch zu einem geringeren Verkantungsrisiko. Wesentliche Themen zum Tragverhalten von Pfahlplattengründungen sind:

- Gesamttragfähigkeit
- Aufteilung der Einwirkung auf die Fundamentplatte und die Pfahlgruppe
- Lastabtragung durch die Pfähle
- Versagenszustand des Gesamtsystems
- Aufnahme von horizontalen Einwirkungen
- Herstellungseinflüsse.

Zur Voraussage des Tragverhaltens von Pfahlplattengründungen unter lotrechten Einwirkungen sind eine Vielzahl analytischer Ansätze sowie zahlreiche Parameterstudien aus der Fachliteratur bekannt. Ziel aller Verfahren ist es, neben der Ermittlung von Setzung, getrennt für die Fundamentplatte und die Pfähle die Anteile der Widerstände sowie deren Verteilungen in Form von Sohlpressungen und Pfahlmantel- sowie Spitzenwiderstand zu ermitteln. Aus der Fachliteratur lassen sich bedeutende Verfahren in folgende Gruppen unterteilen:

- Vereinfachte analytische Verfahren
- Approximative numerische Verfahren
- Numerische Verfahren, z.B. Randelemente Methode (BEM) und Finite Elemente Methode (FEM).

Im vorliegenden Kapital werden die o.g. Verfahren diskutiert. Für eine ausführliche Zusammenfassung der Verfahren sei auf die Arbeiten von Van Impe et al. (1997), von Reul (2000) sowie die Arbeit von Poulos et al. (1997, 2001) verwiesen.

Die Unterschiede der o.g. Verfahren zu dem in der eigenen Arbeit beschriebenen Verfahren werden ebenfalls in diesem Kapital dargestellt.

3.1 Vereinfachte analytische Verfahren

Bei den vereinfachten analytischen Verfahren werden zwar sehr unterschiedliche Modellansätze gewählt, in den meisten Fällen wird aber für den Pfahlbaustoff und den Boden einheitlich ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. In diesen Fällen ist das Gesetz der Superposition anwendbar, auf dem auch die Feder- oder Interaktionsmodelle basieren.

Als analytische Verfahren mit vereinfachten Ansätzen sind die Arbeiten von

- Poulos & Davis (1980)
- Randolph (1983,1994)
- Van Impe & De Clercq (1994)

anzusehen.

3.1.1 Verfahren von Poulos & Davis

In dem Verfahren von Poulos & Davis (1980) ergeben sich die Setzungen aus der Superposition der Setzungsanteile einzelner Pfahlplattensegmente. Die Pfahlplattengründung ist in Pfahlplattensegmente unterteilt, die je aus einem Pfahl und einer kreisförmigen Pfahlkopfplatte bestehen. Die Setzung w_i eines Pfahlplattensegmentes i ist dann durch

$$\{w\} = [\alpha]\ \{F\} \tag{3.1}$$

beschrieben, wobei gilt:

w_i	Setzung eines Pfahlplattensegmentes Nr. i
F_i	Axiallast auf das Pfahlplattensegment Nr. i
$[\alpha]$	Steifigkeitsmatrix.

Die Steifigkeitskomponenten α_{ij} zwischen Pfahlplattensegment Nr. i und Pfahlplattensegment Nr. j sind wie folgt definiert (s.a. Steifemodulverfahren):

$$\alpha_{ij} = \frac{\text{Setzung eines Pfahlplattensegmentes j infolge Einheitslast auf Segment i}}{\text{Einheitslast des Pfahlplattensegmentes i}} \tag{3.2}$$

Das Verfahren von Poulos & Davis gilt sowohl für starre Gründungsplatten ($EJ = \infty$) als auch für biegeweiche Gründungsplatten ($EJ = 0$).

In seinen Arbeiten (1997, 2001) hat Poulos darauf hingewiesen, dass das Verfahren von Poulos & Davis (1980) nur zur Setzungsberechnung der Pfahlplattengründung zu verwenden ist und nicht für die Bemessung der Lastaufteilung zwischen der Pfahlgruppe und der Gründungsplatte geeignet ist.

3.1.2 Verfahren von Randolph

In dem Verfahren von Randolph (1983, 1994) ist die Pfahlplattengründung durch ein einfaches Interaktionsmodell zwischen Fundamentplatte und Pfahlgruppe erfasst. Die Interaktion der Fundamentplatten- und Pfahlgruppensetzungen ist im Bild 3.1 dargestellt.

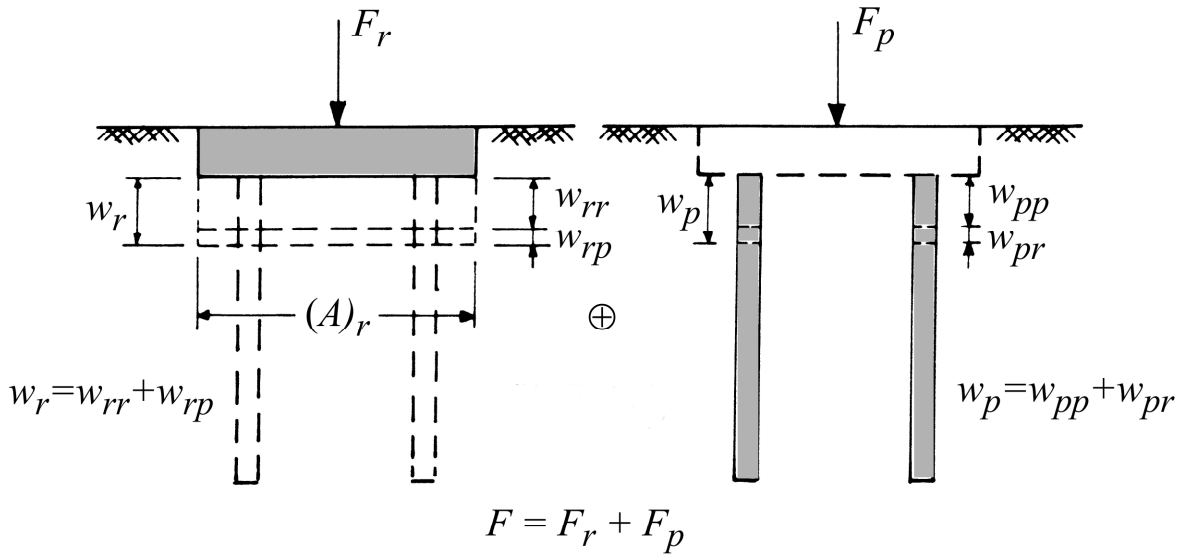


Bild 3.1: Interaktion der Fundamentplatte- und Pfahlgruppensetzungen

Die Setzung der Pfahlgruppe w_p bzw. der Fundamentplatte w_r ist mit Gleichung (3.3) darzustellen:

$$\begin{Bmatrix} w_p \\ w_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k_p & \alpha_{pr}/k_r \\ \alpha_{rp}/k_p & 1/k_r \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} F_p \\ F_r \end{Bmatrix}, \tag{3.3}$$

wobei gilt:

w_p, w_r Setzung der Pfahlgruppe bzw. der Fundamentplatte

F_p, F_r Lastanteil der Pfahlgruppe bzw. der Fundamentplatte

k_p, k_r Gesamtsteifigkeit der Pfahlgruppe bzw. die Steifigkeit der Fundamentplatte

α_{pr}, α_{rp} Interaktionsfaktor.

Für die Interaktionsfaktoren α_{pr} und α_{rp} gilt:

$$\alpha_{pr} = \alpha_{rp} \frac{k_r}{k_p} . \tag{3.4}$$

Für das Gesamtsystem gilt die Kontinuitätsbedingung $w = w_p = w_r$.

Mit der Bedingung $w = w_p = w_r$ können aus Gleichung (3.3) die Steifigkeit der Pfahlplattengründung k_{pr} sowie die Lastaufteilung zwischen der Pfahlgruppe und der Fundamentplatte berechnet werden:

$$k_{pr} = \frac{F}{w} = \frac{1+(1-2\alpha_{rp})\cdot(k_r/k_p)}{1-\alpha_{rp}^2(k_r/k_p)} \cdot k_p , \tag{3.5}$$

$$F_p = \frac{(1-\alpha_{pr})k_p}{k_p+(1-2\alpha_{rp})k_r} F , \qquad F_r = \frac{(1-\alpha_{rp})k_r}{k_p+(1-2\alpha_{rp})k_r} F . \tag{3.6}$$

Den Interaktionsfaktor α_{rp} gibt Randolph (1983) als Funktion des Plattenradius und der Pfahlabmessung sowie des Steifigkeitsverhältnisses von Boden und Pfahlbaustoff an. Für Pfahlgruppen ist der Interaktionsfaktor in Abhängigkeit der Pfahlanzahl nach Randolph (1994) ermittelt. Bemerkenswert ist, dass der Interaktionsfaktor α_{rp} für eine große Anzahl der Pfähle unabhängig vom Abstand der Pfähle sowie den Pfahlabmessungen einen Grenzwert von 0,8 hat.

Mit α_{rp} = 0,8 sind die Gleichungen (3.5) und (3.6) wie folgt darzustellen:

$$k_{pr} = \frac{F}{w} = \frac{1-0{,}6(k_r/k_p)}{1-0{,}64(k_r/k_p)} k_p \tag{3.7}$$

$$\frac{F_r}{F_p} = \frac{0{,}2}{1-0{,}8(k_r/k_p)} \cdot \frac{k_r}{k_p} . \tag{3.8}$$

Für die Pfahlplattengründung mit einer großen Anzahl der Pfähle tendiert die Steifigkeit k_{pr} der Pfahlplattengründung zur Steifigkeit k_p der Pfahlgruppe, siehe Gleichung (3.7).

Das Verfahren von Randolph beschränkt sich auf das lineare Materialverhalten der Pfahlplattengründung. Somit ist das Verfahren nur beschränkt verwendbar.

3.1.3 Verfahren von Van Impe & De Clercq

Die Arbeit von Van Impe & De Clercq (1994) befasst sich aufbauend auf dem Modell von Randolph & Wroth (1979) mit dem Interaktionsfaktor zwischen Pfählen und Fundamentplatte. Ein modifiziertes Interaktionsmodell für eine Pfahlplattengründung unter Berücksichtigung eines geschichteten Baugrunds ist von Van Impe, et al. entwickelt: dieses Modell berücksichtigt die Auswirkungen der Pfahlmantelwiderstände auf die Setzungen sowie ein nichtlineares Tragverhalten der Pfähle – der Schubmodul ist dabei eine Funktion der Verzerrungen –. Besondere Aufmerksamkeit gilt dem Einflussradius r_m für die Wechselwirkung zwischen Boden und Pfähle.

Im Modell von Randolph & Wroth (1979) sind die Arbeitslinien von Pfahlmantel- und Pfahlspitzenwiderstand getrennt betrachtet. Bei einem Pfahl in zwei homogenen Schichten des Baugrunds (Bild 3.2) wird die erste Schicht nur durch die über Mantelreibung eingeleiteten Spannungen verformt, die zweite verformt sich allein infolge der Spitzendruckkraft.

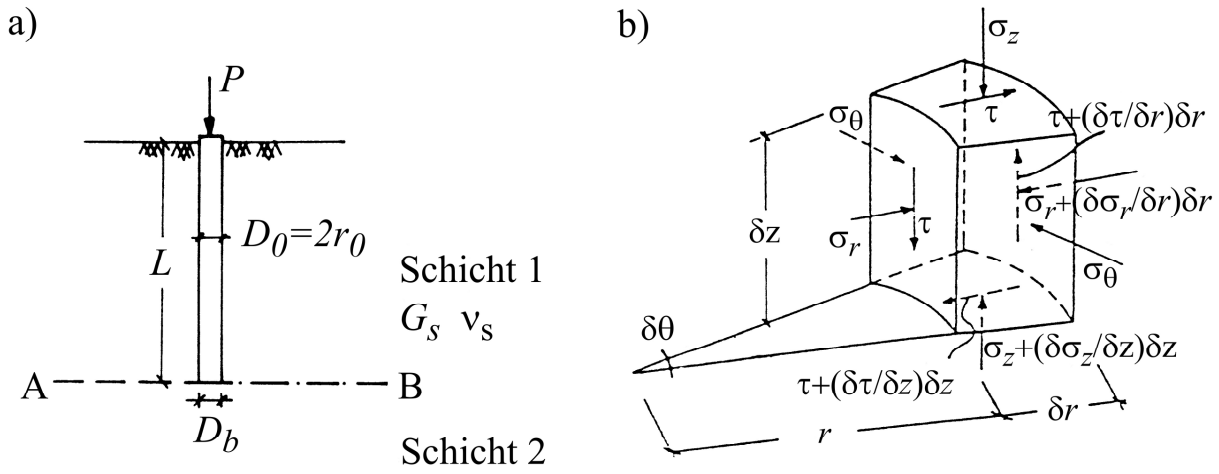


Bild 3.2: a) Einzelpfahl im geschichteten Baugrund
b) Spannungen am Volumenelement

Mit der Annahme, dass die Mantelreibung längs des Pfahles konstant ist, ergibt sich aus der vertikalen Gleichgewichtsbedingung:

$$\frac{\partial(r\tau)}{\partial r} + r \cdot \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 . \tag{3.9}$$

Der Tiefenzuwachs der Vertikalspannung ist viel kleiner als die Schubspannungsänderung über den axialen Abstand. Deshalb kann der zweite Teil der Gleichung vernachlässigt werden. Mit der Mantelreibung $\tau(r = r_0) = \tau_0$ ergibt sich aus Gleichung (3.9):

$$\tau = \tau_0 \cdot (\frac{r_0}{r}) . \tag{3.10}$$

Mit der Gleitung $\gamma = \frac{\tau}{G_s} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}$ ergibt sich die vertikale Verschiebung w_s des Pfahles:

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_s} \int_{r_0}^{\infty} \frac{dr}{r} , \tag{3.11}$$

wobei

r_0	konstanter Pfahlschaftradius
G_s	Schubmodul des Baugrunds, Schicht 1.

Um unendlich große Setzungen zu vermeiden, wird in die Gleichung (3.11) ein Einflussradius r_m angesetzt. Außerhalb dieses Einflussradius r_m können Schubspannungen und Verschiebungen vernachlässigt werden. Daraus folgt:

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_s} \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r} = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_s} ln(\frac{r_m}{r_0}) . \tag{3.12}$$

Mit der Annahme, dass bei unendlich steifen Pfählen τ_0 und r_m über die Pfahllänge konstant bleiben, kann die Pfahlmantelkraft mit $P_s = 2\pi \cdot L \cdot r_0 \cdot \tau_0$ ermittelt werden. Dann ergibt sich w_s in der Gleichung (3.12) zu:

$$w_s = \frac{P}{2\pi \cdot L \cdot G_s} \cdot ln(\frac{r_m}{r_0}) . \tag{3.13}$$

Im modifizierten Interaktionsmodell sehen Van Impe & De Clercq die Verschiebungen jenseits eines Einflussradius als vernachlässigbar an. Sie unterteilen den Abstand zwi-

schen dem Pfahlschaftradius r_0 und dem Einflussradius r_m in zahlreiche Elemente n, wobei die Höhe der Elemente in der Nähe des Pfahles kleiner gewählt wird. Mit der Annahme eines konstanten Schubmoduls in jedem Element schätzen sie den Verschiebungszuwachs des Elements nach Gleichung (3.13) ab:

$$\Delta w_i = \frac{P}{2\pi \cdot L_{pi} \cdot G_{si}} \cdot ln \frac{r_{ui}}{r_{ii}}, \tag{3.14}$$

wobei

r_{ui}, r_{ii}	Außen- bzw. Innenradius des Elements i
P	Pfahlkraft
L_{pi}	Höhe evtl. Länge eines betrachteten Schaft-Elements
G_{si}	Schubmodul des Bodens im Element i.

In dem Verfahren von Van Impe & De Clercq ist der Schubmodul G des Bodens abhängig vom Wert der Verzerrung γ. Der Schubmodul G, der von Van Impe als vereinfachte Dämpfungsfunktion vorgeschlagen wurde, ist in Bild 3.3 dargestellt. G_{max} ist der Wert für $\gamma = 0$.

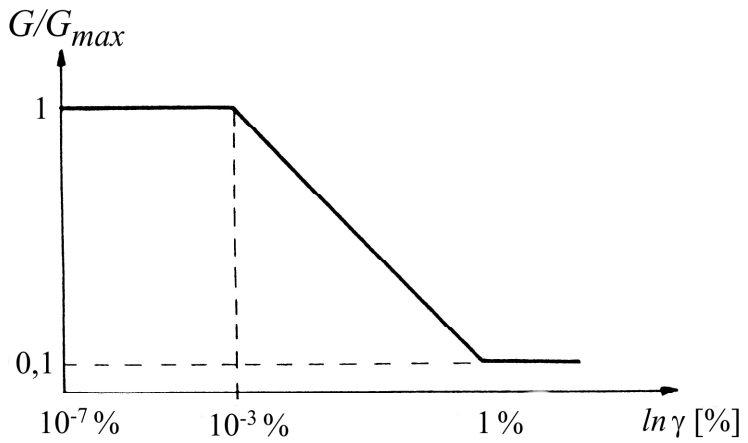


Bild 3.3: Schubmodul als Funktion der Verzerrung, nach Van Impe (1991)

Als Eingangsgröße für den Außenradius r_u geht man vom Einflussradius r_m aus. Bei einem mehrschichtigen Baugrund beträgt der Einflussradius $r_{m,z}^{einzel}$ für einen Einzelpfahl mit dem Durchmesser D und der Länge L in einer Tiefe z:

$$r_{m,z}^{einzel} = 2 \cdot (1 - \nu) \cdot L \cdot (1{,}5 - \frac{z}{L}) \cdot \rho . \tag{3.15}$$

Bei einem mehrschichtigen Baugrund beträgt der Einflussradius $r_{m,z}^{gruppe}$ für eine Pfahlplattengründung mit einer quadratisch angeordneten Pfahlgruppe von n Pfählen (Pfahldurchmesser D und Pfahllänge L, Pfahlabständen $s/D \geq 3{,}0$) in einer Tiefe z:

$$r_{m,z}^{gruppe} = \left[2L \cdot (1-\nu) + \sqrt{\frac{A}{\pi}} \cdot \zeta \right] \cdot (1{,}5 - \frac{z}{L}) \cdot \rho, \tag{3.16}$$

wobei

A	Grundrissfläche der Platte über der Pfahlgruppe
ρ	Inhomogenitätsbeiwert des Bodens,
ζ	Gruppenbeiwert.

Der Parameter ρ berücksichtigt die Möglichkeit, dass die Bodensteifigkeit mit der Tiefe in Pfahlachse und unterhalb des Pfahles zunimmt.

Die Setzungsberechnungen von Pfahlplattengründungen werden durch eine Überlagerung verschiedener Einwirkungszustände durchgeführt. Die Voraussetzung, nämlich die Superposition für die Überlagerung ist dann allerdings nicht mehr gegeben.

3.2 Approximative numerische Verfahren

Unter approximativen numerischen Verfahren versteht man, dass die Pfahlplattengründungen mit überwiegend vereinfachenden Annahmen zum Stoffmodell oder auch zum numerischen Modell untersucht werden. Es gibt u.a. folgende numerische Modelle:

- Modell eines Streifenfundaments auf Federn (Poulos, 1991)
  In diesem Modell wird das Fundament als ein Streifen und die Pfähle werden als Federn betrachtet. Dabei werden vier Wechselwirkungen berücksichtigt: Platte - Platte, Pfahl - Pfahl, Platte - Pfahl, Pfahl - Platte. Dieses Modell ist durch das Programmsystem GASP erfasst.

- Modell einer Platte auf Federn (Randolph et al., 1993, Poulos, 1994 und Sales et al. 2000)
  In diesem Modell wird das Fundament als eine elastische Platte, der Boden als ein elastisches Kontinuum sowie die Pfähle werden als Interaktionsfedern betrachtet. Die Wechselwirkungen zwischen Fundamentplatte, Pfähle und Boden sind dabei berücksichtigt. Das Programmsystem GARP wird verwendet.

3.3 Numerische Verfahren

3.3.1 Randelemente Methode

Mittels der Randelemente Methode (BEM) lassen sich Integralgleichungen, die die Kräfte am Rand eines isotropen und homogenen Gebietes mit den dort auftretenden Verschiebungen koppeln, numerisch lösen.

Bei der Untersuchung des Tragverhaltens von kombinierten Pfahlplattengründungen mit Hilfe der Randelemente Methode kommen in der Regel zwei Verfahren zum Einsatz: Superpositionsverfahren nach Poulos et al. (1968, 1971) sowie vollständige Randelemente Methode nach Butterfield & Bannerjee (1971). Eine Diskussion der beiden Verfahren befindet sich in den Arbeiten, z.B. von El Mossallamy (1996).

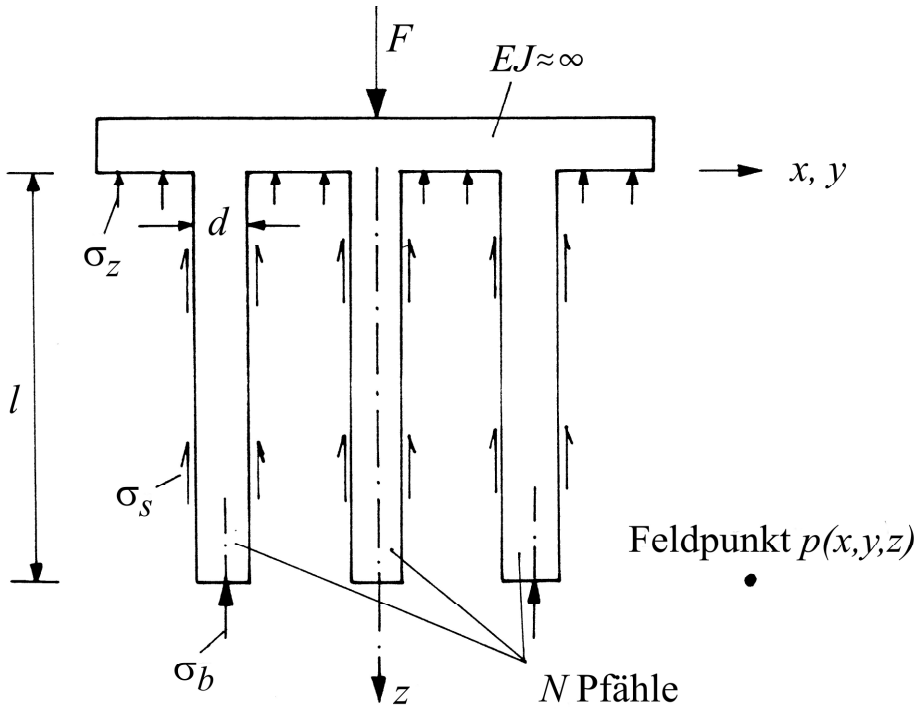


Bild 3.4: Die Lastabtragung nach Butterfield & Bannerjee (1971)

Das Verfahren nach Butterfield & Bannerjee basiert auf der Mindlin-Lösung für die Einzelkraft im Innern des elastischen homogenen Halbraums. Folgende weiteren Annahmen sind getroffen:

- die Herstellung der Pfähle beeinflusst das Verhalten des umgebenden Bodens nicht,
- die Pfähle und der umgebende Boden verformen sich ohne Diskontinuitäten.

Die Lastabtragung ist im Bild 3.4 dargestellt.

Das betrachtete elastische und homogene Gebiet wird von Butterfield & Bannerjee durch m rechteckige Elemente für die Kopfplatte, n zylindrische Elemente für den Pfahlmantel und r Kreisringe für den Pfahlfuß diskretisiert. Die Setzung w_P eines beliebigen Punktes $P(x,y,z)$ im Gebiet setzt sich aus drei Anteilen zusammen: Dem Setzungsanteil infolge der Sohlspannungen σ_z unter der Kopfplatte, dem Setzungsanteil infolge der Mantelreibung σ_s und dem jenige infolge des Spitzendruckes σ_b der Pfähle. Die folgende Gleichung beschreibt die Setzungsermittlung:

$$w_P = \sum_{i=1}^{m} \sigma_{zi}\, k_{zi} + \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{n} \sigma_{sij}\, k_{sij} + \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{n} \sigma_{bij}\, k_{bij} \tag{3.17}$$

wobei

N	Anzahl der Pfähle
k_{zi}	Setzung des Punktes P bei einem Spannungszuwachs $\sigma_{zi} = 1$ am Plattenelement i
k_{sij}	Setzung des Punktes P bei einem Spannungszuwachs $\sigma_{sij} = 1$ auf das Schaftelement j des Pfahles i
k_{bij}	Setzung des Punktes P bei einem Spannungszuwachs $\sigma_{bij} = 1$ auf den Pfahlfußring j des Pfahles i.

3.3.2 Finite Elemente Methode

Die Finite Elemente Methode (FEM) ist die im Grundbau am häufigsten verwendete numerische Methode. Sie bietet eine Vielfalt an Möglichkeiten, die Randbedingungen eines Gebietes und das Stoffgesetz in seinem Inneren zu variieren.

Eine zutreffende numerische Simulation des vorliegenden Randwertproblems kann nur durch ein 3D-Modell erfolgen. Von Interesse für einen Vergleich mit eigenen Ergebnissen sind FE-Studien für ein 3D-Modell mit Berücksichtigung eines plastischen Stoffmodells. Beide Punkte sind etwa in den Studien von Reul (2000) erfasst, in denen allerdings der Untergrund aus Frankfurter Ton und nicht wie in der vorliegenden Arbeit aus Sand besteht. Außerdem sind in den Studien von Reul (2000) die Abmessung einer Hochhausgründung variiert. Das von Reul aufgestellte, umfangreiche Literaturverzeichnis enthält Hinweise auf weitere FE-Parameterstudien für Modelle von kombinierten Pfahlplattengründungen.

Nachfolgend sind einige von Reul getroffene wichtige Annahmen zum numerischen Modell zusammengestellt:

- Es sind isoparametrische Elemente und das Programmsystem ABAQUS verwendet.
- Soweit nachvollziehbar, ist ein Stoffmodell ohne elasto-plastische Verfestigung (also nur Grenzfunktion) und eine sich aufweitende Kappe verwendet.
- An den Betonoberflächen sind weder Kontaktflächen noch Interface-Elemente angenommen.
- Das Bodenelement am Pfahlschaft ist zu $d = 0{,}2 \cdot r_0$ gewählt, wobei r_0 der Pfahlradius ist.

Die Ergebnisse und Schlussfolgerungen lauten:

- Die Fußwiderstände der Pfähle von kombinierten Pfahlplattengründungen sind nahezu unabhängig vom Setzungsniveau sowie der Pfahlposition (Pfahllänge: $l = 30$ m).
- Der Grenzmantelwiderstand ist nicht erreicht. Es entsteht vielmehr eine Art „Blockverschiebung“, bei der sich die Pfähle und der umgebende Boden gemeinsam verschieben.
- Bei einer kombinierten Pfahlplattengründung ist die Federsteifigkeit eines Pfahles sowohl von seiner Position in der Pfahlgruppe und den Abmessungen (Länge, Abstände) als auch von der Setzung abhängig.
- Für gleiche Setzungen tragen bei einer kombinierten Pfahlplattengründung lange oder engstehende Pfähle größere Lasten ab als kurze oder weitstehende Pfähle.
- Die Federsteifigkeit $K_{pi} = F_i \,/\, s_{el,i}$ eines Pfahles der kombinierten Pfahlplattengründung ist geringer als diejenige eines Einzelpfahles.

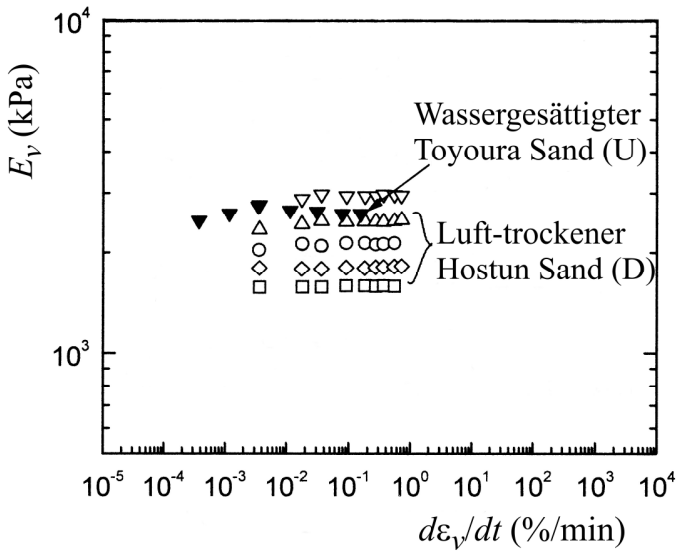
Die von Reul für ein Hochhaus mit einer Vielzahl von Pfählen erhaltenen Erkenntnisse geben einen guten Einblick zur Lastabtragung einzelner Komponenten der kombinierten Pfahlplattengründung. Eine Variation wichtiger Einflussgrößen, ohne die kein tieferes Verständnis zum Tragverhalten einer kombinierten Pfahlplattengründung möglich ist, fehlt aber.

3.4 Materialverhalten von Sand

Wie bei den meisten klassischen Randwertaufgaben im Bauingenieurwesen ist in Rahmen dieser Arbeit ein Untergrund aus Sand zur Berechnung des Tragverhaltens der unterfangenen Fundamentplatte gewählt. Nachfolgend wird auf Ergebnisse der Fachliteratur eingegangen und diskutiert, welche Phänomene im Sand auftreten können. Bezug wird auf Arbeiten von Tatsuoka et al. (2000) genommen, der verschiedene Phänomene zum Materialverhalten von Sand näher untersucht hat.

Elastisches Materialverhalten bei sehr kleinen Verformungen

Für Sand bei sehr kleinen Verformungen ($\varepsilon < 0{,}001\%$) wird ein elastisches Materialverhalten angenommen. Im Bild 3.5 ist der elastische Parameter (Young´s Modul E) über die Verformungsgeschwindigkeit $d\varepsilon/dt$ aufgetragen. Es zeigt sich, dass der Young´s Modul E_v bei sehr kleinen Verformungen von der axialen Verformungsgeschwindigkeit $d\varepsilon_v/dt$ unabhängig ist.



U: Undränierte, D: Dränierte Triaxialversuche

Bild 3.5: Young´s Modul E_v in Abhängigkeit der axialen Verformungsgeschwindigkeit $d\varepsilon_v/dt$ bei sehr kleinen Verformungen, nach Tatsuoka et al. (1999a & b)

Im hypo-elastischen Stoffmodell von Tatsuoka (1999) ist das elastische Materialverhalten von Sand durch den im Bild 3.6 dargestellten orthogonal-anisotropen Stoffansatz beschrieben. Dabei sind E_v und E_h der vertikalen und horizontalen Young´s

Modul. $(E_v)_0$ und $(E_h)_0$ sind die Werte von E_v und E_h bei isotropiem Spannungszustand.

Das Verhältnis $(E_v)_0/(E_h)_0$ beschreibt inhärente Anisotropie des Sandes und $(\sigma_v/\sigma_h)^m$ (für Sand $m \approx 0{,}5$) stellt einen anisotropen Spannungszustand dar. Damit ist sowohl die inhärente Anisotropie von Sand als auch ein anisotroper Spannungszustand berücksichtigt.

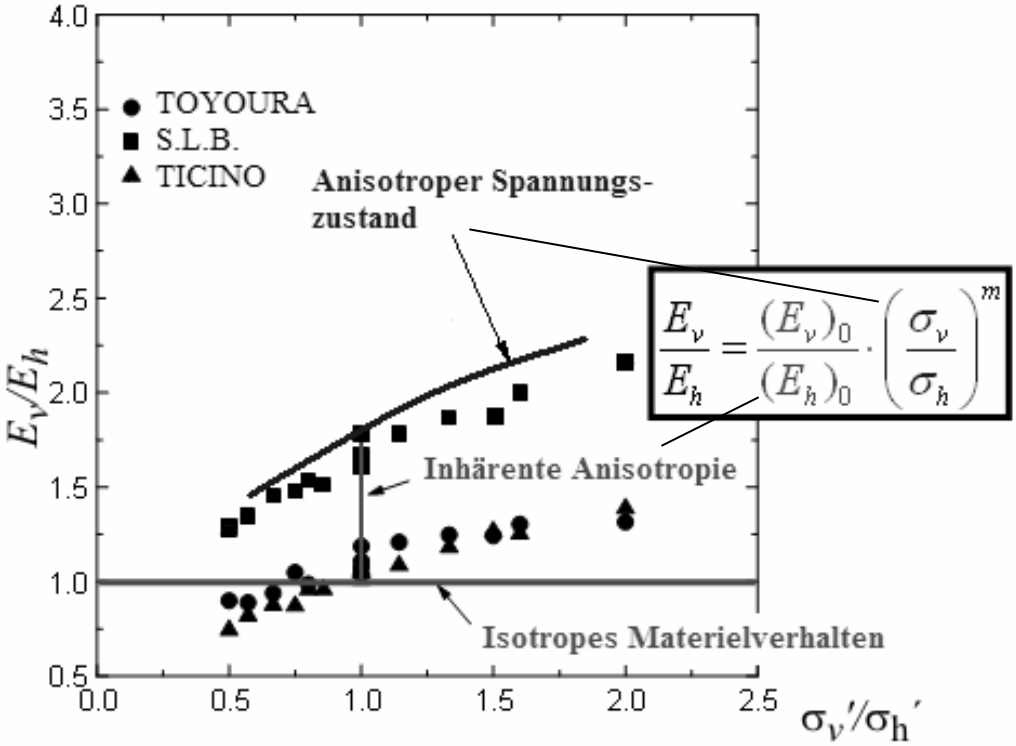


Bild 3.6: Orthogonal-anisotroper elastischer Stoffansatz für Sand, Kohata et al. (1997) sowie Tatsuoka et al. (1999a)

<u>Inhärente Anisotropie</u>

Materielle Anisotropie des Sandes ist definiert als Inhärente Anisotropie. Folgende zwei Versuchsergebnisse zeigten die Effekte der Inhärente Anisotropie auf Steifigkeiten und Festigkeiten des Sandes.

In Biaxialversuchen ($\varepsilon_2 = 0$) variieren Park & Tatsuoka (1994) den Winkel δ zwischen den eingeriesellen Sandlagen und der Richtung der größeren Hauptspannung σ_1, Bild 3.7. Das Versuchsergebnis für den sehr eng gestuften S.L.B. Sand ist im Bild 3.7 dargestellt. Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Sands wird sowohl vor allem im Verfestigungs- als auch im Entfestigungsbereich durch den Winkel δ sehr beeinflusst (inhärente Anisotropie).

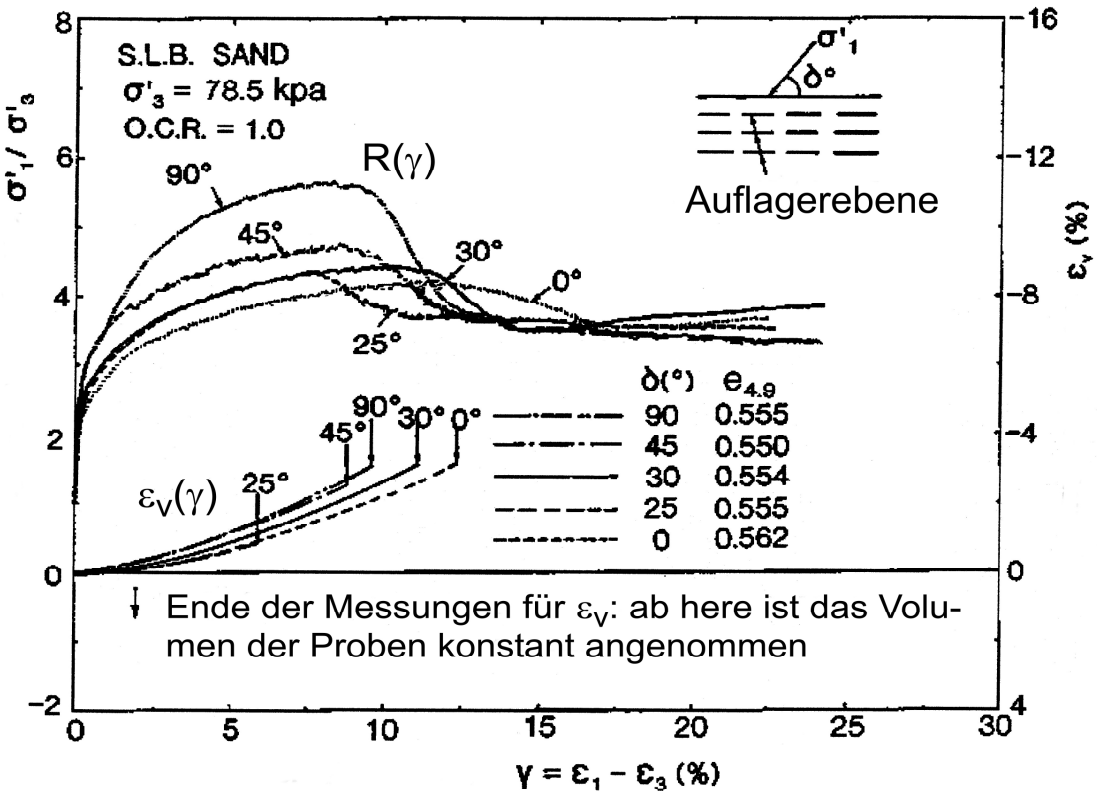


Bild 3.7: Spannungs-Dehnungsverhalten des luft-trockenen S.L.B. Sands aus biaxialen Kompressionsversuchen (ε_2 = 0) nach Park & Tatsuoka (1994)

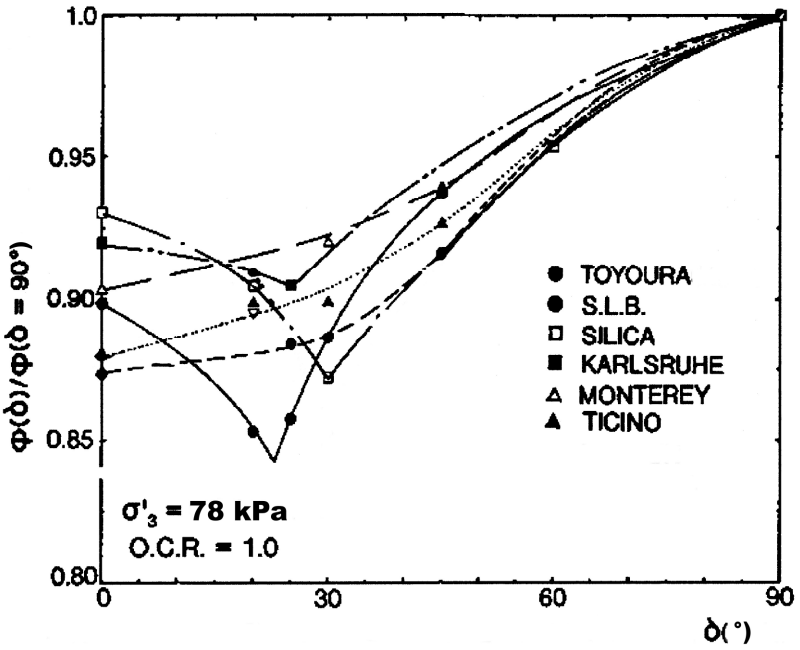


Bild 3.8: Effekte der inhärenten Anisotropie auf den Reibungswinkel φ der Sande, biaxiale Kompressionsversuche (ε_2 = 0), nach Park & Tatsuoka (1994)

Im Bild 3.8 sind die Effekte der inhärenten Anisotropie auf den Reibungswinkel φ verschiedener Sande aus Biaxialversuchen zusammengestellt. Der trockene Karlsruhe Sand verhält sich anisotrop (siehe Bild 3.8).

Kriechen

Im Bild 3.9 sind das Kriechen (C) und die Entspannungen (R) in triaxialen Kompresionsversuchen für luft-trockenen Toyoura Sand dargestellt. Die Linie a_1-a_2 im Bild 3.9 entspricht einem mehrtägigen Kriechen. Erst für Spannungszustände nahe dem Peakzustand sind signifikante Kriechverformungen erhalten.

In unseren Triaxialversuchen sowohl für trockenen Friedelsheim Sand als auch für trockenen Karlsruher Sand ist kein Kriecheffekt beobachtet.

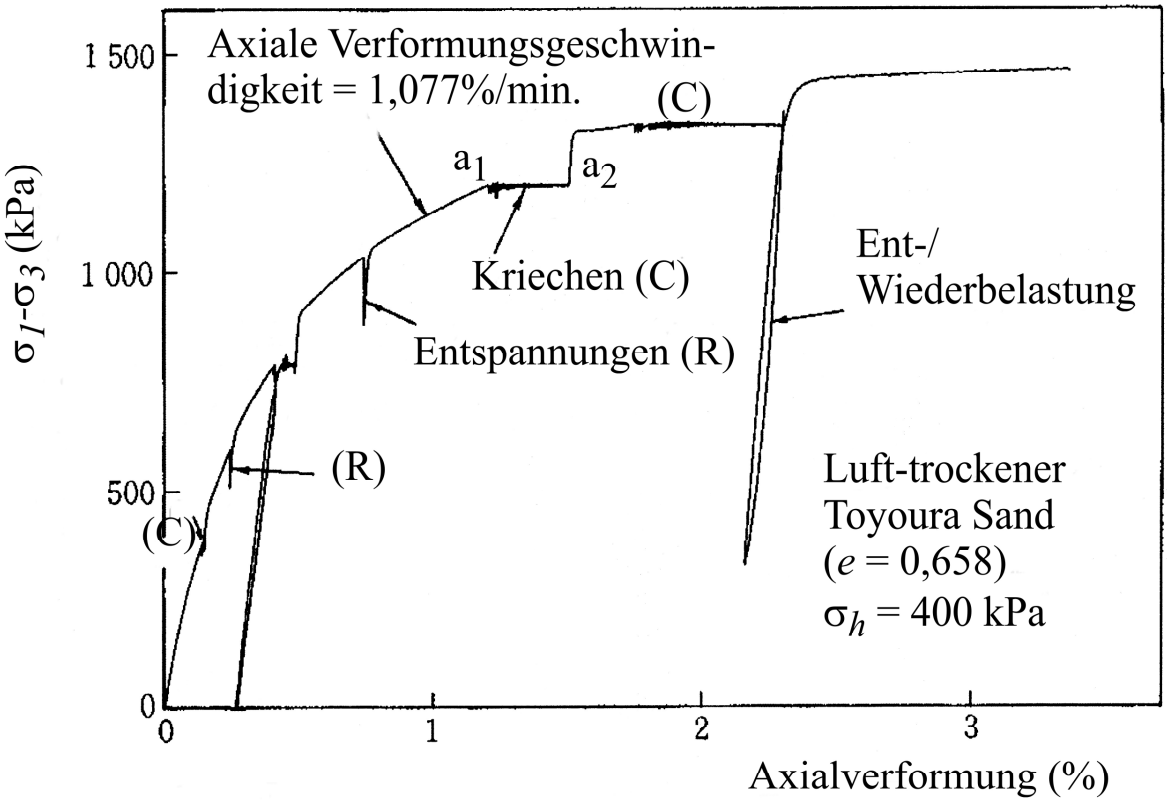


Bild 3.9: Kriechverhalten des luft-trockenen Toyoura Sands nach Matsushita et al. (1999)

Scherbänder

In biaxialen Kompressionsversuchen ($\varepsilon_2 = 0$) mit luft-trockenem Toyoura Sand sind im Residualbereich Scherbänder beobachtet, Bild 3.10. Nennenswerte Verformungsdiskontinuitäten mit Gleitverschiebungen sind allerdings noch nicht erkennbar.

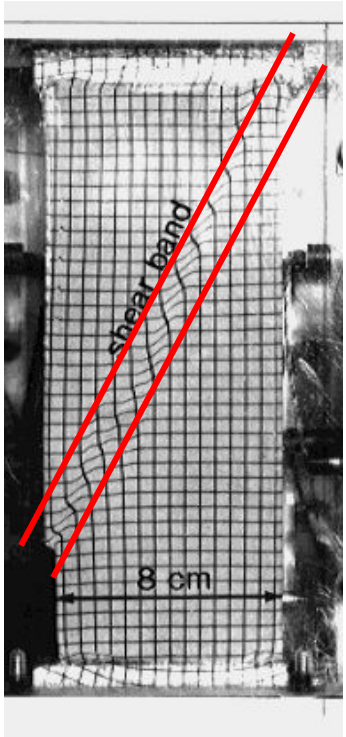


Bild 3.10: Scherband des luft-trockenen Toyoura Sands im Biaxialversuch, nach Yoshida et al. (1995, 1997)

3.5 Schlussfolgerungen für die eigenen Untersuchungen

Aus der Fachliteratur bekannte Ergebnisse zum Tragverhalten kombinierter Pfahlplattengründungen gehen davon aus, dass bereits vor Aufbringen der Einwirkungen die Pfähle hergestellt werden und dann darüber die Fundamentplatte betoniert wird. Ein Modell sowie numerische Untersuchungen über nachträglich durch Bohrpfähle unterfangene Fundamente einschließlich des Herstellungsprozesses der Pfähle liegen bisher nicht vor.

In den zuvor dargestellten Verfahren sind entweder das Modell der Pfahlplattengründungen oder das Stoffmodell des Bodens vereinfacht gewählt. In den 3D-numerischen Berechnungen von Reul (2000) ist Ton als Untergrund verwendet. Das Materialverhalten für Ton ist durch ein plastisches Stoffmodell beschrieben. Die vorliegende Arbeit befasst sich mit 3D-numerischen Untersuchungen für eine unterfangene Fundamentplatte und einem Untergrund aus Sand. Für die Fundamentplatte und die Pfähle ist ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Für Sand ist ein elasto-plastisches Stoffmodell verwendet.

In dem eigenen elasto-plastischen Stoffmodell ist eine materielle Isotropie angenommen. Kriechverformungen wurden weder in Triaxialversuchen noch in den Modellversuchen beobachtet. In FE-Berechnungen stellen sich Scherbänder durch langgestreckte Zonen mit stark verformten Elementen dar. Die Kontinuität an den Knotenpunkten bleibt innerhalb des Kontinuums allerdings erhalten. Zur Überprüfung des in den numerischen Untersuchungen gewählten Stoffmodells sind eigene Modellversuche durchgeführt. Das Berechnungsverfahren einschließlich des verwendeten Stoffmodells ist exemplarisch durch Nachrechnung von Last-Setzungskurven an unterfangenen Fundamenten verifiziert.

Aus der Fachliteratur sind keine systematischen numerischen Parameterstudien zum Tragverhalten von Pfahlplattengründungen sowie zur Schwächung der Fundamentsohle durch die Bohrlöcher bei der Pfahlherstellung bekannt.

4 Numerische Untersuchungen von nachträglich unterfangenen Fundamenten

Die betrachtete kombinierte Pfahlplattengrundung, die aus der nachträglich durch vier Bohrpfähle unterfangenen Fundamentplatte (siehe Bild 1.5) besteht, wird als dreidimensionales Randwertproblem mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM) numerisch untersucht.

Das Last-Setzungsverhalten einer Fundamentplatte hängt wesentlich von ihrer Geometrie, ihrer Steifigkeit sowie vom Zusammendrückungsverhalten des Bodens ab. Bei der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte kommen die Einflüsse der Pfahlanordnung, der Pfahlgeometrie sowie Störungseinflüsse bei der Pfahlherstellung hinzu. Als Konstruktionselemente für Fundamentunterfangung werden Bohrpfähle verwendet.

Zum Tragverhalten von Bohrpfählen liegen umfangreiche Untersuchungsergebnisse im Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der technischen Universität Kaiserslautern vor. Das Tragverhalten von Bohrpfählen, die axial oder horizontal beansprucht werden, ist systematisch untersucht worden (Meißner, 1983). Dabei bestand der Untergrund aus rolligen Böden. Weitere numerische Untersuchungen sowie Parameterstudien zum Tragverhalten von Bohrpfählen in geschichteten Böden sind u.a. von Meißner & Shen (1992) sowie Meißner, Van Impe, Shen & Vogt (1993) durchgeführt. Wichtige Ergebnisse von Meißner (1983) sind:

- Bei axial belasteten Pfählen erreichen die Pfahlmantelkräfte ab Pfahlkopfsetzungen $u_z \approx 0{,}05D$ (D: Pfahldurchmesser) Grenzwerte. Diese Grenzwerte sind unabhängig vom Durchmesser des Pfahles.

- Die Spitzendrücke weisen für Tiefen $l \approx 8D$ bis $10D$ Größtwerte auf, dabei ist l die Einbindelänge des Pfahles.

Die Pfahlmantelkräfte in den von Meißner (1983) berechneten Ergebnisse erreichen ihre Grenzwerte bei größerer Pfahlkopfsetzung als bei der Pfahlkopfsetzung aus Erfahrungswerten nach DIN 1054: 2003-1 (vgl. Bild 2.3).

4.1 Last-Setzungskurven der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte

Im Bild 4.1 sind die zu erwartenden Last-Setzungskurven für die nachträglich unterfangene Fundamentplatte schematisch aufgetragen. Folgende Setzungen, Kräfte bzw. Setzungs- und Kraftdifferenzen sind im Bild 4.1 unterschieden:

$F_{z,pl}$: Last F_z der Fundamentplatte

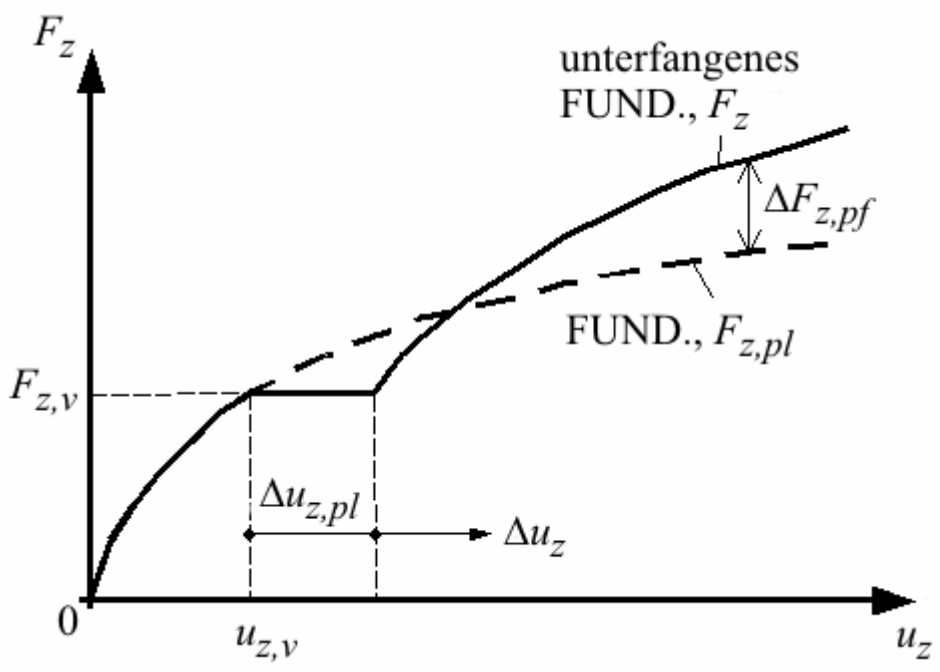
$F_{z,v}$: Vorlast, bei der die Pfähle eingebaut werden

$\Delta F_{z,pf}$: Zusatzlast ΔF_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte

$u_{z,v}$: Setzung der Fundamentplatte bei Vorlast $F_{z,v}$ vor dem Einbau der Pfähle

$\Delta u_{z,pl}$: Setzungsanteil infolge Pfahleinbau bei konstanter Vorlast $F_{z,v}$

Δu_z: Setzungsanteil infolge weiterer Belastung nach dem Einbau der Pfähle



$$\Delta F_{z,pf} = F_z - F_{z,pl}\,,\ \Delta u_z = u_z - u_{z,v} - \Delta u_{z,pl}$$

Bild 4.1: Charakteristische Last-Setzungskurven der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte

Das Tragverhalten der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte lässt sich dann in drei Anteile aufgliedern, die z.T. von unterschiedlichen Einflussgrößen abhängen. Diese drei Anteile können allgemein durch drei Funktionen (Gleichungen (4.1) - (4.3)) beschrieben werden.

– Last-Setzungsbeziehung der quadratischen Fundamentplatte:

$$F_{z,pl} = f_1(u_z, b, d, e_0, p_0, Bod.) \tag{4.1}$$

– Last-Setzungsbeziehung der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte:

$$F_z = F_{z,pl} + \Delta F_{z,pf}$$

$$\Delta F_{z,pf} = f_2(\Delta u_z, b, d, e_0, p_0, l, D, u_{z,v}, \Delta u_{z,pl}, Bod.) \quad u_z > u_{z,v} \tag{4.2}$$

– Setzungsanteil durch Pfahlherstellung:

$$\Delta u_{z,pl} = f_3(b, d, e_0, p_0, l, D, Bod.). \tag{4.3}$$

Es ist zu beachten, dass $\Delta F_{z,pf}$ nicht gleich der Pfahlbeanspruchung ist, sondern die Differenz des Widerstandes zwischen der unterfangenen Fundamentplatte und der Fundamentplatte ist.

4.2 Numerisches Modell

Bild 4.2 zeigt das numerische 3D-Modell der nachträglich durch vier Bohrpfähle unterfangenen Fundamentplatte in einem Untergrundausschnitt aus Sand.

Die gewählte starre Fundamentplatte ist quadratisch und hat die Abmessungen $b_x = b_y = 4$ m und $d = 1$ m. Sie ist im Sand eingebunden. In situ nichttragfähige Schichten von der Oberfläche des Sandes bis zur Geländeoberfläche sind durch einen Überlagerungsdruck p_0 ersetzt. Auf der Fundamentplatte wird schrittweise und monoton eine zentrische und lotrechte Belastung F_z aufgebracht. Die Setzungen der Fundamentplatte sind mit u_z bezeichnet.

Nachdem sich die Fundamentplatte unter der zentrischen und lotrechten Belastung F_z bereits um einen bestimmten Betrag gesetzt hat, werden die Pfähle eingebracht und mit der Fundamentplatte fest verbunden. Es sind vier Bohrpfähle mit dem Durchmesser D und der Einbindelänge l im Abstand $e_x = e_y = 2{,}8$ m symmetrisch angeordnet. Der Pfahldurchmesser D und die Einbindelänge l sind in den numerischen Untersuchungen variabel. Sie liegen in den Bereichen: 0,2 m $\leq D \leq$ 0,4 m sowie 4 m $\leq l \leq$ 8 m.

Während des Einbaus der Pfähle bleibt die Einwirkung F_z für die Fundamentplatte konstant. Der Herstellungsprozess der Pfähle einschließlich der vorübergehenden Schwächung der Fundamentsohle durch die Bohrlöcher wird numerisch simuliert und untersucht. Nach Betonerhärtung der Pfähle wird die Belastung F_z auf der durch Pfähle unterfangenen Fundamentplatte erhöht.

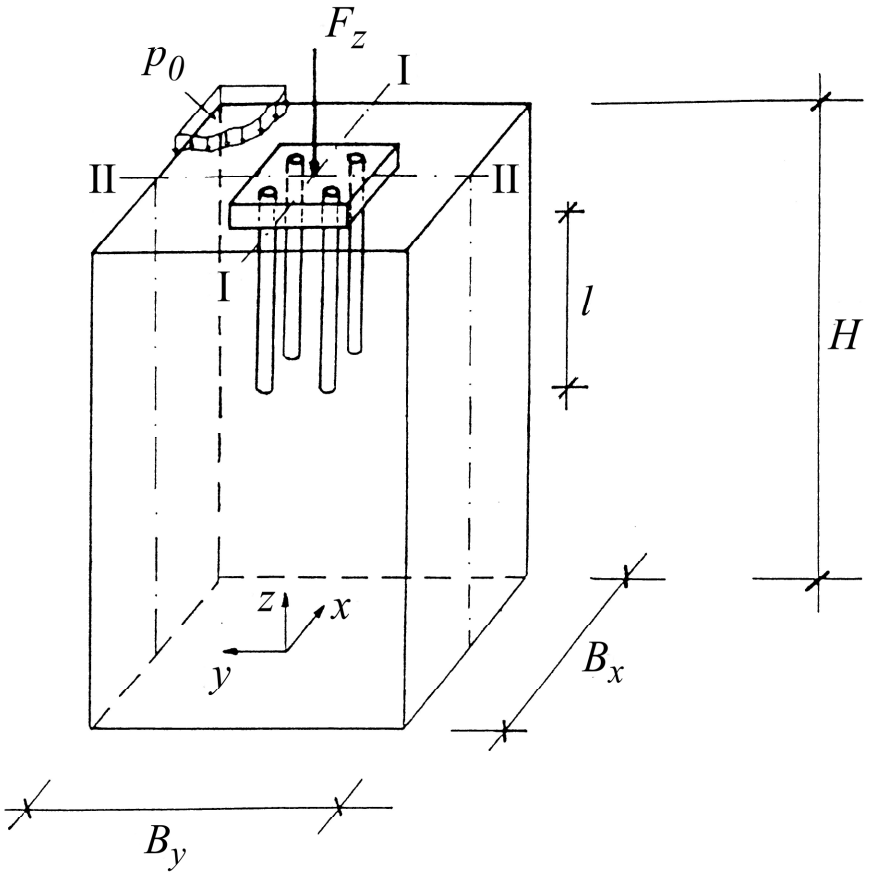


Bild 4.2: Numerisches 3D-Modell der nachträglich durch vier Bohrpfähle unterfangenen Fundamentplatte

Bei der gewählten zentrisch belasteten unterfangenen Fundamentplatte besteht bezüglich der Geometrie sowie den Einwirkungen eine Doppelsymmetrie. Durch die nachträgliche, sukzessive Pfahlherstellung mit den dadurch zusammenhängenden Umlagerungen geht diese Symmetrie allerdings verloren. Der Einfluss der Pfahlherstellungen auf das Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte lässt sich also nur an dem Gesamtsystem untersuchen.

Für die Studien in dieser Arbeit wird vereinfacht dennoch ein doppelsymmetrisches System zugrundegelegt. Es wird davon ausgegangen, dass entweder die Umlagerungseffekte nur gering sind oder die vier Pfähle gleichzeitig hergestellt werden.

4.3 Untergrundausschnitt und Diskretisierung

Die Anwendung der FE-Berechnungen setzt voraus, dass ein Untergrundausschnitt festgelegt wird. An den Grenzen dieses Ausschnittes muss die Wirkung der abgeschnittenen Außenbereiche durch Kraft- oder Verschiebungsrandbedingungen erfasst werden. Die Abmessungen des Untergrundausschnittes werden so bestimmt, dass bei einer Änderung der Größe des Untergrundausschnittes keine signifikanten Änderungen der Spannungen sowie Verschiebungen im Nahbereich der unterfangenen Fundamentplatte entstehen.

Einige Untersuchungen über die Mindestabmessungen des Untergrundausschnittes wurden von Meißner (1983) mit einem axial belasteten Pfahl und einem linear elastischen Stoffgesetz durchgeführt. Der Pfahl hatte die Pfahlschlankheit l/D = 6,7 sowie l/D = 20. Die Untersuchungen erbrachten folgende Ergebnisse:

- Bei $l_u/D \geq 8$ und $r_a/D > 40$ bzw. $r_a/l > 2$ (l_u ist der Abstand vom Pfahlfuß zur unteren Ausschnittsgrenze, r_a ist der Radius des Untergrundausschnittes des achsensymmetrischen Randwertproblems) ergaben sich unter gleichen Axiallasten nur noch Änderungen der Pfahlkopfverschiebungen kleiner als 2%.

Die Abmessungen des Untergrundausschnittes werden auf Basis dieser Vorstudien wie folgt gewählt:

$$B_x = B_y = 20\,m$$

und

$$H = l + 8\,m\,.$$

Das Prinzip der FEM beruht darauf, dass das Gebiet des betrachten Randwertproblems in kleine Elemente unterteilt wird, die nur an den Elementknoten zusammenhängen. Bild 4.3a zeigt das Schema des gewählten Finite Elemente Netzes für einen Quadranten des Systems. Der Untergrundausschnitt mit Fundamentplatte und einem Pfahl ist in insgesamt 3502 Elemente aufgeteilt. Davon entfallen 234 auf die Fundamentplatte und 56 auf den Pfahl. Zur Beschreibung der Elemente werden 4014 Knotenpunkte benötigt. Es sind isoparametrische 8-Knoten-Elemente verwendet.

Das Finite Elemente Netz für einen Quadranten der Fundamentplatte mit einem Pfahl ist fein unterteilt und als Draufsicht im Bild 4.3b dargestellt.

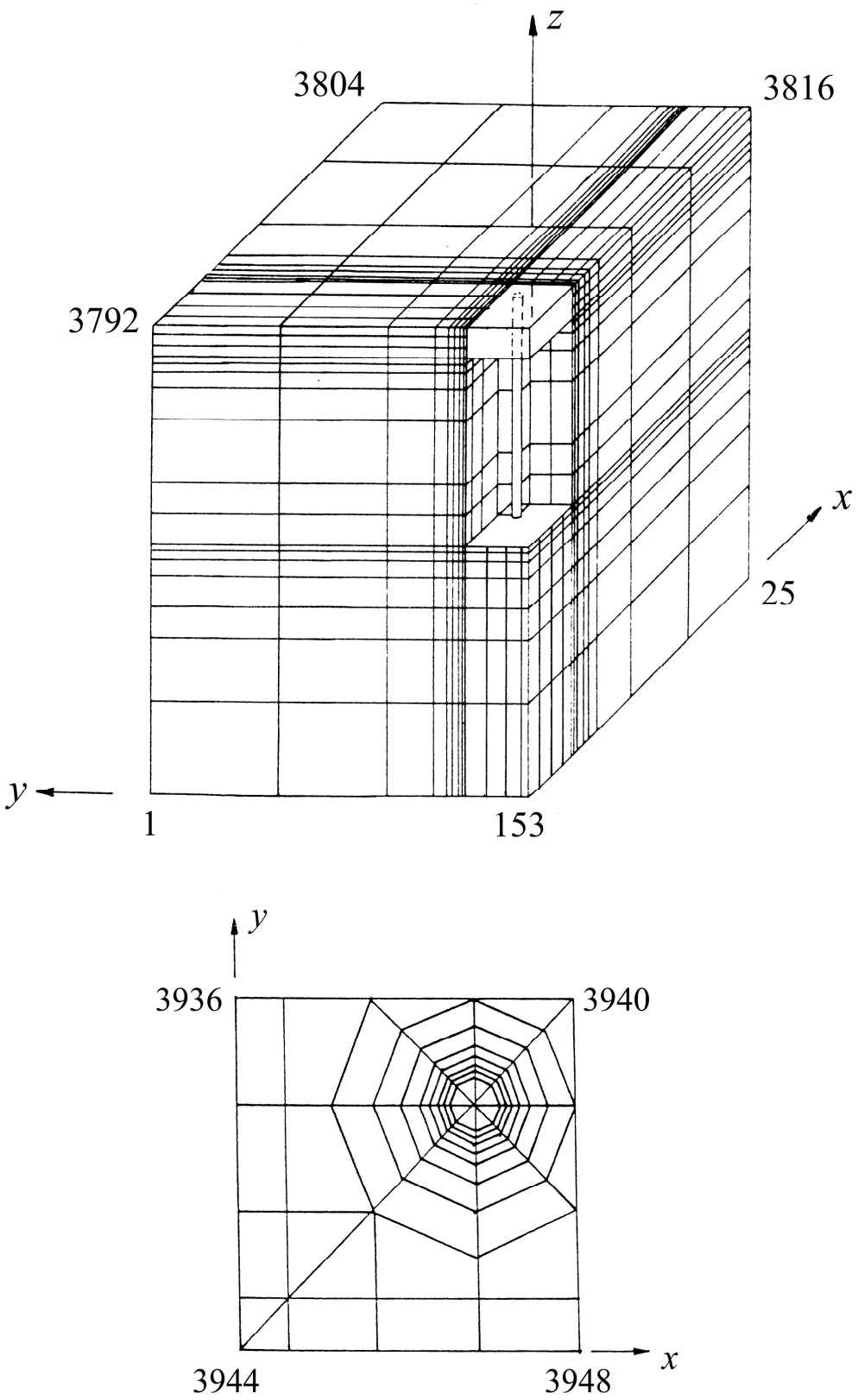


Bild 4.3: a) Schema des FE-Netzes für einen Quadranten der unterfangenen Fundamentplatte, b) Quadrant der Fundamentplatte mit einem Pfahl

Als Elementschlankheit ist ein Verhältnis kleiner als 1:5 im Nahbereich der Fundamentplatte und des Pfahles eingehalten.

Die Größe der finiten Elemente am Pfahlschaft sowie an den Plattenrändern beeinflusst den Spannungs- und Verzerrungsgradienten. Der Einfluss der Randelementbreite seitlich des Pfahles auf die Last-Setzungslinie des Pfahles wurde untersucht (Meißner & Shen, 1992). Bild 4.4 zeigt R_s / F_z (F_z: Last des Pfahles, R_s: Pfahlmantelwiderstand) in Abhängigkeit von *b/D*. Zwischen $0{,}02 \leq b/D \leq 0{,}1$ bleibt der Wert R_s / F_z etwa konstant.

Danach sind die Breiten der Randelemente am Pfahlschaft sowie an den Fundamentseiten zu $b = 0{,}1 \cdot D$ gewählt, wobei *D* der Pfahldurchmesser ist.

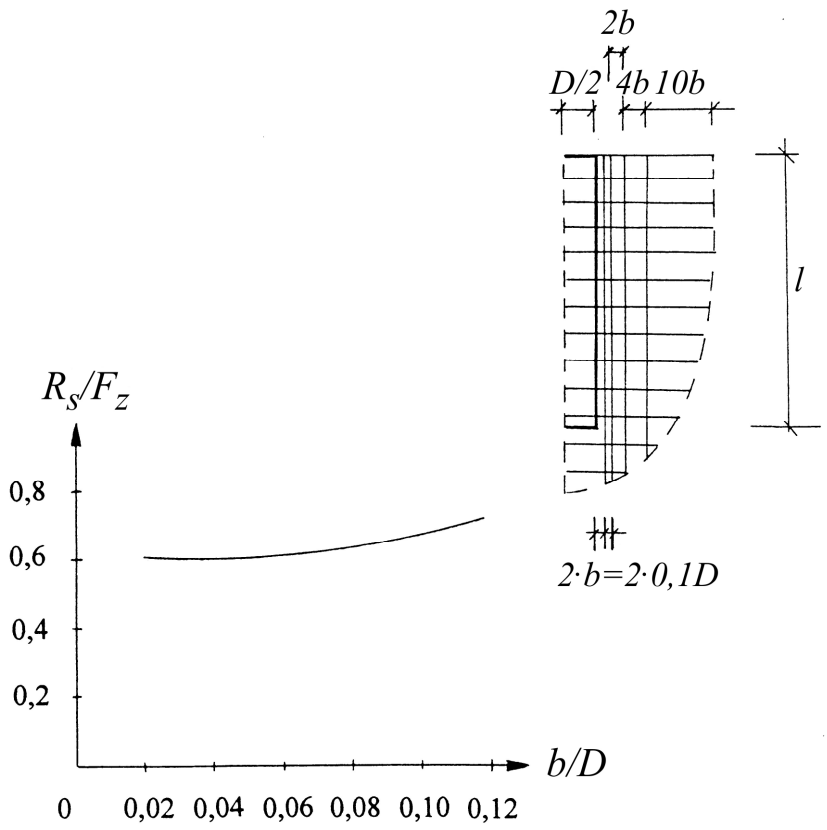


Bild 4.4: Tragverhalten des Einzelpfahles als Funktion der Elementabmessungen

4.4 Beschreibung des im FE-Programm gewählten Stoffmodells

Als Spannungstensor wird der symmetrische *Cauchy*sche Tensor *T* und als Verformungstensor der symmetrische *Green-Lagrange*sche Tensor *E* herangezogen.

Die symmetrischen Tensoren können durch Vektoren ersetzt werden, die in differentieller Schreibweise lauten:

$$\{d\sigma\}^T = \{d\sigma_{xx}, d\sigma_{yy}, d\sigma_{zz}, d\tau_{xy}, d\tau_{xz}, d\tau_{yz}\}$$
$$\{d\varepsilon\}^T = \{d\varepsilon_{xx}, d\varepsilon_{yy}, d\varepsilon_{zz}, d\gamma_{xy}, d\gamma_{xz}, d\gamma_{yz}\}. \tag{4.4}$$

Die Schubspannungen werden auch mit

$$d\tau_{ij} = d\sigma_{ij} \tag{4.5}$$

bezeichnet.

Die ersten Invarianten der beiden Tensoren sind wie folgt definiert:

$$I_\sigma := \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = tr\,T$$
$$I_\varepsilon := \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = tr\,E. \tag{4.6}$$

Die deviatorischen Komponenten des Spannungs- sowie Formänderungstensors lauten:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - I_\sigma/3 \cdot \delta_{ij}$$
$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - I_\varepsilon/3 \cdot \delta_{ij}, \tag{4.7}$$

wobei δ_{ij} das Kronecker Symbol ist.

Für die zweiten und dritten Invarianten der deviatorischen Tensoren gilt dann allgemein:

$$II_s = s_{ij}s_{ji}, \qquad II_e = e_{ij}e_{ji}$$

und (4.8)

$$III_s = s_{il}s_{lj}s_{ji}, \qquad III_e = e_{il}e_{lj}e_{ji}.$$

Die Invarianten vereinfachen sich im Hauptachsensystem zu:

$$II_s := s_1^2 + s_2^2 + s_3^2$$

$$II_e := e_1^2 + e_2^2 + e_3^2$$

und (4.9)

$$III_s := s_1^3 + s_2^3 + s_3^3$$

$$III_e := e_1^3 + e_2^3 + e_3^3.$$

Für einen beliebigen Punkt P in der Deviatorebene des Spannungsraumes (siehe Bild 4.5) beschreiben folgende Parameter die Lage eines Punktes:

– Abstand r_σ von der Raumdiagonalen $\frac{I_\sigma}{\sqrt{3}}$:

$$r_\sigma = II_s^{1/2} \tag{4.10}$$

– Lode´winkel α_σ:

$$\alpha_\sigma = \frac{1}{3} \cdot arccos\left(\sqrt{6}\,\frac{III_s}{II_s^{3/2}}\right) \tag{4.11}$$

– Winkel ψ_σ, der durch eine Gerade vom Koordinatenursprung zum Punkt P und der Raumdiagonalen eingeschlossen wird:

$$\psi_\sigma = arc\,tan\left(\frac{II_s^{1/2}}{I_\sigma / \sqrt{3}}\right). \tag{4.12}$$

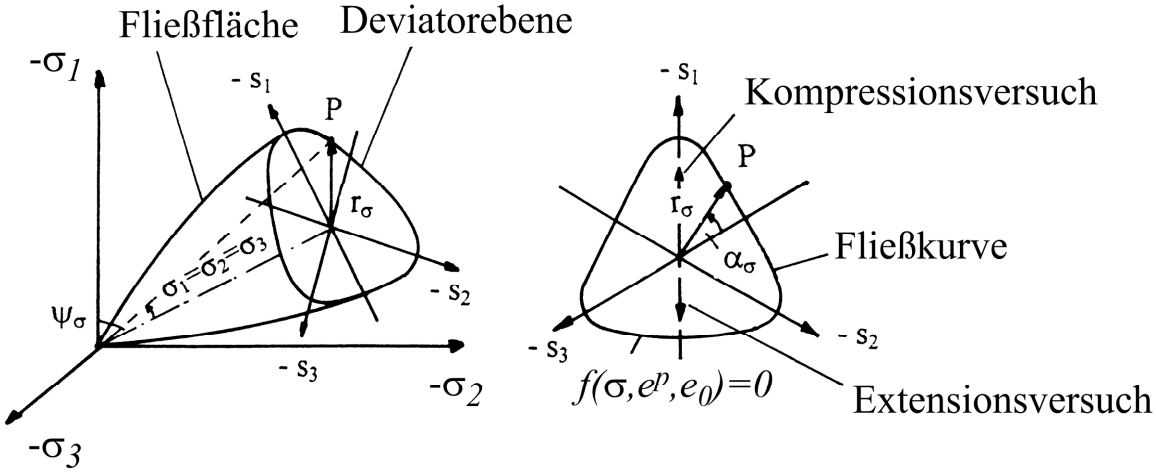


Bild 4.5: Hauptachsensystem mit Deviatorebene und Fließfläche nach Meißner (1983)

4.4.1 Stoffmodell für Fundamentplatte und Pfähle

Stoffmodelle stellen eine Verknüpfung von Spannungen und Verzerrungen dar und sollen das tatsächliche Materialverhalten eines Stoffes, z.B. Stahlbeton sowie Bodens, möglichst zutreffend approximieren.

Die Fundamentplatte sowie die Pfähle sind aus Stahlbeton hergestellt. Es wird ein linear elastisches, isotropes Materialverhalten angenommen:

- Elastizitätsmodul E_b = 30000 MN/m^2
- Querdehnungszahl ν_b = 0,2.

Die elastische Stoffmatrix [C^e] des Stahlbetons ist wie folgt definiert:

$$\{d\sigma\} = \left[C^e\right] \cdot \left\{d\varepsilon^e\right\} \tag{4.13}$$

$$\left[C^e\right] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{vmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{vmatrix} . \tag{4.14}$$

Dabei sind $E = E_b$ und $\nu = \nu_b$.

4.4.2 Stoffmodell für Sand

In den numerischen Untersuchungen ist das mechanische Verhalten des Sandes mit einem elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben, das den Einfluss der Lagerungsdichte sowie des mittleren Druckes auf Steifigkeiten und Festigkeiten berücksichtigt. Das in den FE-Berechnungen verwendete Stoffmodell sowie die Herleitung der hierfür notwendigen Stoffparameter sind von Meißner (1983) vollständig beschrieben und publiziert. Im folgenden sind die wichtigsten Elemente dieses Stoffmodells zusammengestellt.

4.4.2.1 Annahmen zum Materialverhalten von Sand

Die FE-Berechnungen werden für einen Untergrund aus Sand durchgeführt. Das den FE-Berechnungen von Meißner (1983) zugrunde liegende Stoffmodell basiert u.a. auf den nachfolgenden Voraussetzungen und Annahmen, die teilweise auch von Gudehus (1980) beschrieben wurden:

- Der Sand soll sich isotrop verhalten.

- Unabhängig von der gewählten Bodenart für den Untergrund muss für Stoffgesetze einfacher Stoffe die materielle Objektivität gegeben sein: Das Stoffgesetz muss unabhängig von willkürlich wählbaren Bezugsbasen, Koordinatensystemen und Einheiten sein.

- Es besteht Koaxialität zwischen den Spannungen σ_{ij} und den Verformungsinkrementen $d\varepsilon_{ij}$. Dies bedeutet, für die Spannungen und die Verformungsinkremente gilt das gleiche Hauptachsensystem.

- Das Erinnerungsvermögen des Sands ist nach Gudehus (1977) bis auf den Porenanteil n eingeschränkt. Weiter zurückliegende Verformungen bzw. Deformationen besitzen nur noch eine geringe Auswirkung auf die momentane Spannung und müssen im aktuellen Zustand nicht berücksichtigt werden. Derartige Zustände werden als „Swept-out-of-Memory“ (s. Gudehus 1980 und Goldscheider 1972) bezeichnet. Für einen linearen, monotonen Verformungspfad gilt z.B. unabhängig vom Ausgangszustand, dass stets der gleiche Spannungspfad erreicht wird.

4.4.2.2 Ansätze des elasto-plastischen Stoffgesetzes

Meißner & Wibel (1974) ermittelten Parameterwerte für einen Mittelsand an triaxialen Zylinderproben. Eine charakteristische Arbeitslinie sowie die zugehörige Volumenänderungskurve zeigt Bild 4.6. In Kompressionsversuchen ($\sigma_1 < \sigma_3$) sowie Extensionsversuchen ($\sigma_1 > \sigma_3$) besteht ein unterschiedliches Probenverhalten. Dabei ist σ_1 die Axialspannung und σ_3 die Radialspannung der Probe. I_σ bleibt während des Versuchs konstant. Druckspannungen sind entsprechend der Mechanikdefinition negativ.

Die für trockenen Sand erhaltenen Arbeitslinien gliedern sich in die drei Abschnitte (siehe Bild 4.6a): Verfestigungs-, Entfestigungs- sowie Residualbereich. Im Grenzzustand wird der Peakpunkt *G*, im kritischen Zustand der Punkt *K* erreicht.

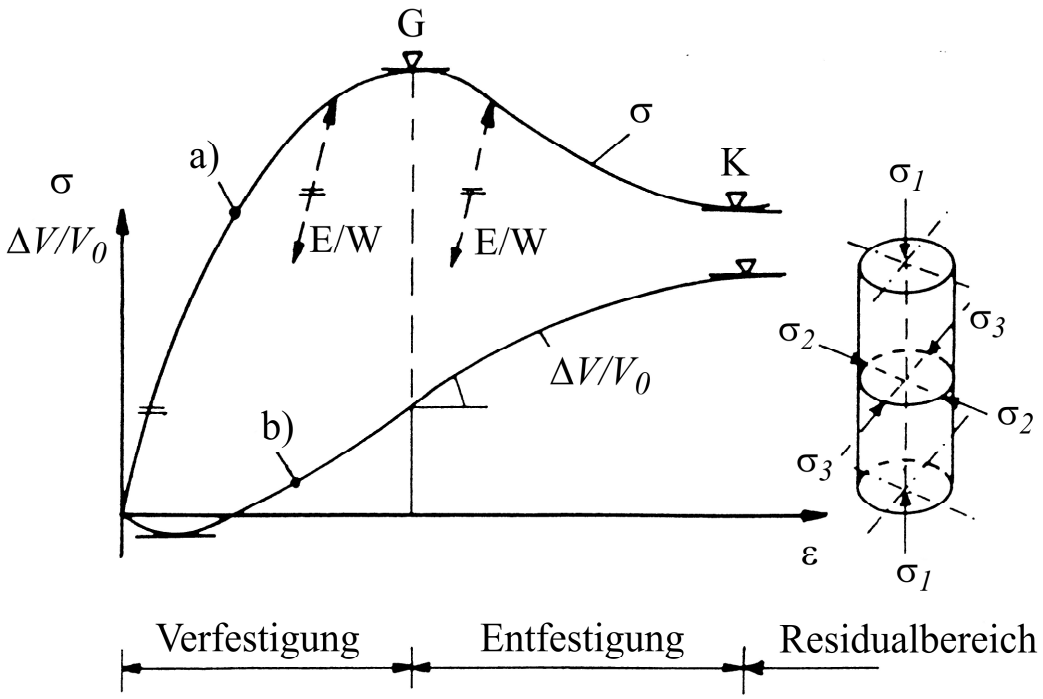


Bild 4.6: Materialverhalten für dicht gelagerten Sand
a) Arbeitslinie b) Volumenänderungen

Die Proben weisen sowohl im Verfestigungs- als auch im Entfestigungsbereich ein ausgeprägtes nichtlineares Materialverhalten auf. Das nichtlineare Materialverhalten lässt sich durch ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit inkrementell linearer Formulierung approximieren. Das Materialverhalten des Sands, das durch das Stoffgesetz erfasst werden soll, ist gleichfalls in einen Verfestigungs-, Entfestigungs- sowie Residualbereich unterteilt, für die gilt:

– Verfestigungsbereich
  Der Sand verhält sich nichtlinear. Durch eine Fließfunktion $f(\sigma,e^p,e_0)$ ist der Bereich begrenzt, in dem nur quasi elastisches Materialverhalten wie bei Ent- oder Wiederbelastungen auftritt. Alle Zustände monotoner Erstverformungen liegen auf einer Fließfläche. Spannungszustände auf der Fließfläche erfüllen die Fließbedingung $f(\sigma,e^p,e_0) = 0$. Gilt $f(\sigma,e^p,e_0) = 0$, so entstehen durch eine weitere monotone Probenbelastung plastische Formänderungen und die Fließfläche weitet sich auf. Die Schnittkurve einer Fließfläche mit einer Deviatorebene heißt Fließkurve (siehe Bild 4.5).

- Entfestigungsbereich
  Wie für den Verfestigungsbereich besteht ein nichtlineares Verhalten. Für monotone Probenverformungen verengt sich die Fließfläche. Die Parameter der Fließfunktion sollten so bestimmt werden, dass der Entfestigungsbereich erfasst wird.

- Residualbereich
  Im Residualbereich verhält sich die Probe volumentreu. Die einzelnen Formänderungen stehen dann in einem festen Verhältnis zueinander.

Die Ent- und Wiederbelastungspfade im Verfestigungs-, Entfestigungs- sowie Residualbereich werden als quasi elastisch betrachtet.

Die gesamten Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{ij}$ werden in elastische und plastische Anteile zerlegt:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}{}^{e} + d\varepsilon_{ij}{}^{p} . \tag{4.15}$$

Die deviatorischen Verzerrungsinkremente de_{ij} ergeben sich analog zu:

$$de_{ij} = de_{ij}{}^{e} + de_{ij}{}^{p} . \tag{4.16}$$

Die elastischen Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{ij}{}^{e}$ sind im Programm durch pseudo-elastische Parameteransätze erfasst, die auch das Volumenänderungsverhalten des Sands bei Änderung der Spannungssumme berücksichtigen. Die pseudo-elastischen Parameter – Kompressionsmodul K und Schubmodul G – wurden aus Versuchen (Meißner & Wibel, 1974) ermittelt (siehe Abschnitt 4.4.2.4). Aus den Größen K und G ergeben sich der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν in der Stoffmatrix $[C^e]$ des Sands (vgl. Gleichung (4.14)) zu:

$$E = \frac{3GK}{K + G} \tag{4.17}$$

und

$$\nu = \frac{K - 2G}{2(G + K)} . \tag{4.18}$$

Damit wird das Spannungsinkrement aus der elastischen Stoffmatrix $[C^e]$ sowie aus dem elastischen Verzerrungsinkrement $d\varepsilon_{ij}{}^e$ wie folgt berechnet (vgl. Gleichung (4.13)):

$$\{d\sigma\} = \left[C^e\right] \cdot \left\{d\varepsilon^e\right\}.$$

Die Abhängigkeit des Schubmoduls sowie des *K*-Moduls von der isotropen Spannung ist berücksichtigt.

Die plastischen Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{ij}{}^p$ werden in einen volumetrischen Anteil $d\varepsilon_{kk}{}^p$ und einen deviatorischen Anteil $de_{ij}{}^p$ zerlegt:

$$d\varepsilon_{ij}{}^p = de_{ij}{}^p + d\varepsilon_{kk}{}^p \cdot \frac{\delta_{ij}}{3}. \tag{4.19}$$

Die volumetrischen plastischen Formänderungen $d\varepsilon_{kk}{}^p$ bei deviatorischen Spannungspfaden sind durch eine spezielle Dilatationsfunktion *DI* erfasst:

$$d\varepsilon_{kk}{}^p = d\lambda \cdot DI. \tag{4.20}$$

Dabei ist $d\lambda$ der sogenannte plastische Multiplikator, der für das volumetrische und das deviatorische Fließgesetz gleich ist. $d\lambda$ wurde von Meißner (1983) sowohl für Verfestigung als auch für Entfestigung hergeleitet.

Die Richtung der deviatorischen plastischen Verzerrungsanteile $de_{ij}{}^p$ wird durch das plastische Potential *g* (siehe Gleichung (4.27)) beschrieben:

$$de_{ij}{}^p = d\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \frac{1}{3} \cdot \frac{\partial g}{\partial s_{kk}} \delta_{ij} \right). \tag{4.21}$$

Die Verformungsanteile der Gleichungen (4.20) und (4.21) ergeben die gesamten plastischen Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{ij}{}^p$ zu:

$$d\varepsilon_{ij}{}^p = d\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kk}} - DI \right) \cdot \frac{\delta_{ij}}{3} \right). \tag{4.22}$$

Mit der elasto-plastischen Stoffmatrix $[C^{ep}]$ werden die Spannungsinkremente aus den gesamten Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{ij}$ dann wie folgt berechnet:

$$\{d\sigma\} = \left[C^{ep}\right] \cdot \{d\varepsilon\}. \tag{4.23}$$

Die elasto-plastische Stoffmatrix $[C^{ep}]$ enthält die elastische Stoffmatrix $[C^{e}]$ sowie die Ansätze der Plastizitätstheorie. Mit Hilfe der Konsistenzbedingung ergibt sich (Meißner, 1983):

$$\left[C^{ep}\right] := \left[C^{e}\right] - \frac{\left[C^{e}\right] \cdot \{h\} \cdot \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^{T} \cdot \left[C^{e}\right]}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^{T} \cdot \left[C^{e}\right] \cdot \{h\} - \left\{\frac{\partial f}{\partial e^{p}}\right\}^{T} \cdot \{h\}}, \tag{4.24}$$

mit

$$h_{ij} := \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kk}} - DI\right) \cdot \frac{\delta_{ij}}{3}. \tag{4.25}$$

Die elasto-plastische Stoffmatrix $[C^{ep}]$ wird nur dann symmetrisch, wenn eine assoziierte Fließregel vorliegt, was für Sand nicht zutrifft.

4.4.2.3 Fließbedingung und Fließregel

Den Übergang zum plastischen Fließen erhält man durch eine Fließbedingung. Es ist die Fließbedingung nach Stutz (1972) gewählt, die lautet:

$$f(\sigma, e^{p}, e_{0}) := II_{s}^{1/2} - A \cdot I_{\sigma} \left(1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos 3\alpha_{\sigma}\right)^{-m}. \tag{4.26}$$

Der Materialparameter A beschreibt die Aufweitung der Fließfläche und B gibt die Gestalt der Fließkurve in der Deviatorebene an. Die Parameter A, B und m wurden aus Kompressions- sowie Extensionsversuchen ermittelt (Meißner, 1983).

Versuche haben gezeigt, dass für Sand eine nicht assoziierte Fließregel gilt, die Fließfunktion ist also nicht gleichzeitig das plastische Potential. Für letzteres gilt:

$$g = II_s^{1/2} - \chi(1 + 0{,}47\cos 3\alpha_\sigma)^{-0{,}2}\,. \tag{4.27}$$

Der Faktor χ bestimmt sich aus der Bedingung $g = 0$. Kurven der Fließfunktion f und des plastischen Potentials g sind in Bild 4.7 dargestellt.

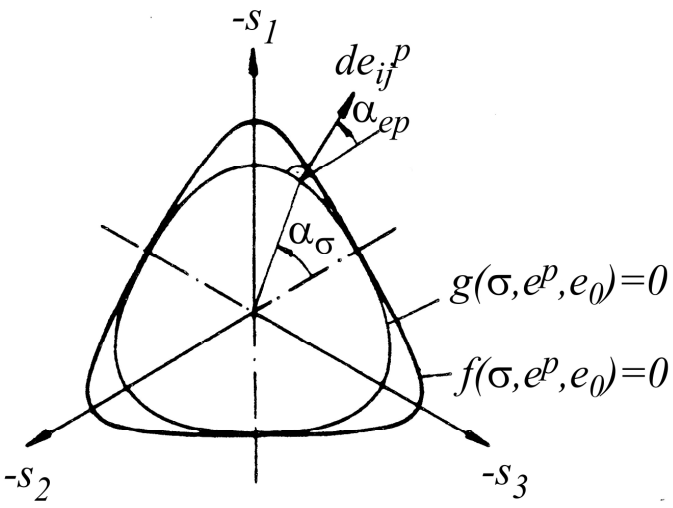


Bild 4.7: Fließfunktion und plastisches Potential in einer Deviatorebene

4.4.2.4 Materialparameter

Die Versuche von Meißner & Wibel (1974) wurden an einem „Karlsruher Mittelsand" (Kornwichte: γ_s = 26,6 kN/m^3, Porenzahl bei lockerster bzw. dichtester Lagerung: e_{max} = 0,82 bzw. e_{min} = 0,55) durchgeführt. In allen Versuchen wurden sowohl in der isotropen als auch in der deviatorischen Belastungsphase Ent- und Wiederbelastungspfade gewählt, die dann zur Ermittlung der pseudo-elastischen Parameterwerte herangezogen wurden. Die Parameterwerte des elasto-plastischen Modells sind in der Tabelle 4.1 zusammengestellt.

Um die Werte der einzelnen Parameterfunktionen zu ermitteln, müssen wenigstens sechs Triaxialversuche durchgeführt werden. In drei deviatorischen Kompressionsversuchen (I_σ = konstant) ist der Einfluss von e_0 auf das Materialverhalten zu ermitteln. In zwei weiteren deviatorischen Kompressionsversuchen mit dem mittleren e_0-Wert ist dann die Spannungssumme I_σ zu variieren. Der sechste Versuch, ein deviatorischer Extensionsversuch, dient dazu, die Geometrie der Fließkurve in den Deviatorebenen und damit den Wert des Parameters B festzulegen.

Tabelle 4.1: Elasto-plastisches Stoffmodell (Druckspannungen sind negativ)

Parameterwerte für Mittelsand: $I_a = I_\sigma / p_a$, p_a = -100 kPa, $I_a \leq 180$

Pseudo-elastischer Parameter Kompressionsmodul:

Erstbelastung: $K = -\, p_a \dfrac{750}{e_0 - 0{,}1}(1 + I_a)^{1/3}$

Ent- und Wiederbelastung:

$$K = -\, p_a \cdot \frac{4000}{(1 - 0{,}04(I_a - I_{au}))(e_0 - 0{,}1)} \qquad I_a \leq I_{au}$$

I_{au}: I_a-Wert zu Beginn der Entlastung.

Pseudo-elastischer Parameter Schubmodul:

$$G := \frac{ds_i}{2de_i^{\,e}} = -\, p_a \cdot \frac{200}{e_0^{\,2}} \cdot (1 + 0{,}01 \cdot I_a - 1{,}5 \cdot 10^{-5} \cdot I_a^{\,2})$$

<u>Fließfunktion</u>

Verfestigung: $A = \dfrac{-2 \cdot 10^{-4}(I_a \cdot II_{ep})^{1/2} \cdot a_1^{\,2}}{a_1 \cdot II_{ep}^{\,1/2} + 1} \qquad II_{ep}^{\,1/2} < \xi$

Entfestigung: $A = A_p \left[1 - (1 - \dfrac{e_p}{e_k})(1 - e^{-75(II_{ep}^{\,1/2} - \xi)^2}) \right] \qquad II_{ep}^{\,1/2} \geq \xi$

$$B = -1{,}9 + 3{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot I_a, \quad m = \frac{0{,}1}{\ln(1 - \frac{B}{\sqrt{6}})}$$

ξ: $II_{ep}^{\,1/2}$-Wert des Peakzustandes

A_p: A-Wert des Peakzustandes, $II_{ep}^{\,1/2} = \xi$:

$$\xi = 0{,}06 \cdot e_0 \cdot e^{0{,}12\sqrt{I_a}}, \quad a_1 = \frac{1000}{e_0 \cdot I_a^{\,1/2}} - 20$$

e_p und e_k sind die Porenziffern am Wendepunkt bzw. im kritischen Bereich der Volumenänderungskurve (vgl. Bild 4.6):

$$e_p = e_0 + (1 + e_0) \cdot \frac{0{,}002}{e_0^{\,4}} \cdot (1 - 215 \cdot \xi^2 \cdot e_0^{\,2}), \quad e_k = e_p + (1 + e_0) \cdot \frac{0{,}0004}{\xi \cdot e_0^{\,4}} \; .$$

Für die Porenzahlen e_0 = 0,6 und 0,75 ist der Parameter A im Bild 4.8 dargestellt.

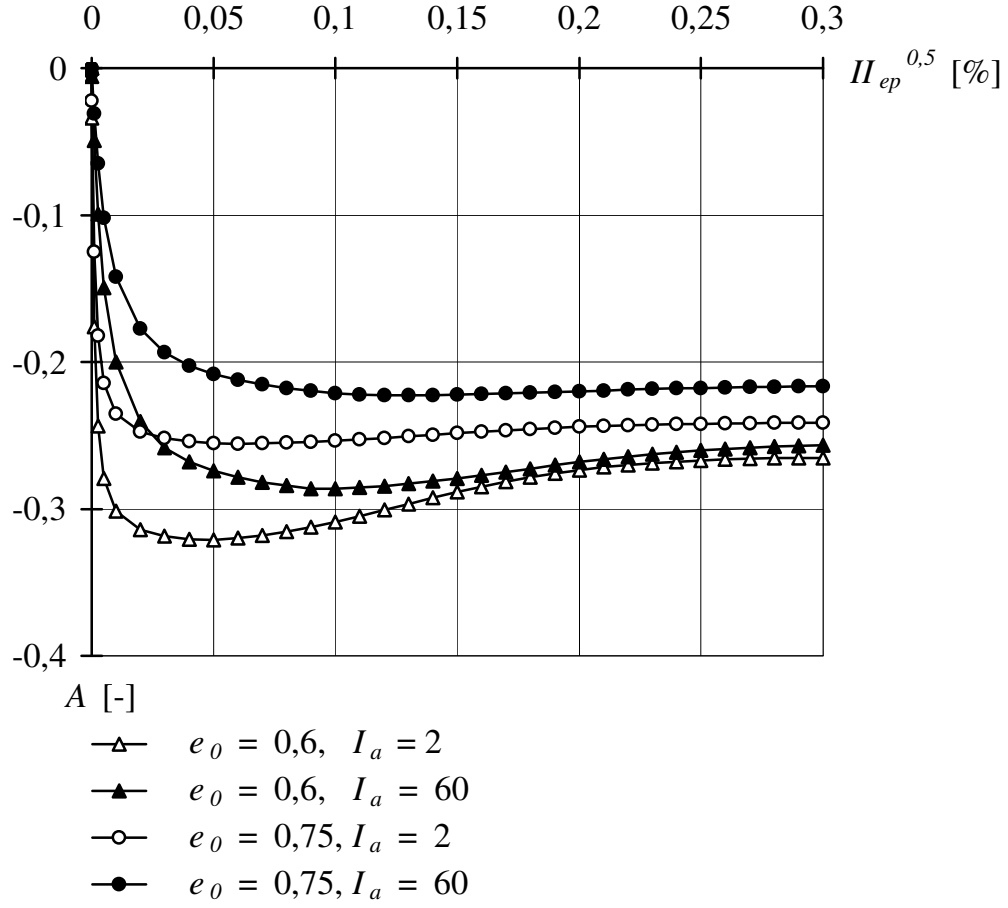


Bild 4.8: Stoffparameter A bezogen auf $II_{ep}^{1/2}$, nach Meißner (1988)

Die volumetrischen plastischen Verzerrungsinkremente $d\varepsilon_{kk}^{p}$ werden mit der Dilatationsfunktion DI ermittelt. Sie lautet nach Meißner (1983):

$$DI = \frac{0{,}003}{\xi \cdot e_0^{\,4}} \left[1 - 25 (II_{ep}^{1/2} - \xi)^2 \cdot \alpha \right] \tag{4.28}$$

mit

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{1}{25 \cdot \xi^2} + 17 \cdot e_0^{\,2} & \text{für } II_{ep}^{1/2} \le \xi \\ 1 & \text{für } II_{ep}^{1/2} > \xi \end{cases} .$$

Für die Porenzahlen e_0 = 0,6 und 0,75 ist die Dilatationsfunktion *DI* bezogen auf $II_{ep}^{1/2}$ im Bild 4.9 aufgetragen.

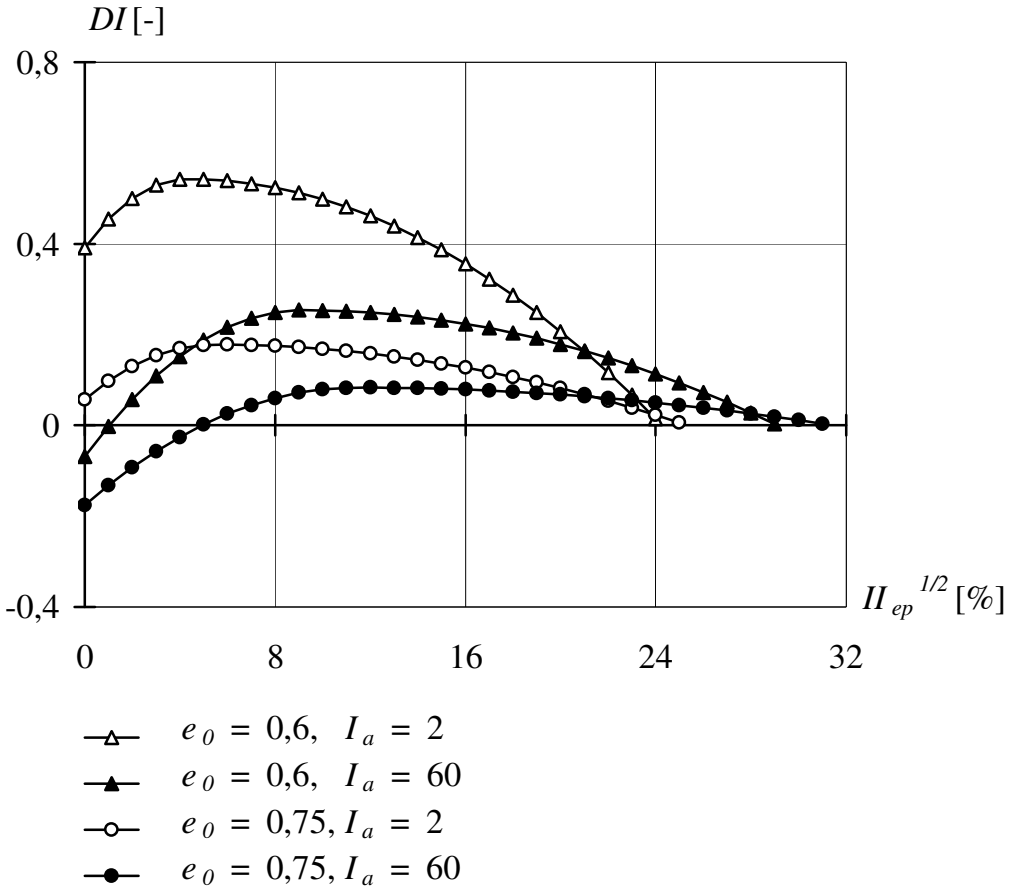


Bild 4.9: Dilatationsparameter *DI* als Funktion von $II_{ep}^{1/2}$

4.5 Interface-Elemente

Dieser Abschnitt befasst sich mit dem Problem von Grenzflächen zwischen den Betonoberflächen (Fundamentplatte/Pfähle) und dem Boden. Bei der unterfangenen Fundamentplatte kann das mechanische Verhalten dieser Grenzflächen einen wesentlichen Einfluss auf Spannungen und Verformungen und damit gegebenenfalls auf Schnittkräfte haben.

Die Grenzflächen Fundamentplatte/Sand und Pfähle/Sand sind wie folgt modelliert:

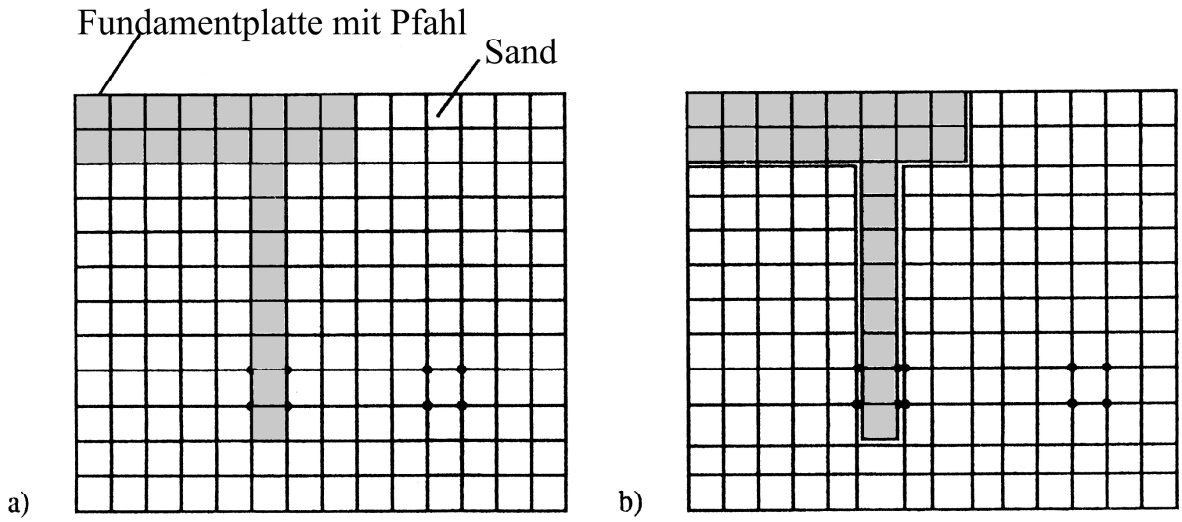


Bild 4.10: Modellierung der Grenzflächen Fundamentplatte/Pfähle und Sand
a) Starrer Verbund, b) Kontaktflächen. Elementabmessungen nicht maßstäblich

Als Begriffe werden verwendet:

- Interface-Elemente, starrer Verbund: Zwischen Fundamentplatte und Pfähle einerseits sowie Sand andererseits sind keine Relativverschiebungen möglich (Bild 4.10a).

- Kontaktflächen: Zwischen Fundamentplatte/Pfähle und Sand können Relativverschiebungen entlang der Grenzflächen auftreten. Zugspannungen können zwischen Fundamentplatte/Pfähle und Sand nicht übertragen werden. Der Kontakt ist mit sogenannten Kontaktflächen modelliert, so dass Relativverschiebungen zwischen den sich berührenden Materialien erlaubt sind (Bild 4.10b). Kontaktflächen haben die Dicke Null.

- Interface-Elemente: Interface-Elemente zwischen Fundamentplatte/Pfähle und Sand haben eine endliche Dicke (Bild 4.11b). Sie haben nur begrenzte Schubwiderstände. In Interface-Elementen können große Elementverformungen bei Beibehaltung der Knotenkontinuität auftreten.

In dieser Arbeit sind Interface-Elemente zwischen Fundamentplatte/Pfähle und Sand angeordnet. Die sogenannten „thin-layer-Elemente“ (Interface-Elemente) wurden von Desai et al. (1986, 1984) vorgestellt. Im Bild 4.11 sind isoparametrische Elemente sowie Interface-Elemente für 3D-Probleme dargestellt. Bei den endlichen Interface-Elementen bleibt die kinematische Kontinuität an den Knotenpunkten auch bei großen Verzerrungen bestehen.

a) 8-Knoten-Element b) 8-Knoten Interface-Element

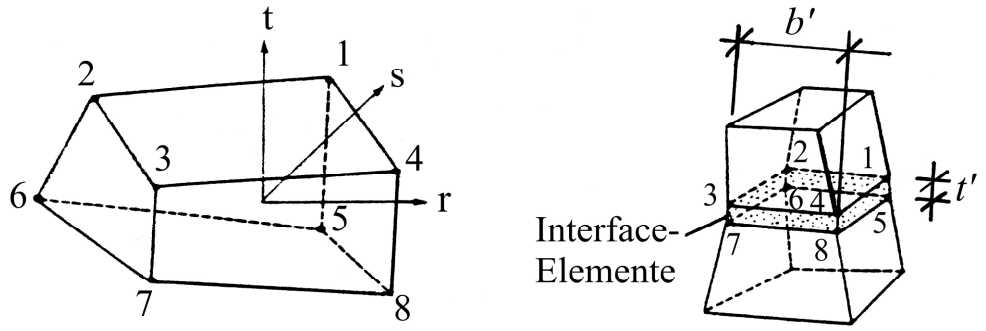


Bild 4.11: Finite Elemente und Interface-Elemente nach Desai et al. (1986)

Die Interface-Elemente werden wie normale isoparametrische Elemente betrachtet. Für inkrementelle Spannungsänderungen ist der Schubmodul G^* in der Stoffmatrix der Interface-Elemente auf

$$G^* = G \cdot \frac{t'}{b'} \tag{4.29}$$

herabgesetzt (Desai et al., 1984). Dabei sind t' bzw. b' die Dicke und die Länge der Interface-Elemente, G ist der Schubmodul des Bodens.

Um die Dicke t' der Interface-Elemente zu ermitteln, wurden sowohl direkte Scherversuche als auch numerische Parameterstudien von Desai et al. (1984) durchgeführt. Zwischen $t'/b' = 0{,}01$ und $t'/b' = 0{,}1$ stimmen die Ergebnisse beider Untersuchungen gut überein. Für die Interface-Elemente in den eigenen numerischen Untersuchungen ist eine Dicke $t' = 0{,}1 \cdot b'$ gewählt.

4.6 Numerische Simulation der nachträglichen Pfahlherstellung

Bei der nachträglichen Pfahlherstellung werden die Bohrpfähle erst nach Einwirkung der Vorlast $F_{z,v}$ von der Fundamentoberfläche aus hergestellt. Während der Pfahlherstellung bleibt die Vorlast $F_{z,v}$ konstant (vgl. Bild 4.1).

Bild 4.12 zeigt eine Ausführung der Verpresspfahlherstellung.

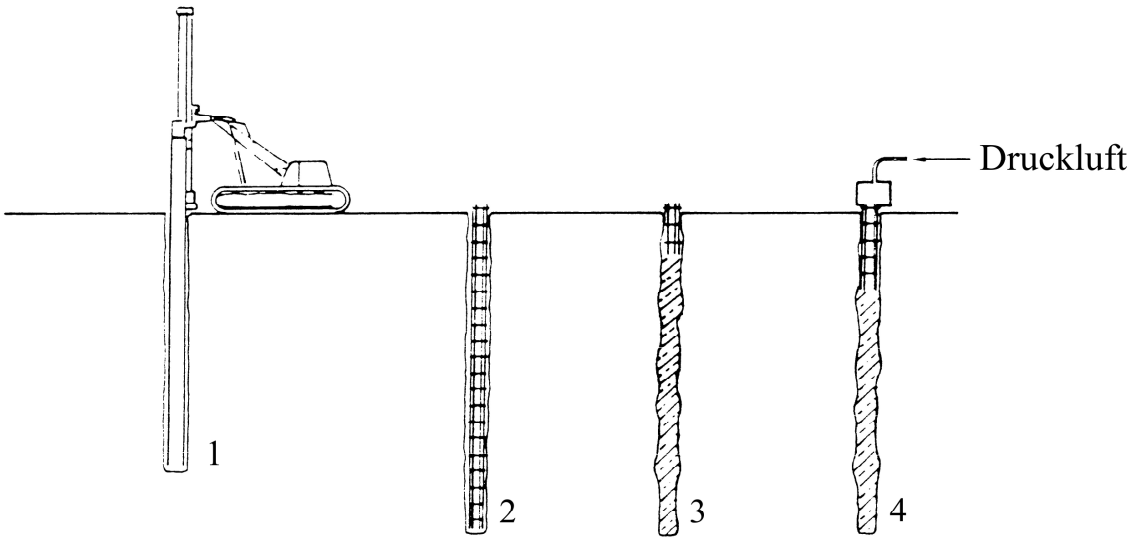


Bild 4.12: Arbeitsfolge zur Herstellung von Verpresspfählen (Bohrpfähle mit kleinem Durchmesser)

Die einzelnen Arbeitsschritte sind:

1. Herstellen einer verrohrten Bohrung
   Der Hohlraum zur Herstellung des Verpresspfahles wird gebohrt. Das Bohren umfasst Lösen des Bodens, Fördern des Bohrguts sowie Stützung der Bohrlochwand und ggf. der Bohrlochsohle. Als Bohrverfahren wird z.B. das Drehbohrverfahren verwendet.

2. Einbau des Bewehrungskorbs

3. Betonieren
   Auffüllen des Bohrrohres mit flüssigem Beton. Während der Betonerhärtung wird die zeitabhängige Zunahme des *E*-Moduls berücksichtigt.

4. Verdichten des Betons durch Druckluft bei gleichzeitigem Ziehen des Bohrrohres.

Auf den Bildern 4.13a bis 4.13c ist die numerische Modellierung der nachträglichen Pfahlherstellung dargestellt.

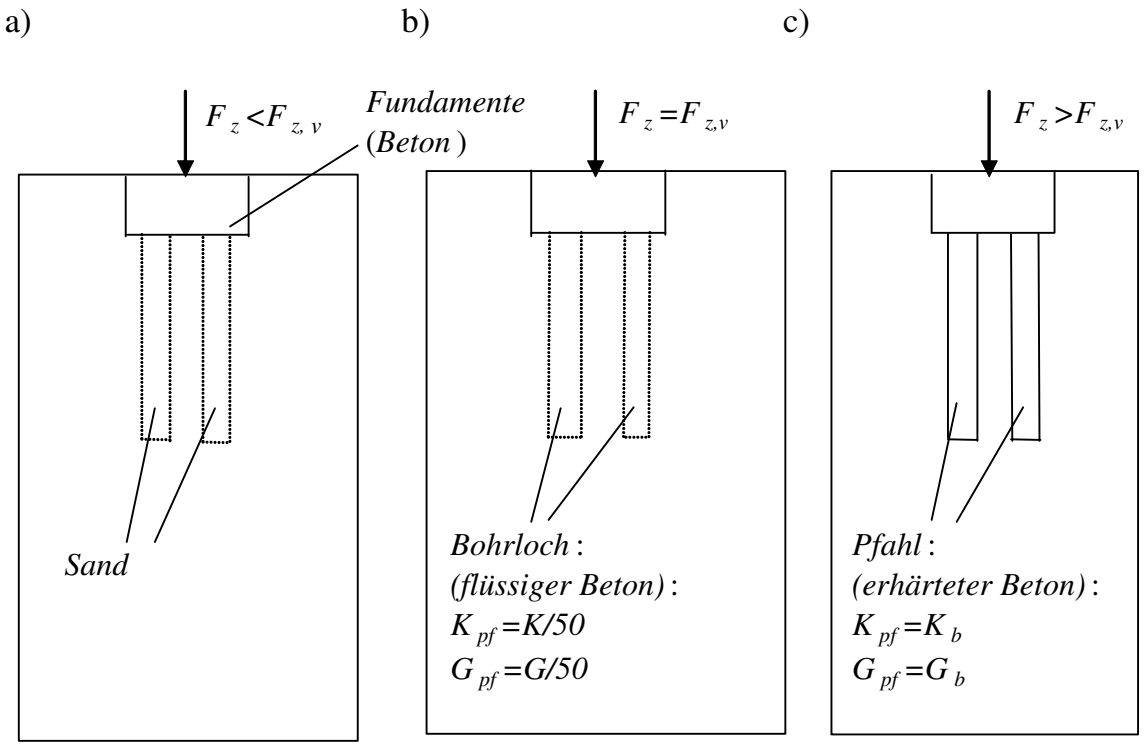


Bild 4.13: Skizze der nachträglichen Pfahlherstellung
a) Fundamentplatte, b) Pfahleinbau, c) Unterfangene Fundamentplatte

a) Fundamentplatte:
Bis zum Erreichen der Vorlast $F_{z,v}$ sowie der Setzung $u_{z,v}$ werden den Elementen im Bereich des späteren Pfahles das Stoffmodell für Sand zugewiesen.

b) Pfahleinbau:
Die Belastung $F_{z,v}$ bleibt konstant. Das Bohrloch wird hergestellt und die Untergrundschwächung wird berücksichtigt.

Der Kompressionsmodul K und der Schubmodul G der Elemente im Bereich des späteren Pfahles werden reduziert:

$$K_{pf} = K/50, \qquad G_{pf} = G/50 \qquad \text{für } F_z = F_{z,v} = konstant.$$

Die Abminderung erfolgt im Programm schrittweise, um die Spannungsumlagerungen zutreffend zu erfassen.

c) Unterfangene Fundamentplatte:
Den Elementen des Pfahles werden die Stoffkennwerte des Betons zugewiesen:

$$K_{pf} = K_b, \qquad G_{pf} = G_b \qquad \text{für } F_z > F_{z,v},$$

wobei K_b und G_b Elastizitätsmodul und Schubmodul des Stahlbetons sind. Anschließend wird die Last F_z erhöht.

4.7 FE-Programm NONSAP

Das numerische 3D-Modell wird mit einem FE-Programm berechnet. Gewählt ist das Programmsystem NONSAP, das im Quelltext vorliegt und in das das Stoffmodell für Sand implementiert wird.

Das Programm NONSAP ähnelt dem Programmpaket ADINA von Bathe (1986) und wurde im Jahr 1984 auf der Siemens Rechenanlage 7.590R des Regionalen Hochschulrechenzentrums in Kaiserslautern (RHRK) installiert.

Im Jahr 1994 wurde die Siemens Rechenanlage 7.590R durch die wesentlich leistungsstärkere Anlage RS6000 der Firma IBM ersetzt. Dieser Anlagenwechsel erforderte das Umschreiben verschiedener Prozeduren des Programms. Auf beiden Anlagen wurde gerechnet. Vergleichsberechnungen ergaben eine gute Übereinstimmung.

Für die numerische Simulation der Interface-Elemente und der nachträglichen Pfahlherstellung sind zunächst Vorstudien an einer einfachen achsensymmetrischen, unterfangenen Fundamentplatte mit dem Programm MAIN durchgeführt. Mit dem Programm MAIN sind zahlreiche achsensymmetrische Randwertprobleme zutreffend gelöst (Meißner, 1983, Meißner und Shen, 1992, 1995, etc.). Anschließend sind die Prozeduren für die Interface-Elemente und die Pfahlherstellung in das Programm NONSAP implementiert.

Die Auswirkungen der Interface-Elemente sowie der nachträglichen Pfahlherstellung werden zunächst numerisch untersucht. Anschließend werden die Parameterstudien mit dem Programm NONSAP durchgeführt.

Zur Verifizierung der Güte der NONSAP-Ergebnisse wird ein Vergleich mit den Ergebnissen aus analytischen Beziehung von Meißner (1983) sowie aus eigenen

MAIN-Ergebnissen gegeben. Einen weiteren Vergleich zum Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte geben Ergebnisse aus Modellversuchen, Kapital 5.

Im folgenden werden einzelne Programmschritte kurz beschrieben.

4.7.1 Gleichgewichtsiteration

Mit Hilfe des Prinzips der minimalen potentialen Energie ergeben sich die Gleichgewichtsbeziehungen zu:

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} + \{\Delta R\} \tag{4.30}$$

wobei sind

$[K]$	Gesamtsteifigkeitsmatrix,
$\{\Delta u\}$	Vektor der inkrementellen Verschiebung,
$\{\Delta F\}$	Vektor der inkrementellen Knotenlast,
$\{\Delta R\}$	Vektor der inkrementellen Restlast.

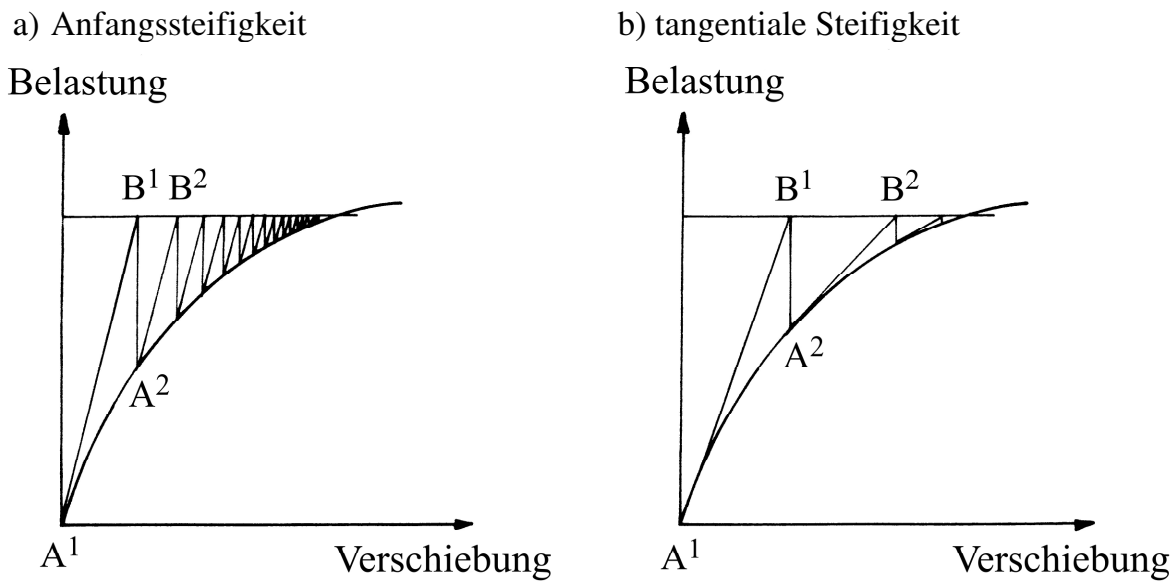


Bild 4.14: Iterationsstrategien

Die Lösung dieser Gleichungssysteme kann nur inkrementell iterativ erfolgen. Die Belastung F wird schrittweise und monoton wachsend aufgebracht. Die möglichen Lösungswege unterscheiden sich grundsätzlich dadurch, dass entweder

- die Gesamtsteifigkeitsmatrix in allen Iterationsschritten konstant gehalten wird und die nichtlinearen Anteile der Gleichungen iterativ beim Lastvektor berücksichtigt werden (Anfangssteifigkeit, Bild 4.14a), oder

- die Gesamtsteifigkeitsmatrix in jedem Iterationsschritt den aktuellen Zustandsgrößen angepasst wird (tangentiale Steifigkeit, Bild 4.14b).

Beide Vorgehensweisen können zur Minimierung des Rechenaufwandes kombiniert werden. Sie sind schematisch für ein eindimensionales System im Bild 4.14 dargestellt. Für die Wahl zwischen beiden Vorgehensweisen gelten die Kriterien:

- Berechnungen mit unveränderter Gesamtsteifigkeitsmatrix haben den Vorteil, dass die aufwendige Zerlegung des Gleichungssystems nur einmal durchgeführt werden muss. Sie sind, wie Bild 4.14a zeigt, jedoch nur dann zu empfehlen, wenn die nichtlinearen Anteile in der Gesamtsteifigkeitsmatrix nicht überwiegen.

- Berechnungen mit stets neu bestimmter Gesamtsteifigkeitsmatrix sind grundsätzlich hinsichtlich des Konvergenzverhaltens besser als Berechnungen mit unveränderter Gesamtsteifigkeitsmatrix. Eine Berechnung mit tangentialen Steifigkeiten ist zu empfehlen, wenn bei elasto-plastischen Stoffgesetzen die Spannungszustände eines großen Teils der Struktur die Fließgrenze erreichen oder sich ihr bei Stoffgesetzen mit Verfestigung stark genähert haben.

Im Programm NONSAP wird der inkrementell iterative Lösungsalgorithmus mit tangentialer Steifigkeit verwendet. Vor einer jeden Laststeigung ΔF, die einem Lastschritt in der FE-Berechnung entspricht, wird für den vorherrschenden Spannungs-Verzerrungszustand die Gesamtsteifigkeitsmatrix aufgestellt bzw. neu berechnet. Im voraufgegangenen Lastschritt sind das Gesamtgleichgewicht und die Konsistenzbedingung mit den geforderten Toleranzspannen eingehalten. Um das äußere Gleichgewicht zu erfüllen, setzt sich ein jeder Lastschritt aus mehreren Iterationsschritten zusammen.

Die Gesamtsteifigkeitsmatrix bleibt in den Iterationsschritten eines Lastschrittes unverändert. Dieses Lösungsverfahren ist als modifiziertes Newton-Raphson Verfahren bekannt (siehe Bild 4.15).

Damit die Gleichgewichts- und die Konsistenzbedingung erfüllt wird, muss in jedem Lastschritt iteriert werden. In jedem Iterationsschritt wird die Konsistenzbedingung erfüllt. Verbleibende Restspannungen werden in Knotenpunktkräfte (Balance loads)

umgerechnet, die im folgenden Iterationsschritt Einwirkende sind. Mit Erfüllen der Konvergenzbedingung

$$\delta = \frac{\Delta u_n}{\sum_{i=1}^{n} \Delta u_i} \leq 0{,}01 \ ,$$

wobei Δu_i die Pfahlkopfverschiebung des i-ten Iterationsschrittes eines Lastschrittes ist, wird die Iteration abgebrochen und es folgt der nächste Lastschritt.

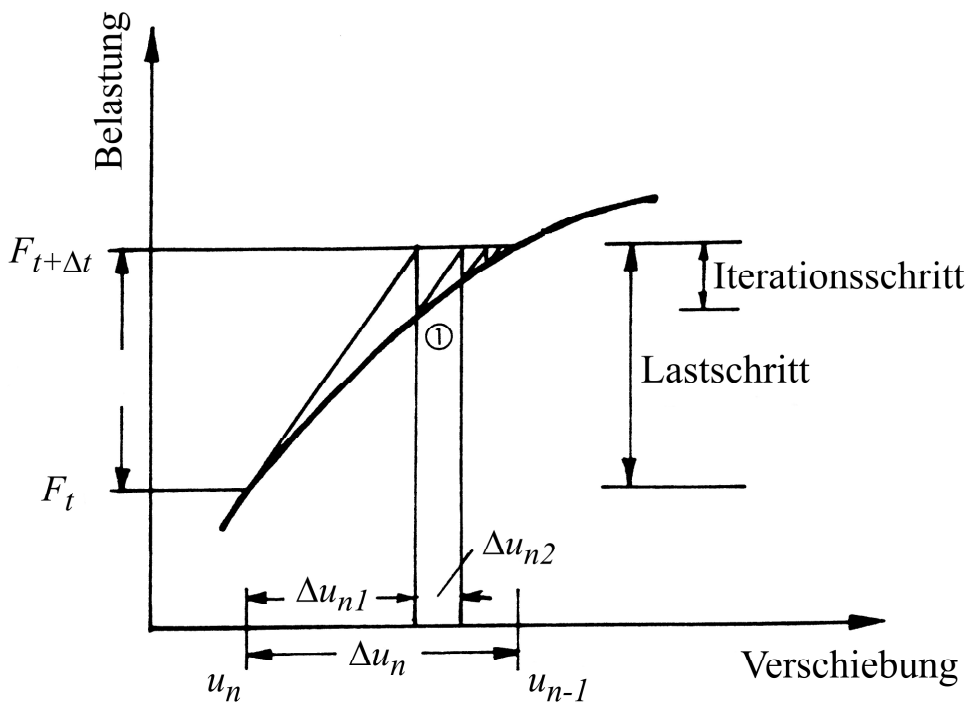


Bild 4.15: Modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren

4.7.2 Approximation der Fließbedingung

Um die Konsistenzbedingung zu erfüllen, muss die Fließbedingung erfüllt werden. Im FE-Programm NONSAP erfolgt dieses wie von Meißner (1983) beschrieben.

Ausgegangen wird von einem Spannungs-Verzerrungszustand $\{\sigma\}$ und $\{\varepsilon\}$. Innerhalb des ersten Rechenschrittes eines jeden Lastschrittes wird ein Spannungszuwachs $\{\Delta\sigma\}$ und ein Verzerrungszuwachs $\{\Delta\varepsilon\}$ berechnet, wobei letzterer aus einem elastischen $\{\Delta\varepsilon^e\}$ und einem plastischen Anteil $\{\Delta\varepsilon^p\}$ besteht:

$$\{\Delta\varepsilon\} = \left\{\Delta\varepsilon^e\right\} + \left\{\Delta\varepsilon^p\right\} \tag{4.31}$$

Am Anfang des ersten Rechenschrittes soll die Fließbedingung, Gl. (4.26), unter Berücksichtigung der geforderten Konvergenzen erfüllt sein. Es gilt:

$$f_0 = f(\{\sigma\}, \{e^p\}, e_0) \cong 0$$

Für den Verfestigungsbereich ergibt sich durch die Laststeigerung in einem Element folgender Wert für die Fließfunktion:

$$f_j = f(\{\sigma\} + \{\Delta\sigma\}, \{e^p\} + \{\Delta e^p\}, e_0) > 0$$

Der Betrag von f_j wird mit der zulässigen Abweichung des Fließfunktionswertes vom Nullwert verglichen. Die noch als zulässig angesetzte Toleranz wird im Folgenden mit Δf_{tol} bezeichnet.

Ist $|f_j| < |f_{tol}|$, so gilt die Fließbedingung als ausreichend approximiert beziehungsweise erfüllt. Übersteigt der Betrag von f_j den Toleranzwert Δf_{tol}, ist es erforderlich, einen partiellen Spannungszuwachs $\{\Delta\sigma_f\}$ so zu ermitteln, dass sich ein Fließfunktionswert innerhalb des geforderten Toleranzbereiches ergibt. Es gilt dann:

$$|f_n| = \left| f(\{\sigma\} + \{\Delta\sigma_f\}, \{e^p\} + \{\Delta e^p\}, e_0) \right| \leq |\Delta f_{tol}| \tag{4.32}$$

Die Restspannungen $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma - \Delta\sigma_f$ werden in Knotenpunktkräften zusammengefasst und als Einwirkende im folgenden Iterationsschritt angesetzt.

Die Approximation der Fließbedingung erfolgt in i Schritten. Im Programm NONSAP ist $i \geq 5$ gewählt. $|\Delta f_{tol}|$ ist zu 0,0005 angesetzt.

Die Verformung eines Lastschrittes erhöht sich nach dem i-ten Iterationsschritt auf:

$$\Delta\varepsilon = \sum_{r=1}^{i} \Delta\varepsilon_r$$

Daraus folgt, dass nach jedem Iterations- und Lastschritt im Verfestigungsbereich eine Aufweitung der Fließfläche stattfindet (siehe Bild 4.16).

In der Regel besitzen der Spannungsvektor $\{\sigma\}$ und die Vektoren $\{\Delta\sigma\}$ und $\{\Delta\varepsilon\}$ unterschiedliche Hauptachsensysteme und sind demnach nicht koaxial. Bild 4.16 zeigt die Projektionen der Vektoren $\{\Delta\sigma\}$ und $\{\Delta\varepsilon\}$ in eine durch die Vektoren $\{\sigma\}$ und $\left\{\delta\varepsilon_p\right\}$ bestimmte Deviatorebene des Hauptspannungsraumes, wobei angenommen ist, dass die Bedingung (4.32) in $n = 3$ Iterationsschritten erfüllt ist. Die Richtung der plastischen Anteile von $\{\delta\varepsilon\}$ ändert sich in jedem Iterationsschritt. Die Richtung ist durch das plastische Potential $g(\sigma)$ festgelegt.

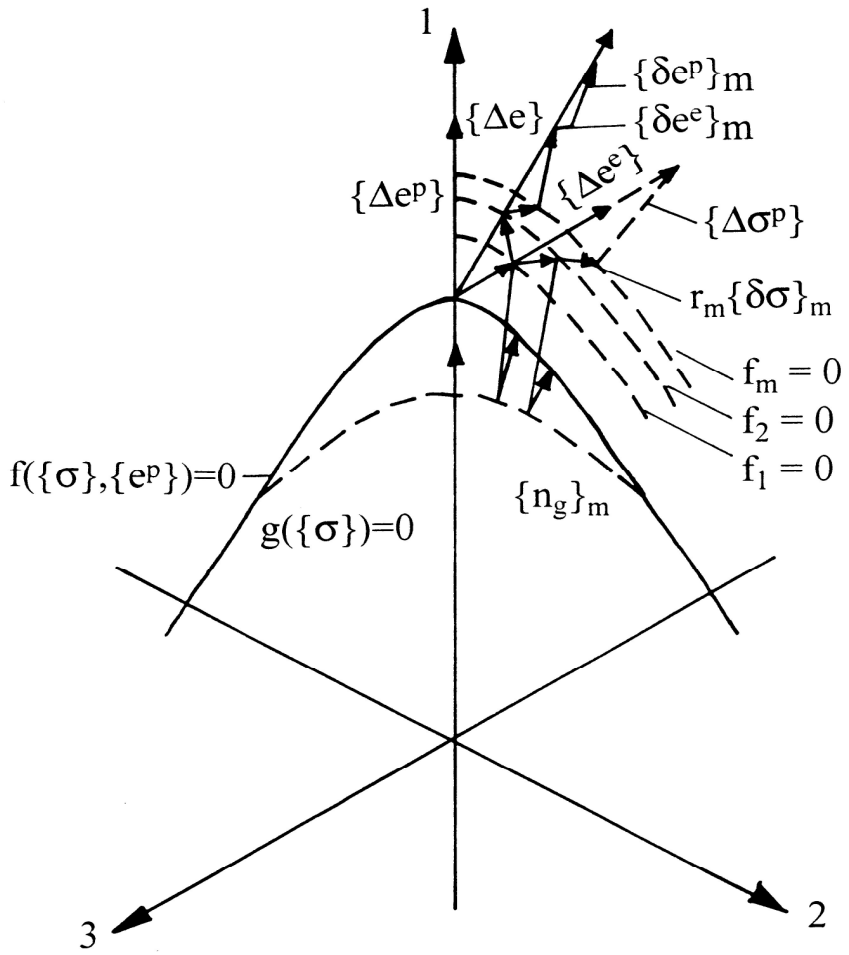


Bild 4.16: Annäherung der Fließbedingung im Verfestigungsbereich, nach Meißner (1983)

Für den i-ten Iterationsschritt gilt:

$$\left\{\delta\varepsilon^e\right\}_i = \{\delta\varepsilon\} - \left\{\delta\varepsilon^p\right\}_i$$

und somit für den Spannungszuwachs:

$$\{\delta\sigma\}_i = \left[C^{ep}\right]\cdot\{\delta\varepsilon\}_i = \left[C^{e}\right]\cdot\left\{\delta\varepsilon^{e}\right\}$$

Die Werte der Fließfunktion im *i*-ten Iterationsschritt ergeben sich zu:

$$f_1 := f(\{\sigma\}_{i0}, \{\varepsilon\}_i, e_0), \qquad f_1 < 0$$

und

$$f_2 := f(\{\sigma\}_{i1}, \{\varepsilon\}_i, e_0), \qquad f_2 > 0$$

wobei gilt:

$$\{\sigma\}_{i0} := \{\sigma\} + \sum_{k=1}^{i-1} \{\delta\sigma\}_k \ ,$$

bzw.

$$\{\sigma\}_{i1} := \{\sigma\}_{i0} + \{\delta\sigma_0\}_i \ .$$

Mit

$$r_k := -\frac{f_1}{f_2 - f_1}$$

wird

$$\{\delta\sigma\}_i = r_k \cdot \{\delta\sigma_0\}_i$$

bestimmt. Damit gilt für die Fließfunktion:

$$\left| f(\{\sigma\}_{i0} + r_i \cdot \{\delta\sigma\}_i, \{\varepsilon\}_i, e_0 \right| \leq \left| \Delta f_{tol} \right| \ .$$

Ab dem Wendepunkt der Volumenänderungskurve erfolgt die Entfestigung. Die Spannungsinvariante $II_s^{1/2}$ verringert sich unter Zunahme der Gestaltänderung $II_{ep}^{1/2}$ und konstanter Spannungssumme I_σ. Die Folge ist, dass sich die Fließfläche ab diesem Punkt trotz Zunahme der Zustandsgröße $II_{ep}^{1/2}$ einschnürt. Für den Entfestigungsbereich ist daher mit einem abnehmenden *A*-Wert der Fließfunktion zu rechnen, der in Tabelle 4.1 angeben ist.

4.7.3 Ausgangsspannungszustand

In den numerischen Untersuchungen wird der Ausgangsspannungszustand für das Stoffgesetz aus dem Erdruhedruckzustand oder in einem ersten Lastschritt der eigentlichen FE-Berechnung ermittelt.

Als Erdruhedruckzustand wird der vor Beginn einer Baumaßnahme im Baugrund herrschende Spannungszustand bezeichnet. Er hängt von der Wichte und den mechanischen Eigenschaften des Baugrundes ab. Im Bild 4.17 ist ein Bodenelement im Erdruhedruckzustand dargestellt. Dabei wird der Erdruhedruck des Bodenelementes in einfachen Fällen aus dem Überlagerungsgewicht im Elementschwerpunkt und einem Seitendruckbeiwert K_x und K_y (meistens $K_x = K_y = K_0 = 0{,}5$) berechnet:

$$\sigma_{zz} = -\int_0^z \gamma \cdot dz$$

$$\sigma_{xx} = K_0 \cdot \sigma_{zz} \qquad \text{und} \qquad \sigma_{yy} = K_0 \cdot \sigma_{zz}$$

Darin ist γ die Wichte und K_0 ist der Erdruhedruckbeiwert.

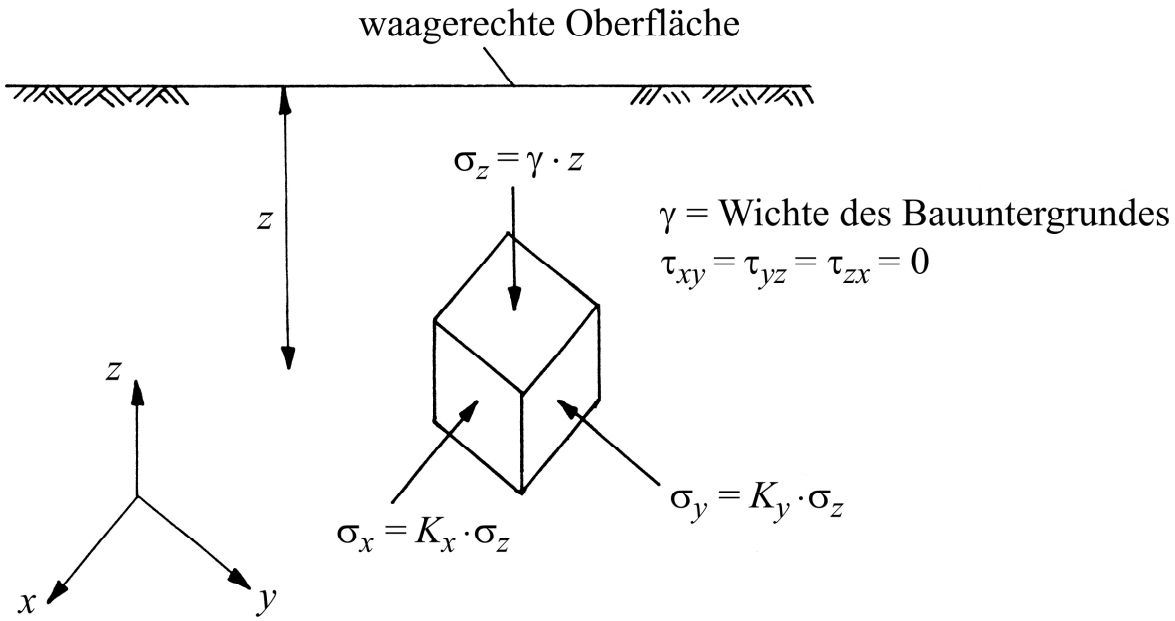


Bild 4.17: Erdruhedruckzustand

Sind zusätzliche Spannungen aus geologischer Vorlast bekannt, so sind diese dem Erdruhedruck zu überlagern.

Zu Beginn der eigentlichen FE-Berechnung werden sämtliche Knotenverschiebungen wieder zu Null gesetzt. Ab dem zweiten Lastschritt werden die Verschiebungen von der äußeren Belastung F_z, z.B. aus dem Bauwerk, verursacht. Die Spannungen aus der äußeren Belastung F_z werden jedoch den Spannungen des Primärzustandes aufaddiert.

4.8 Vergleichsberechnungen

Zunächst wird das Tragverhalten einer kreisförmigen Fundamentplatte mit dem Durchmesser $D_{pl} = 4$ m und der Dicke d = 1 m sowie eines Einzelpfahles nach verschiedenen Berechnungsverfahren untersucht.

Die Last-Setzungskurven einer kreisförmigen Fundamentplatte als Ergebnis einer 3D-Berechnung mit NONSAP und einer achsensymmetrischen Berechnung mit MAIN zeigt Bild 4.18. Für die beiden Berechnungen ergeben sich sehr gut übereinstimmende Ergebnisse.

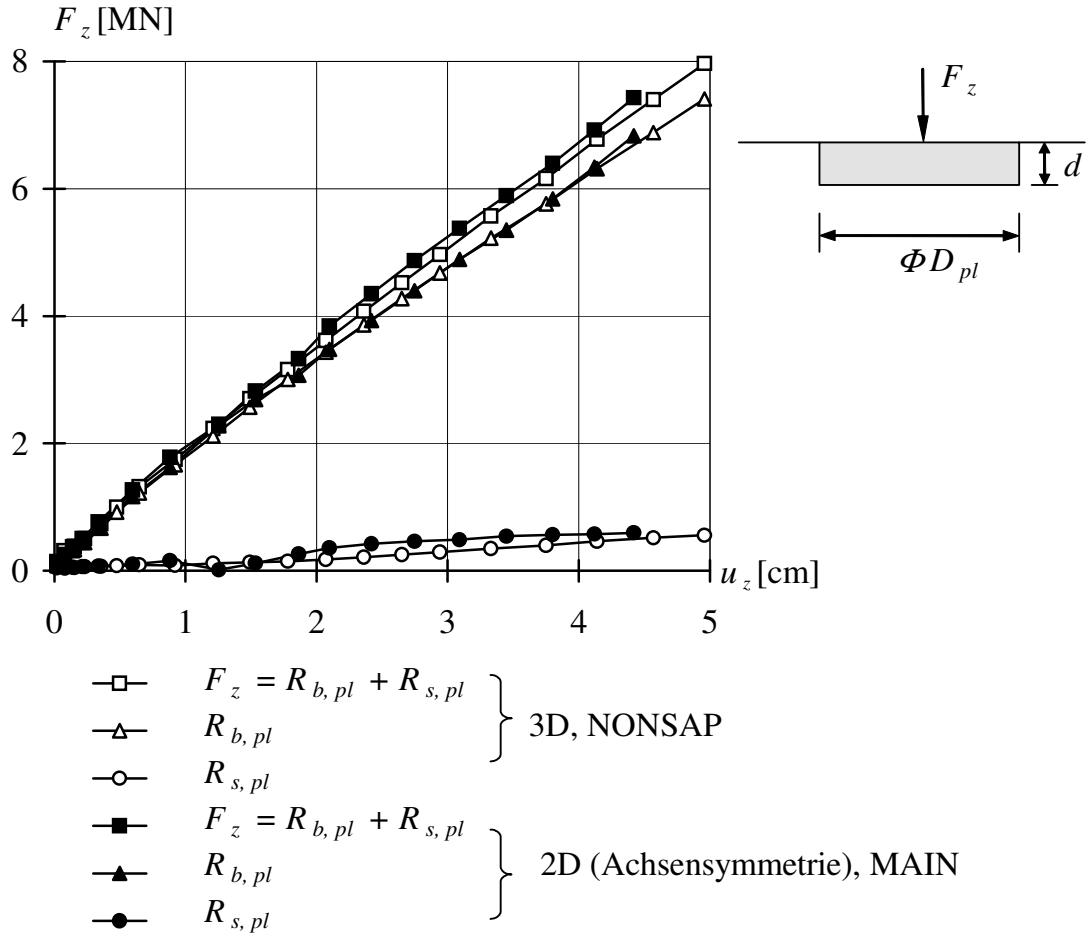


Bild 4.18: Last-Setzungsverhalten von Kreisfundamenten ($D_{pl} = 4$ m, $d = 1$ m) mit 3D- und 2D-Berechnung, $e_0 = 0{,}6$, $p_0 = 0$

In einer weiteren Vorberechnung ist das Tragverhalten eines Bohrpfahles betrachtet. Der Bohrpfahl hat den Durchmesser $D = 1{,}2$ m, die Länge $l = 6$ m und bindet in Sand ein. Das Last-Setzungsverhalten des Pfahles als Ergebnis einer 3D-Berechnung, einer achsensymmetrischen Berechnung sowie einer analytischen Beziehung von Meißner

(1983) ist in Bild 4.19 dargestellt. Für die unterschiedlichen Berechnungsverfahren ergeben sich gleichfalls gut übereinstimmende Ergebnisse.

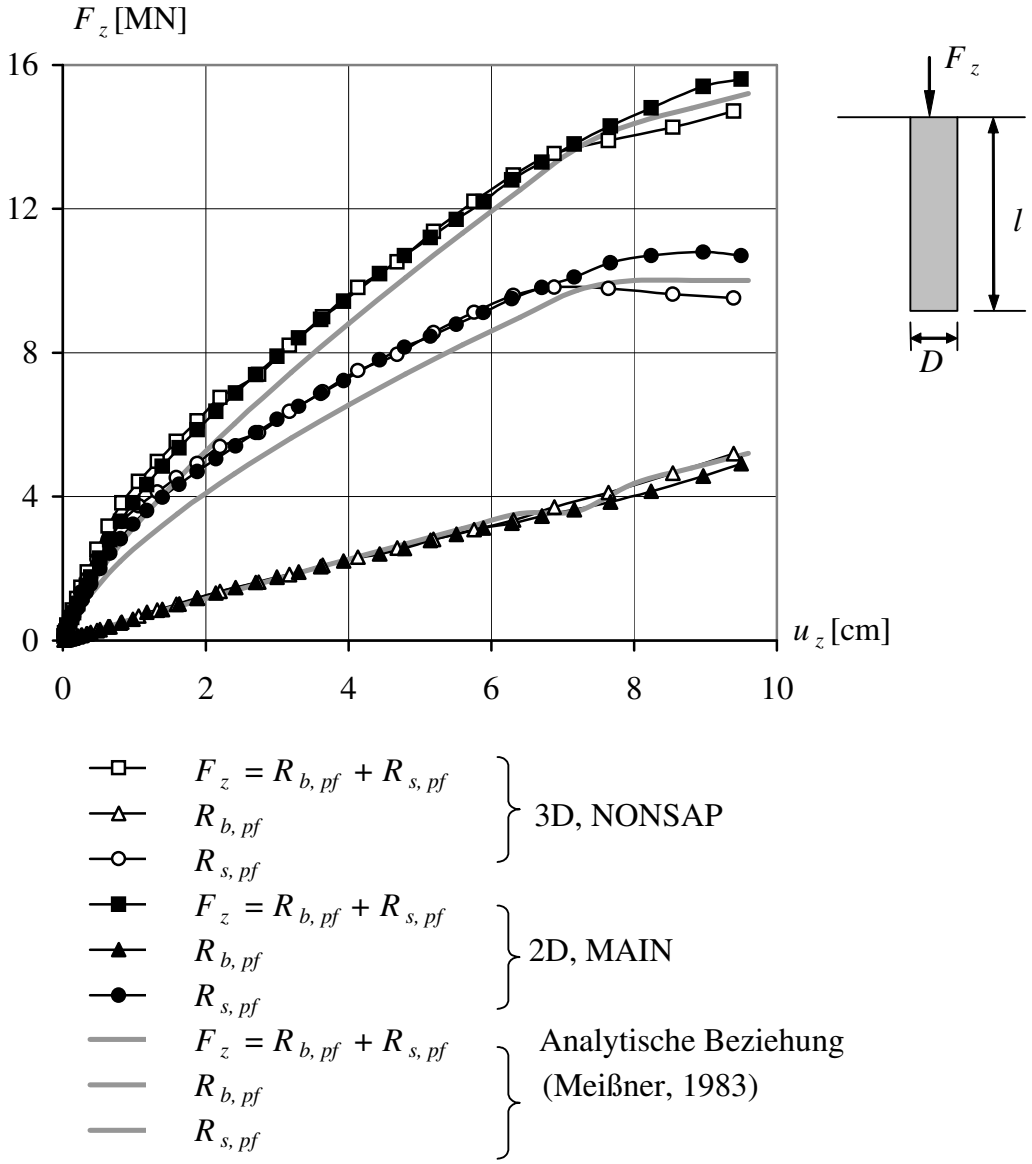


Bild 4.19: Tragverhalten eines Bohrpfahles (D = 1,2 m, l = 6 m) nach verschiedenen Rechenverfahren, e_0 = 0,6, p_0 = 100 kN/m^2

Eine ähnlich gute Übereinstimmung der Ergebnisse ergibt sich für den untersuchten Verpresspfahl in Bild 4.20. Es kann somit der Schluss gezogen werden, dass die Implementierung des elasto-plastischen Stoffmodells in das 3D-NONSAP-Programm fehlerfrei ist und auch die Diskretisierung ausreichend ist.

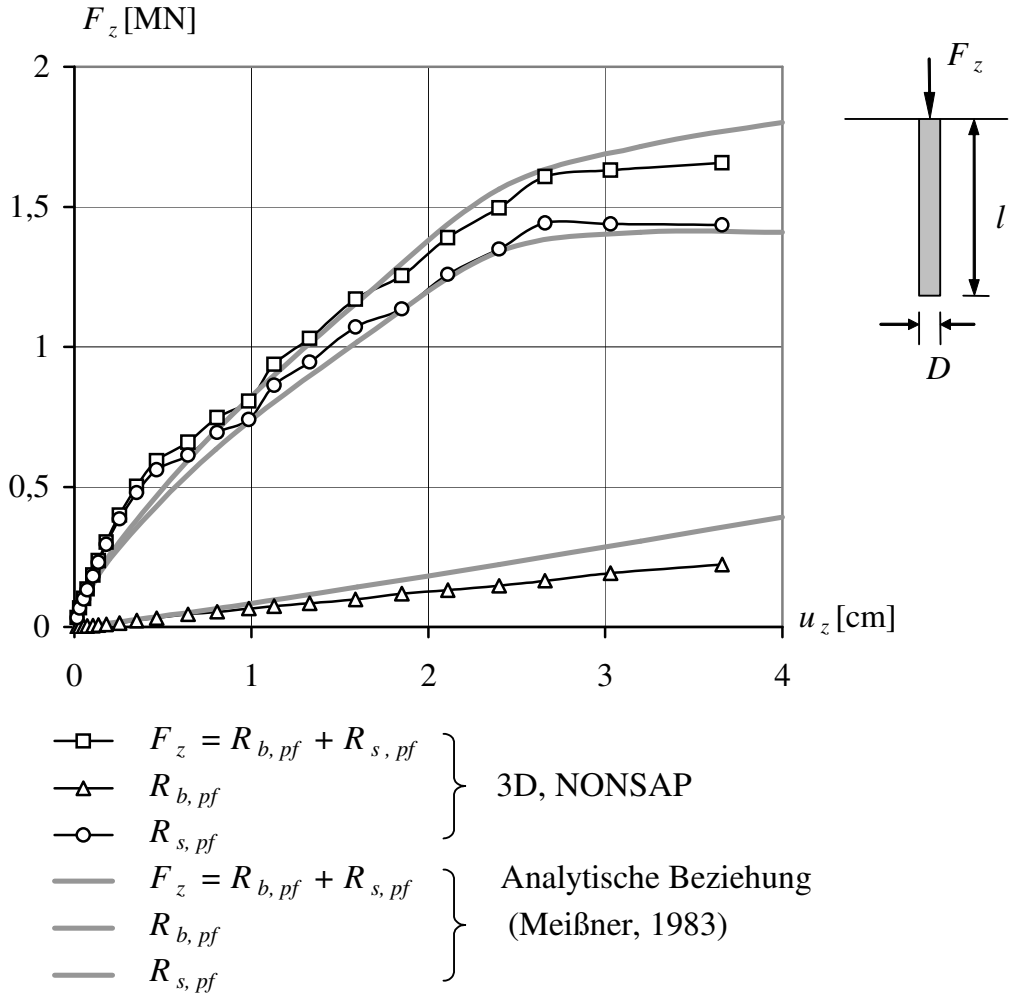


Bild 4.20: Tragverhalten eines Bohrpfahles mit kleinem Durchmesser (D = 0,3 m, l = 6 m) nach verschiedenen Rechenverfahren, e_0 = 0,6, p_0 = 100 kN/m^2

Aus numerischen Untersuchungen und analytischen Ansätzen ermittelte Last-Setzungskurven sind in Bild 4.21 mit den nach DIN 1054: 2003-1 hergeleiteten Last-Setzungskurven verglichen.

Es ergibt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Pfahlfußwiderstände aus numerischen Untersuchungen und DIN 1054: 2003-1. Der Pfahlfußwiderstand aus DIN 1054: 2003-1 nimmt bis Pfahlkopfsetzungen $u_z = 0{,}1D$ zu und bleibt dann konstant. Der Grenzpfahlfußwiderstand ist in der numerischen Berechnungen noch nicht erreicht. Die Pfahlmantelwiderstände erreichen ihre Grenzwerte sowohl in den numerischen Untersuchungen als auch nach DIN 1054: 2003-1. Der Pfahlmantelwiderstand nach DIN 1054: 2003-1 erreicht seinen Grenzwert deutlich früher als der in den numerischen Berechnungen und nach analytischen Ansätzen (Meißner, 1983).

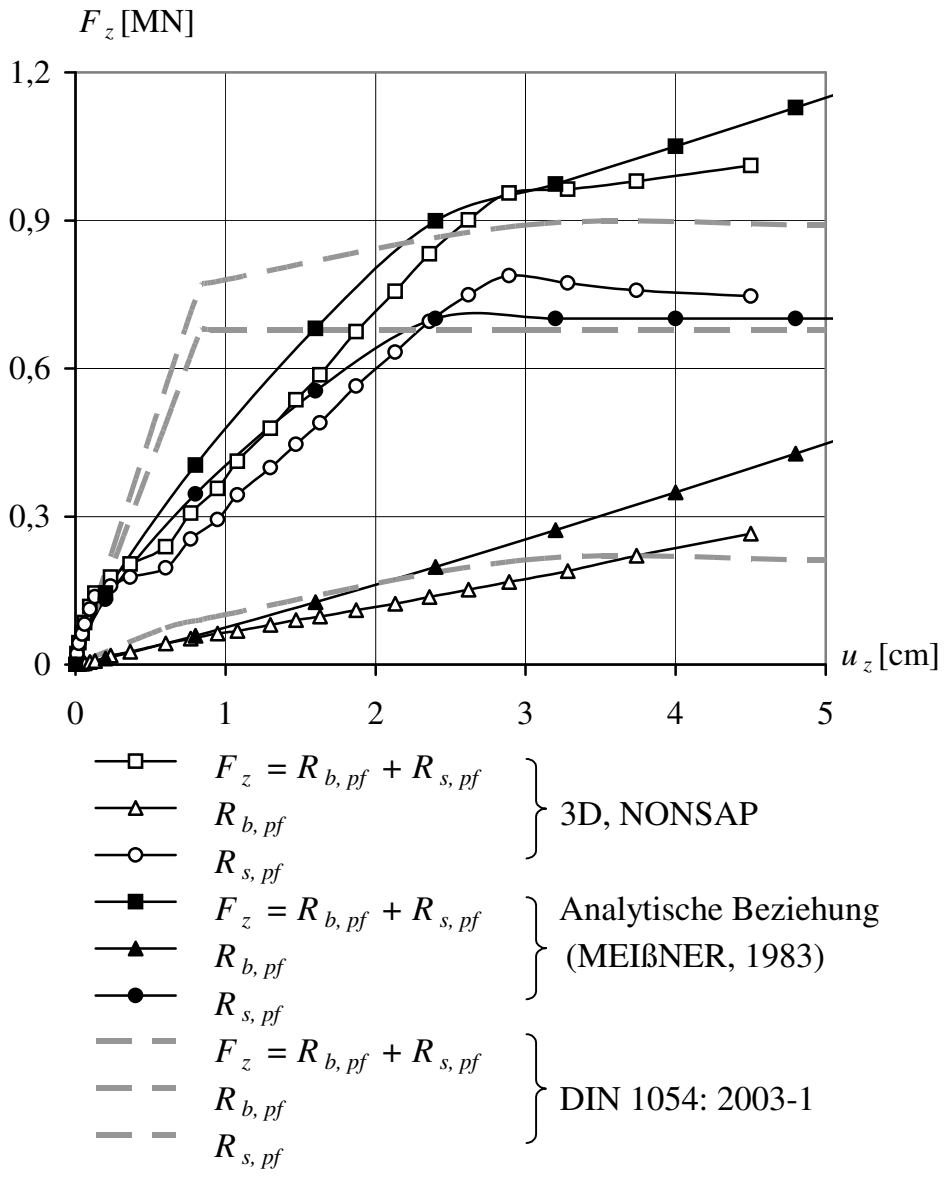


Bild 4.21: Vergleich des Tragverhaltens eines Bohrpfahles mit kleinem Durchmesser, D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0

5 Modellversuche

In der Versuchshalle des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern wurden in einer großen Sandgrube stichprobenartig einige Modellversuche an großmaßstäblichen, unterfangenen Fundamenten durchgeführt. Ziele der Experimente waren, Phänomene des Randwertproblems aufzuzeigen sowie Ergebnisse zum Tragverhalten einer durch Pfähle unterfangenen Fundamentplatte zu liefern, anhand derer die Güte des numerischen Rechenverfahrens einschließlich Stoffgesetz überprüft werden kann.

5.1 Versuchsstand

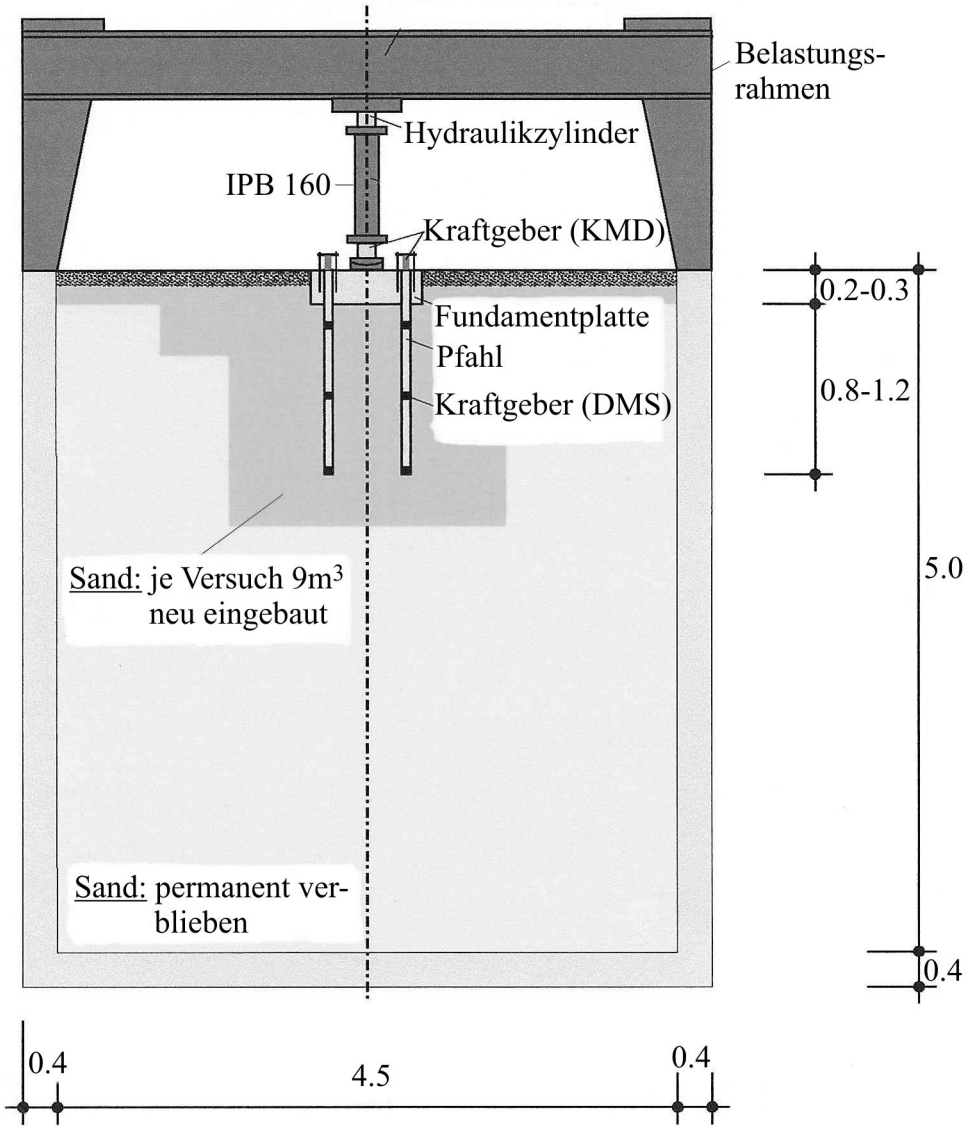
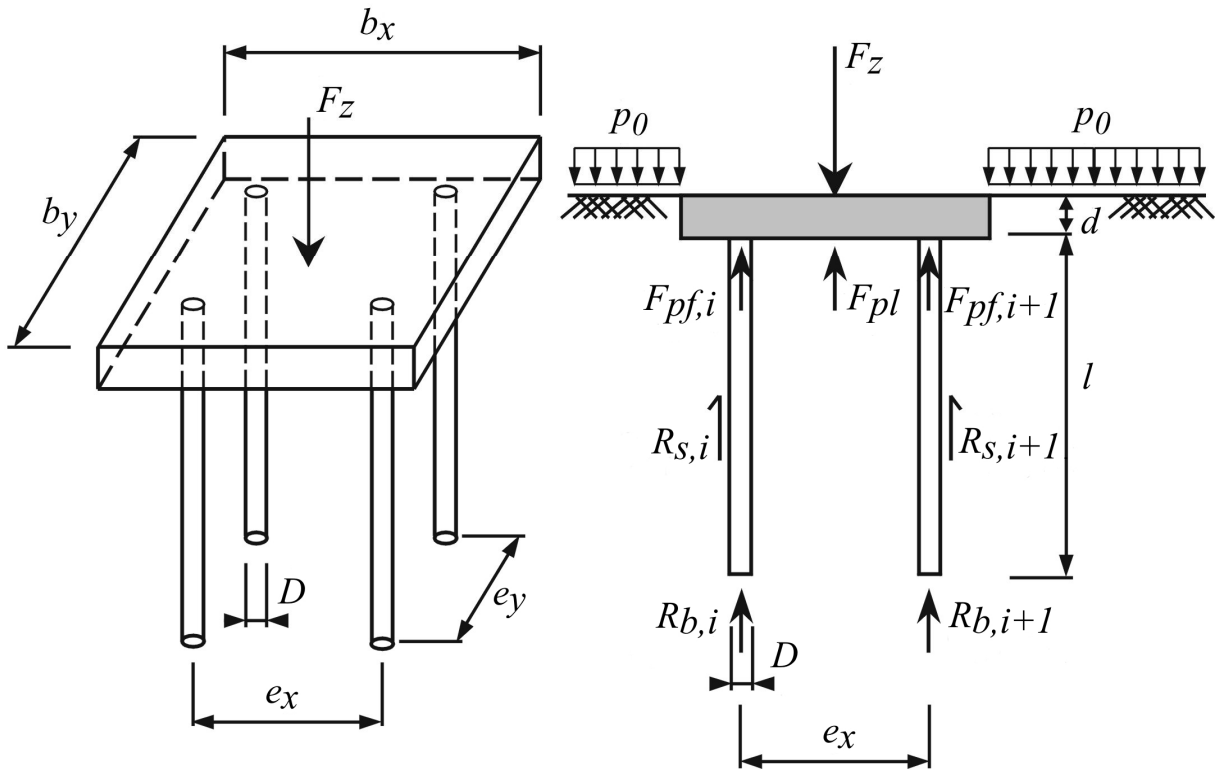


Bild 5.1: Sandgrube mit Belastungsrahmen und Versuchsmodell, Abmessungen in [m]

Die Modellversuche wurden in einer Sandgrube mit den Abmessungen 4,5/4,5/5,0 m durchgeführt. Die Grube hat 0,4 m dicke Stahlbetonwände. Bild 5.1 zeigt einen Querschnitt der Sandgrube.

Die Abmessungen des Labormodells gehen aus Bild 5.2 hervor. Gleichfalls sind die für das numerische Modell verwendeten Abmessungen eingetragen. Zwischen Labormodell und numerischem Modell ist ein geometrischer Übertragungsfaktor $\lambda_g = 1/5$ gewählt.



Labormodell	Numerisches Modell
$b_x = b_y = 0{,}8$ m, $d = 0{,}2$ m/0,3 m	$b_x = b_y = 4$ m, $d = 1$ m
$e_x = e_y = 0{,}56$ m	$e_x = e_y = 2{,}8$ m
$D = 0{,}06$ m	$0{,}2 \text{ m} \leq D \leq 0{,}4$ m
$l = 0{,}8$ m/1,2 m	$4 \text{ m} \leq l \leq 8$ m
$p_0 = 0$	$0 \leq p_0 \leq 200$ kPa
Sand	Sand, $0{,}6 \leq e_0 \leq 0{,}75$

Bild 5.2: Labormodell sowie numerisches Modell der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte

– Versuchssand

Als Versuchssand ist ein Mittelsand mit ca. 30% Feinsandanteilen aus Friedelsheim verwendet. Seine Korngrößenverteilung ist im Bild 5.3 dargestellt. Gleichfalls sind Parameterwerte für den „Karlsruher“ Mittelsand angegeben, für den Parameterwerte des Stoffgesetzes vorliegen, die in den eigenen FE-Studien verwendet werden.

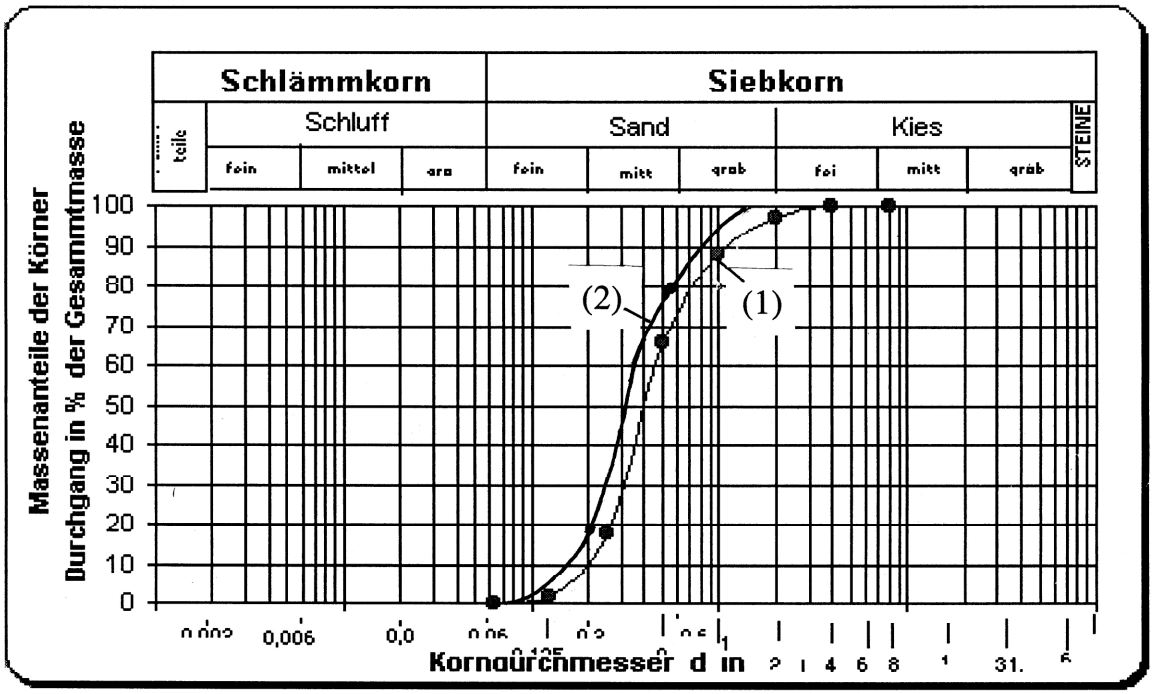
Einige durch Indexversuche sowie Triaxialversuche ermittelte Parameterwerte lauten:

Ungleichförmigkeitsgrad: $U = 2{,}5$

Lockerste und dichteste Lagerung: $e_{max} = 1{,}09$

$e_{min} = 0{,}56$

Kornwichte: $\gamma_s = 26{,}5$ kN/m^3.



Sand	e_{min}	e_{max}	Ungleichförmigkeitsgrad U	Kornwichte [kN/m^3]
Friedelsheim (1)	0,56	1,09	2,5	26,5
Karlsruhe (2)	0,55	0,82	2,7	26,6

Bild 5.3: Korngrößenverteilung sowie Indexparameter des Friedelsheimer und Karlsruher Mittelsands

Im Bild 5.4 ist das Ergebnis eines Oedometerversuchs an einer Probe des Friedelsheimer Sands dargestellt, die eine Anfangsporenzahl e_0 = 0,68 hat. Die Ergebnisse lauten: C_c = 0,009, C_s = 0,004.

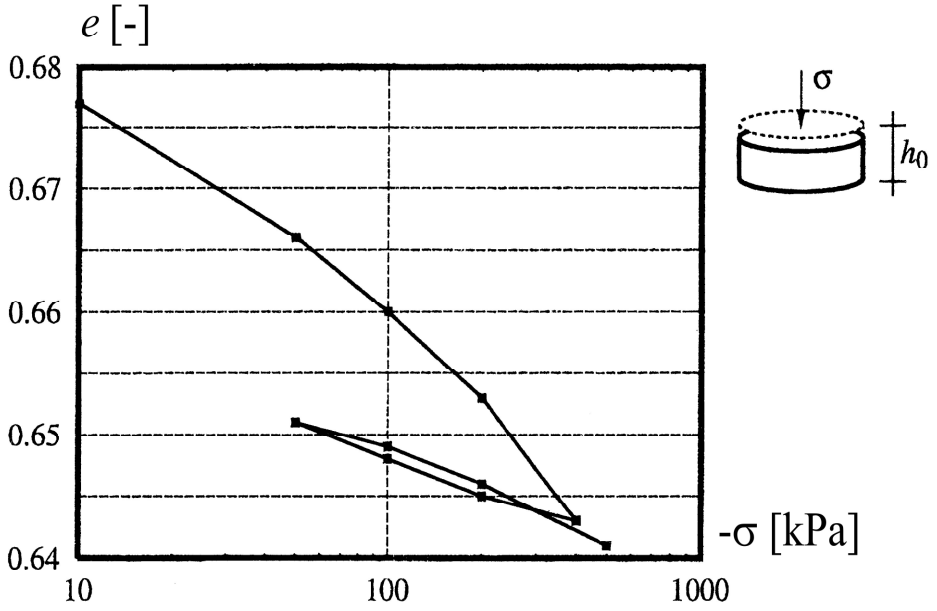


Bild 5.4: Ergebnis eines Oedometerversuchs an einer Probe des Friedelsheimer Sands

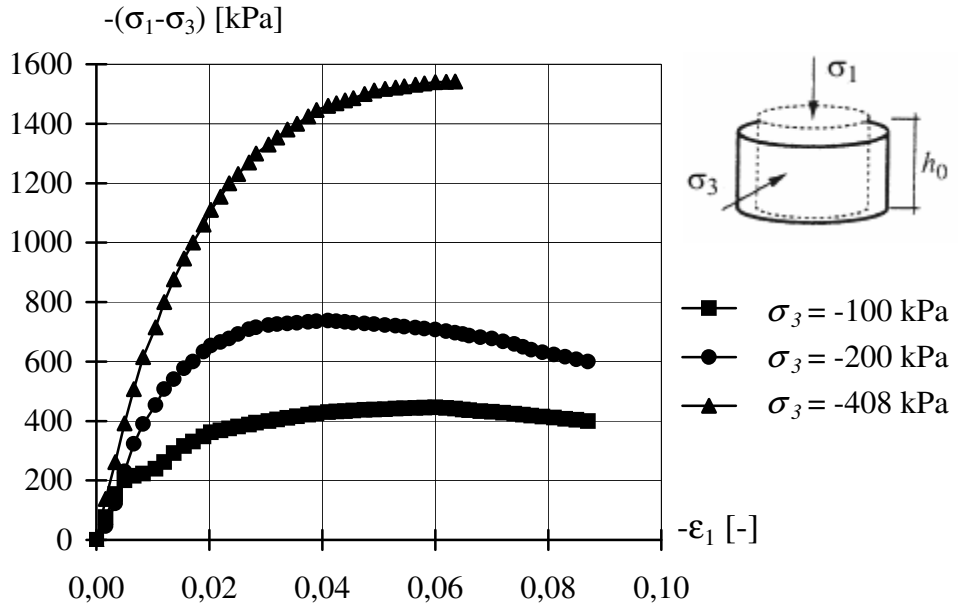


Bild 5.5a: Arbeitskurven des dicht gelagerten Friedelsheimer Sands (e_0 =0,68) für konstante Seitenspannungen σ_3 = -100, -200 und -408 kPa

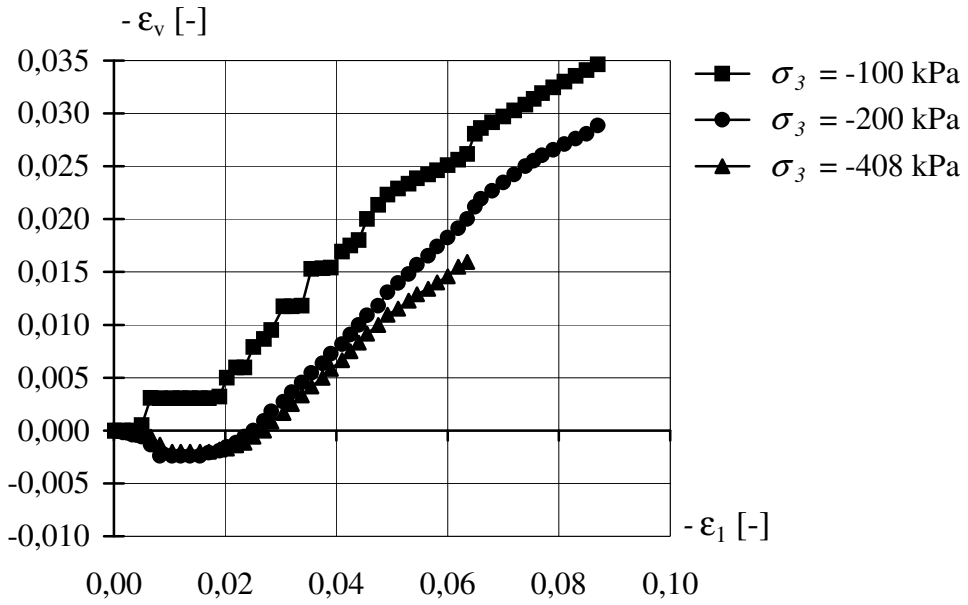


Bild 5.5b: Volumenänderung des dicht gelagerten Friedelsheimer Sands (e_0 = 0,68) für konstante Seitenspannungen σ_3 = -100, -200 und -408 kPa

In den Bildern 5.5a und 5.5b sind Ergebnisse der Triaxialversuche an Proben des Friedelsheimer Sands (e_0 = 0,68) aufgetragen. Druckspannungen und Verkürzungen sind entsprechend der Mechanikdefinition negativ. Die Ermittlung der Scherfestigkeitsparameter ist in Bild 5.6 dargestellt. Es ergibt sich ein Reibungswinkel des Sands von $\varphi = 40.6°$ und eine Kohäsion von $c = 0$.

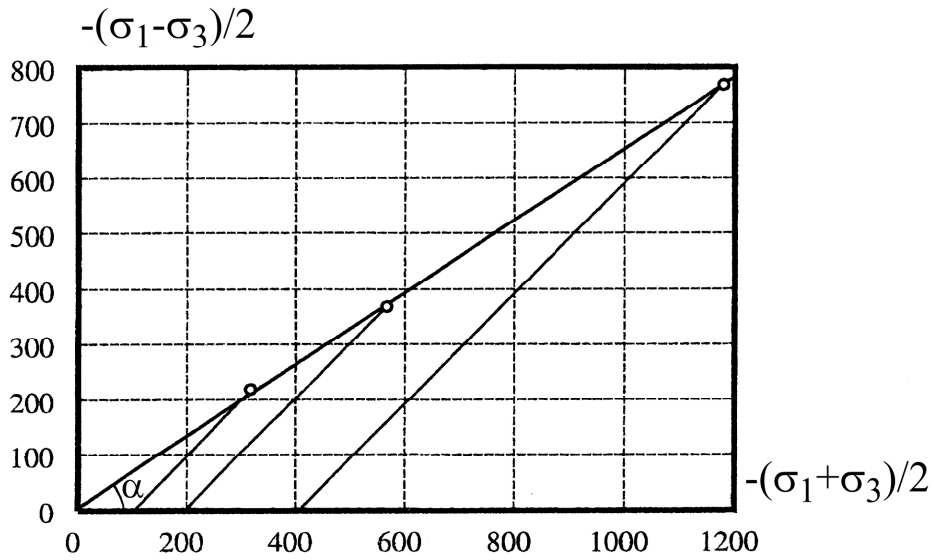


Bild 5.6: Scherdiagramm für Triaxialversuche an anfangs dicht gelagerten Proben des Friedelsheimer Sands (e_0 = 0,68) für konstante Seitenspannungen σ_3 = -100, -200 und -408 kPa

Für den „Karlsruher“ Sand ist für eine vergleichbare dichte Lagerung sowie für ein vergleichbares Spannungsniveau ein Reibungswinkel φ = 40° ermittelt (Meißner, 1983).

– Fundamentplatte

Die Abmessungen der Fundamentplatte aus Stahlbeton sind zu 0,8/0,8/0,2 m bzw. 0,8/0,8/0,3 m gewählt. In den Fundamentecken wurden Aussparungen für die nachträglich herzustellenden Pfähle vorgesehen. Die Achsabstände der Löcher in *x*- und *y*-Richtung betrugen 0,56 m.

Für jeden Versuch wurde eine neue Fundamentplatte unter Beachtung der Erhärtungsdauer von mindestens 28 Tagen vorgefertigt. An der Krafteinleitungsstelle (Last F_z) ist eine Stahlplatte in das Fundament eingelassen. Weiterhin sind starre Zugstangen zur Befestigung des Kraftschlusses zwischen der Fundamentplatte und den Pfählen installiert. Bild 5.7 zeigt die Fundamentplatte vor dem Betonieren.

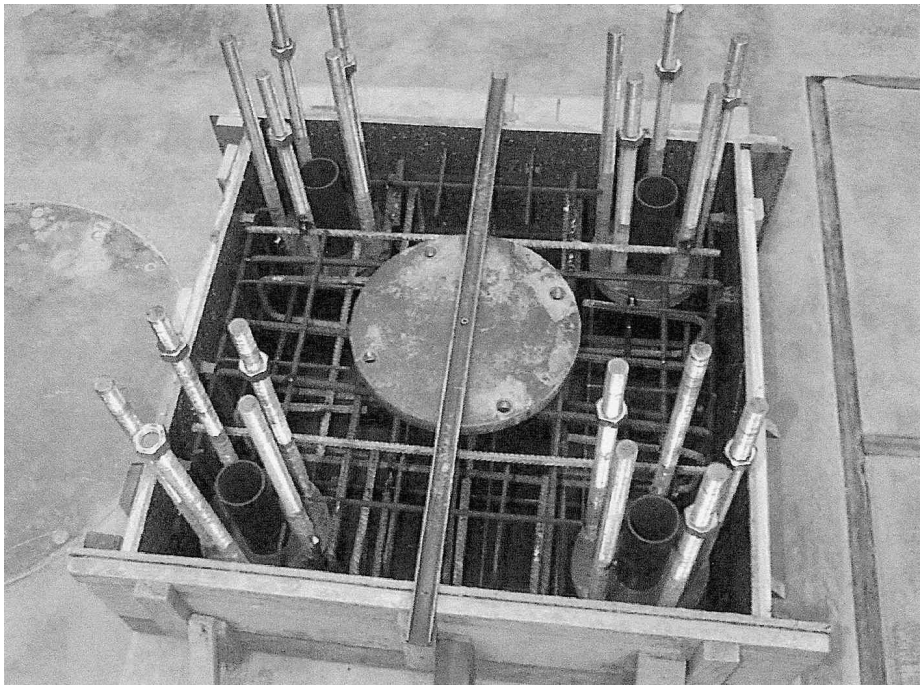


Bild 5.7: Bewehrte Fundamentplatte mit Verankerung der Pfähle sowie der Stahlplatte zur Einleitung der Last F_z

– Pfähle

Die verwendeten Pfähle sind Ortbetonpfähle mit einem Durchmesser D = 0,06 m und einer Einbindelänge von l = 0,8 m bzw. 1,2 m. Es sind in allen Versuchen vier Pfähle

gewählt. Die Pfähle wurden aus einer Mischung aus Zementmörtel und Schnellbinder so hergestellt, dass sich nach 28 Tagen ein Beton der Güte C12/15 ergab.

– Kraftmessdosen

Die Kraftmessdosen basieren auf dem Prinzip der Dehnungsmessung mit Dehnungsmessstreifen (DMS). Die DMS sind in Vollbrückenschaltung angeordnet, so dass Kraftänderungen infolge Biegebeanspruchungen und Temperaturänderungen kompensiert sind. In die Kraftmessdosen wurde ein eigens entwickelter Messverstärker eingebaut. Die Kraftmessdosen wurden bei Bedarf für jeden Versuch neu hergestellt und kalibriert.

5.2 Versuchsablauf

Vor der Durchführung eines jeden Versuchs wurde der Sand in einem begrenzten Volumen von ca. 9 m^3 (siehe Bild 5.1 und Bild 5.8) händisch ausgetauscht und kontrolliert dynamisch verdichtet. Die Einbaumenge und das Einbauvolumen des Sands wurden erfasst. Daraus sowie aus Probennahmen wurden die Anfangsporenzahlen des Sands e_0 ermittelt.

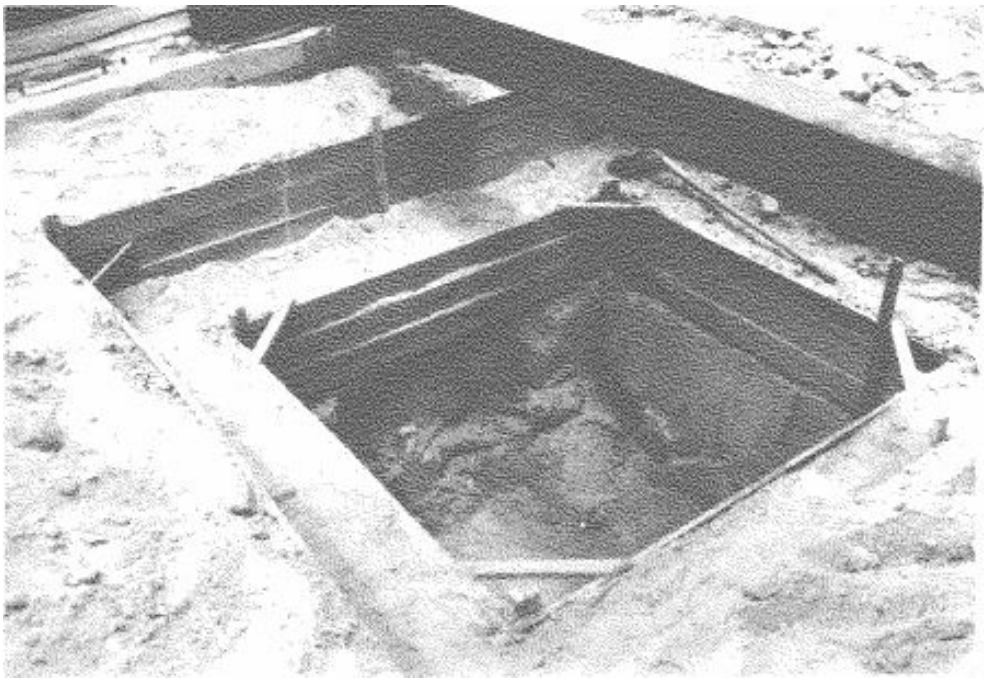


Bild 5.8: Sandgrube mit dem Bereich, in dem bei jeden Versuch Sand ausgetauscht wurde

Nach dem Einbau der vorgefertigten Fundamentplatte wurde diese bis $F_{z,v}$ vorbelastet. Die Last F_z wurde mit Hilfe eines Hydraulikzylinders über einen Laststempel (IPB 160) zentrisch in die Fundamentplatte eingeleitet. Die Fundamentplatte konnte sich verdrehen. Mit einem Kraftgeber (KMD) wurde die Last F_z erfasst. Die Setzungen der Fundamentplatte wurden am Lastangriffspunkt sowie an den Eckpunkten der Fundamentplatte mit Weggebern registriert. In den Modellversuchen wurde keine Oberflächenlast aufgebracht. Bild 5.9 zeigt die Fundamentplatte unmittelbar vor Aufbringen der Last.

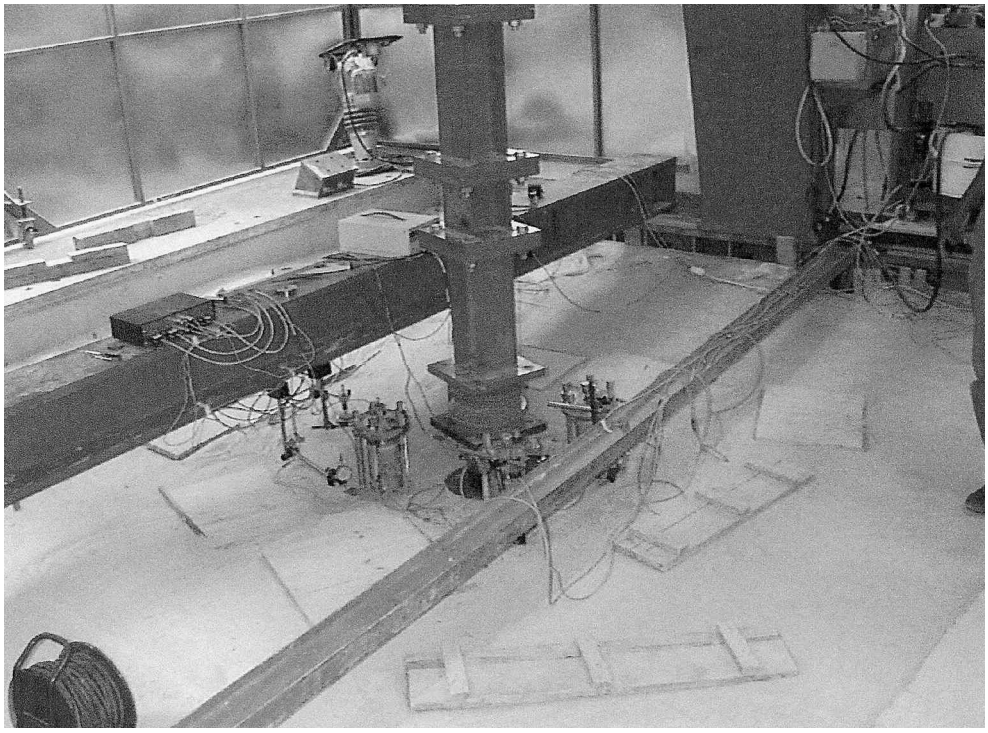


Bild 5.9: Fundamentplatte vor Aufbringen der Last F_z

Nach einer Vorbelastung der Fundamentplatte von $F_{z,v}$ = 330 kN wurden die Pfähle hergestellt. Die Vorlast $F_{z,v}$ wurde solange konstant gehalten, bis der Beton der Pfähle erhärtet war. Die Herstellung der Pfähle erfolgte in den Arbeitsschritten:

- Durch die vier Öffnungen der vorbelasteten Fundamentplatte wurden Bohrrohre nacheinander in den Sand eingepresst und dabei der Sand so abgesaugt, dass keine Auflockerung des Sands am Fuß des Rohres entstand.

- Nach Erreichen der Solltiefe eines Bohrloches wurde eine Sauberkeitsschicht auf der Bohrlochsohle hergestellt und darauf die unterste Kraftmessdose (DMS 1) zur Messung der Pfahlfußkraft installiert (siehe Bild 5.10).

– Anschließend wurden die Pfähle bis zum Niveau der nächsten Kraftmessdose bei gleichzeitigem Ziehen des Bohrrohres mit Zementmörtel gefüllt. Die zweite Kraftmessdose (DMS 2) bzw. die dritte Kraftmessdose (DMS 3) werden eingebaut und der Pfahl bis zum Einbau einer Metallplatte am Pfahlkopf fertiggestellt (Bild 5.10).

Versuch 3: Versuch 4:

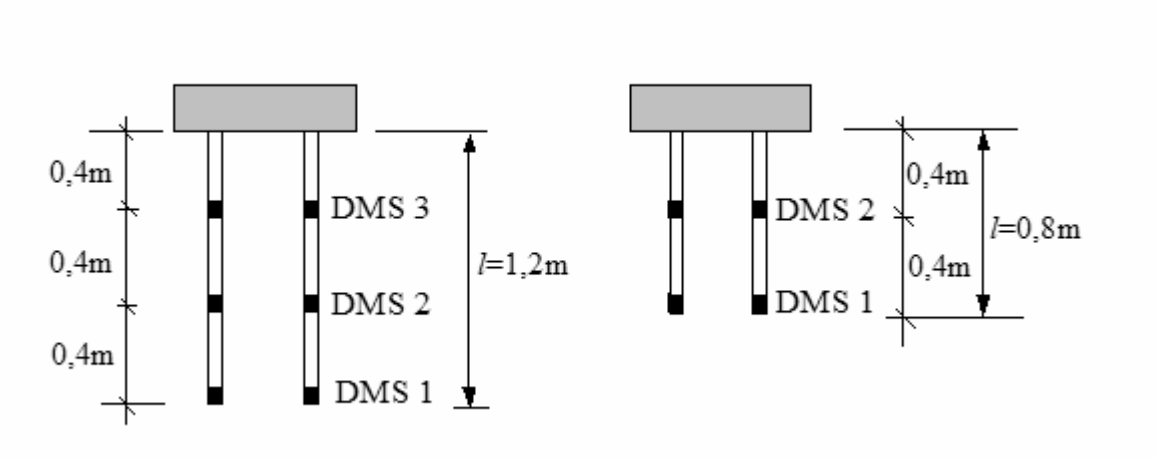


Bild 5.10: Lage sowie Nummerierung der Kraftmessdosen (DMS) in den Pfählen l = 1,2 m (Versuch 3) und l = 0,8 m (Versuch 4)

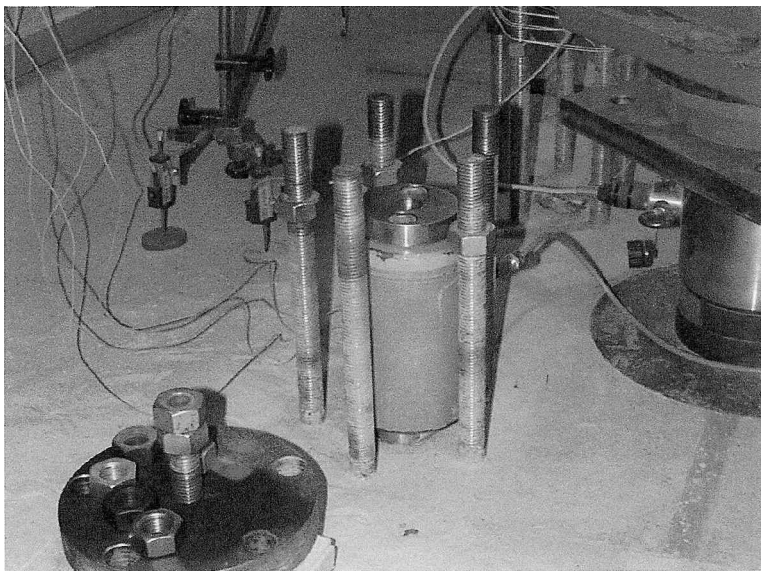


Bild 5.11: Einbau des Kraftgebers am Pfahlkopf oberhalb Fundamentplatte

Die Lastübertragung von der Fundamentplatte auf die Pfähle erfolgte ausschließlich über starre Zugstangen sowie Kraftmessdosen oberhalb der Pfahlköpfe (siehe Bild 5.11). Durch Einbau von Gleitschichten in den Abschnitten der Pfahldurchdringungen durch die Fundamentplatte wurden unmittelbare Kraftübertragungen von der Funda-

mentplatte auf die Pfähle ausgeschlossen. Dieses Einbauverfahren bietet eine genaue Messung der jeweiligen Pfahlkopfeinwirkungen.

Während der Herstellung der Pfähle wurden laufend Verschiebungen gemessen. Frühestens 7 Tage nach Betonieren der Pfähle erfolgte eine sukzessive Laststeigerung bis schließlich der Grenzzustand oder aber der Maximalhub des Hydraulikzylinders erreicht war.

Nach Versuchsende wurden die Pfähle zur Inspektion freigelegt. Die Kraftmessdosen wurden, sofern noch intakt, ausgebaut und wieder verwendet.

5.3 Versuchsergebnisse

In den Modellversuchen sind sowohl unterfangene Fundamente als auch zum Vergleich eine Fundamentplatte untersucht. Folgende Versuche sind hier zur Verifizierung der numerischen Simulation herangezogen:

Tabelle 5.1: Übersicht der Modellversuche

Versuch	Gründungsart	Anfangsporenzahl e_0 [-]
V1	Fundamentplatte (0,8/0,8/0,3m)	0,68
V2	unterfangene Fundamentplatte (D=0,06m, l=1,2m) mit der Vorlast $F_{z,v}$ = 150 kN	0,68
V3	unterfangene Fundamentplatte (D=0,06m, l=1,2m) mit der Vorlast $F_{z,v}$ = 330 kN	0,64
V4	unterfangene Fundamentplatte (D=0,06m, l=0,8m) mit der Vorlast $F_{z,v}$ = 330 kN	0,66

5.3.1 Versuch V1: Fundamentplatte

In allen Versuchen wurde einheitlich die Belastungsgeschwindigkeit $dF_z/dt \approx 1$ kN/min gewählt.

Im Bild 5.12 ist die Stempellast F_z über die Setzung des Lastangriffspunktes aufgetragen. Die Fundamentplatte wurde be- und anschließend entlastet. Die Steigung der Belastungskurve beträgt etwa $\Delta F_z / \Delta u_z \approx 10{,}000$ kN/m.

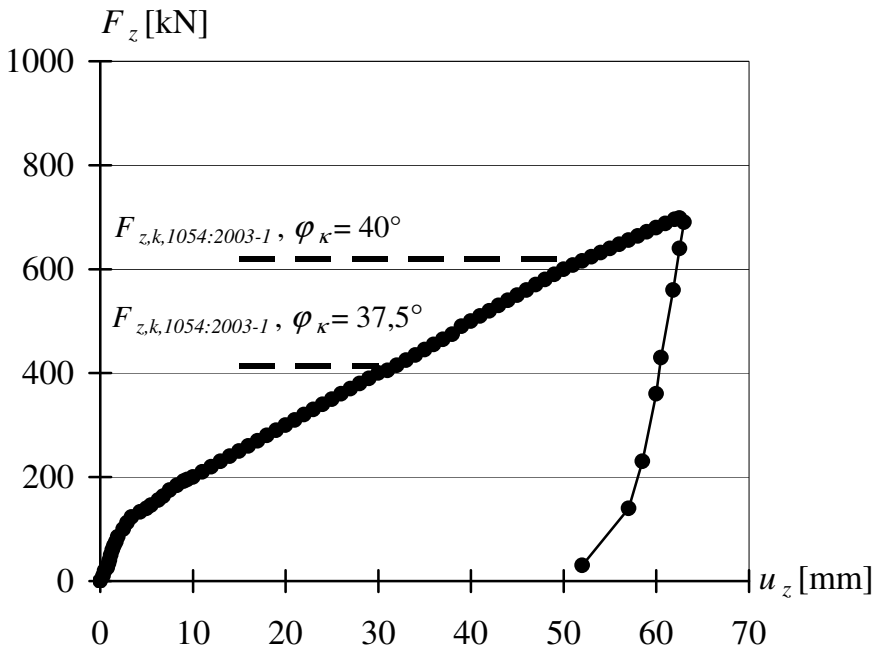


Bild 5.12: Versuch V1, Stempellast F_z in Abhängigkeit der Fundamentsetzung u_z

Zum Last-Setzungsverhalten der Fundamentplatte ist folgendes anzumerken:

– Steifigkeit der Fundamentplatte:

  Nach DIN 4018 ist eine rechteckige Fundamentplatte dann als starr anzusehen, wenn für ihre Steifigkeit gilt:

$$k_s = \frac{E_b}{12E_m}\left(\frac{t}{b_x}\right)^3 \geq 0{,}1.$$

  Die Parameter der Beziehung sind:
  E_b: Elastizitätsmodul des Stahlbetons
  E_m: Zusammendrückungsmodul des Sands
  b_x: Breite der rechteckigen Fundamentplatte
  t: Dicke der rechteckigen Fundamentplatte.

Für einen E_m–Wert aus Modellversuche von 125 MN/m^2 folgt für die Fundamentplatten in den Versuchen:

$$k_s = \frac{3 \cdot 10^7}{12 \cdot 1{,}25 \cdot 10^5} \cdot (\frac{0{,}3}{0{,}8})^3 = 1{,}05 > 0{,}1,$$

d.h., die Fundamentplatte kann als starr betrachtet werden.

– Grundbruchlast für Fundamentplatte

Für die Fundamentplatte mit den Abmessungen b_x / b_y / d = 0,8 /0,8 /0,3 m ist die Grundbruchlast $F_{z,k}$ der Fundamentplatte nach DIN 1054: 2003-1 berechnet. In Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ_k des Bodens ist die Grundbruchlast $F_{z,k}$, wenn c und γ feste Werte sind, im Bild 5.13 dargestellt. Für die beiden Reibungswinkel φ_k = 37,5° bzw. 40° ergeben sich z.B. die Grundbruchlasten $F_{z,k}$ = 414 kN bzw. 619 kN, Bild 5.12.

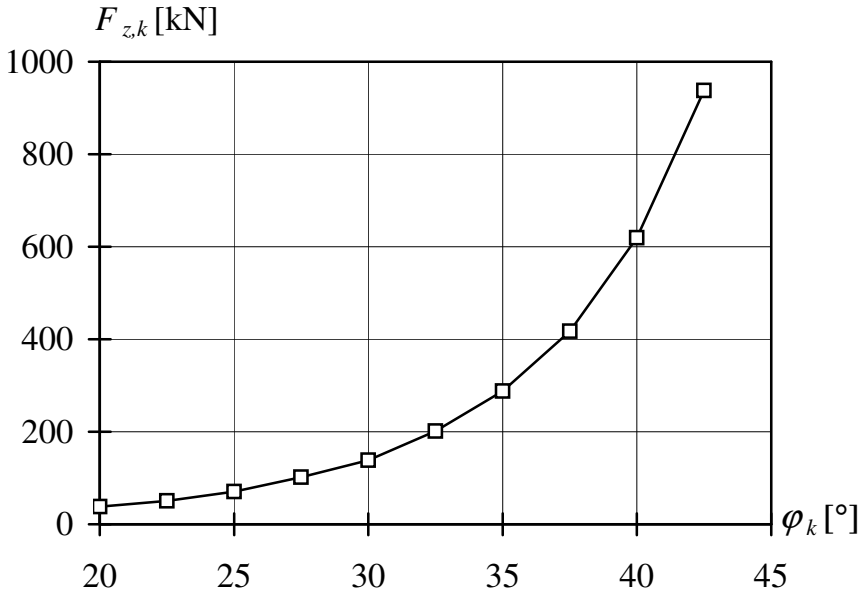


Bild 5.13: Grundbruchlast nach DIN 1054: 2003-1 in Abhängigkeit vom Reibungswinkel für die verwendete Fundamentplatte (b_x = b_y = 0,8 m, d = 0,3 m)

– Mindestlängen der Pfähle

Bild 5.14 zeigt den in DIN 4017 zugrundeliegenden Bruchmechanismus. Die Radien r_0 und r ergeben sich mit der Breite b ($b = b_x = b_y = 0{,}8$ m) sowie $\varphi_k = 40°$ zu:

$$r_0 = \frac{b_x}{2\cos(45° + \varphi_k / 2)} = 0{,}95\ m$$

$$r = r_0 \cdot e^{\alpha \cdot \tan\varphi_k}$$

Eine Dübelwirkung der Pfähle und damit eine nennenswerte Steigung der rechnerischen Grundbruchlast entsteht erst, wenn Pfähle die Gleitflächen durchstoßen (siehe Bild 5.14).

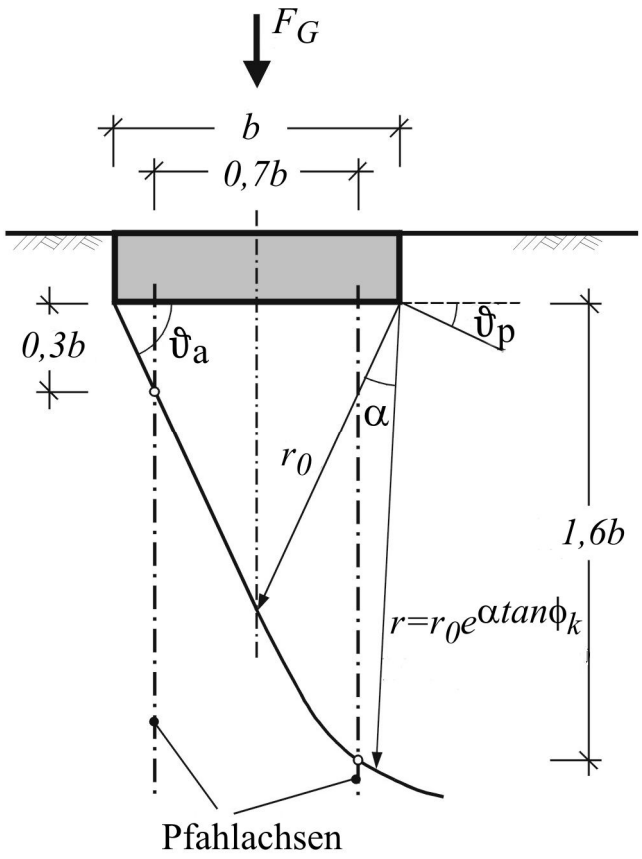


Bild 5.14: Mindestlängen der Pfähle, ab denen eine Dübelwirkung in Gleitflächen auftritt, $\varphi_k = 40°$

Sowohl beim Labormodell als auch beim numerischen Modell durchstoßen jeweils zwei Pfähle den aktiven Rankine-Gleitkörper. Die beiden anderen Pfähle der Modelle enden außer bei der Variante „numerisches Modell, lange Pfähle“ im Prandl-Gleitkörper.

5.3.2 Versuch V2: Fundamentplatte mit nachträglich bei $F_{z,v}$ = 150 kN hergestellten Pfählen, l = 1,2 m

Die Daten dieses Versuchs lauten:

- Fundamentplatte: b_x / b_y / d = 0,8 / 0,8 / 0,2 m
- Pfähle: D = 0,06 m, l = 1,2 m
- Anfangsdichte des eingebauten Sands: e_0 = 0,68
- Vorlast beim Einbau der Pfähle: $F_{z,v}$ = 150 kN.

In diesem Versuch wurde vor allem der Versuchsvorgang einschließlich des Einbauprozesses der Pfähle untersucht. Dabei wurden keine Kraftmessdosen in Pfähle installiert. Die Versuchsergebnisse aufgetragen ist, die Stempellast F_z über die mittlere Fundamentsetzung u_z, sind im Bild 5.15 ab Vorlast dargestellt. Der Versuch wurde bei einer Last F_z = 880 kN beendet.

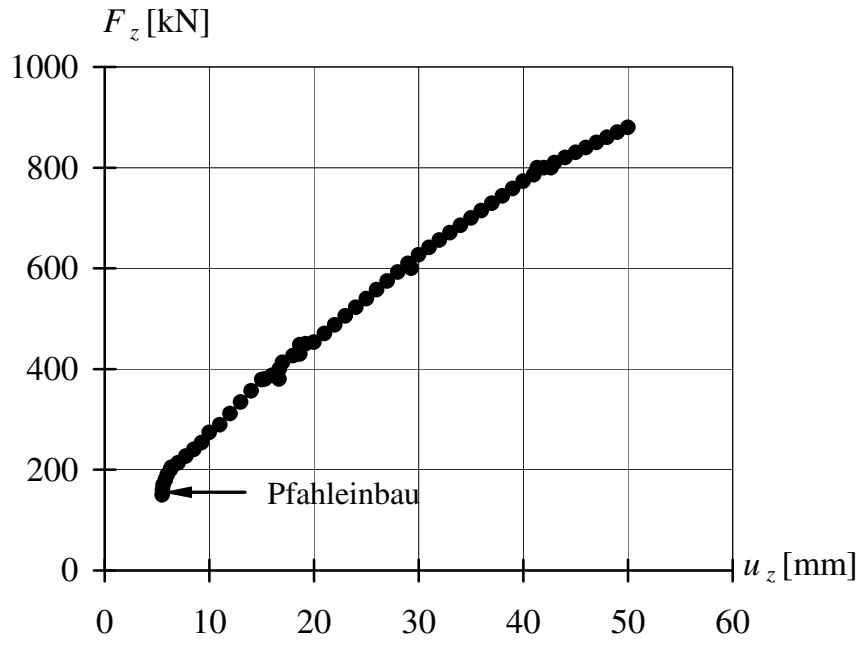


Bild 5.15: Versuch V2, Stempellast F_z in Abhängigkeit der mittleren Fundamentsetzung u_z

5.3.3 Versuch V3: Fundamentplatte mit nachträglich bei $F_{z,v}$ = 330 kN hergestellten Pfählen, l = 1,2 m

Die in diesem Versuch gewählten Abmessungen lauten:

- Fundamentplatte: b_x / b_y / d = 0,8 / 0,8 / 0,2 m
- Pfähle: D = 0,06 m, l = 1,2 m. In drei Ebenen der vier Pfählen wurden Kraftmessdosen angeordnet, siehe Bild 5.10.
- Dichte des eingebauten Sands: ρ_d = 1,62 t/m^3. Der Wassergehalt beträgt $w \approx 0$. Der Anfangsporenzahl e_0 = 0,64 entspricht eine relative Lagerungsdichte:

$$I_D = \frac{1{,}09 - 0{,}64}{1{,}09 - 0{,}56} = 0{,}85$$

- Vorlast beim Einbau der Pfähle: $F_{z,v}$ = 330 kN.

Bild 5.16 zeigt die Last-Setzungskurve des Versuchs V3. Der Versuch wurde bei einer Last von F_z = 840 kN abgebrochen, da sich die Stahlbelastungsplatte durch das 20 cm dicke Stahlbetonfundament stanzte. Die Grundbruchlast wurde nicht erreicht.

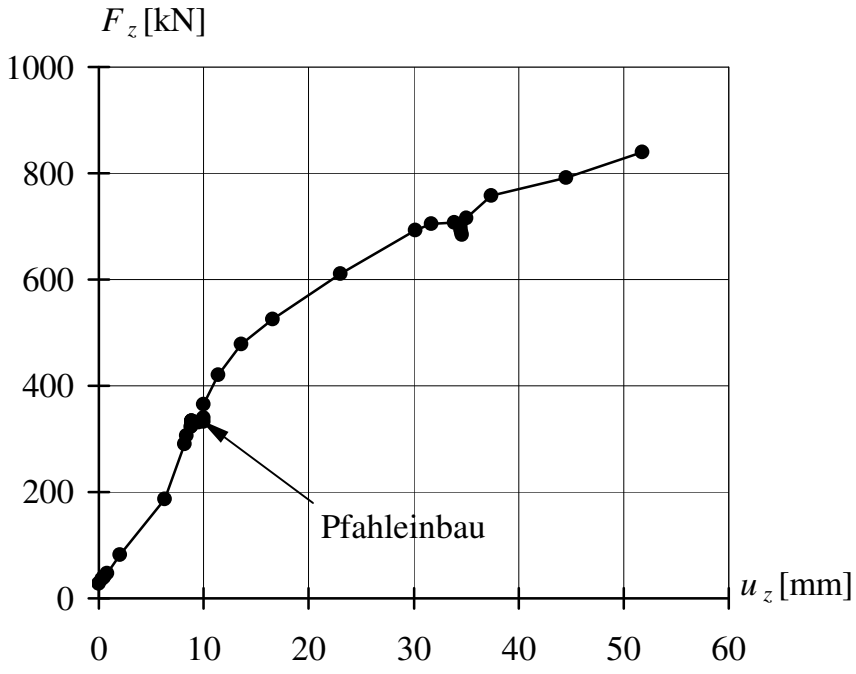


Bild 5.16: Versuch V3, Stempellast F_z in Abhängigkeit der mittleren Fundamentsetzung u_z

Im Bild 5.17 sind die dazugehörigen Pfahlkopfkräfte $F_{pf,i}$ über die Fundamentsetzung $u_{zi} - u_{z,v}$ aufgetragen (die Pfahlkopfkraft $F_{pf,2}$ des Pfahles 2 konnte nicht erfasst werden). Die durchgezogene Linie beschreibt die Mittelwerte der Versuchsergebnisse der Pfähle 1 bis 4 (die Mittelwerte sind mit der Annahme $F_{pf,2} = F_{pf,3}$ gebildet).

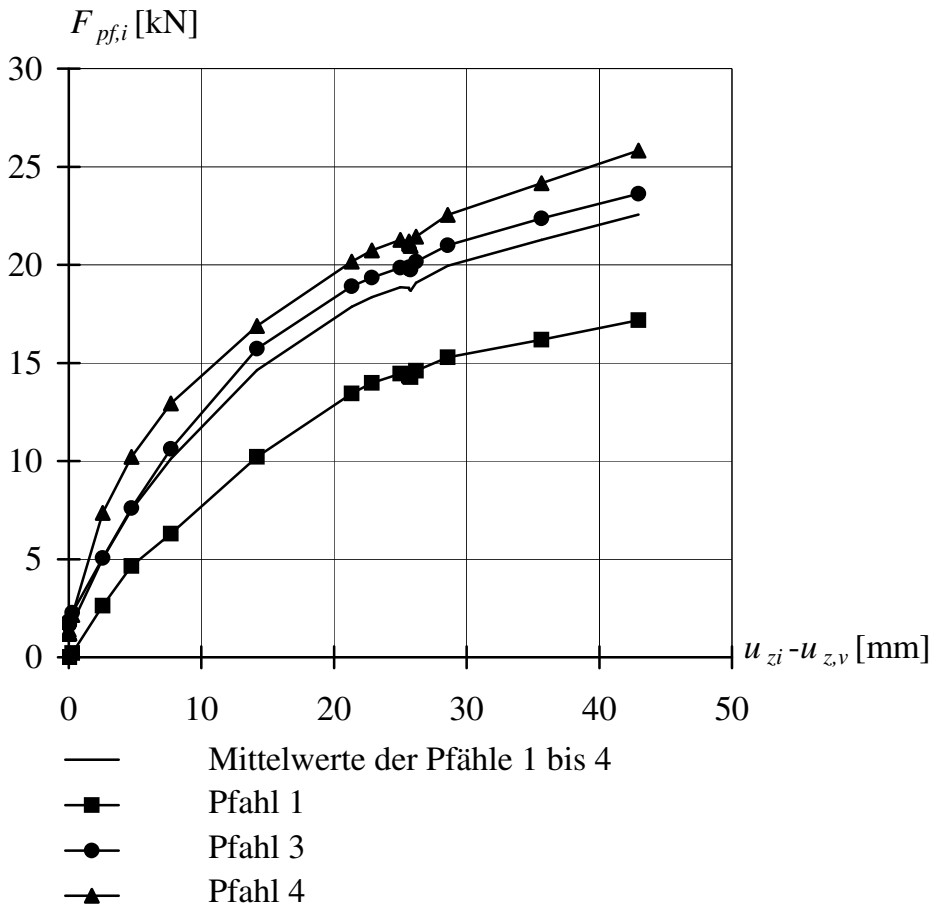
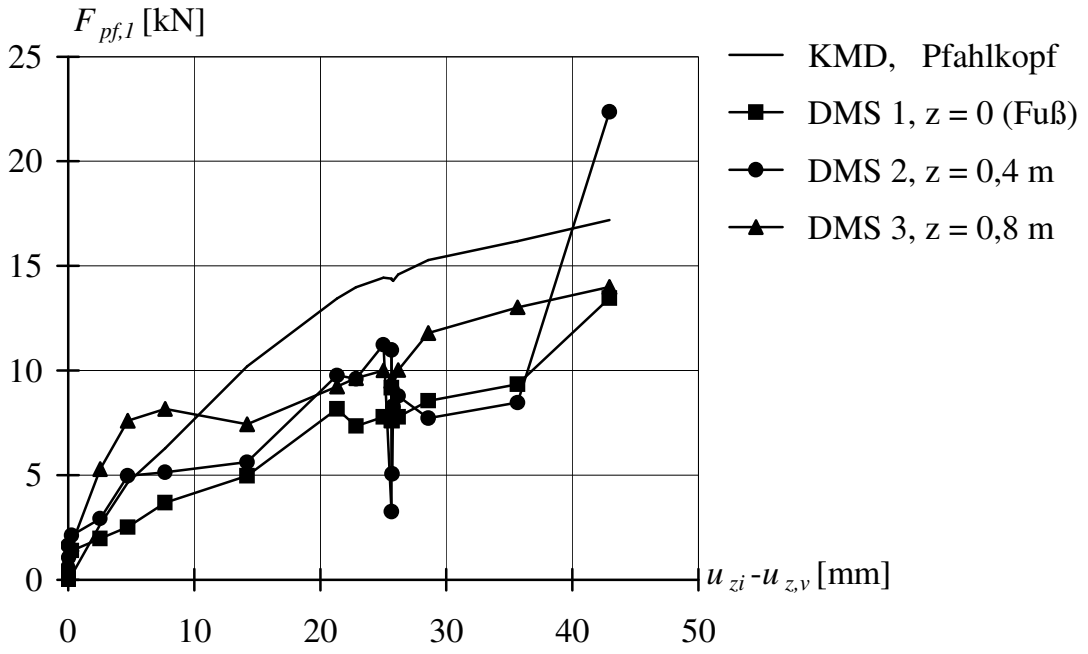


Bild 5.17: Versuch V3, Pfahlkopfkräfte $F_{pf,i}$ in Abhängigkeit der Fundamentsetzung $u_{zi} - u_{z,v}$

Die Verteilungen der gemessenen Kräfte für die Pfähle 1 und 3 sind im Bild 5.18 zusammengestellt. Durch das Versagen der Kraftmessdosen sind die Kraftverteilungen für die Pfähle 2 und 4 nicht auswertbar. Die Abkürzung KMD steht dabei für die Kraftmessdose am Pfahlkopf, DMS steht für Ergebnisse aus Kraftmessdosen in den drei Ebenen. Die Ergebnisse sind bis zu einer Setzung der unterfangenen Fundamentplatte von $u_{zi} - u_{z,v}$ = 35 mm auswertbar, ab dann waren einzelne Kraftmessdosen zerstört.

PFAHL 1



PFAHL 3

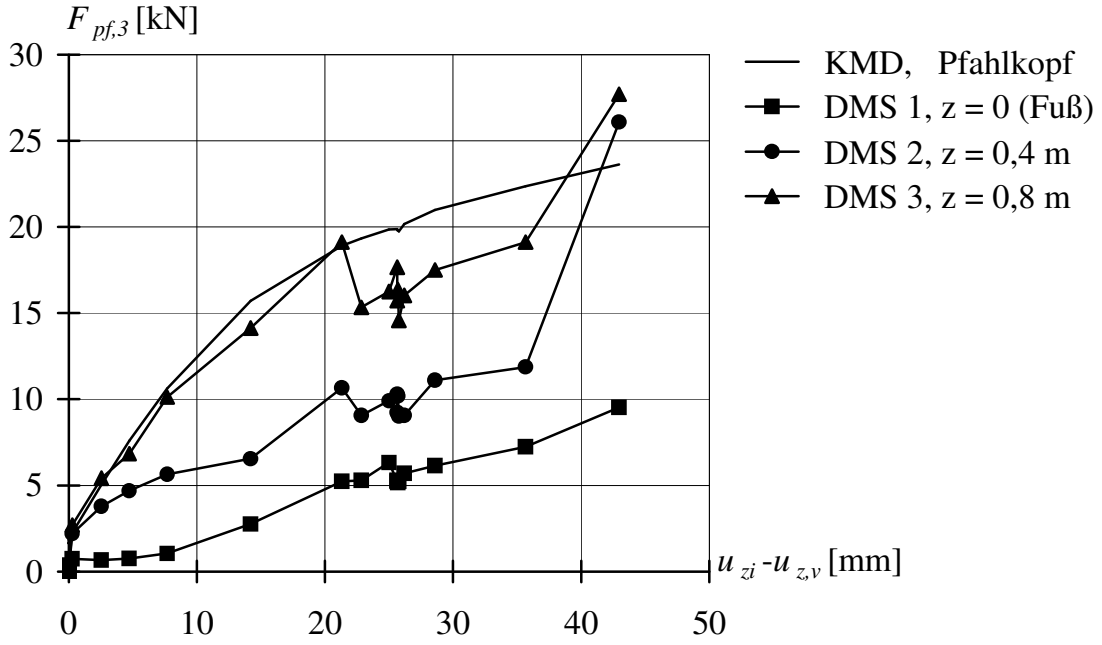


Bild 5.18: Versuch V3, Verteilung der Kräfte für die Pfähle 1 und 3

5.3.4 Versuch V4: Fundamentplatte mit nachträglich bei $F_{z,v}$ = 330 kN hergestellten Pfählen, l = 0,8 m

Die Daten dieses Versuchs lauten:

- Fundamentplatte: b_x / b_y / d = 0,8 / 0,8 / 0,3 m
- Pfähle: D = 0,06 m, l = 0,8 m. Für die Pfähle 1 und 4 wurden Kraftmessdosen in zwei Ebenen, Bild 5.10, für die Pfähle 2 und 3 nur in der Pfahlfußebene installiert. Die obere Ebene ist 0,4 m höher als die Pfahlfußebene (siehe Bild 5.10).
- Dichte des eingebauten Sands: ρ_d = 1,601 t/m^3. Der Wassergehalt ist $w \approx 0$. Der Anfangsporenzahl e_0 = 0,66 entspricht eine relative Lagerungsdichte:

$$I_D = \frac{1{,}09 - 0{,}66}{1{,}09 - 0{,}56} = 0{,}81$$

- Vorlast beim Einbau der Pfähle: $F_{z,v}$ = 330 kN.

Im Bild 5.19 ist die Last-Setzungskurve des Versuchs V4 dargestellt. Der Versuch wurde bei einer Last F_z = 820 kN beendet.

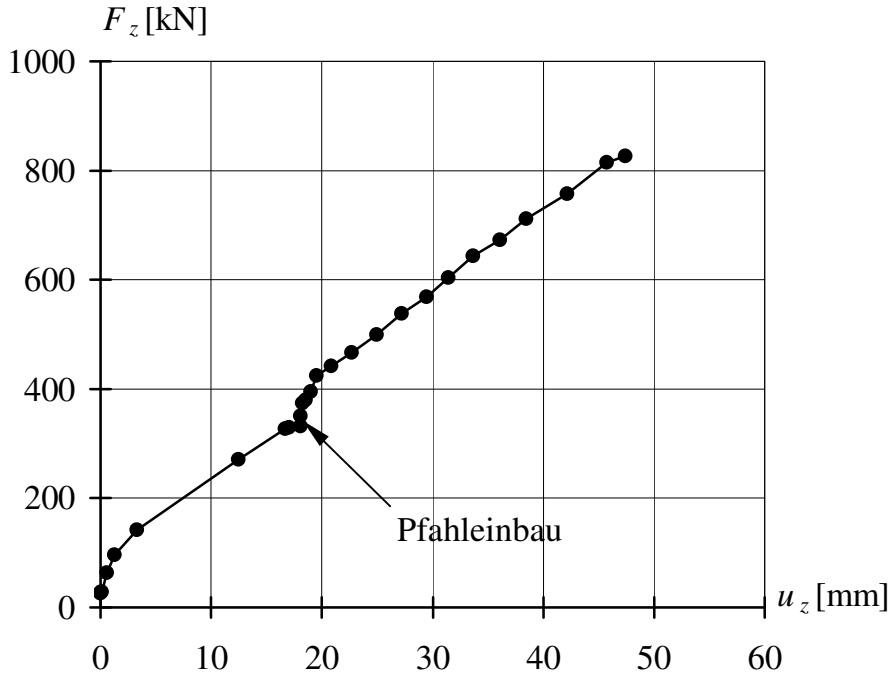


Bild 5.19: Versuch V4, Stempellast F_z über mittlerer Fundamentsetzung u_z

Bild 5.20 zeigt die Pfahlkopfkräfte $F_{pf,i}$ in Abhängigkeit der Fundamentsetzungen $u_{zi} - u_{z,v}$. Die durchgezogene Linie beschreibt die Mittelwerte der Versuchsergebnisse der Pfähle 1 bis 4.

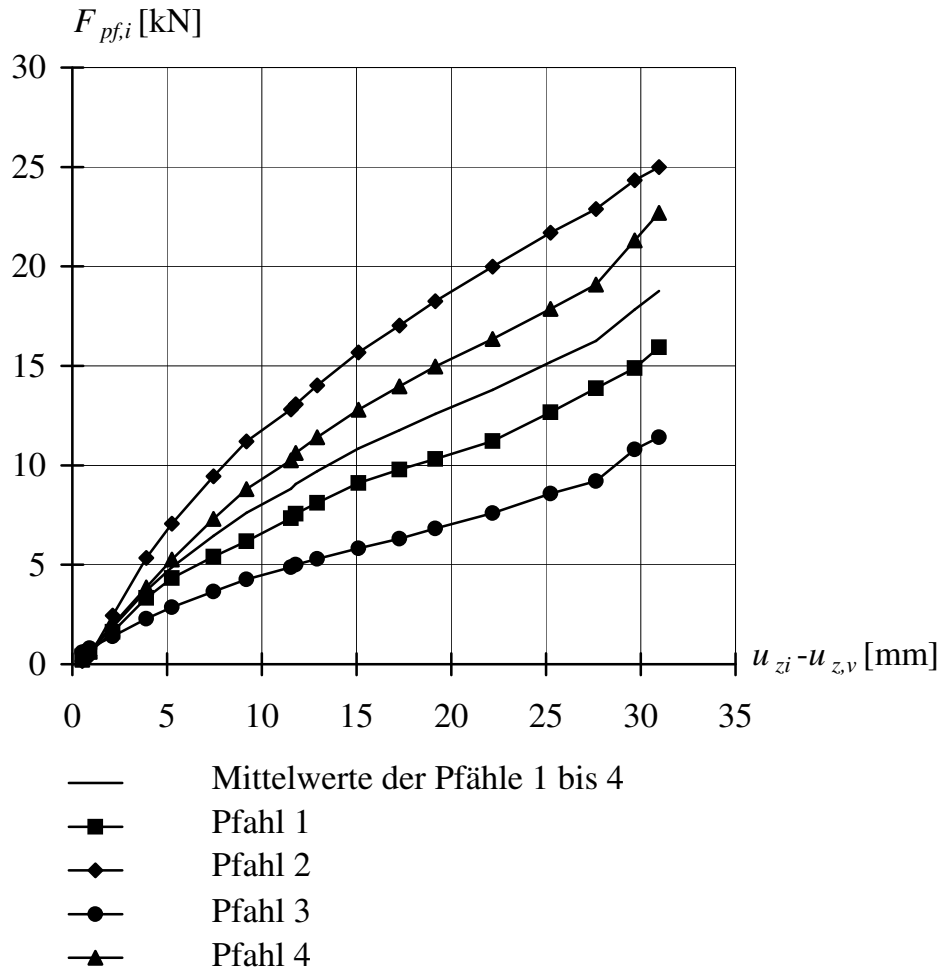
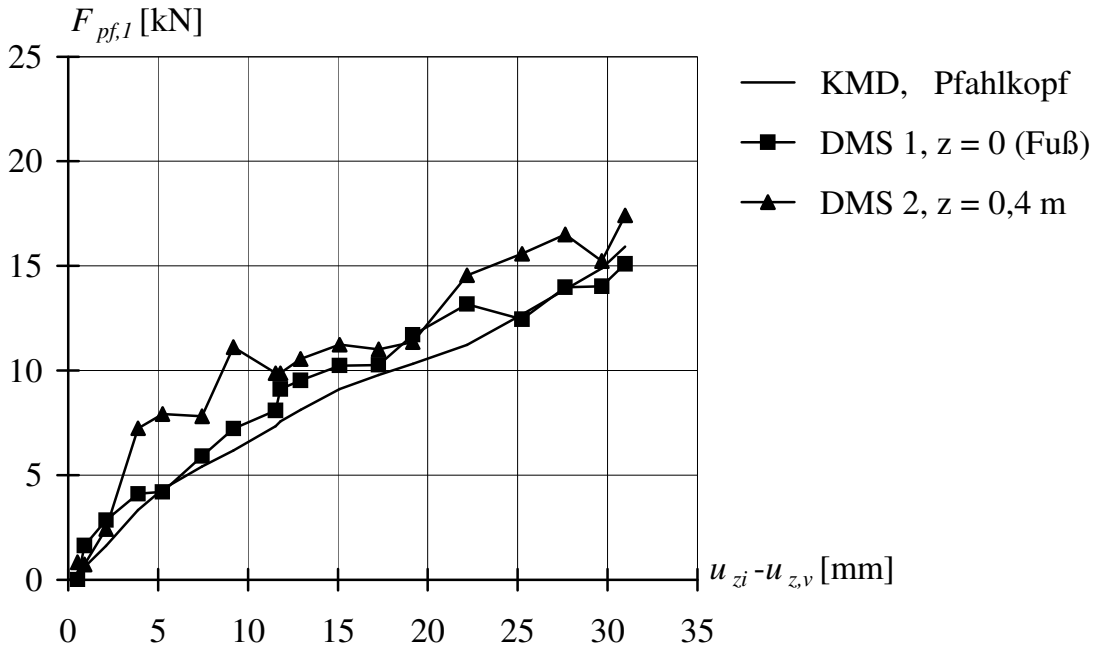


Bild 5.20: Versuch V4, Pfahlkopfkräfte $F_{pf,i}$ über der Fundamentsetzung $u_{zi} - u_{z,v}$

Bild 5.21 zeigt die Kraftverteilungen der Pfähle 1 bis 4 in Abhängigkeit der Fundamentsetzungen $u_{zi} - u_{z,v}$. Die Pfahlwiderstände erreichen bei der maximalen Setzung der unterfangenen Fundamentplatte noch keinen Grenzwert. Die Pfahlkraftverteilungen der Pfähle 1 und 3 sind nicht plausibel, weil der Messwert aus Kraftmessdosen (KMD) am Pfahlkopf größer sein muss als der aus den Kraftmessdosen am Pfahlfuß (DMS 1). Dies wird mit dem Versagen einzelner Kraftmessdosen in den Pfählen begründet.

PFAHL 1



PFAHL 2

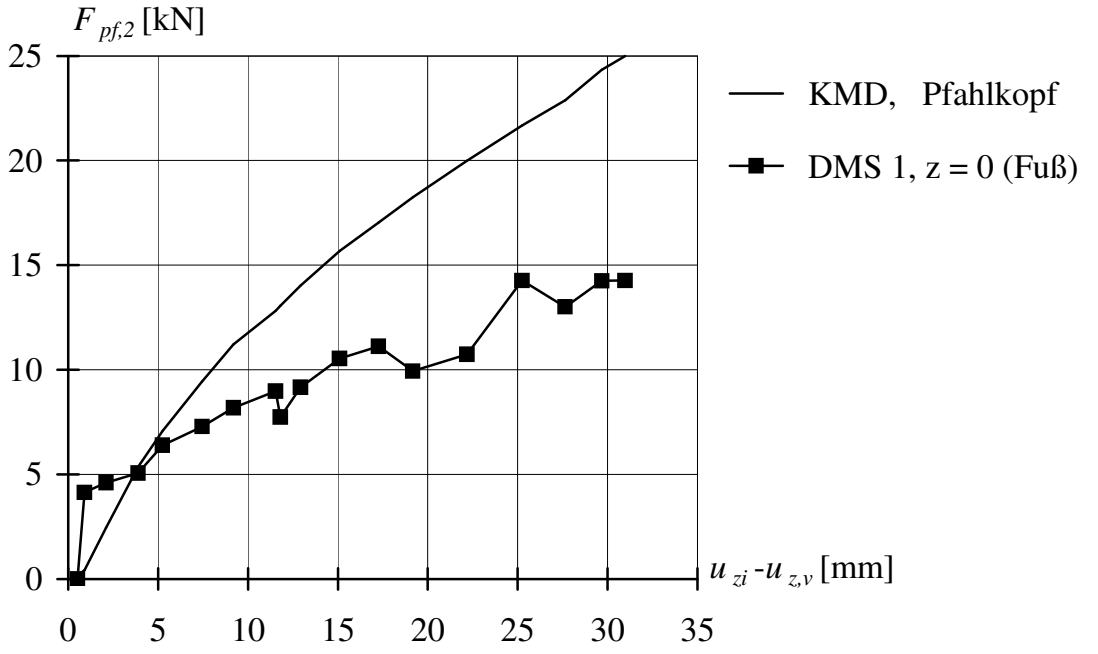
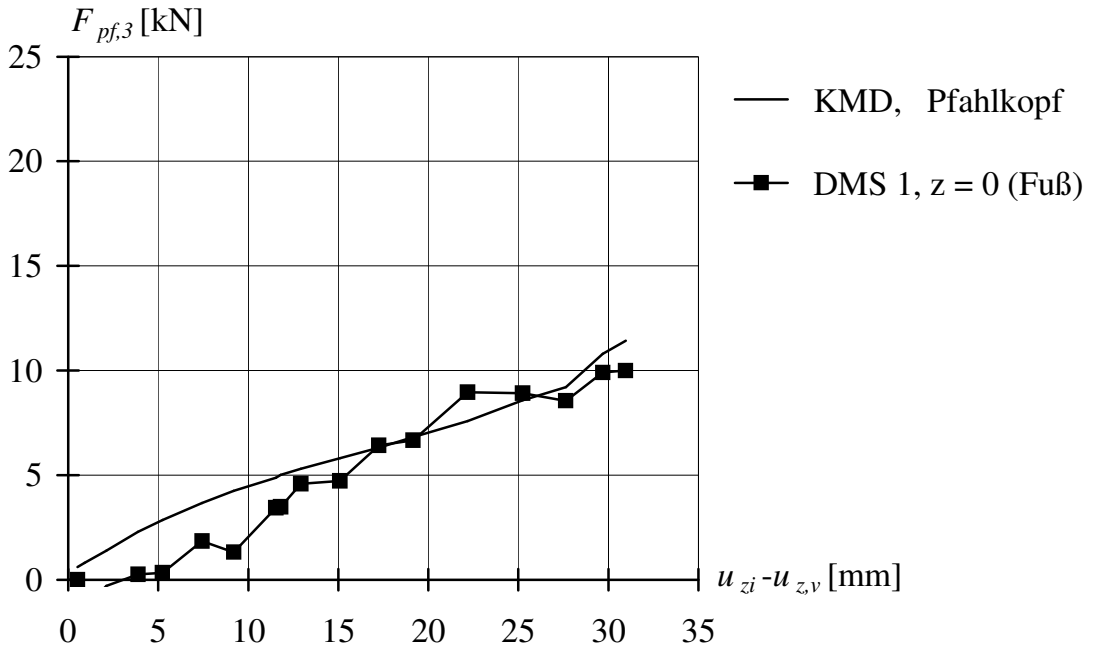


Bild 5.21a: Versuch 4, Kraftverteilungen der Pfähle 1 und 2

PFAHL 3



PFAHL 4

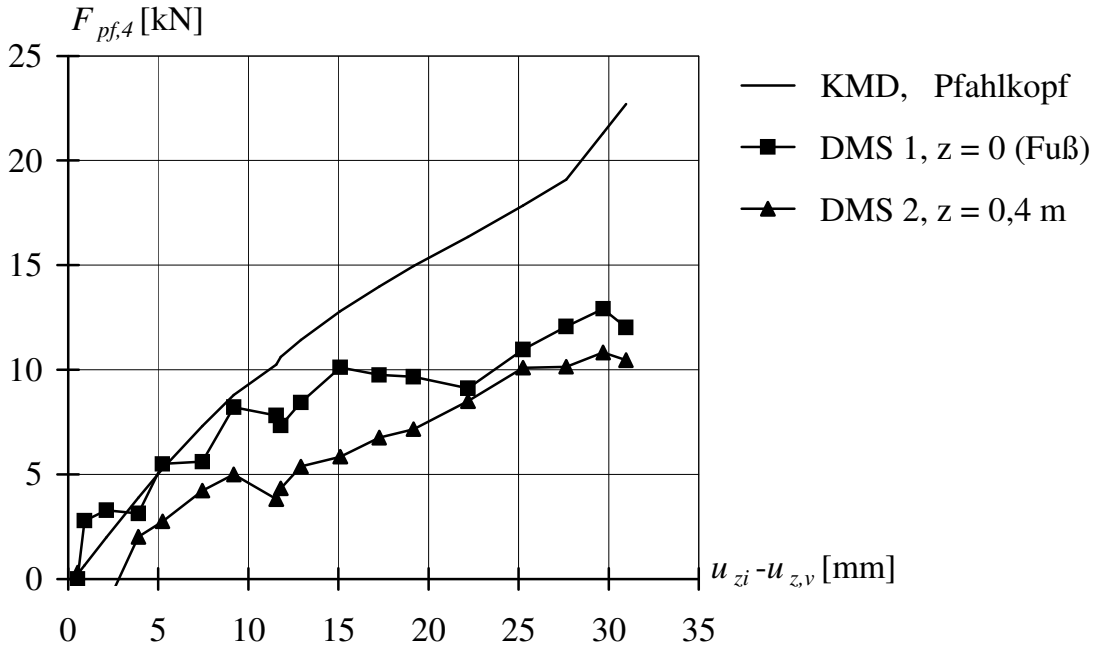
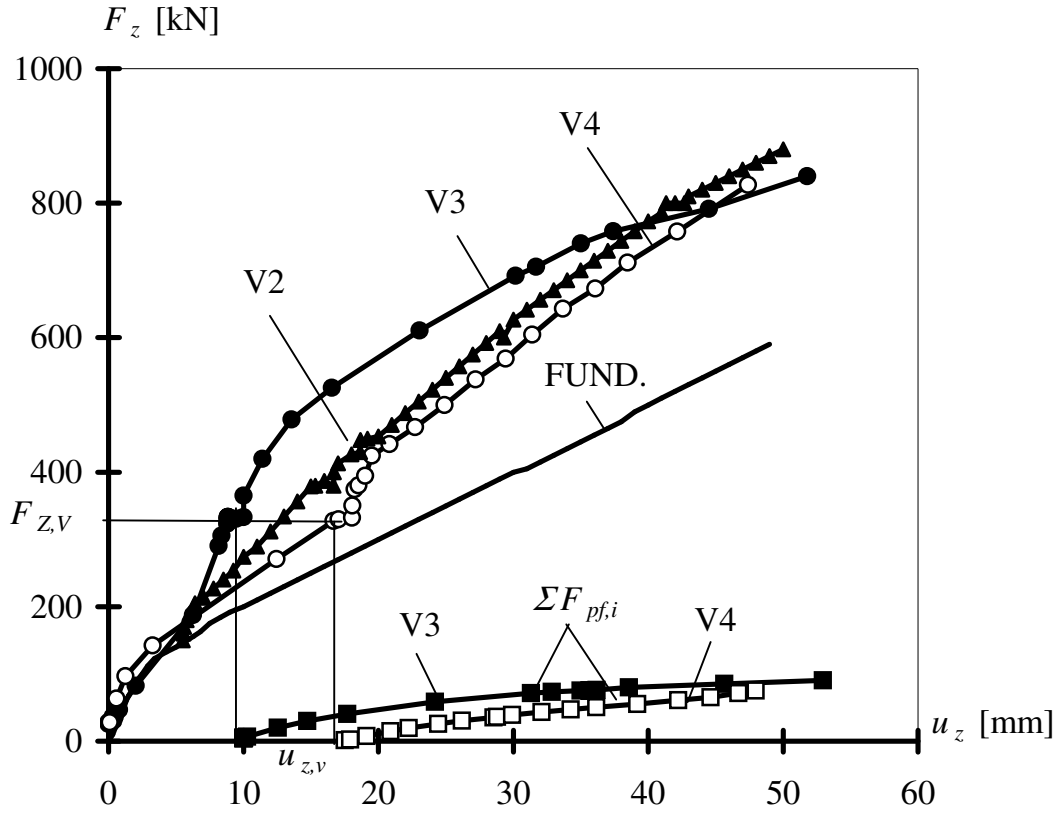


Bild 5.21b: Versuch 4, Kraftverteilungen der Pfähle 3 und 4

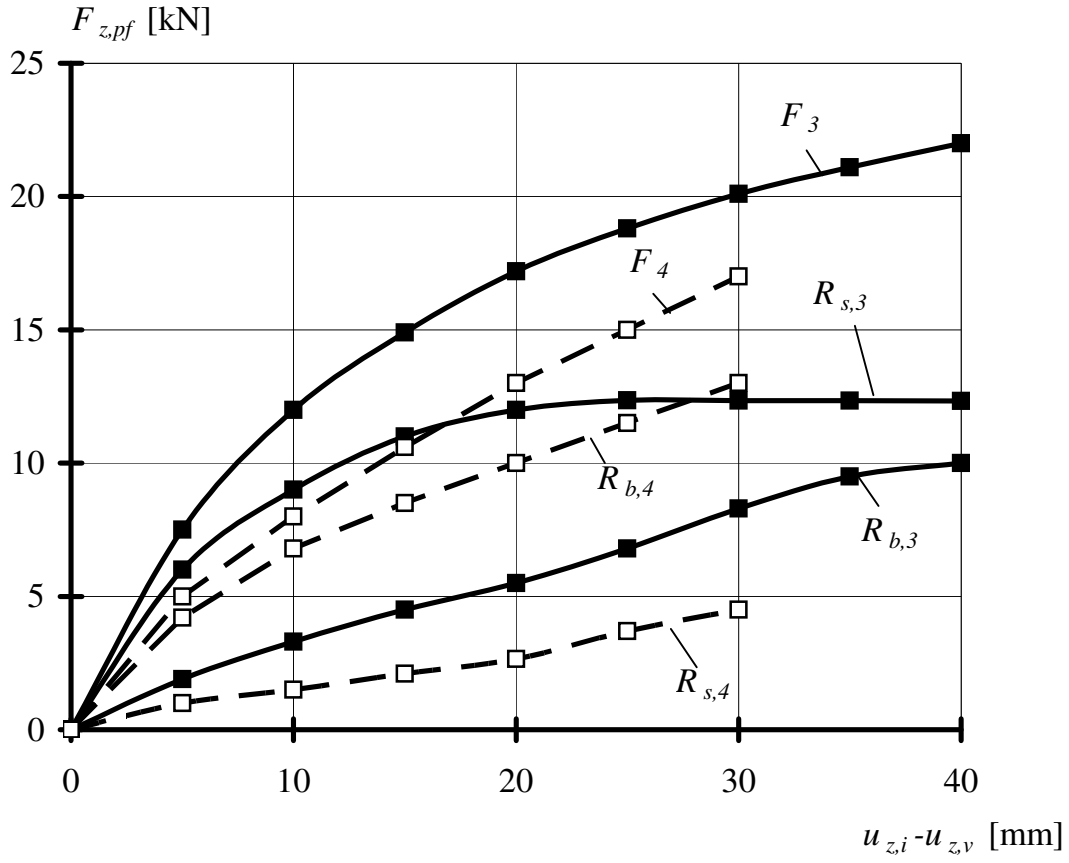
5.3.5 Zusammenfassung der Modellversuche

Für die Fundamentplatte ohne Pfähle sowie exemplarisch für die unterfangenen Fundamentplatten mit 0,8 m bzw. 1,2 m langen Pfählen, die unterhalb der bereits belasteten Fundamentplatte hergestellt wurden, sind im Bild 5.22 Last-Setzungskurven aufgetragen. Für die beiden unterfangenen Fundamentplatten mit der Vorlast der Fundamentplatte $F_{z,v}$ = 330 kN sind in den Bildern 5.23 bis 5.25 die Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte, die Mittelwerte der Pfahlwiderstände und der Kräftefluss in den Pfählen dargestellt. Dadurch bereits entstandene Setzungen $u_{z,v}$ sowie die Porenzahlen in beiden Versuchen sind in Bild 5.23 eingetragen.



Fundamentplatte, V1: e_0 = 0,68
unterfangene Fundamentplatte, V2: e_0 = 0,68, l = 1,2 m, $F_{z,v}$ = 150 kN
unterfangene Fundamentplatte, V3: e_0 = 0,64, l = 1,2 m, $F_{z,v}$ = 330 kN
unterfangene Fundamentplatte, V4: e_0 = 0,66, l = 0,8 m, $F_{z,v}$ = 330 kN

Bild 5.22: Last-Setzungskurven für a) Fundamentplatte, b) unterfangene Fundamentplatte, Pfähle nachträglich hergestellt



Versuch	Fund. Dicke d	Pfahl-länge l	Poren-zahl e_0	Vorlast $F_{z,v}$	und Setzung $u_{z,v}$
V3	0,2 m	1,2 m	0,64	330 kN	10 mm
V4	0,3 m	0,8 m	0,66	330 kN	17 mm

Bild 5.23: Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte sowie der Pfahlwiderstände ab Vorlast

F_3, F_4: Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte je Versuch

$R_{s,3}$, $R_{s,4}$: Mittelwerte der Pfahlmantelwiderstände

$R_{b,3}$, $R_{b,4}$: Mittelwerte der Pfahlfußwiderstände

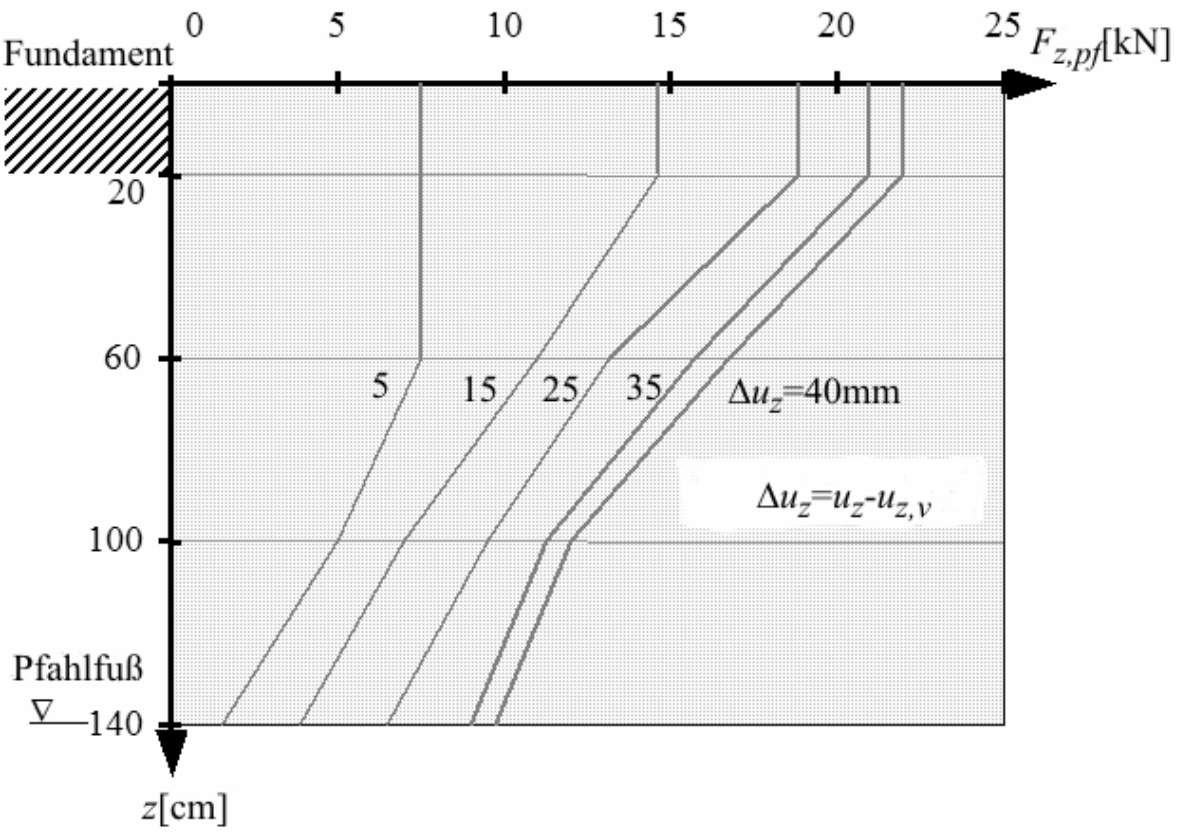


Bild 5.24: Versuch V3, Kräftefluss in den Pfählen, Mittelwerte, l = 1,2 m

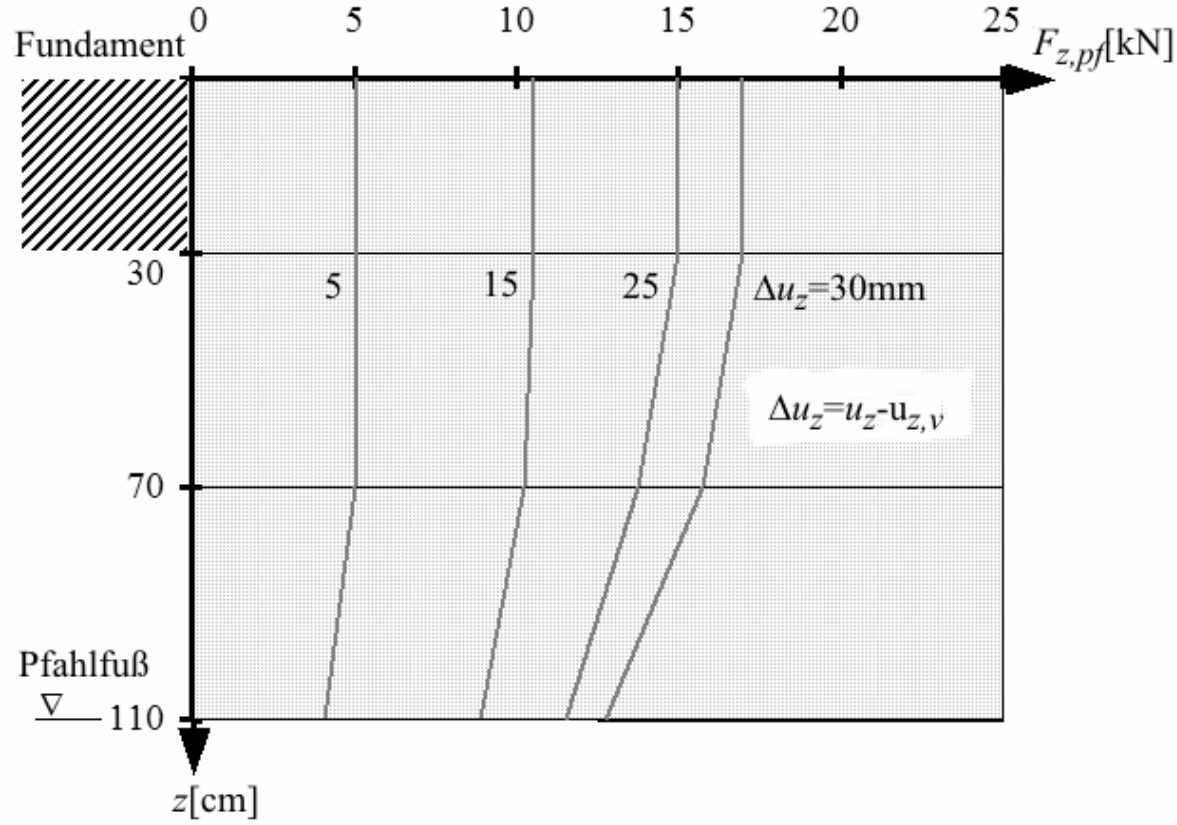


Bild 5.25: Versuch V4, Kräftefluss in den Pfählen, Mittelwerte, l = 0,8 m

Folgende Ergebnisse und Schlussfolgerungen der Laborversuche sind festzuhalten:

- Die Porenzahl und damit die Lagerungsdichte des Sands wirkt sich signifikant auf das Tragverhalten der Fundamentplatte aus. Für gleiche e_0-Werte hätten die Last-Setzungskurven in Bild 5.22 bis zum Einbau der Pfähle identisch sein müssen.

- Die größten Fundamentlasten erreichen größere Werte als die rechnerischen Grundbruchlasten, ein Versagen der Fundamentplatte zeichnet sich noch nicht ab (siehe Bild 5.22).

- Die Auswertungen der Versuche V3 sowie V4 ergaben gewisse Streuungen für das Tragverhalten der Einzelpfähle, was vermutlich auf den Herstellungsprozess der Pfähle zurückzuführen ist. In Bild 5.22 sind die Summen der jeweiligen vier Pfahlkopfkräfte, in Bild 5.23 die Mittelwerte der Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstände einschließlich deren Summe je Versuch aufgetragen.

- Zusatzsetzungen durch den nachträglichen Pfahleinbau entstehen kaum (siehe Bild 5.22). Das verwendete Einbauverfahren ist somit bezüglich der Setzungen nahezu störungsfrei.

- Der Pfahlplatten-Koeffizient $\alpha_{KPP} = \frac{\sum F_{pf,i}}{F_z}$ erreicht nach Herstellung der Pfähle und Laststeigerung ab etwa 10 mm Zusatzsetzungen Werte zwischen 7 bis 10%.

- Im Versuch V3 mit längeren Pfählen dominiert der Pfahlmantelwiderstand gegenüber dem Fußwiderstand. Im Versuch mit den kürzeren Pfählen (V4) besteht hingegen eine umgekehrte Beziehung. Diese Relationen hätten sich vermutlich auch dann ergeben, wenn in den Versuchen gleiche Lagerungsdichten existiert hätten.

- In dem Versuch mit längeren Pfählen (V3) bleibt bereits nach relativ geringen Setzungen der Pfahlmantelwiderstand unverändert (siehe Bild 5.23). Auch der Kräftefluss in Bild 5.24 zeigt, dass ab ca. Δu_z = 25 mm die zusätzlichen Pfahlkräfte ausschließlich durch den Pfahlfußwiderstand aufgenommen werden.

- Die mittleren Mantelreibungswerte betragen:
  Versuch V3, $\Delta u_z \geq 25$ mm, $l = 1{,}2$ m: $q_s = 54{,}2$ kPa
  Versuch V4, $\Delta u_z \geq 30$ mm, $l = 0{,}8$ m: $q_s = 28{,}2$ kPa.
  Nach DIN 1054: 2003-1 ergibt sich bei größeren Überlagerungsdrücken ein Grenzwert $q_s \approx 80$ kPa.

- Im Versuch V4 ist auch bei größeren Setzungen der unterfangenen Fundamentplatte noch kein Grenzmantelwiderstand erreicht (siehe Bild 5.23).

- Der Widerstand der Pfähle $l = 1{,}2$ m (V3) ist auch unter Würdigung der etwas größeren Lagerungsdichte nennenswert größer als derjenige der Pfähle $l = 0{,}8$ m (V4). Wie zu erwarten, ist der Fußwiderstand der längeren Pfähle geringer als derjenige der kürzeren Pfähle.

5.4 Nachrechnung der Modellversuche

Die Modellversuche wurden mit dem FE-Programm NONSAP nachgerechnet. Die Fundamentplatte (Versuch V1) sowie die Fundamentplatte mit nachträglich hergestellten Pfählen (Versuch V3, Pfahllänge $l = 1{,}2$ m sowie Versuch V4, $l = 0{,}8$ m) sind numerisch simuliert und berechnet.

Das hier verwendete numerische 3D-Modell sowie die FE-Netze wurden bereits in Kapital 4 beschrieben. Für die Fundamentplatte und die Pfähle sind folgende Stoffmodelle angesetzt (siehe Tab. 5.2):

Tabelle 5.2: Stoffmodell für die Fundamentplatte und die Pfähle

	Material	Stoffmodell
Fundamentplatte	Beton C20/25	Linear elastisch
Pfähle im erhärteten Zustand	Beton C12/15	Linear elastisch
Pfähle Während der Erhärtung		Reduzierung der Steifigkeiten des Sands im Bereich des späteren Pfahles während der Einbauphase

Das verwendete Stoffmodell für Sand ist detailliert in Kapital 4 dargestellt. Die von Meißner & Wibel (1974) herangezogenen Parameterwerte (siehe Tabelle 4.1) wurden an einem „Karlsruher Mittelsand“ ermittelt. In den hier betrachteten Modellversuchen wurde ein ähnlicher Mittelsand verwendet, der jedoch aus Friedelsheim stammt. Die Korngrößenverteilungen sowie Indexparameter beider Sande sind in Bild 5.3 zusammengestellt.

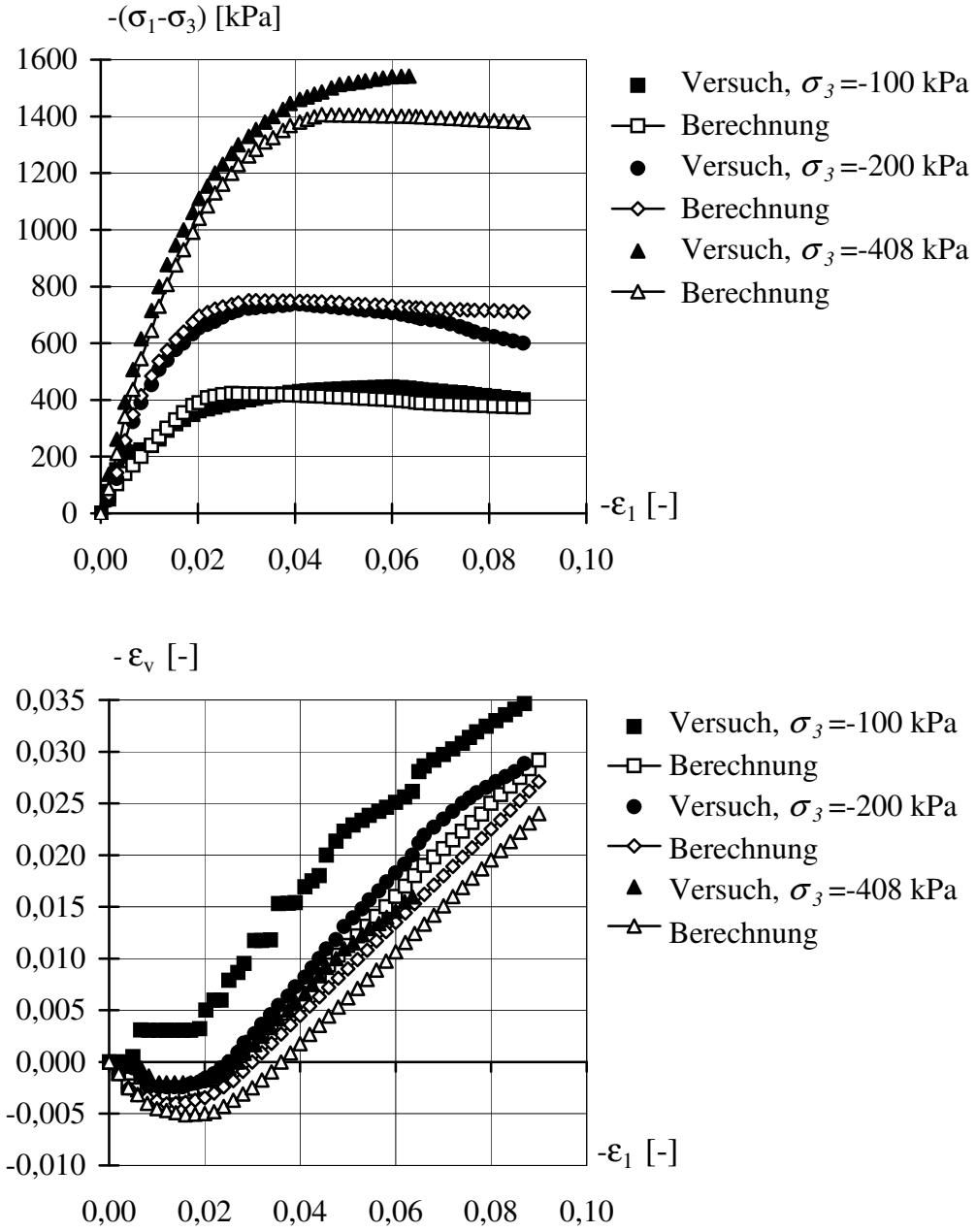


Bild 5.26: Triaxialversuch und numerische Simulation, Arbeits- und Volumenänderungskurven des dicht gelagerten Friedelsheimer Sands mit konstanten Seitenspannungen σ_3 = -100, -200 und -408 kPa

Die in Abschnitt 5.1 aufgeführten Triaxialversuche für Friedelsheime Sand sind nachfolgend mit dem elasto-plastischen Stoffgesetz einschließlich Parameterwerten des „Karlsruher“ Mittelsands numerisch simuliert. Dabei bleibt der Seitendruck konstant und beträgt σ_2 = -100, -200 und -408 kPa. Als Anfangporenzahl ist e_0 = 0,68 gewählt.

Im Bild 5.26 sind Rechen- und Versuchsergebnisse einander gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, dass die für den „Karlsruher“ Mittelsand hergeleiteten Parameterwerte auch für den Friedelsheimer Sand mit guter Näherung verwendet werden können.

5.4.1 Simulation, Versuch V1 - Fundamentplatte

Die Fundamentplatte des Versuches V1 ist numerisch simuliert. Im 3D-Modell sind verwendet:

- Anfangsporenzahl e_0 = 0,68
- Es besteht kinematische Kontinuität zwischen Fundamentplatte und Sand
- Doppelte Symmetrie
- Lastgeschichte: Be- und Entlastung

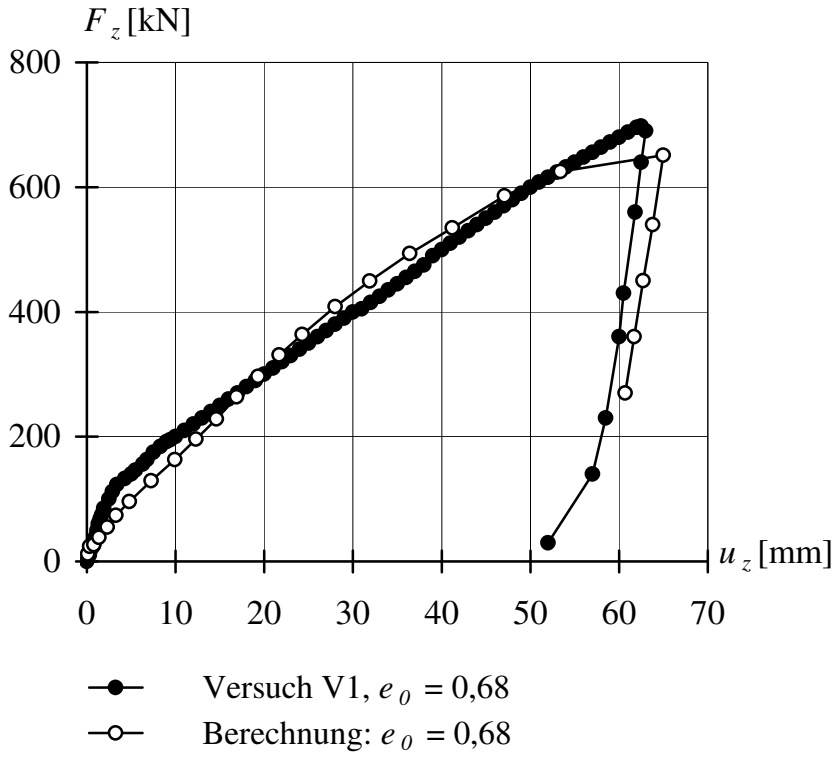


Bild 5.27: Fundamentplatte, Versuchsergebnisse und numerische Ergebnisse

Bild 5.27 zeigt das Last-Setzungsverhalten des Fundamentversuchs V1, bei dem ab Fundamentsohle eine Porenzahl e_0 = 0,68 gegeben war sowie die numerischen Ergebnisse. Beide Ergebnisse stimmen gut überein.

5.4.2 Simulation, Versuch V3 – Fundamentplatte mit nachträglich hergestellten Pfählen, l = 1,2 m

Experimentelle sowie numerische Ergebnisse der Fundamentplatte mit nachträglich hergestellten Pfählen (l = 1,2 m) sind im Bild 5.29 dargestellt. Im 3D-Modell sind verwendet:

- Anfangsporenzahl e_0 = 0,64
- Es besteht kinematische Kontinuität zwischen Fundamentplatte und Sand
- Doppelte Symmetrie
- Lastgeschichte: Belastung bis Vorlast $F_{z,v}$, Pfahleinbau, Erhöhen der Last F_z

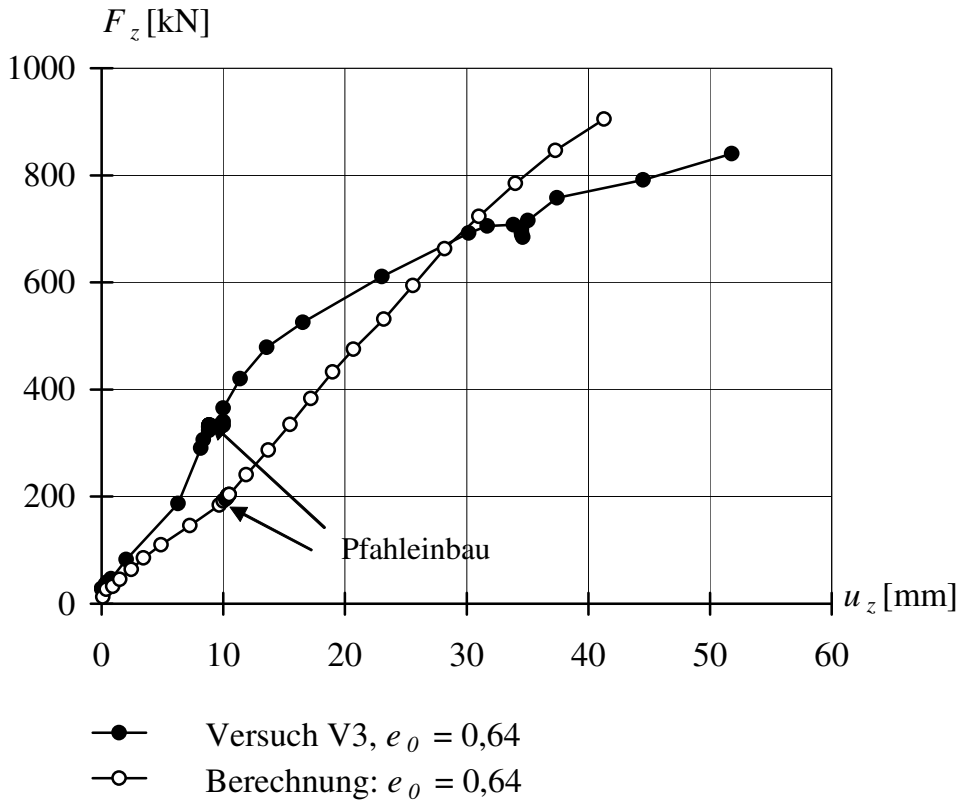


Bild 5.28: Versuchsergebnisse (V3) und numerische Ergebnisse

Der Vergleich in Bild 5.28 zeigt, dass die Ergebnisse des numerischen Modells das Last-Setzungsverhalten des Versuches V3 nur näherungsweise beschreiben. Eine Ursache dafür ist, dass bei großen Einwirkungen Durchbiegungen der Fundamentplatte

auftraten, die aber nicht gemessen wurden und daher noch in den Verschiebungswerten enthalten sind.

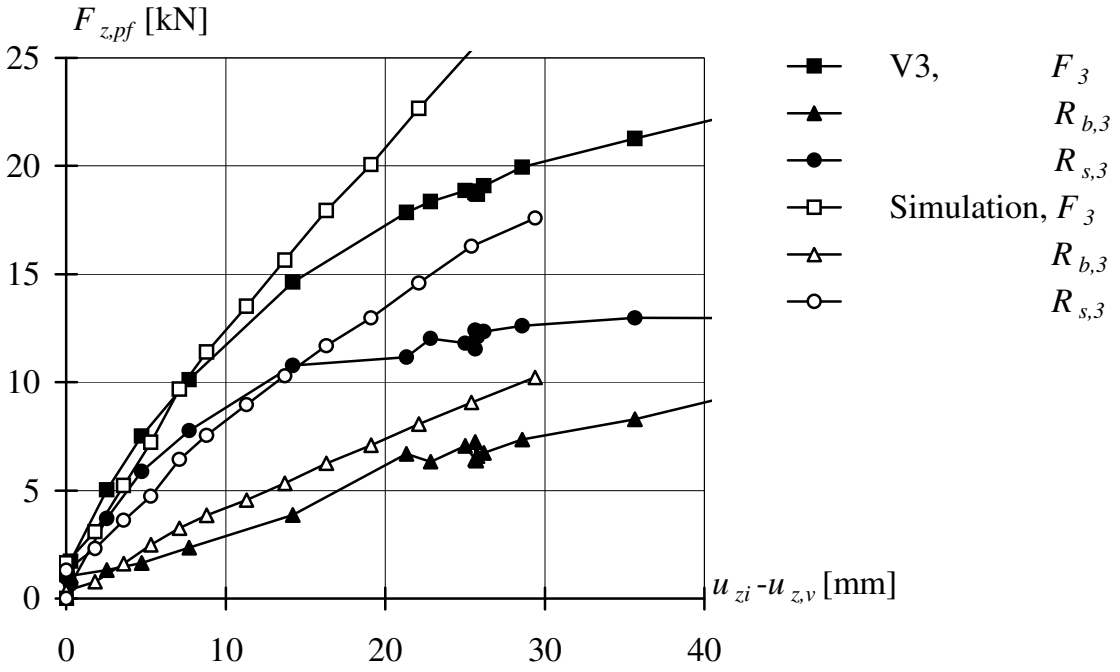


Bild 5.29: Versuch V3 und numerische Berechnungen, Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte ab Vorlast

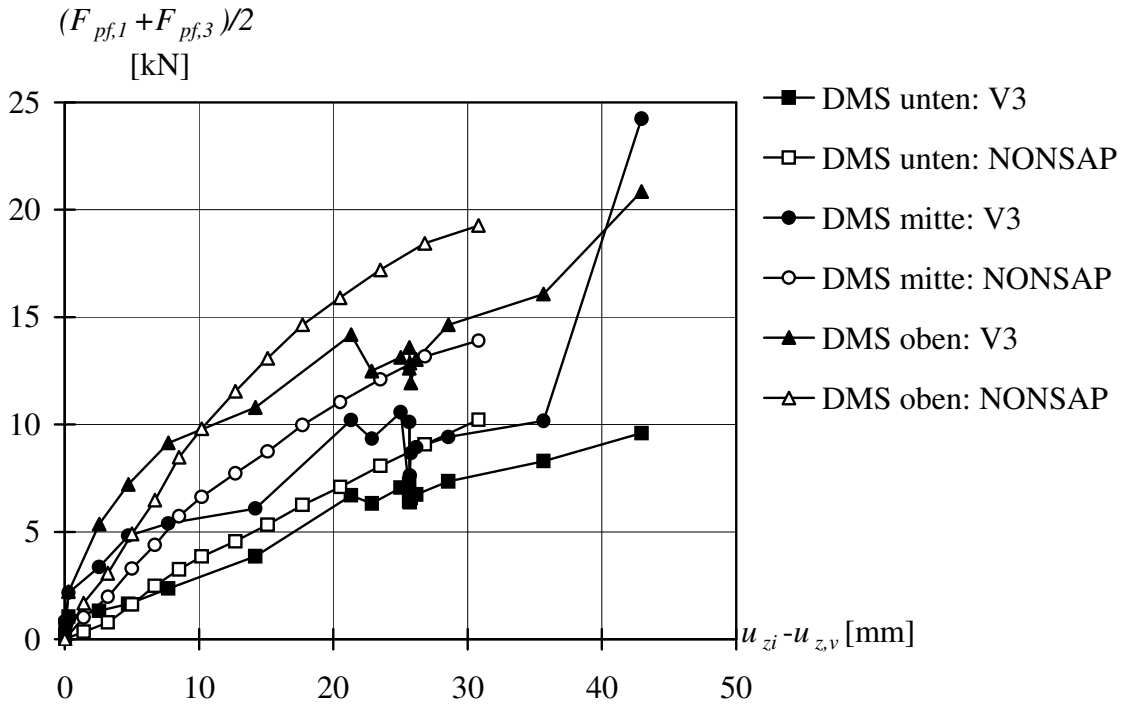


Bild 5.30: Versuch V3 und numerische Simulation, Verteilung der Mittelwerte der Kräfte für die Pfähle 1 und 3

Bild 5.29 zeigt einen Vergleich der Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte ab Vorlast sowohl aus Versuch V3 als auch aus der numerischen Simulation. Die Pfahlfußwiderstände aus Versuch V3 stimmen mit denen aus der numerischen Simulation gut überein. Die Pfahlmantelwiderstände beim Versuch V3 nehmen hingegen bis ca. Δu_z = 14 mm zu und bleiben dann etwa konstant. Der Grenzmantelwiderstand ist zwar auch im Versuch V3 erreicht, aber erst nach nennenswert größeren Verschiebungen als im Bild 5.30 dargestellt.

Im Bild 5.30 ist der experimentell sowie numerisch ermittelte mittlere Kräftefluss in den Pfählen des Versuches V3 dargestellt. In der numerischen Berechnung ist der Kräftefluss des Einzelpfahles gleich dem Mittelwert. Der Mittelwert des Versuches V3 ist aus den Kräfteflüssen der Pfähle 1 und 3 ermittelt. Insgesamt ergibt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung beider Ergebnisse.

5.4.3 Simulation, Versuch V4 – Fundamentplatte mit nachträglich hergestellten Pfählen, l = 0,8 m

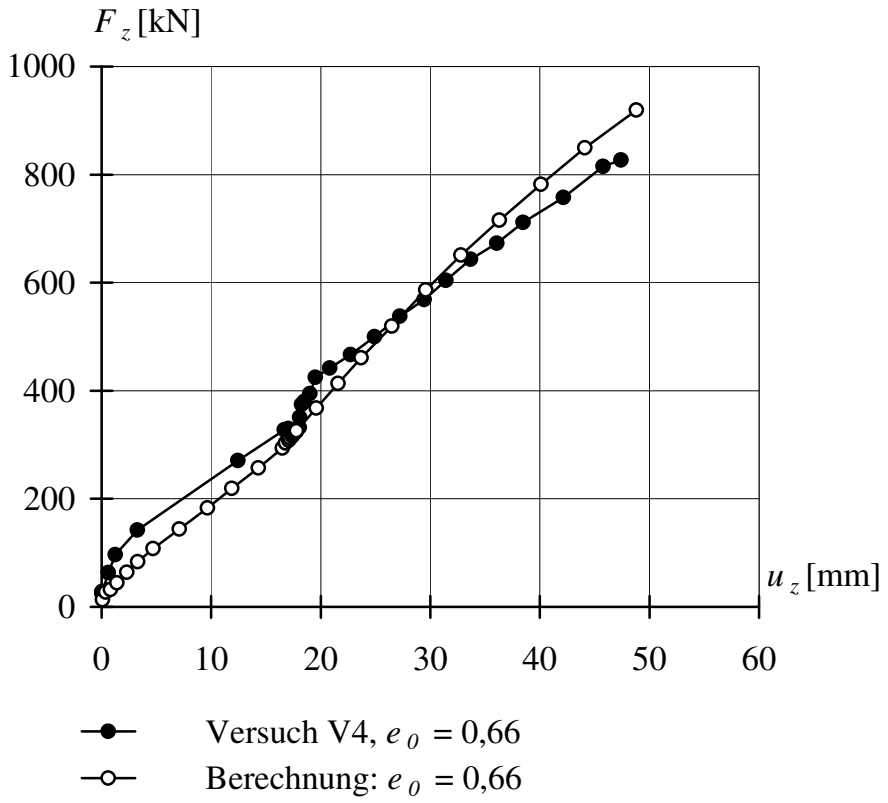


Bild 5.31: Versuchsergebnisse (V4) und numerische Nachrechnungen

Wie für den Versuch V3 ist auch für V4, Pfähle l = 0,8 m, das Randwertproblem numerisch nachgerechnet. Für das 3D-Modell sind gewählt:

- Anfangsporenzahl $e_0 = 0{,}66$
- Es besteht eine kinematische Kontinuität zwischen Fundamentplatte und Sand
- Doppelte Symmetrie
- Lastgeschichte: Belastung bis Vorlast $F_{z,v}$, Pfahleinbau, Erhöhen der Last F_z

Im Bild 5.31 sind die Last-Setzungskurven aus dem Versuch V4 sowie aus der numerischen Nachrechnung aufgetragen. Bei Versuch V4 stimmen die Ergebnisse des Versuches und der numerischen Berechnung weitgehend überein.

Die Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte sowie des Kraftflusses in den Pfählen sind in den Bildern 5.32 bzw. 5.33 dargestellt. Für die Versuche wurden die Werte der Pfähle 2 und 4 gemittelt. Die beiden Pfahlkopfkräfte stimmen gut überein, die Pfahlmantelwiderstände weisen hingegen signifikante Unterschiede auf. Beim Versuch V4 entstehen bis etwa Δu_z = 30 mm Relativverschiebungen zwischen den Pfählen und dem umgebenden Sand. Ab $\Delta u_z \approx$ 30 mm sind die Boden- und Pfahlverschiebungen etwa einheitlich, es besteht die Tendenz zur Blockverschiebung.

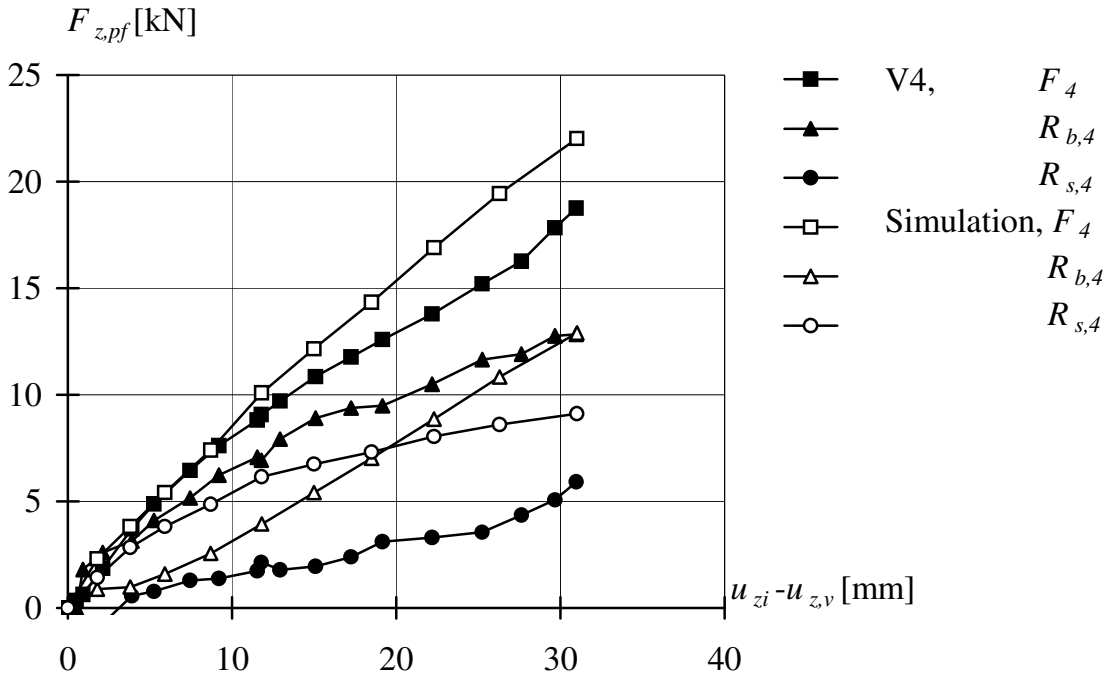


Bild 5.32 Versuch V4 und numerische Berechnung, Mittelwerte der Pfahlkopfkräfte ab Vorlast

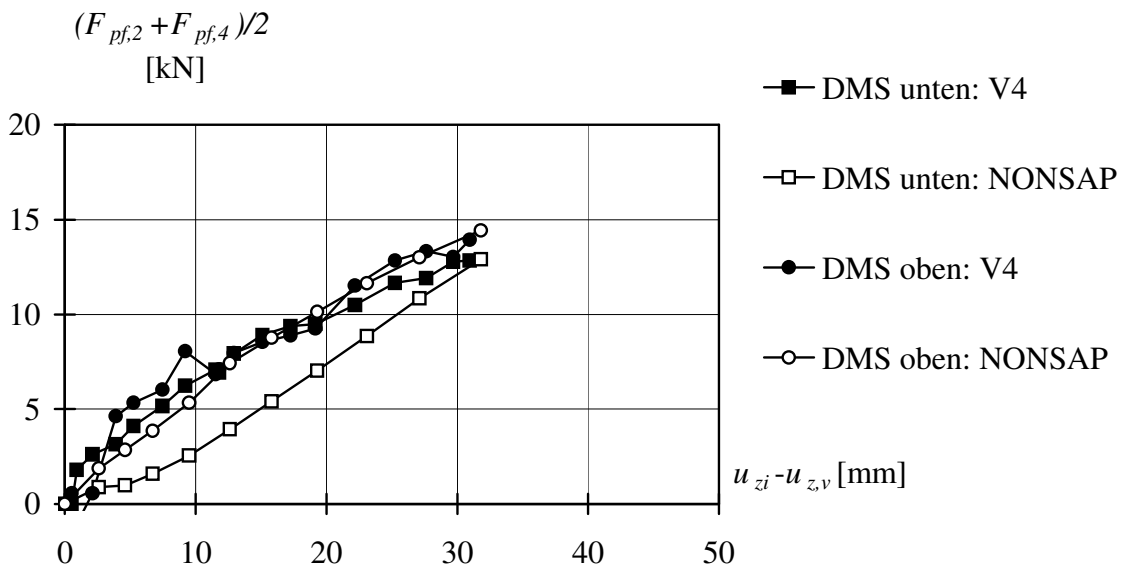


Bild 5.33: Versuch V4 und numerische Ergebnisse, aus den Kräften der Pfähle 2 und 4 ermittelte Mittelwerte

5.4.4 Diskussion der Ergebnisse

Als Ergebnisse der numerischen Nachrechnungen sind festzuhalten:

- Sowohl für die Fundamentplatte als auch für die durch die Pfähle nachträglich unterfangene Fundamentplatte stimmen die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen nur teilweise gut überein.

- Aus den Herstellungseinflüssen der Pfähle (flüssiger Beton) resultieren kaum rechnerische Zusatzverschiebungen $\Delta u_{z,pl}$.

- Die numerisch berechneten Pfahlwiderstände sind etwas größer als die experimentellen Widerstände. Für kleinere Δu_z-Werte sind die rechnerischen Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} daher größer als in den Experimenten.

- Als ein Versuchsergebnis ist erhalten, dass im Versuch V3 mit längeren Pfählen der Pfahlmantelwiderstand gegenüber dem Fußwiderstand dominiert und im Versuch V4 mit den kürzeren Pfählen hingegen eine umgekehrte Tendenz besteht. Dieses Verhalten ist durch die numerischen Berechnungen nicht bestätigt.

Als Fazit der Nachrechnung von Versuchsergebnissen kann festgehalten werden, dass das numerische 3D-Modell das Tragverhalten der hier betrachteten unterfangenen Fundamentplatte so weit zutreffend beschreibt, dass es für Parameterstudien geeignet ist.

6 Numerische Berechnungen

6.1 Gesamttragverhalten

Es sind sowohl eine durch Pfähle unterfangene Fundamentplatte als auch zum Vergleich eine Fundamentplatte numerisch untersucht.

Die gewählte, quadratische Fundamentplatte hat die Abmessungen b_x / b_y / d = 4 / 4 / 1 m. Die Fundamentplatte bindet in den tragfähigen Sanduntergrund ein. Es besteht eine zentrische und lotrechte Einwirkung F_z. Wegen der Doppelsymmetrie kann das Randwertproblem auf einen Quadranten reduziert werden.

Die Last-Setzungskurve der Fundamentplatte ist im Bild 6.1 aufgetragen. Es ist in Widerständen aus Sohldruckwiderstand unter Fundamentsohle und Reibungswiderstand entlang der Fundamentplattenränder unterschieden. Bei einer Fundamentsetzung u_z = 3 cm sind ca. 8% der einwirkenden Last F_z über den Fundamentplattenrand und ca. 92% über die Fundamentsohle in den Boden abgetragen.

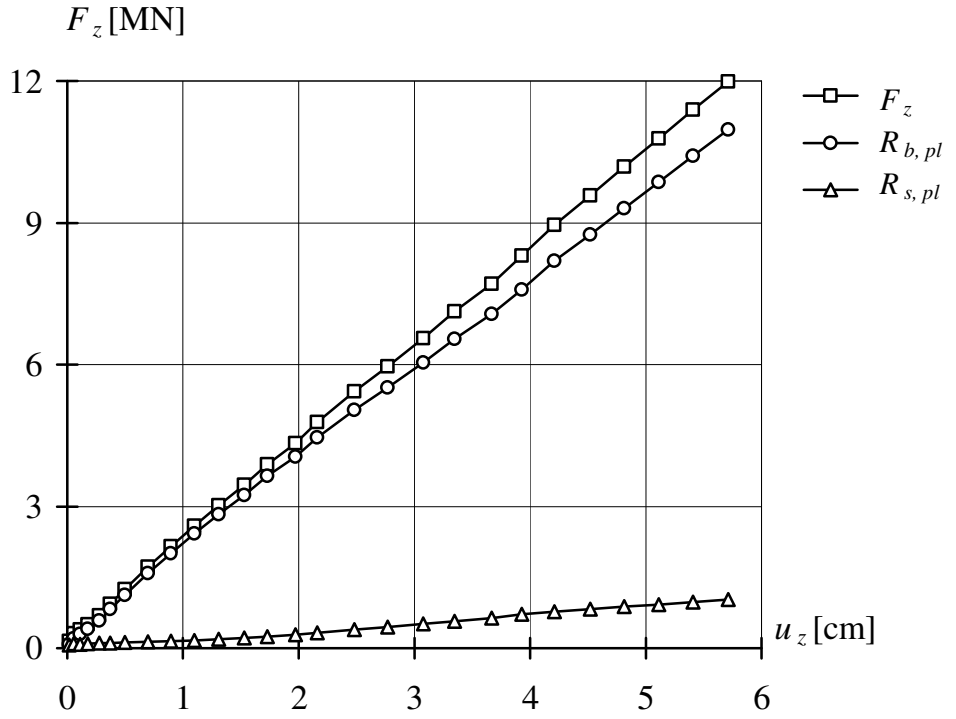


Bild 6.1: Last-Setzungsverhalten der Fundamentplatte (b_x / b_y / d = 4 / 4 / 1 m), e_0 = 0,6, p_0 = 0, γ = 16,5 kN/m^3

Für die unterfangene Fundamentplatte besteht gleichfalls eine Doppelsymmetrie. Ein Quadrant enthält die Fundamentplatte und einen Pfahl. Der Pfahl wird erst bei einer aufgetretenen Fundamentsetzung $u_{z,v}$ hergestellt.

Eine Fundamentsetzung $u_{z,v}$ = 0 bedeutet, dass der Pfahl gleichzeitig mit dem Fundament hergestellt wird.

Das Tragverhalten einer unterfangenen Fundamentplatte mit $u_{z,v}$ = 0 ist im Bild 6.2 dargestellt. Es ist zwischen Reibungs- und Sohldruckwiderstand bei der Fundamentplatte sowie Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstände bei den Pfählen unterschieden. Bei einer Gesamtsetzung von u_z = 3 cm sind 6,5% der Einwirkungen durch den Fundamentplattenrand und 48,4% durch die Fundamentsohle sowie 38,6% durch den Pfahlmantel- und 6,5% durch den Pfahlfußwiderstand aufgenommen.

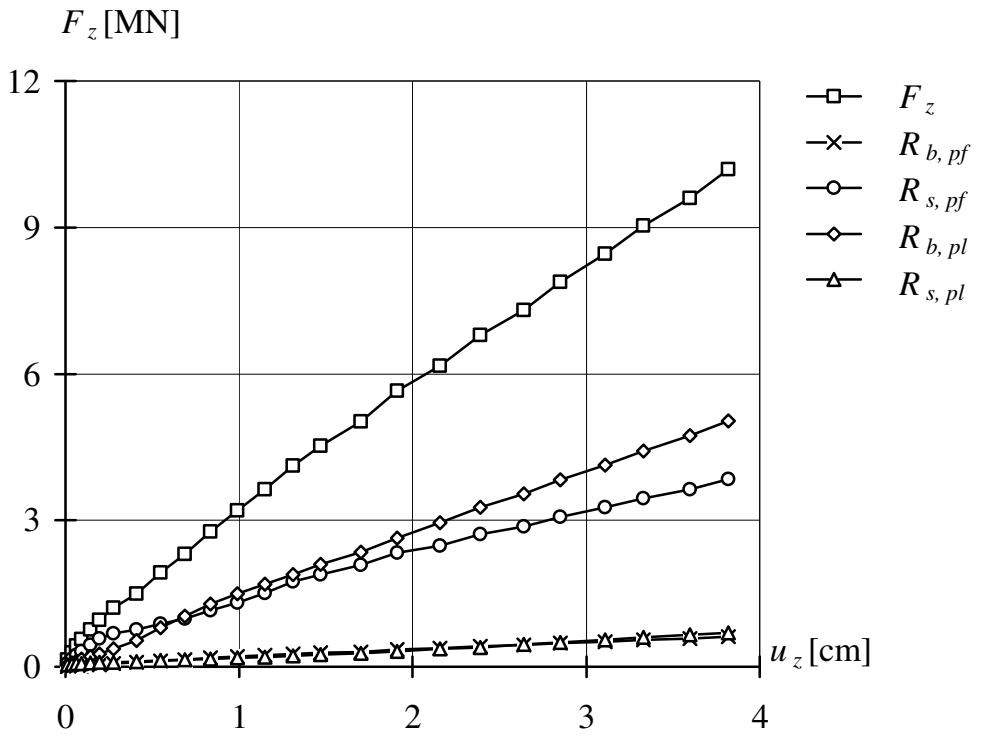


Bild 6.2: Last-Setzungsverlauf der unterfangenen Fundamentplatte,
$b_x = b_y$ = 4 m, d = 1 m, D = 0,3 m, l = 6 m,
e_0 = 0,6, p_0 = 0, γ= 16,5 kN/m^3, $u_{z,v}$ = 0

Ein Vergleich des Tragverhaltens der unterfangenen Fundamentplatte und der Fundamentplatte ist in Bild 6.3 dargestellt. Werden gleiche Setzungen zugelassen, kann die unterfangene Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte um ca. 33% (bei u_z = 1 cm) bzw. 25% (bei u_z = 4 cm) höher beansprucht werden.

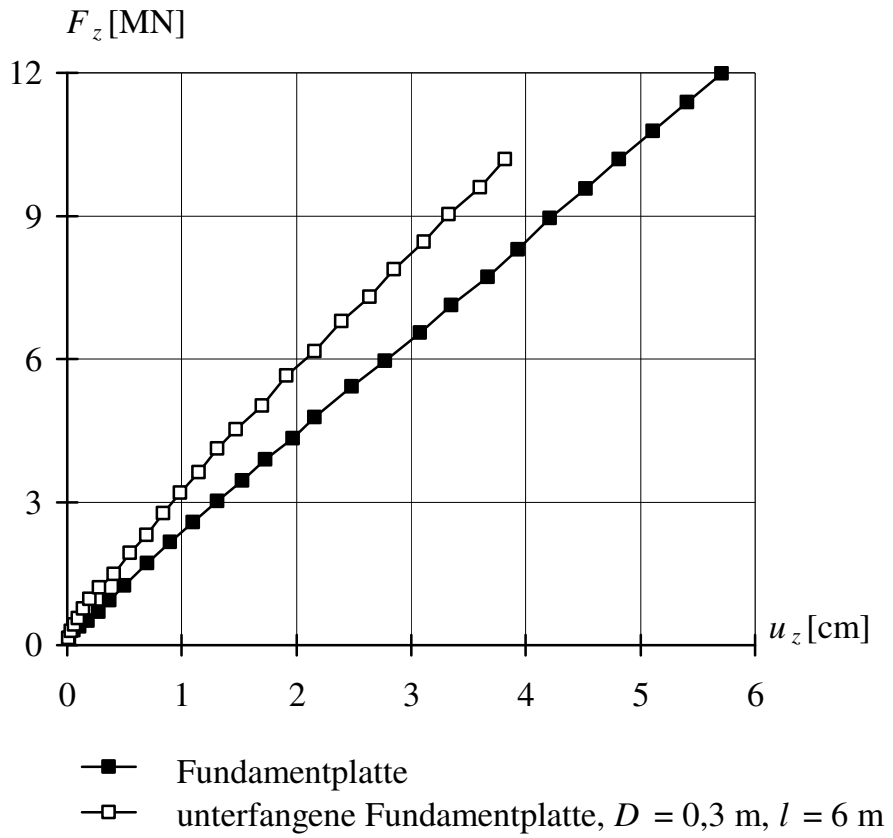


Bild 6.3: Last-Setzungsverhalten der unterfangenen Fundamentplatte und der Fundamentplatte, $e_0 = 0{,}6$, $p_0 = 0$, $\gamma = 16{,}5$ kN/m^3, $u_{z,v} = 0$

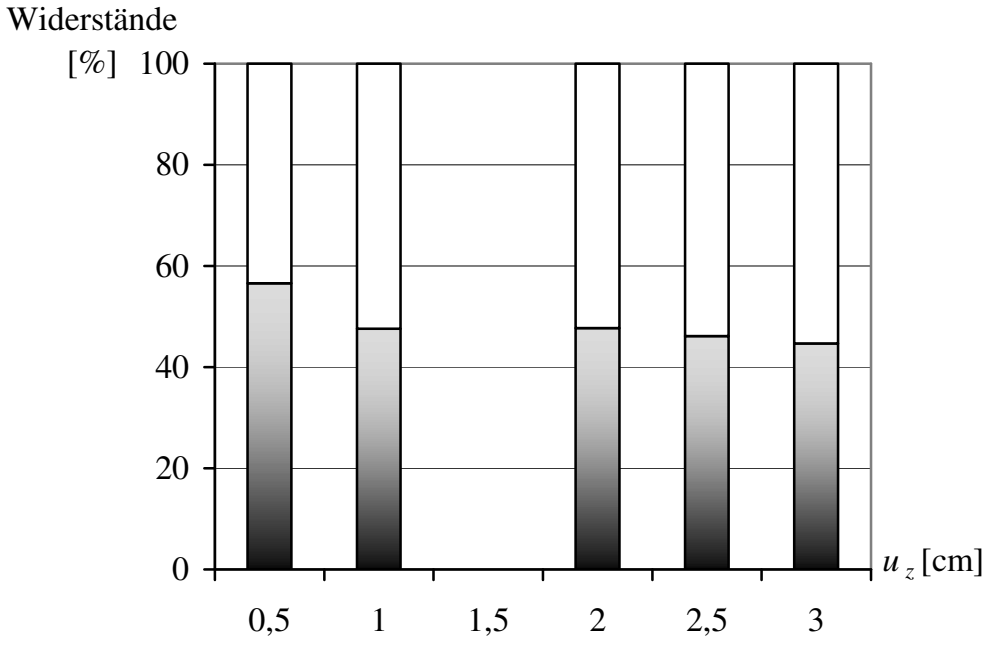
6.2 Aufteilung der Einwirkung auf die Fundamentplatte und die Pfähle

Bei der unterfangenen Fundamentplatte werden die Lasten des Bauwerks teils über die Fundamentplatte und teils über die Pfähle in den Baugrund abgetragen. Die Aufteilungen der Widerstände Fundamentplatte und Pfähle ist für zwei Pfahllängen in den Bildern 6.4a und 6.4b dargestellt. Die Pfähle sind gleichzeitig mit der Fundamentplatte ($u_{z,v} = 0$) hergestellt.

Für das gleiche Modell der unterfangenen Fundamentplatte aber 8 m langen Pfählen sind die Ergebnisse im Bild 6.4b dargestellt.

Einheitlich ist festzustellen, dass bei geringen Setzungen die Pfähle einen größeren Lastanteil aufnehmen als bei größeren Setzungen. Bei einer Gesamtsetzung $u_z = 2$ cm werden 47% (l = 6 m) bzw. 56% (l = 8 m) der Einwirkungen durch die Pfähle in den Untergrund abgetragen.

a)



b)

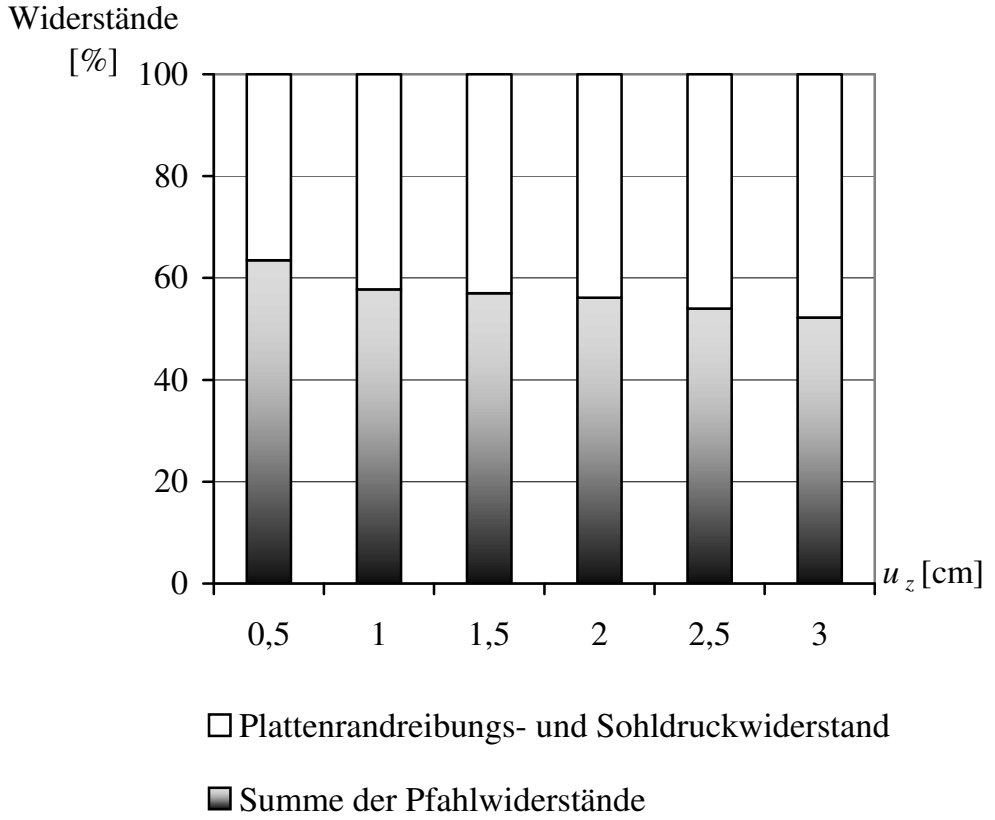


Bild 6.4: Aufteilung der Widerstände Fundamentplatte und Pfähle, $e_0 = 0{,}6$, $p_0 = 0$, $u_{z,v} = 0$,
Pfahl: $D = 0{,}3$ m, a) $l = 6$ m, b) $l = 8$ m

Das Verhältnis

$$\alpha_{KPP} = \frac{Summe\ der\ Pfahlwiderstände\ alle\ Pfähle\ der\ kombinierten\ Pfahlplattengründung}{Gesamtwiderstand\ der\ kombinierten\ Pfahlplattengründung}$$

heißt Pfahlplatten-Koeffizient. Ursache für die Abnahme von α_{KPP} mit zunehmender Setzung ist vor allem die zunehmende Plastifizierung im Nahbereich der Pfähle.

6.3 Auswirkungen von Interface-Elementen

In den folgenden zwei Modellen ist der Einfluss von Interface-Elementen auf das Last-Setzungsverhalten untersucht. Für die Modelle gilt:

- Ein Quadrant einer Fundamentplatte ($b_x = b_y = 4$ m und $d = 1$ m)
- Ein Quadrant einer Fundamentplatte wie oben und ein Pfahl mit einem Durchmesser $D = 0{,}3$ m und einer Einbindelänge von $l = 6$ m. Die Fundamentplatte und der Pfahl sind gleichzeitig hergestellt ($u_{z,v} = 0$).

Als Kriterium, ob Interface-Elemente in den numerischen Berechnungen wirksam werden, wird der Materialparameter A der Fließfunktion gewählt (vgl. 4.4.2.4). Im aktuellen Rechenschritt erfüllt der Materialparameter A, der die Aufweitung der Fließfläche beschreibt, für das elasto-plastische Stoffmodell des Sandes die Fließbedingung. Es gilt:

$$A_{vorh} = \frac{II_s^{1/2}}{I_\sigma \cdot (1 - B\frac{III_s}{II_s^{3/2}})^{-m}} \ .$$

Der mit Ergebnissen von triaxialen Extensions- und Kompressionsversuchen ermittelte Parameter A für den Peakzustand berechnet sich zu:

$$A_p = \frac{-2 \cdot 10^{-4} \cdot I_a^{1/2} \cdot \xi \cdot a_1^2}{a_1 \cdot \xi + 1} \ .$$

Dabei ist ξ der $II_{ep}^{1/2}$-Wert des Peakzustandes. Dieser Wert ξ ist abhängig von der Spannungssumme I_σ und der Anfangsporenzahl e_0.

In den numerischen Berechnungen wird der Materialparameter A_p für den Peakzustand mit dem aktuellen rechnerischen Wert A_{vorh} verglichen. Gilt $A_{vorh} \geq 0{,}98 \cdot A_p$, wird in den nachfolgenden Rechenschritten das Interface-Element aktiviert. Der Schubmodul G wird dann von G auf $G^* = 0{,}1 \cdot G$ reduziert.

Die berechneten Last-Setzungskurven der Fundamentplatte sind im Bild 6.5 dargestellt. Dabei sind die Interface-Elemente ausschließlich am Fundamentplattenrand berücksichtigt. Die durchgezogene Linie mit Kreis beschreibt das Tragverhalten der Fundamentplatte ohne Berücksichtigung der Interface-Elemente zwischen deren Seitenflächen und dem Boden. Das Tragverhalten der Fundamentplatte mit Berücksichtigung der Interface-Elemente zeigt die durchgezogene Linie mit Dreieck, während das Tragverhalten der Fundamentplatte mit Kontaktflächen durch die gestrichelte Linie dargestellt ist.

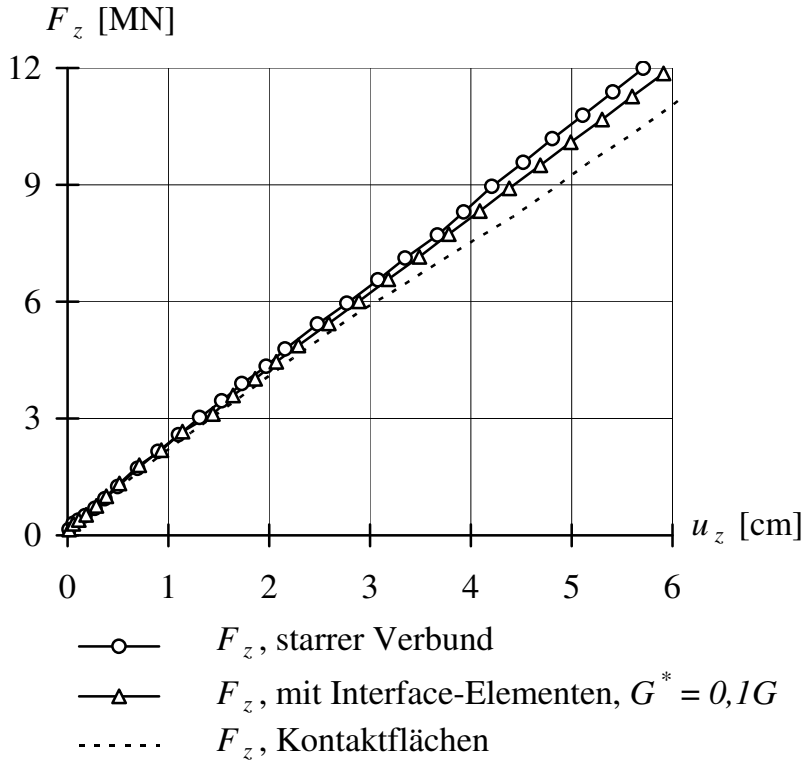
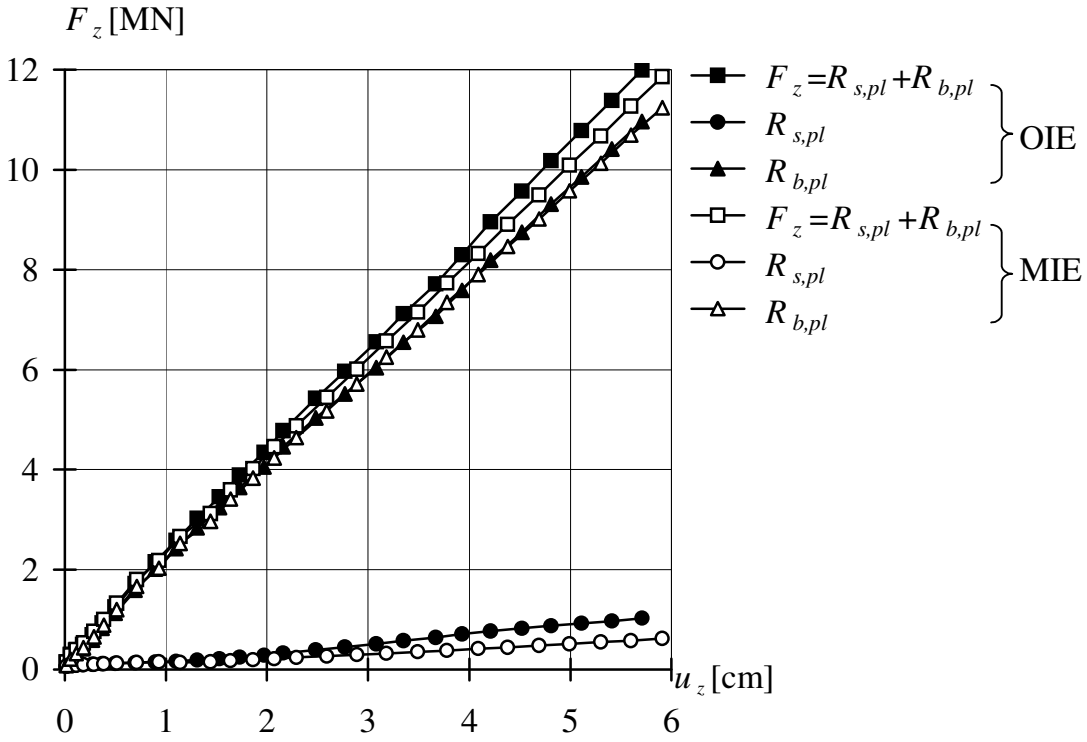


Bild 6.5: Last-Setzungskurven der Fundamentplatte durch verschiedene Modellierung der seitlichen Kontaktflächen der Fundamentplatte

Die Last-Setzungskurve der Berechnung mit Interface-Elementen liegt somit zwischen den beiden Modellierungen an den Fundamentseitenflächen: „starrer Verbund“ und „Kontaktflächen“.

Im Bild 6.6 sind die Gesamtlast F_z und die Plattenrandreibungs- sowie Sohldruckwiderstände R_i über der Fundamentsetzung u_z mit und ohne Berücksichtigung der Interface-Elemente aufgetragen. Unter der Fundamentsohle stellt sich demzufolge mit und ohne Interface-Elementen dieselbe Sohldruckwiderdstand-Setzungskurve ein, weil Interface-Elemente nur am Fundamentplattenrand angeordnet sind. Bei der Gesamtlast F_z beträgt der Unterschied zwischen mit und ohne Interface-Elemente hingegen ca. 7% bei einer Fundamentsetzung u_z = 5 cm.



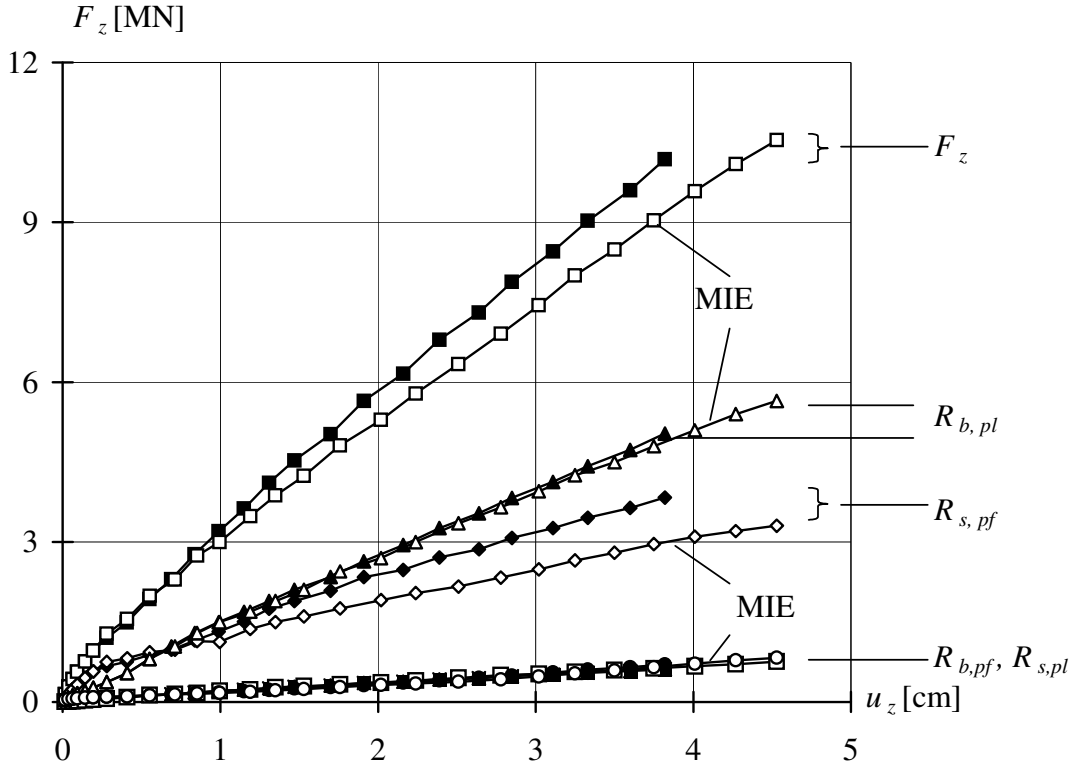
OIE: ohne Interface-Elemente
MIE: mit Interface-Elementen

Bild 6.6: Auswirkungen von Interface-Elementen auf das Tragverhalten der Fundamentplatte ($b_x = b_y$ = 4 m, d = 1 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0)

Durch Vergleichsberechnungen ist gleichfalls der Einfluss der Interface-Elemente auf das Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte untersucht (Bild 6.7). Dabei sind die Fundamentplatte und der Pfahl gleichzeitig hergestellt. Die Interface-Elemente sind an den Grenzflächen Plattenrand/Sand und Pfahlschaft/Sand angeordnet.

Wie zu erwarten, reduzieren sich die Pfahlmantelwiderstände für das Modell „mit Interface-Elementen“ signifikant. Als Folge vergrößern sich bei gleichen Einwirk-

ungen F_z die Setzungen der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber den Werten des Modells „ohne Interface-Elemente“.



MIE: mit Interface-Elementen

Bild 6.7: Auswirkungen von Interface-Elementen auf das Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte (D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0)

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Interface-Elemente für ausreichend zutreffende Ergebnisse notwendig sind. Im Vergleich mit Kontaktflächen sind Interface-Elemente numerisch nennenswert stabiler und für die hier relevanten Untersuchungen auch ausreichend.

6.4 Auswirkungen des Herstellungsprozesses der Pfähle

Statt des komplexen dreidimensionalen Randwertproblems wurden zunächst Voruntersuchungen an einer einfachen achsensymmetrischen unterfangenen Fundamentplatte durchgeführt.

Gewählt ist eine Kreisfundamentplatte (D_{pl} = 4 m, d = 2 m) und ein zentrisch angeordneter Pfahl (D = 1 m und l = 6 m). Bild 6.8 zeigt das gewählte Finite Elemente Netz im Nahbereich der Fundamentplatte und des Pfahles. Der Pfahl wird nach unterschiedlichen Beanspruchungen der Fundamentplatte hergestellt.

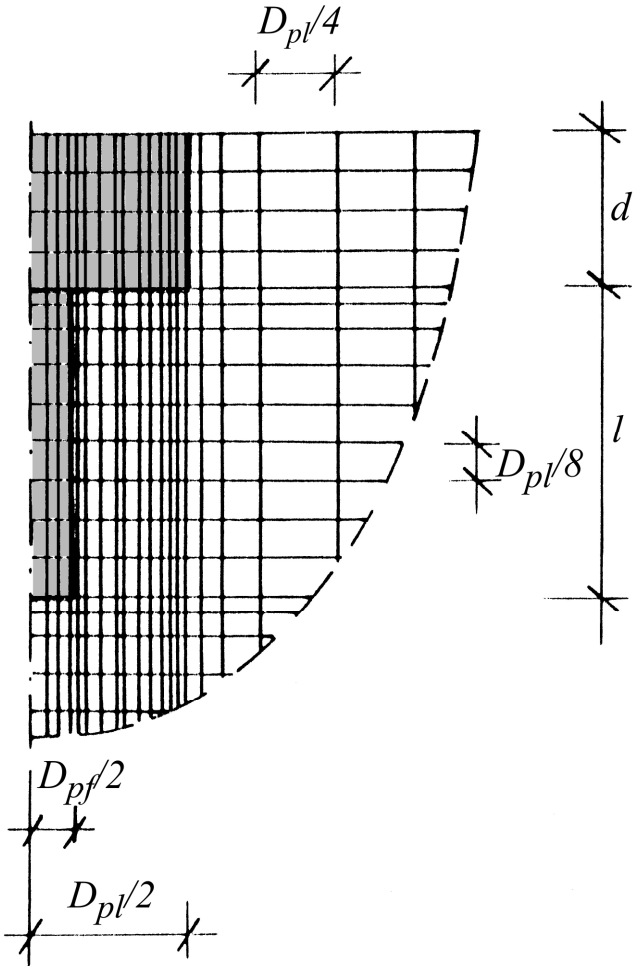


Bild 6.8: Finite-Element-Netz im Nahbereich der Fundamentplatte und des Pfahles

Im Bild 6.9 sind die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte sowie der unterfangenen Fundamentplatte mit/ohne Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse des Pfahles dargestellt. Der Pfahl ist bei einer bereits aufgetretenen Fundamentsetzung $u_{z,v}$ = 1,5 cm hergestellt.

Es zeigt sich, dass die Zusatzverschiebungen durch den Herstellungsprozess des Pfahles sich ca. 2 mm betragen.

Die Auswirkungen der Pfahlherstellung bei unterschiedlichen Fundamentsetzungen $u_{z,v}$ sind im Bild 6.10 dargestellt.

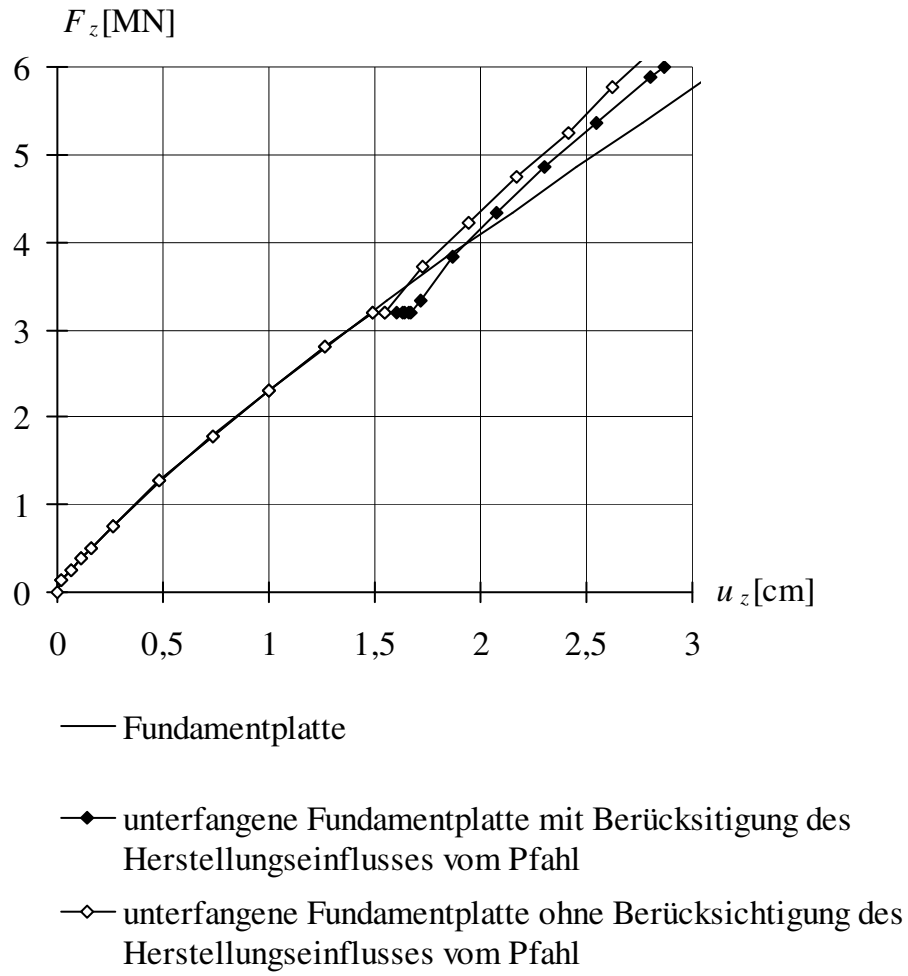


Bild 6.9: 2D-Berechnung: Zusatzsetzungen durch den Herstellungsprozess des Pfahles, $u_{z,v}$ = 1,5 cm

In allen Fällen ist nach den herstellungsbedingten Setzungen eine signifikante Verbesserung des Fundamenttragverhaltens durch den nachträglichen Pfahleinbau zu erkennen. Die Steigung der Last-Setzungskurve im Bild 6.10 für die unterfangene Fundamentplatte nach dem Pfahleinbau ist unabhängig von der Vorsetzung $u_{z,v}$ und weist einen konstanten Wert auf. Der Setzungsanteil $\Delta u_{z,pl}$ infolge Pfahleinbau hängt dagegen deutlich von $u_{z,v}$ und damit von der Vorlast $F_{z,v}$ ab: Je größer das Druckniveau unter der Fundamentplatte ist, desto größere Spannungsumlagerungen und damit einbaubedingte Setzungen $\Delta u_{z,pl}$ können sich einstellen. Die aus den Berechnungen, Bild 6.10, erhaltenen Werte sind in Tab. 6.1 zusammengestellt.

Tabelle 6.1: Setzung infolge Pfahleinbau $\Delta u_{z,pl}$ in Abhängigkeit der Setzung $u_{z,v}$ durch Vorlast

$u_{z,v}$ [cm]	0	0,5	1,0	1,5	2,0
$\Delta u_{z,pl}$ [cm]	0	0,03	0,09	0,17	0,17

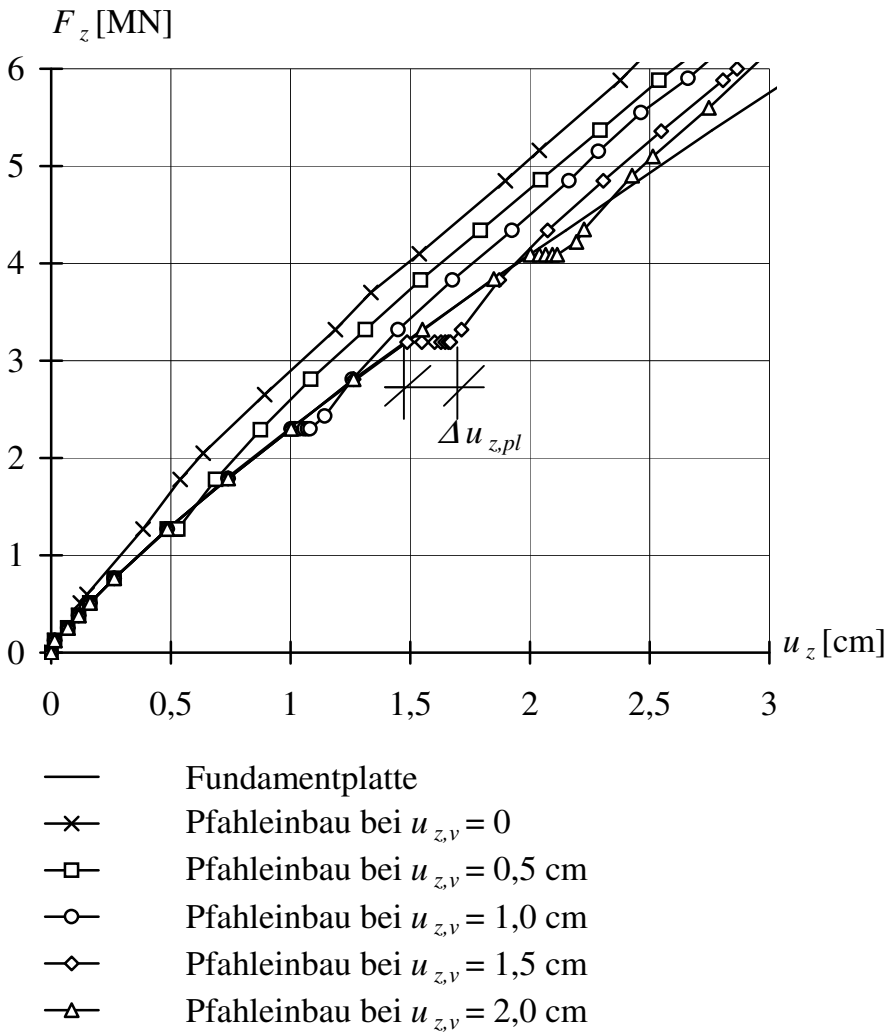


Bild 6.10: 2D-Berechnung: Zusatzsetzungen durch den Herstellungsprozess des Pfahles bei verschiedenen Fundamentsetzungen $u_{z,v}$

Die Ergebnisse aus 2D-Berechnungen zeigen, dass der Herstellungsprozess des Pfahles sehr gut numerisch simuliert werden kann. Diese Prozeduren für die Pfahlherstellung sind ebenfalls in das drei dimensionale FE-Programm NONSAP implementiert, das für die Durchführung der Parameterstudien des Randwertproblems verwendet wird.

In 3D-Berechnungen ist ein Quadrant der rechteckigen Fundamentplatte (b_x / b_y / d = 4 / 4 / 1 m) und ein Pfahl (D = 0,3 m und l = 6 m) gewählt. Der Pfahl ist erst nach einer aufgetretenen Fundamentsetzung von $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 / 1,5 / 2 cm hergestellt. Die Herstellungseinflüsse des Pfahles werden ermittelt.

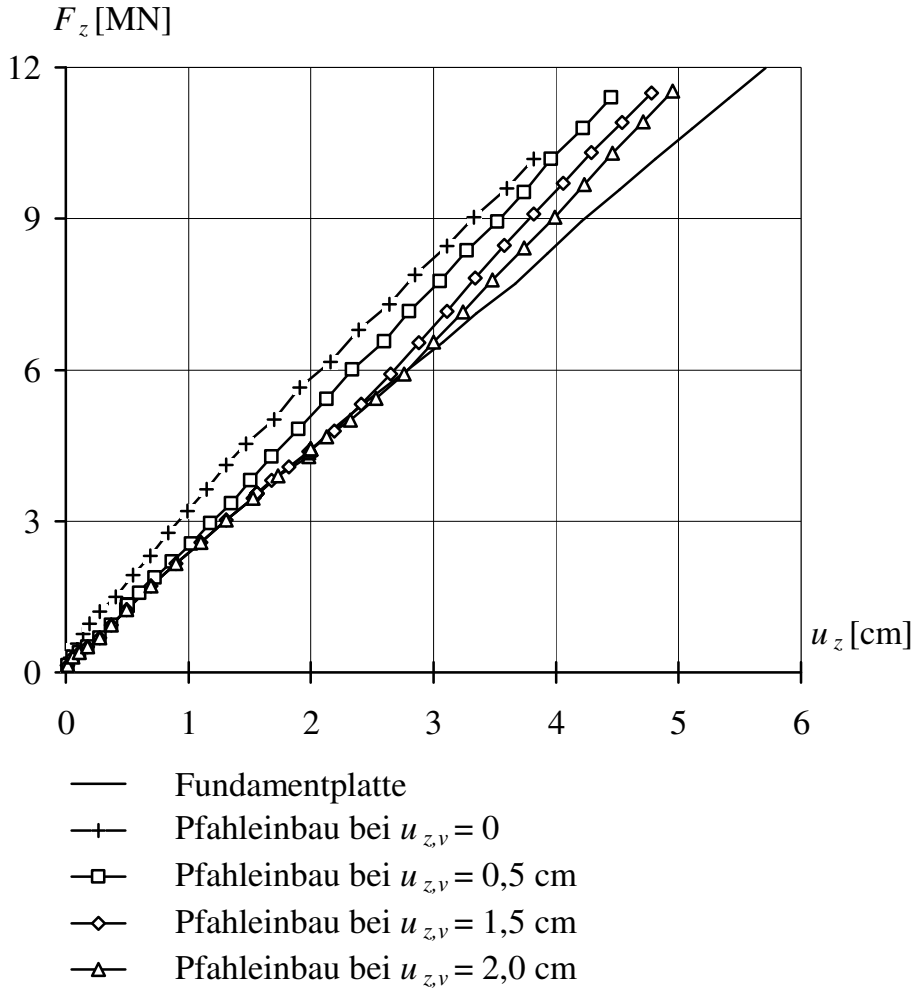


Bild 6.11: 3D-Berechnung der unterfangenen Fundamentplatte bei verschiedenen Fundamentsetzungen $u_{z,v}$

Im Bild 6.11 sind die Zusatzsetzungen aus Herstellungseinflüssen nicht zu erkennen. Die Phase der Pfahlherstellung bei einer Fundamentsetzung $u_{z,v}$ = 0,5 cm ist im Bild 6.12 nochmals vergrößert dargestellt. Es zeigt sich, dass durch die Pfahlherstellung nur sehr kleine Zusatzsetzungen entstehen.

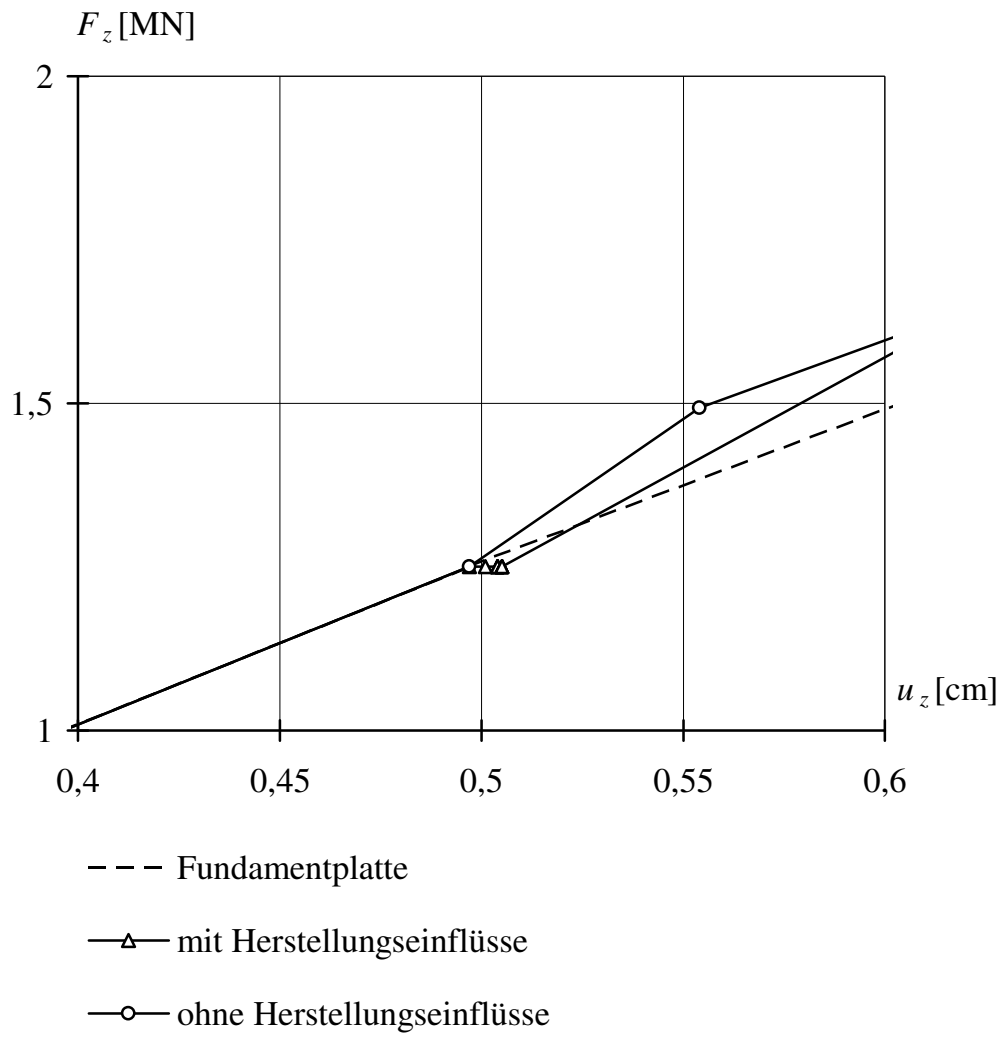


Bild 6.12: Vergrößerter Ausschnitt des Bildes 6.11 für $u_{z,v}$ = 0,5 cm

Die Ursache für das unterschiedliche Verhalten der Zusatzsetzungen $\Delta u_{z,pl}$ in 3D- und 2D-Berechnungen liegt daran, dass unterschiedliche Pfahldurchmesser in den 3D- und 2D-Berechnungen verwendet sind (vgl. Bildern 6.10 und 6.11).

7 Parameterstudien

In den Parameterstudien wird der Einfluss verschiedener Abmessungen wie der Pfahllänge, des Pfahldurchmessers oder auch der Bodenparameter wie z.B. der Porenzahl auf das Gesamttragverhalten der unterfangenen Fundamente numerisch untersucht.

Die Abmessungen der Fundamentplatte bzw. des Untergrundausschnittes sind wie folgt gewählt:

Fundamentplatte: $b_x = b_y = 4$ m, $d = 1$ m,

Untergrundausschnitt: $B_x = B_y = 20$ m, $H = l + 8$ m,

wobei l die Pfahllänge ist.

Die Anzahl der Pfähle ist mit $n = 4$ fest angenommen. Die Achsabstände der Pfähle in x- sowie y-Richtung betragen 2,8 m.

Für die Fundamentplatte und die Pfähle sind im Endzustand der Elastizitätsmodul und die Querdehnungszahl

$E_b = 30000$ Mpa, $\nu_b = 0{,}2$

verwendet.

Der Pfahldurchmesser D und die Pfahllänge l werden in dem Bereich

$0{,}2 \text{ m} \leq D \leq 0{,}4 \text{ m}$ und $4 \text{ m} \leq l \leq 8 \text{ m}$

variiert.

Die Anfangsporenanzahl des Bodens e_0 ist zwischen $e_0 = 0{,}6$ und 0,75 variiert. Dem entspricht die bezogene Lagerungsdichte zwischen $I_D = 0{,}92$ (dicht) und $I_D = 0{,}64$ (mitteldicht). Der Überlagerungsdruck ist zwischen $p_0 = 0$ und $p_0 = 200$ kPa gewählt.

Tabelle 7.1: Parameterstudien

Fallstudie	Pfahl-länge l [m]	Pfahl-durchmesser D [m]	Anfangs-porenzahl e_0 [-]	Überlagerungs-druck p_0 [kPa]
1	4/6/8	0,3	0,6	0
2	6	0,2/0,3/0,4	0,6	0
3	6	0,3	0,6/0,65/0,7/0,75	0
4	6	0,3	0,6	0/50/100/150/200

In den Studien sind jeweils bis auf einen Parameterwert, der variiert ist, die restlichen Parameterwerte konstant gehalten. In Tabelle 7.1 sind die verschiedenen Fallstudien zusammengestellt.

In jeder Fallstudie ist weiter die Auswirkung der Vorbeanspruchung der Fundamentplatte zum Zeitpunkt der Pfahlherstellung untersucht. Als bereits aufgetretene Fundamentsetzungen sind $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 cm sowie 1,5 cm gewählt. Dabei sind Herstellungseinflüsse der Pfähle berücksichtig.

In allen Berechnungen sind Interface-Elemente verwendet. Deren Auswirkungen auf das Last-Setzungsverhalten der Fundamentplatte und der unterfangenen Fundamentplatte wurde bereits untersucht (siehe Abschnitt 6.3), und ist hier nicht noch einmal diskutiert.

7.1 Fallstudie 1: Variation der Pfahllänge *l*

Der Einfluss unterschiedlicher Pfahllängen *l* auf das Last-Setzungsverhalten der unterfangenen Fundamentplatte wird untersucht. Drei Pfähle mit den Längen *l* = 4 m / 6 m / 8 m und dem Durchmesser *D* = 0,3 m sind bei Fundamentsetzungen $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 cm / 1,5 cm hergestellt. Die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte sowie der unterfangenen Fundamentplatte sind in den Bildern 7.1 bis 7.3 aufgetragen.

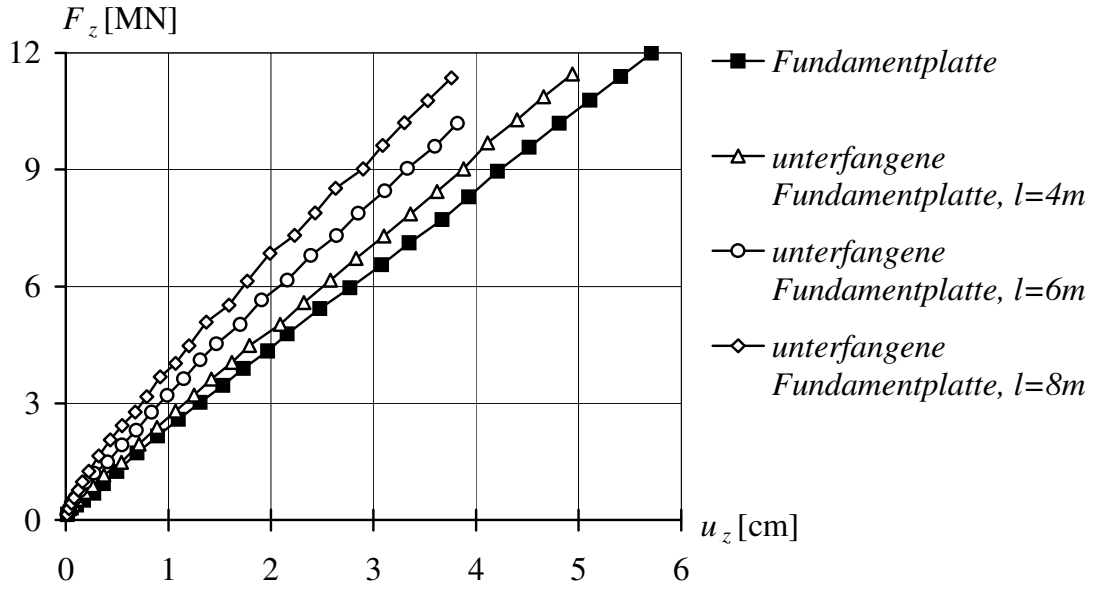


Bild 7.1: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Pfahllänge *l*, *D* = 0,3 m, p_0 = 0, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0

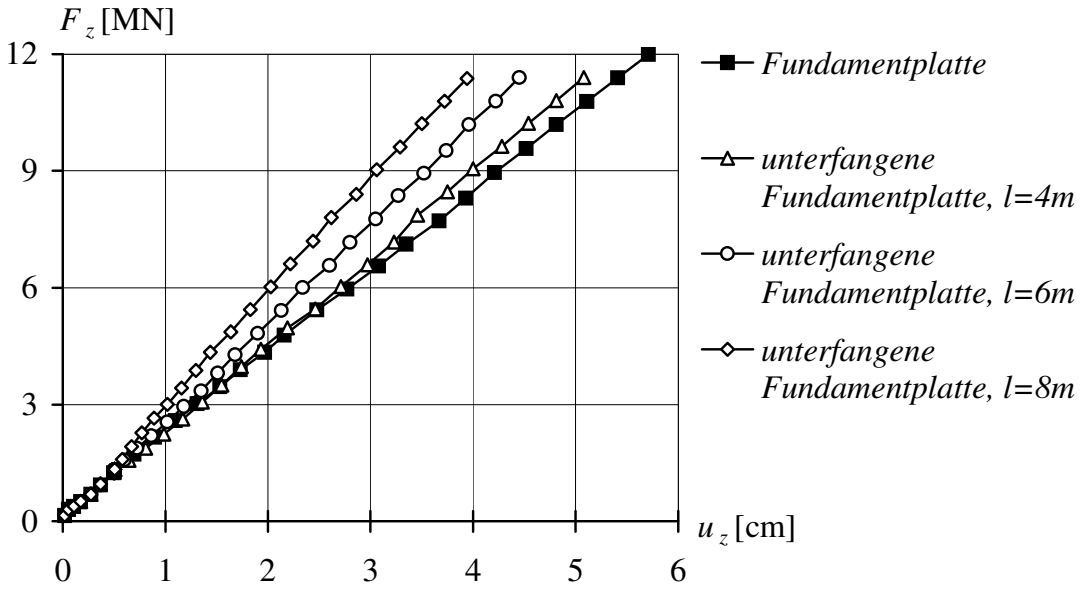


Bild 7.2: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Pfahllänge l, $D = 0{,}3$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 0{,}5$ cm

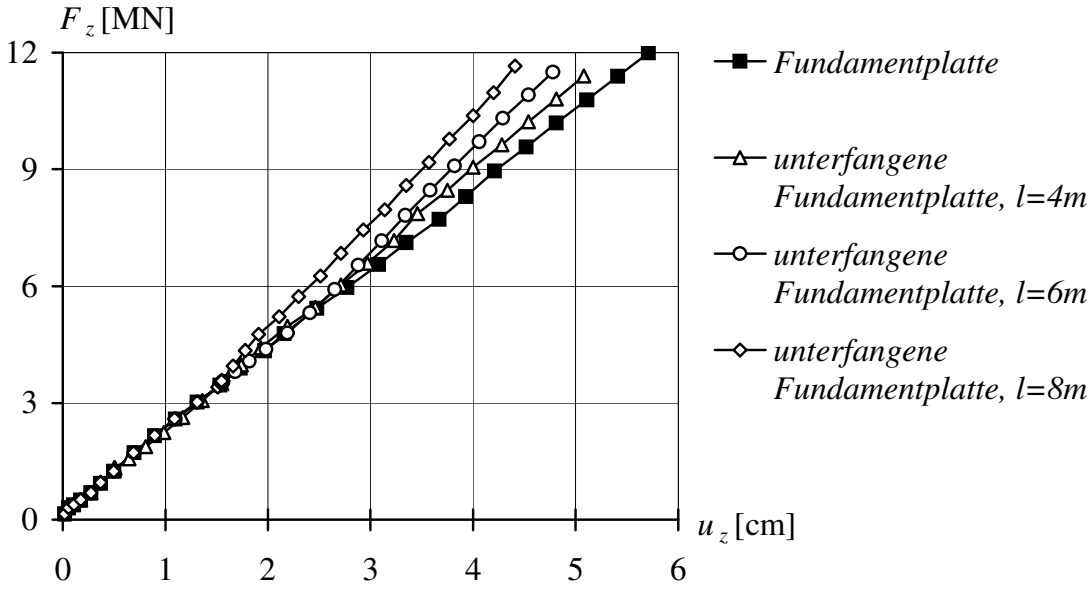


Bild 7.3: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Pfahllänge l, $D = 0{,}3$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 1{,}5$ cm

Bei der nachträglichen Pfahlherstellung sind die Last-Setzungskurven bis zum Einbau der Pfähle ($u_{z,v} = 0{,}5$ cm bzw. $u_{z,v} = 1{,}5$ cm) identisch. Für größere Setzungen nimmt die Steifigkeit dF_z/du_z der unterfangenen Fundamentplatte mit wachsender Pfahllänge l zu. In Tabelle 7.2 ist der prozentuelle Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte in Abhängigkeit der Pfahllängen zusammengestellt.

Tabelle 7.2: Prozentualer Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte bei einer Gesamtsetzung $u_z = 3$ cm in Abhängigkeit der Pfahllänge l

	$u_{z,v} = 0$			$u_{z,v} = 0{,}5$ cm			$u_{z,v} = 1{,}5$ cm		
l [m]	4	6	8	4	6	8	4	6	8
$\Delta F_z / F_{z,pl}$ [%]	11	29	47	4	21	40	2,7	7	19

Wie zu erwarten, ergibt sich eine größere Verbesserung des Tragverhaltens der unterfangenen Fundamente, wenn die Pfähle bereits bei kleinen Setzungen $u_{z,v}$ hergestellt werden.

Die Bilder 7.4 bis 7.6 zeigen die Widerstands-Setzungskurven der vier Pfähle für verschiedene Einbauzustände $u_{z,v}$. Variiert sind die Pfahllängen. Wie ersichtlich, ändern sich für unterschiedliche Pfahllängen die Pfahlmantelwiderstände deutlich, die Fußwiderstände aber nur geringfügig.

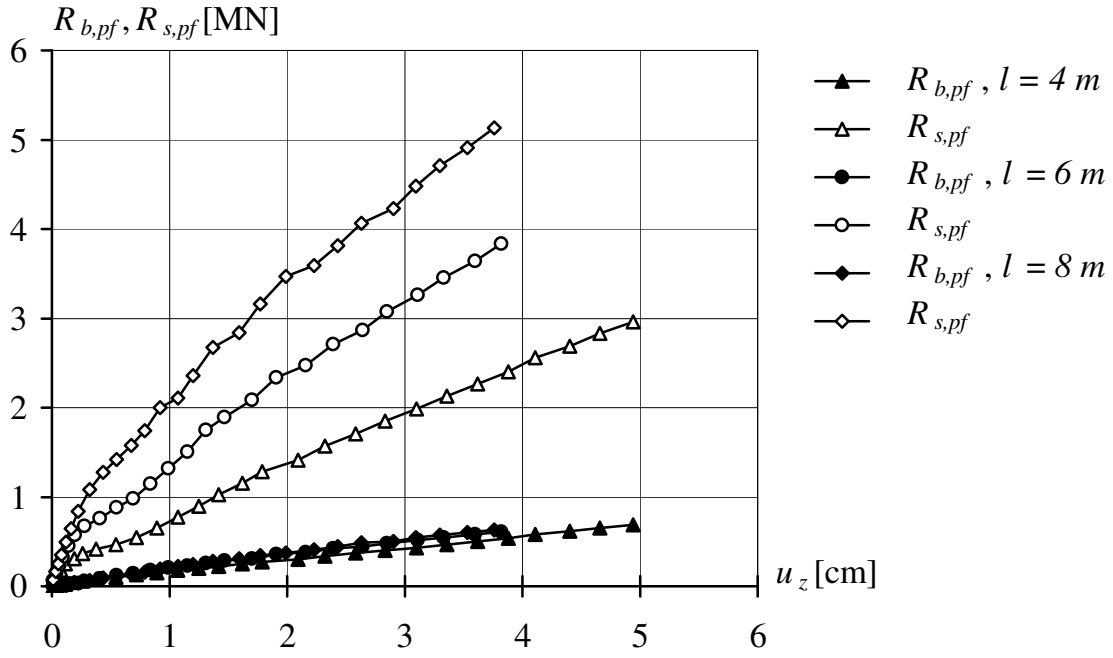


Bild 7.4: Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation der Pfahllänge l, Summe der vier Pfähle, $D = 0{,}3$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 0$

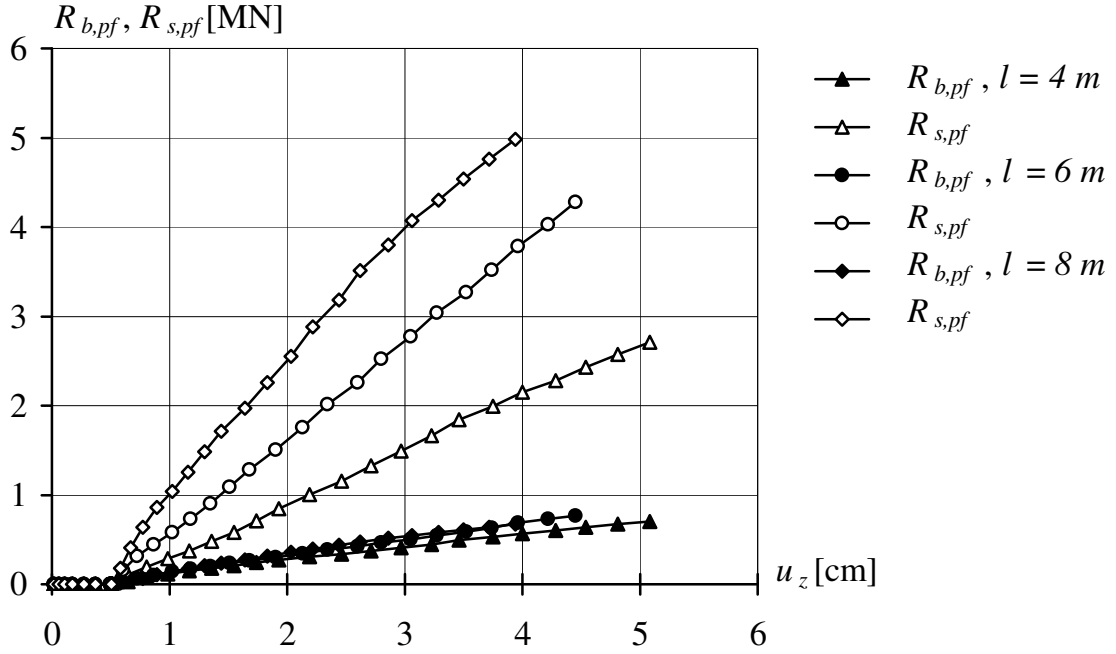


Bild 7.5: Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation der Pfahllänge l, Summe der vier Pfähle, $D = 0{,}3$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 0{,}5$ cm

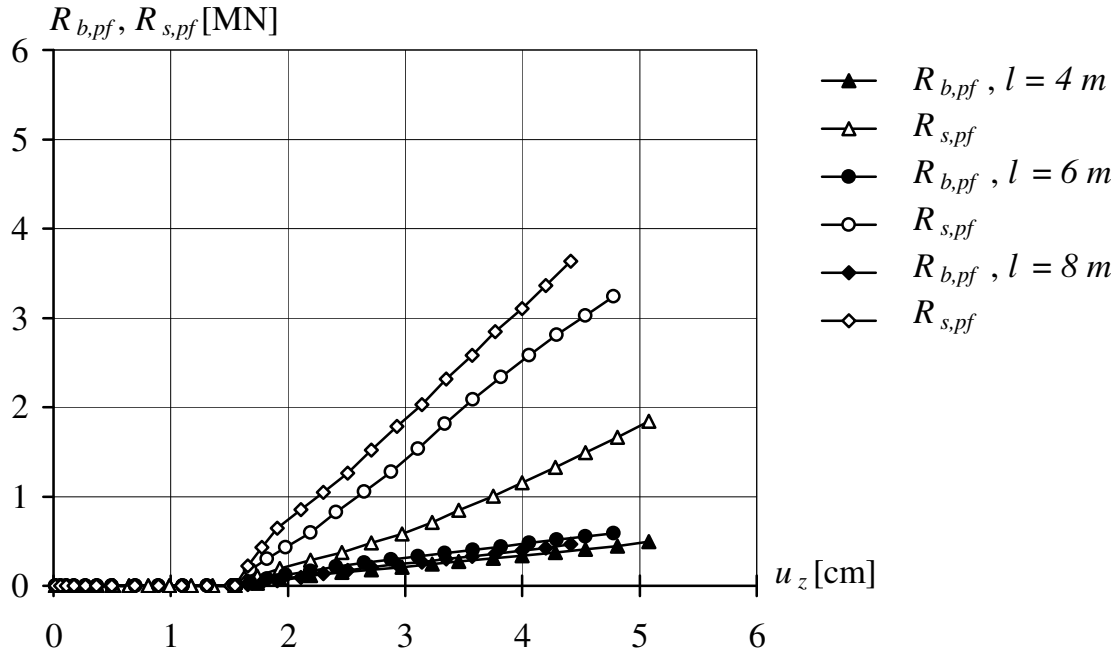


Bild 7.6: Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation der Pfahllänge l, Summe der vier Pfähle, $D = 0{,}3$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 1{,}5$ cm

7.2 Fallstudie 2: Variation des Pfahldurchmessers *D*

Die Auswirkungen unterschiedlicher Pfahldurchmesser *D* auf das Last-Setzungsverhalten der unterfangenen Fundamentplatte sind untersucht. Drei Pfähle mit den Durchmessern $D = 0{,}2$ m / 0,3 m / 0,4 m und der Pfahllänge $l = 6$ m sind bei Fundament-

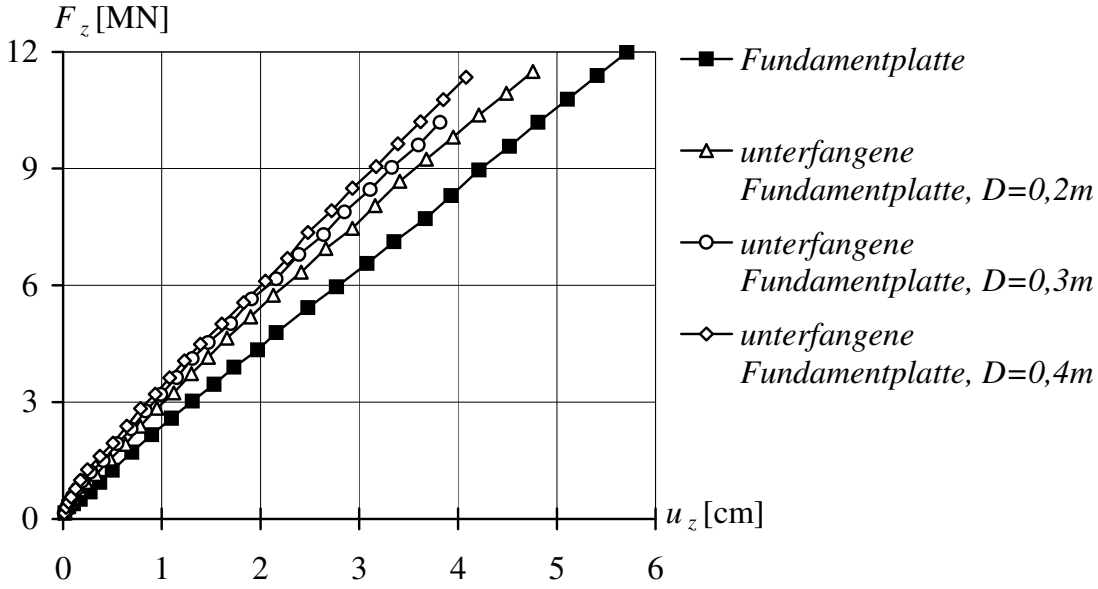


Bild 7.7: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Pfahldurchmessers *D*, $l = 6$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 0$

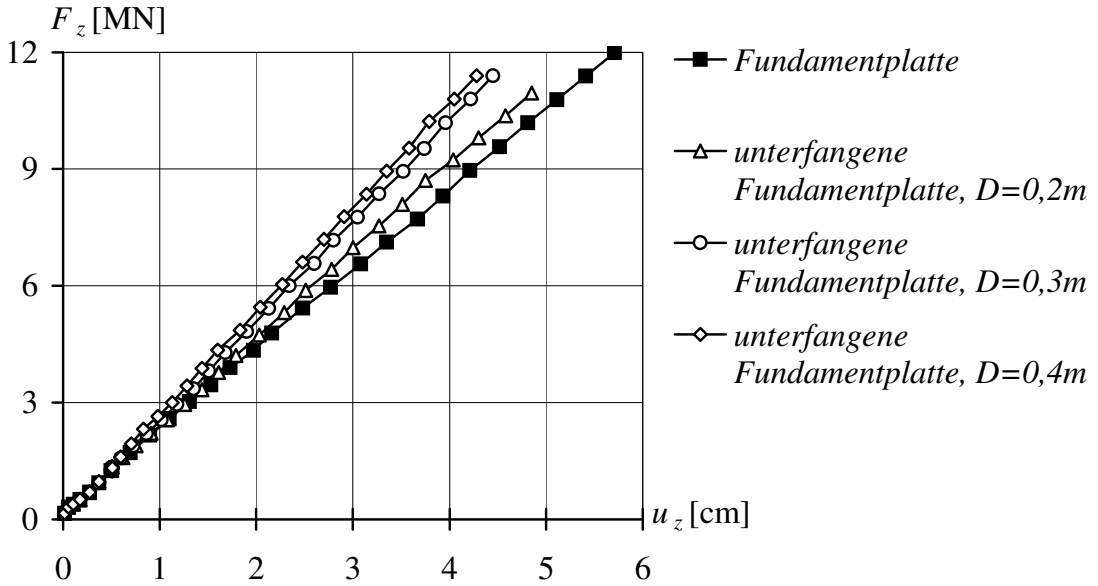


Bild 7.8: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Pfahldurchmessers *D*, $l = 6$ m, $p_0 = 0$, $e_0 = 0{,}6$, $u_{z,v} = 0{,}5$ cm

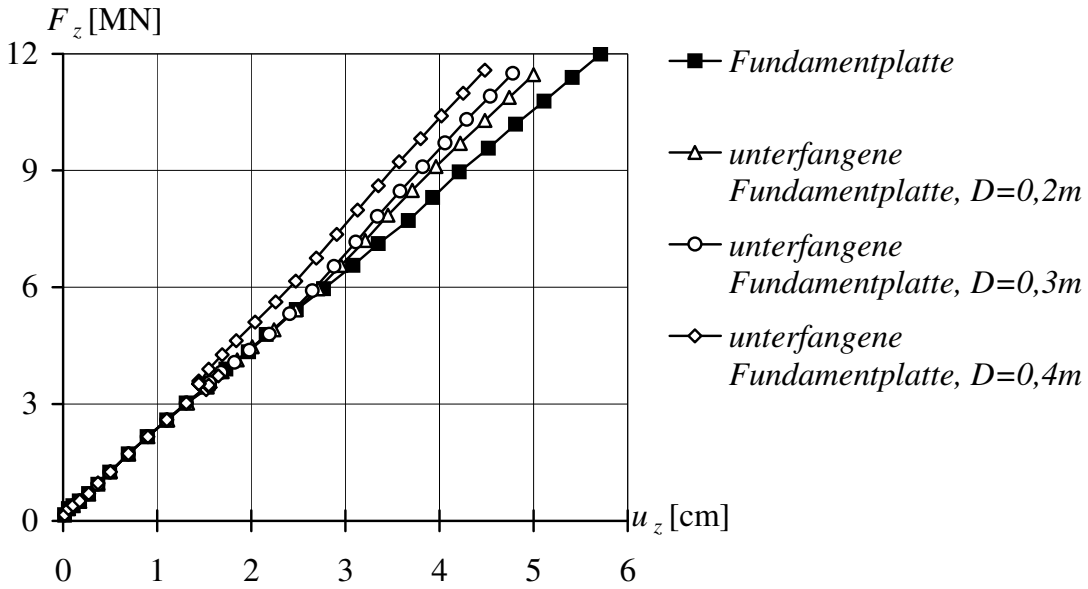


Bild 7.9: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Pfahldurchmessers D, l = 6 m, p_0 = 0, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 1,5 cm

setzungen $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 cm / 1,5 cm hergestellt. Die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte sowie der unterfangenen Fundamentplatte sind in den Bildern 7.7 bis 7.9 dargestellt.

Bis zur Pfahlherstellung fallen die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte mit denjenigen der Fundamentplatten für $u_{z,v}$ = 0,5 cm bzw. $u_{z,v}$ = 1,5 cm zusammen. Für größere Setzungen nimmt die Steifigkeit dF_z/du_z mit wachsendem Pfahldurchmesser D zu. In Tabelle 7.3 ist der prozentuelle Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte in Abhängigkeit der Pfahldurchmesser zusammengestellt.

Tabelle 7.3: Prozentualer Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte bei einer Gesamtsetzung $u_z = 3$ cm in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers D

	$u_{z,v} = 0$			$u_{z,v} = 0{,}5$ cm			$u_{z,v} = 1{,}5$ cm		
D [m]	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
$\Delta F_z/F_{z,pl}$ [%]	19	29	35	10	21	23	4	7	17

Es ist zu erkennen, dass mit Zunahme des Pfahldurchmessers noch eine deutliche Zunahme der Pfahlbeanspruchung erfolgt.

In den Bilder 7.10 bis 7.12 sind die Widerstands-Setzungskurven der vier Pfähle für verschiedene Einbauzustände $u_{z,v}$ dargestellt. Variiert sind die Pfahldurchmesser. Sowohl die Pfahlmantelwiderstände als auch die Pfahlfußwiderstände nehmen mit zunehmendem Durchmesser deutlich zu.

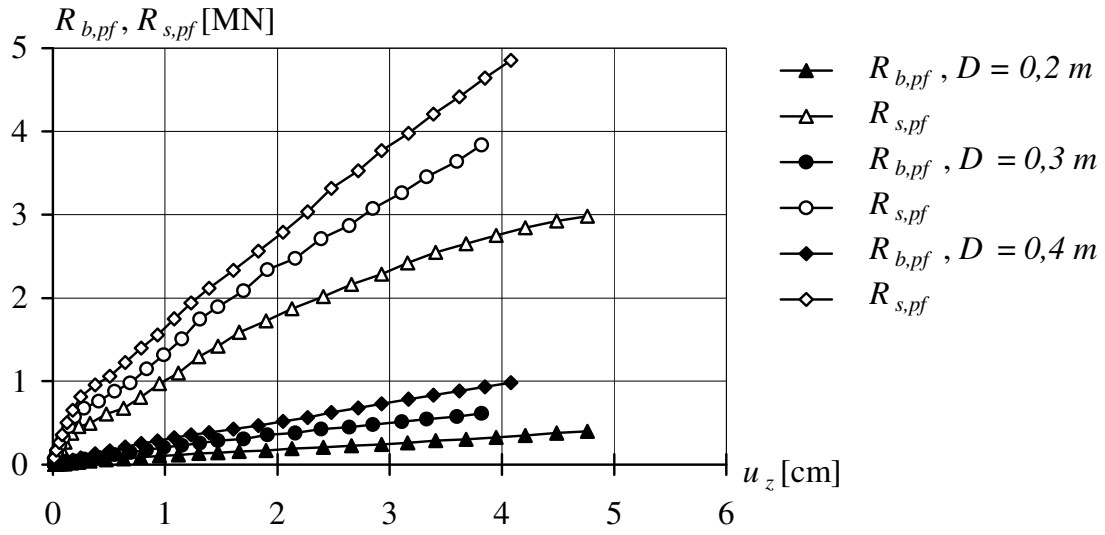


Bild 7.10: Pfahlmantel- sowie Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation des Pfahldurchmessers D, Summe der vier Pfähle, l = 6 m, p_0 = 0, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0

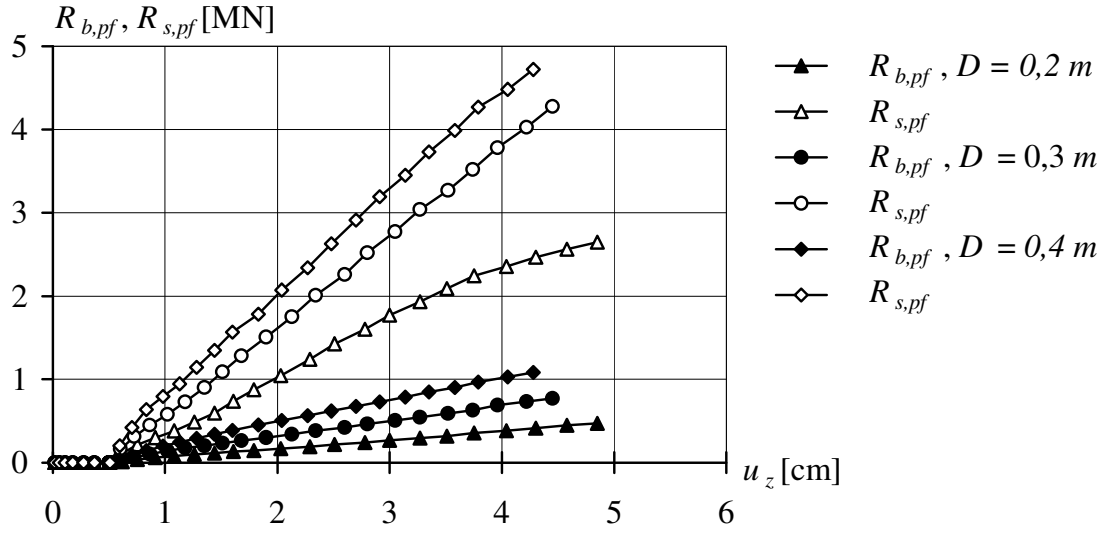


Bild 7.11: Pfahlmantel- sowie Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation des Pfahldurchmessers D, Summe der vier Pfähle, l = 6 m, p_0 = 0, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0,5 cm

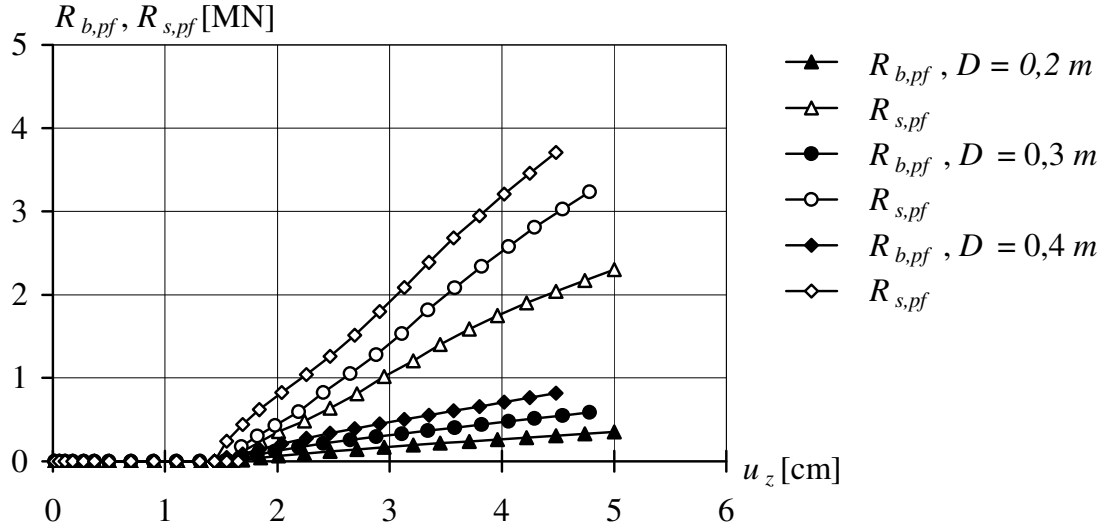


Bild 7.12: Pfahlmantel- sowie Pfahlfußwiderstände für die unterfangene Fundamentplatte: Variation des Pfahldurchmessers D, Summe der vier Pfähle, l = 6 m, p_0 = 0, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 1,5 cm

7.3 Fallstudie 3: Variation der Anfangsporenzahl e_0

In den nachfolgenden Berechnungen wird die Auswirkung der Anfangsporenzahl e_0 des Bodens auf das Last-Setzungsverhalten der unterfangenen Fundamentplatte untersucht. Es sind gewählt: e_0 = 0,6, 0,65, 0,7, 0,75.

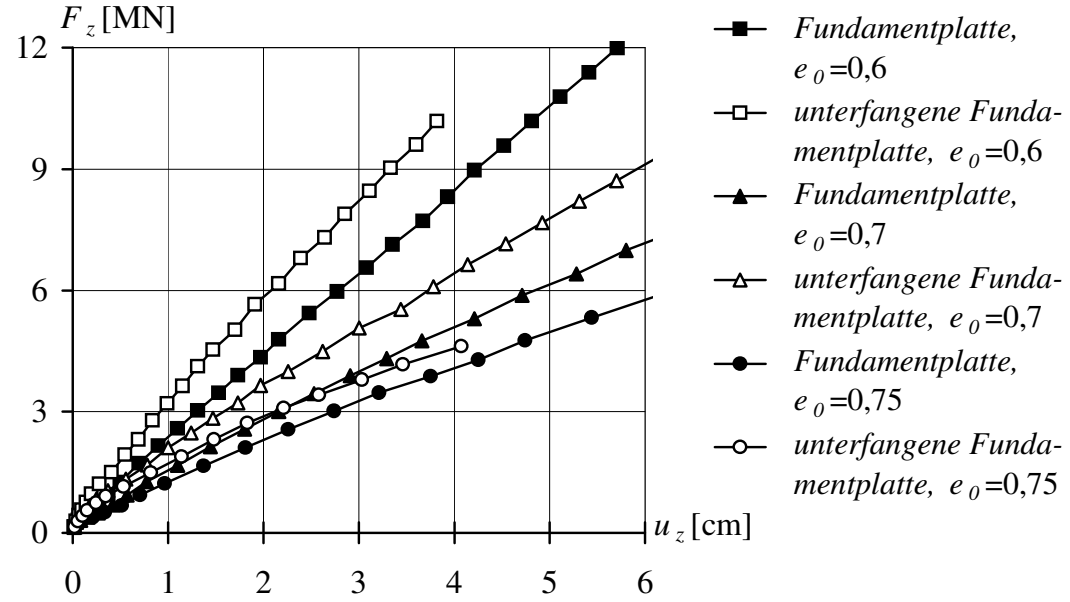


Bild 7.13: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Anfangsporenzahl e_0, D = 0,3 m, l = 6 m, p_0 = 0, $\gamma = \gamma_s/(1+e_0)$, $u_{z,v}$ = 0

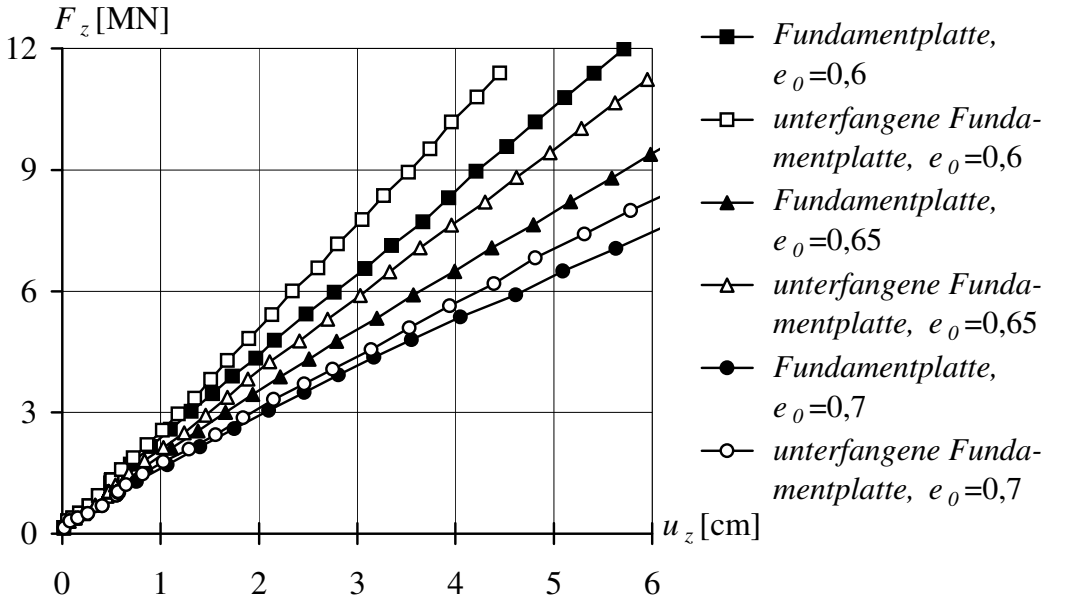


Bild 7.14: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Anfangsporenzahl e_0, D = 0,3 m, l = 6 m, p_0 = 0, $\gamma = \gamma_s/(1+e_0)$, $u_{z,v}$ = 0,5 cm

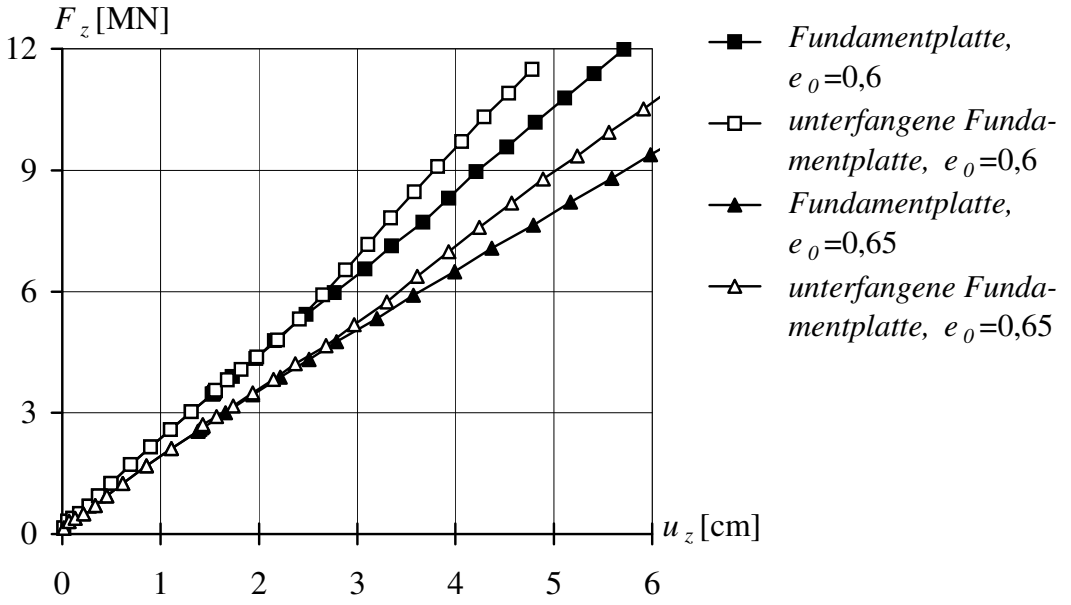


Bild 7.15: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Anfangsporenzahl e_0, D = 0,3 m, l = 6 m, p_0 = 0, $\gamma = \gamma_s/(1+e_0)$, $u_{z,v}$ = 1,5 cm

Die Bilder 7.13 bis 7.15 zeigen die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte und der unterfangenen Fundamentplatte für die verschiedenen Anfangsporenzahlen des Bodens, wobei die Pfähle bei einer Fundamentsetzung von $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 cm / 1,5 cm hergestellt sind.

Die Steifigkeit dF_z/du_z ist für die Fundamentplatte sowie die unterfangene Fundamentplatte mit wachsender Anfangsporenzahl e_0 abgenommen. In Tabelle 7.4 ist der prozentuelle Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte für die untersuchten Anfangsporenzahlen zusammengestellt.

Tabelle 7.4: Prozentualer Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte bei einer Gesamtsetzung $u_z = 3$ cm in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl e_0

	$u_{z,v} = 0$			$u_{z,v} = 0{,}5$ cm			$u_{z,v} = 1{,}5$ cm		
e_0 [-]	0,6	0,65	0,7	0,6	0,65	0,7	0,6	0,65	0,7
$\Delta F_z/F_{z,pl}$ [%]	27	26	16	19	16	6	7	4	—

Für unterschiedliche Lagerungsdichten zeigt Bild 7.16 das Tragverhalten der unterfangenen Fundamente in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl e_0. Eine größere Lagerungsdichte des Bodens führt zu einer signifikanten Zunahme der aufnehmbaren Last der unterfangenen Fundamentplatte.

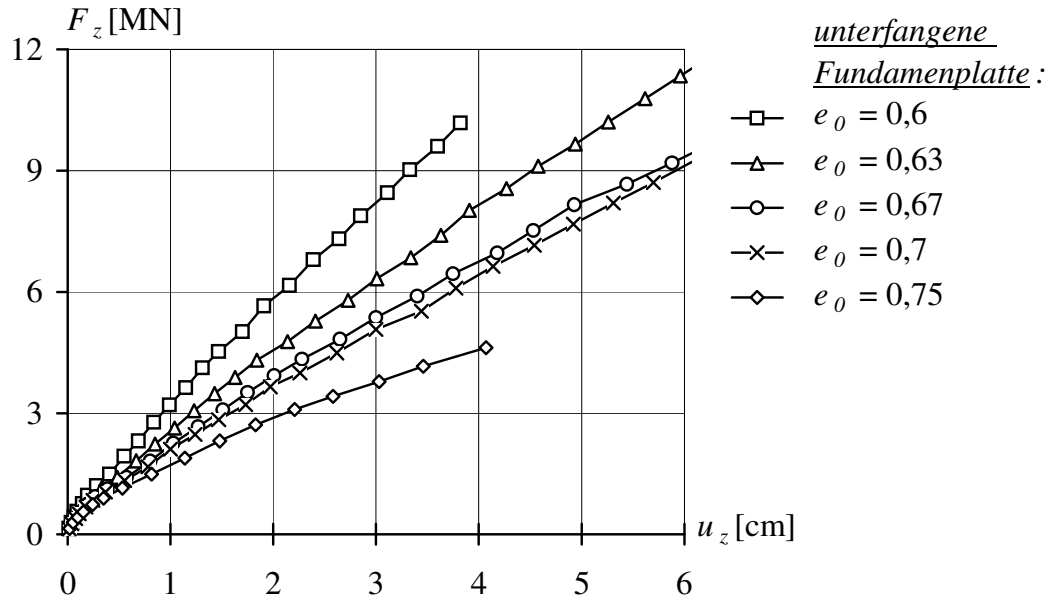


Bild 7.16: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation der Anfangsporenzahl e_0, $D = 0{,}3$ m, $l = 6$ m, $p_0 = 0$, $u_{z,v} = 0$

7.4 Fallstudie 4: Variation des Überlagerungsdrucks p_0

In weiteren Berechnungen ist die Auswirkung des Überlagerungsdrucks p_0 aus z.B. einer nichttragfähigen Bodenschicht auf das Last-Setzungsverhalten der unterfangenen Fundamentplatte untersucht. Es ist gewählt: p_0 = 0 / 50 / 100 / 150 kPa.

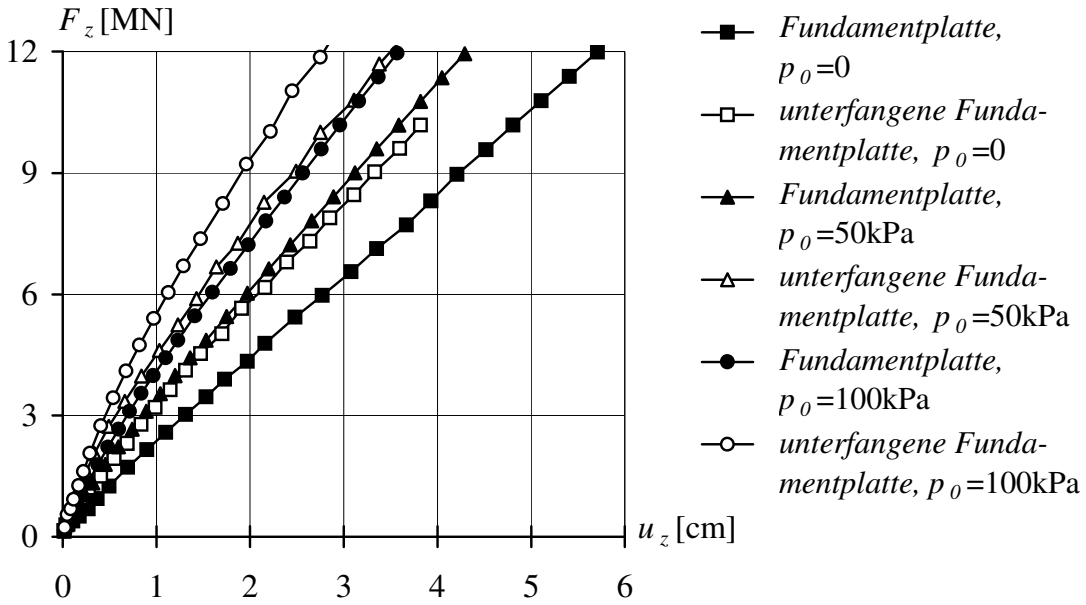


Bild 7.17: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Überlagerungsdrucks p_0, D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0

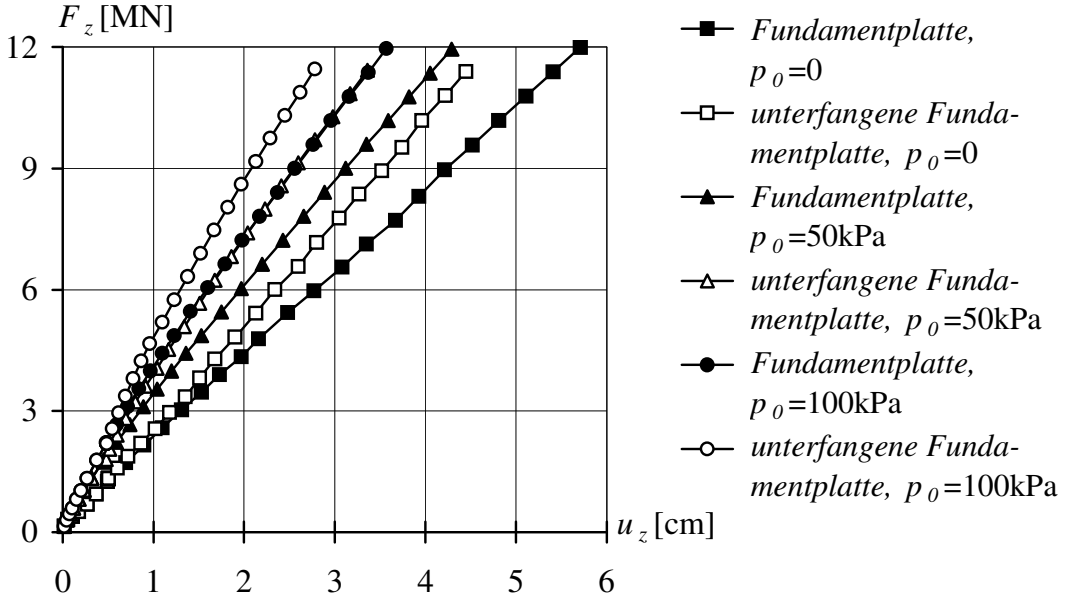


Bild 7.18: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Überlagerungsdrucks p_0, D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0,5 cm

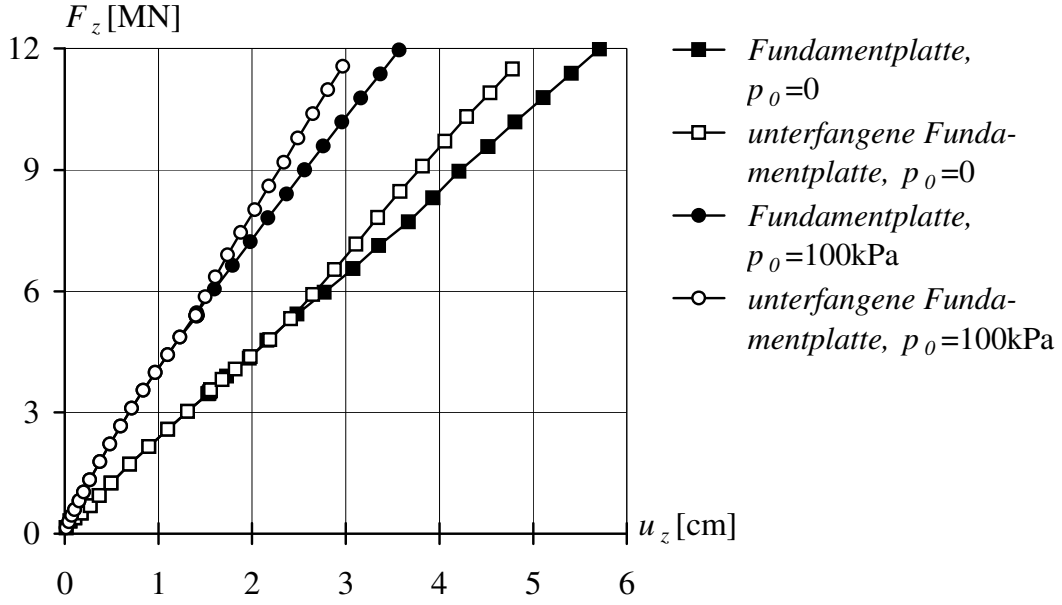


Bild 7.19: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Überlagerungsdrucks p_0, D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 1,5 cm

Die Bilder 7.17 bis 7.19 zeigen die Last-Setzungskurven der Fundamentplatte und der unterfangenen Fundamentplatte bei Variation des Überlagerungsdrucks, wobei die Pfähle wiederum nachträglich bei einer Fundamentsetzung von $u_{z,v}$ = 0 / 0,5 cm / 1,5 cm hergestellt sind.

Bis zur nachträglichen Pfahlherstellung sind die Last-Setzungskurven der Fundamentplatten wiederum identisch. Für größere Setzungen ist die Steifigkeit dF_z/du_z der Fundamentplatte sowie der unterfangenen Fundamentplatte mit wachsendem Überlagerungsdruck p_0 nahezu gleich. In Tabelle 7.5 ist der prozentuelle Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte zusammengestellt.

Tabelle 7.5: Prozentualer Zuwachs der Last F_z der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte bei einer Gesamtsetzung u_z = 3 cm in Abhängigkeit des Überlagerungsdrucks p_0

	$u_{z,v}$ = 0			$u_{z,v}$ = 0,5 cm			$u_{z,v}$ = 1,5 cm		
p_0 [kPa]	0	50	100	0	50	100	0	50	100
$\Delta F_z/F_{z,pl}$ [%]	29	25	26	22	20	20	10	—	15

Eine Zunahme des Überlagerungsdrucks p_0 bewirkt eine deutliche Zunahme der Tragkapazität der unterfangenen Fundamente (Bild 7.20).

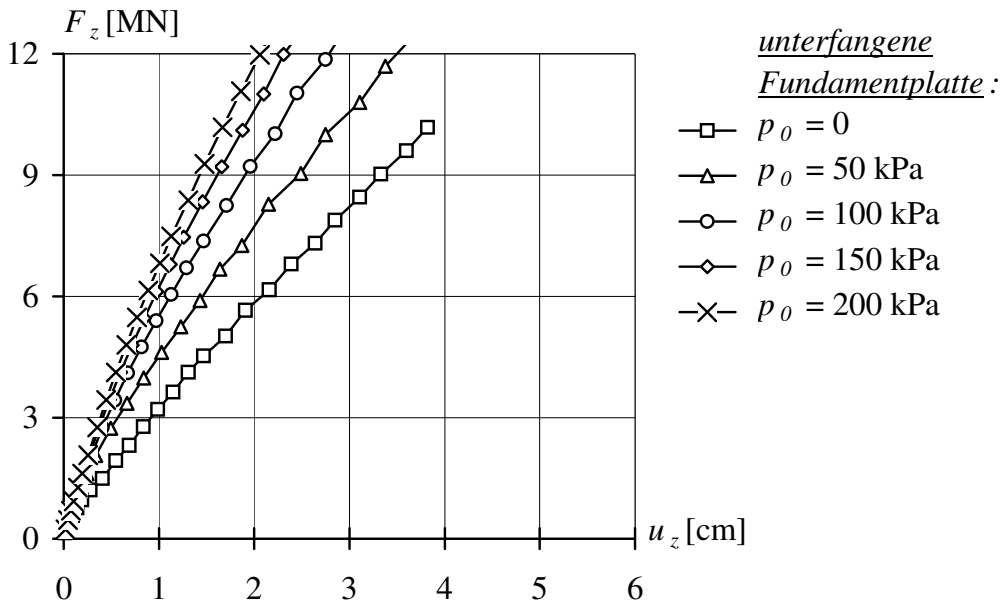


Bild 7.20: Berechnete Last-Setzungskurven: Variation des Überlagerungsdrucks p_0, D = 0,3 m, l = 6 m, e_0 = 0,6, $u_{z,v}$ = 0

7.5 Approximation der numerischen Ergebnisse durch analytische Beziehungen

7.5.1 Ansätze

Die Ergebnisse aus den Parameterstudien werden herangezogen, um eine geschlossene Beziehung zur Beschreibung des Tragverhaltens der unterfangenen Fundamentplatte zu entwickeln. Die Setzung der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte u_z setzt sich aus drei Anteilen zusammen (siehe Bild 4.1):

$$u_z = u_{z,v} + \Delta u_{z,pl} + \Delta u_z \,. \tag{7.1}$$

Die Setzungen entstehen durch die Vorlast ($u_{z,v}$), infolge Pfahleinbau ($\Delta u_{z,pl}$) sowie infolge weiterer Belastung der unterfangenen Fundamentplatte (Δu_z).

Die numerischen Last-Setzungskurven weisen nur sehr geringe Zusatzverschiebungen $\Delta u_{z,pl}$ durch das Herstellen der Pfähle einschließlich Erhärtungsprozess des Betons auf. Für das in Bild 4.2 dargestellte 3D-System und eine Fundamentsetzung $u_{z,v}$ = 0,5 cm zum Zeitpunkt der Pfahlherstellung ist die Zusatzverschiebung $\Delta u_{z,pl}$ kleiner als 2 mm (siehe Bild 6.12). Auf die Bestimmung der Funktion Gleichung (4.3) sowie den Einfluss von $\Delta u_{z,pl}$ auf $\Delta F_{z,pf}$ in Gleichung (4.2) wird daher verzichtet. Weiter ist hier ein einheitlicher Boden und es sind einheitliche Fundamentabmessungen gewählt. Die Funktionen in Gleichungen (4.1) und (4.2) können dann durch folgende Produktansätze dargestellt werden:

– Fundamentplatte

$$\frac{F_{z,pl}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = \left(\frac{u_z}{b}\right)^{n_{pl}} \cdot f_{11}(e_0) \cdot f_{12}\left(\frac{p_0}{b \cdot \gamma_s}\right) \tag{7.2}$$

– Differenz zwischen unterfangener Fundamentplatte und Fundamentplatte

$$\frac{\Delta F_{z,pf}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = \left(\frac{\Delta u_z}{b}\right)^{n_{pf}} \cdot f_{21}(e_0) \cdot f_{22}\left(\frac{p_0}{b \cdot \gamma_s}\right) \cdot f_{23}\left(\frac{l}{b}\right) \cdot f_{24}\left(\frac{D}{b}\right) \cdot f_{25}\left(\frac{u_{z,v}}{b}\right) \tag{7.3}$$

$\Delta F_{z,pf}$ ist somit nicht identisch den Pfahlwiderständen, die nennenswert größer als $\Delta F_{z,pf}$ sind. Umgekehrt trägt die Fundamentplatte als unterfangene Fundamentplatte einen nennenswert geringeren Anteil ab als durch Gleichung (7.2) beschrieben.

Nachfolgend werden die Parameterfunktion der Gleichungen (7.2) und (7.3) hergeleitet.

– Auswirkungen der Einflussgrößen auf das Tragverhalten der Fundamentplatte

Das Tragverhalten der Fundamentplatte hängt von den Zustandsgrößen e_0 und p_0 in Gleichung (7.2) ab. Beide Einflussgrößen sind nachfolgend variiert.

Die Fundamentplatte hat die Abmessungen $b = b_x = b_y = 4$ m und $d = 1$ m, die Kornwichte beträgt $\gamma_s = 26{,}5$ kN/m^3. Für $e_0 = 0{,}6$ und $p_0 = 0$ werden die numerischen Ergebnisse zutreffend durch die Beziehung (siehe Bild 6.1)

$$\frac{F_{z,pl}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = 1460 \cdot \left(\frac{u_z}{b}\right)^{\frac{0,56}{e_0}} \tag{7.4}$$

approximiert.

- Einfluss der Porenzahl e_0 (siehe Bild 7.21)

  Die Funktion f_{11} in Gleichung (7.2) wird zu

  $$f_{11} = e^{10,2 \cdot (0,6 - e_0)} \tag{7.5}$$

  bestimmt.

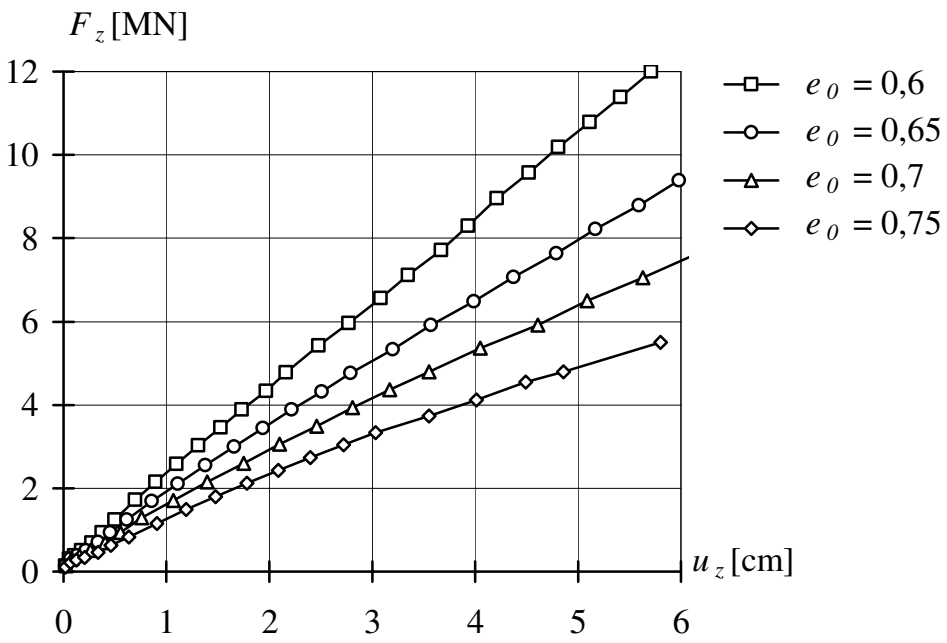


Bild 7.21: Tragverhalten der Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Porenzahl e_0, $p_0 = 0$

- Einfluss des Überlagerungsdrucks p_0 (siehe Bild 7.22)

  Für f_{12} in Gleichung (7.2) wird erhalten:

  $$f_{12} = e^{0,55 \cdot p_0 / (b \cdot \gamma_s)} \tag{7.6}$$

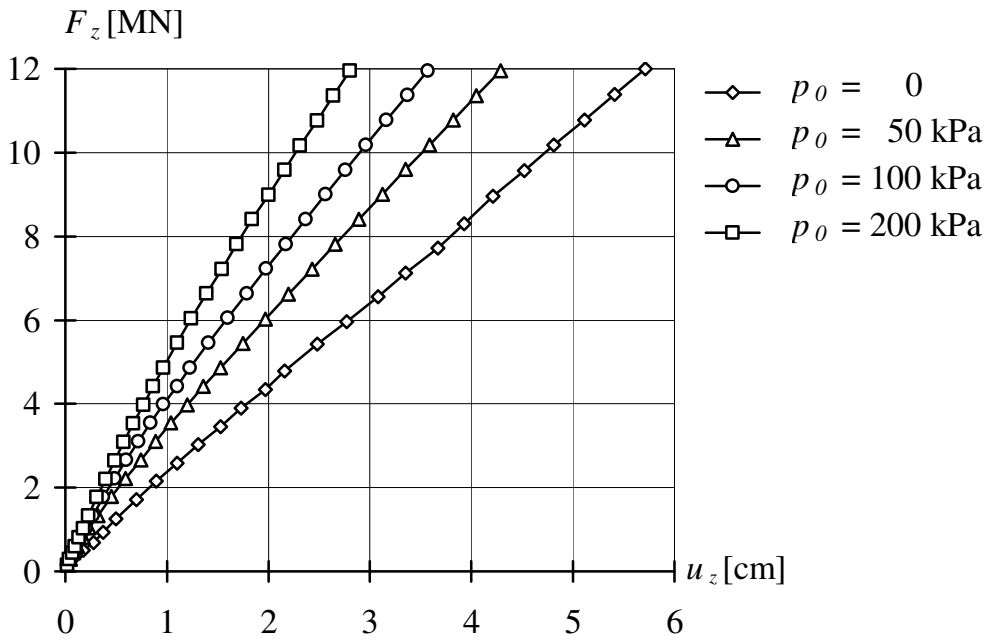


Bild 7.22: Tragverhalten der Fundamentplatte in Abhängigkeit von dem Überlagerungsdruck p_0, $e_0 = 0{,}6$

Mit den Gleichungen (7.4) bis (7.6) gilt für das Tragverhalten der Fundamentplatte Gleichung (7.2) somit:

$$\frac{F_{z,pl}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = 1460 \cdot \left(\frac{u_z}{b}\right)^{\frac{0,56}{e_0}} \cdot e^{10,2\cdot(0,6-e_0)} \cdot e^{0,55\cdot p_0/(b\cdot\gamma_s)} \tag{7.7}$$

– Zuwachs $\Delta F_{z,pf}$ des Widerstandes der unterfangenen Fundamentplatte gegenüber der Fundamentplatte

Für die Beziehung (7.3) ist als Referenzsystem das Fallbeispiel 1 mit l = 6 m und $u_{z,v}$ = 0 gewählt. Für dieses System sind die numerischen Ergebnisse in Bild 7.23 eingetragen. Der Zuwachs $\Delta F_{z,pf}$ ist zu

$$\Delta F_{z,pf} = F_z - F_{z,pl}$$

definiert.

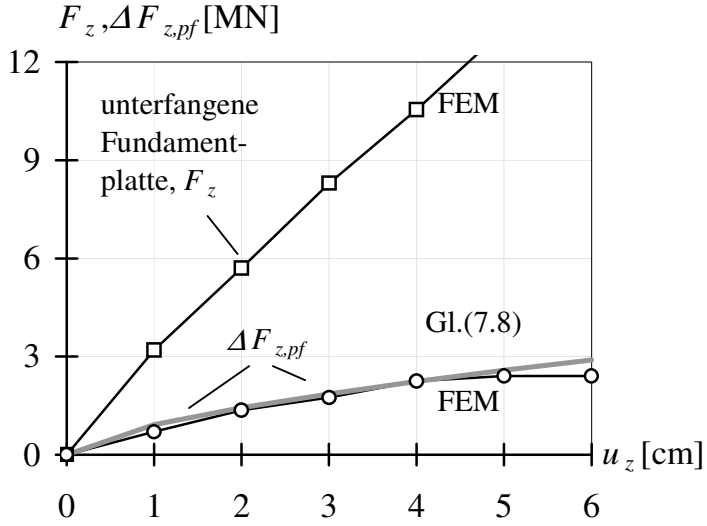


Bild 7.23: Last-Setzungskurven der unterfangenen Fundamentplatte, Fallbeispiel 1 mit l = 6 m und $u_{z,v} = 0$

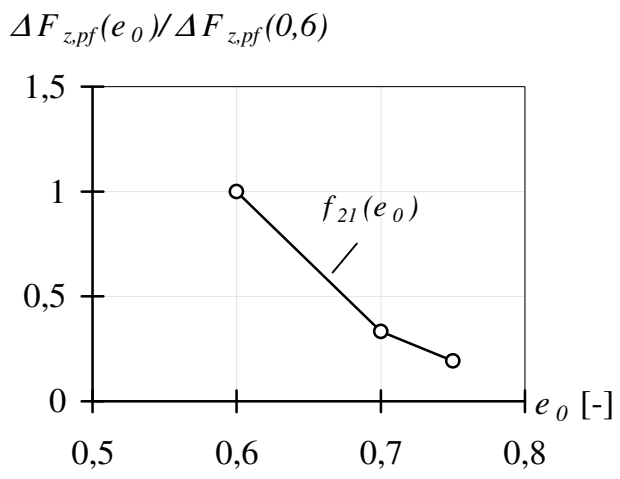
Eine gute Approximation der numerischen Ergebnisse $\Delta F_{z,pf}$ in Bild 7.23 ist durch die Beziehung

$$\frac{\Delta F_{z,pf}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = 100 \cdot \left(\frac{\Delta u_z}{b}\right)^{\frac{0,23}{e_0^2}}, \qquad u_z \geq u_{z,v} \tag{7.8}$$

gegeben.

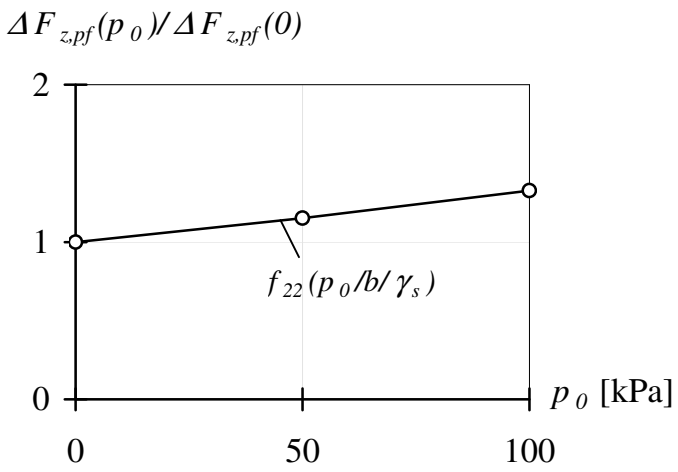
Die Auswirkungen aller weiteren Einflussgrößen in Gleichung (7.3) auf den Zuwachs $\Delta F_{z,pf}$ sind in Relation zur Beziehung (7.8) dargestellt. Die Approximationsfunktionen f_{21} bis f_{24}, Gleichungen (7.9) bis (7.12) sind in die Bilder 7.24a und 7.24b eingetragen. Es ist zunächst $u_{z,v} = 0$ angenommen.

Wie sich eine bereits aufgetretene Setzung $u_{z,v}$ der Fundamentplatte auf das Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte auswirkt, zeigt Bild 7.25.



Approximationsbeziehung:

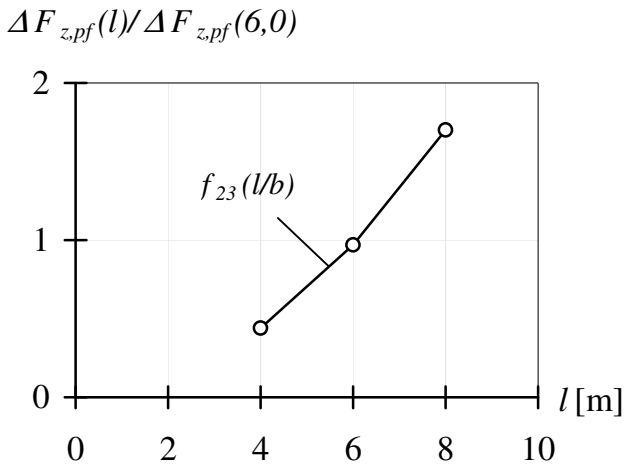
$$\Delta F_{z,pf}(e_0) = \Delta F_{z,pf}(0{,}6) \cdot e^{11 \cdot (0{,}6 - e_0)} \tag{7.9}$$



Approximationsbeziehung:

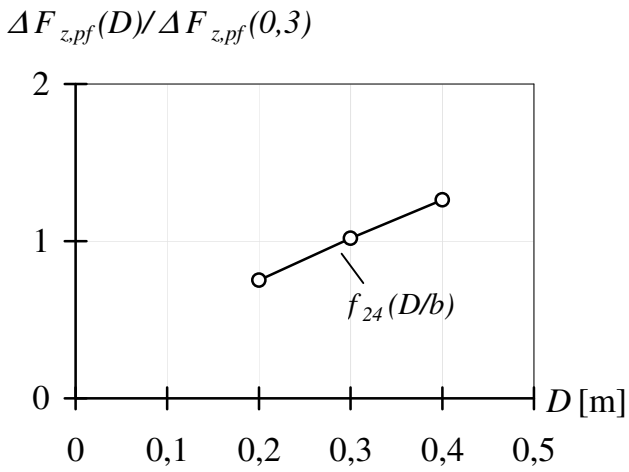
$$\Delta F_{z,pf}(p_0) = \Delta F_{z,pf}(0) \cdot e^{0{,}3 \cdot p_0 / (b \cdot \gamma_s)} \tag{7.10}$$

Bild 7.24a: Funktionen des Produktansatzes Gleichung (7.3), $u_{z,v} = 0$



Approximationsbeziehung:

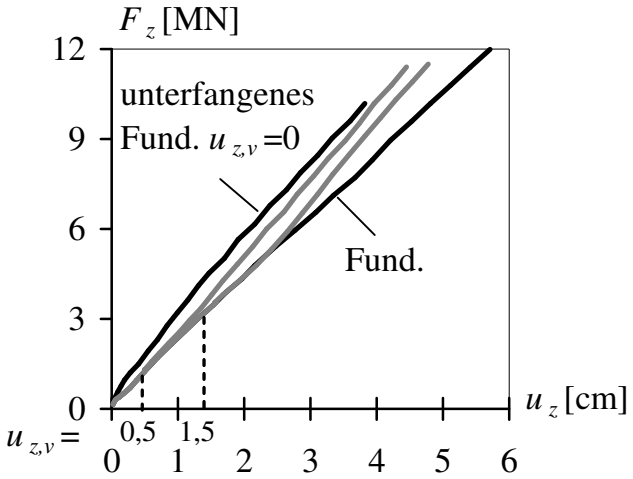
$$\Delta F_{z,pf}(l) = \Delta F_{z,pf}(6{,}0) \cdot 0{,}44 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^{1{,}95} \tag{7.11}$$

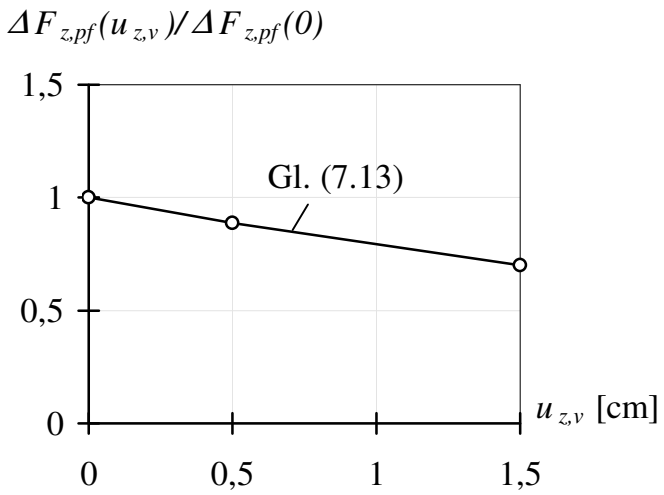


Approximationsbeziehung:

$$\Delta F_{z,pf}(D) = \Delta F_{z,pf}(0{,}3) \cdot 7{,}1 \cdot \left(\frac{D}{b}\right)^{0{,}75} \tag{7.12}$$

Bild 7.24b: Funktionen des Produktansatzes Gleichung (7.3), $u_{z,v} = 0$





Approximationsbeziehung:

$$\Delta F_{z,pf}(u_{z,v}) = \Delta F_{z,pf}(0) \cdot e^{-95 \cdot u_{z,v}/b} \tag{7.13}$$

Bild 7.25: Einfluss der Fundamentsetzungen $u_{z,v}$ auf den Zuwachs $\Delta F_{z,pf}$, l = 6 m, D = 0,3 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0

Die geschlossene Beziehung für $\Delta F_{z,pf}$ lautet mit den in den Bildern 7.24 und 7.25 aufgeführten Funktionen:

$$\frac{\Delta F_{z,pf}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = 312 \left(\frac{\Delta u_z}{b}\right)^{\frac{0,23}{e_0^2}} e^{11 \cdot (0,6 - e_0)} \cdot e^{0,3 \cdot p_0/(b \cdot \gamma_s)} \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^{1,95} \cdot \left(\frac{D}{b}\right)^{0,75} e^{-95 \cdot u_{z,v}/b} \tag{7.14}$$

Der Gesamtwiderstand der unterfangenen Fundamentplatte ergibt sich dann mit den Gleichungen (7.7) und (7.14) zu:

$$F_z(u_z) = F_{z,pl}(u_z) + \Delta F_{z,pf}(\Delta u_z) \tag{7.15}$$

wobei gilt $\Delta u_z = u_z - u_{z,v}$, $u_z \geq u_{z,v}$.

Die Gleichungen (7.7) und (7.14) setzen voraus, dass die Einflussgrößen voneinander unabhängig sind, also kein funktionaler Zusammenhang zwischen ihnen besteht. Zur Überprüfung dieser Voraussetzung sind zwei Beispiele nachgerechnet.

7.5.2 Beispiele

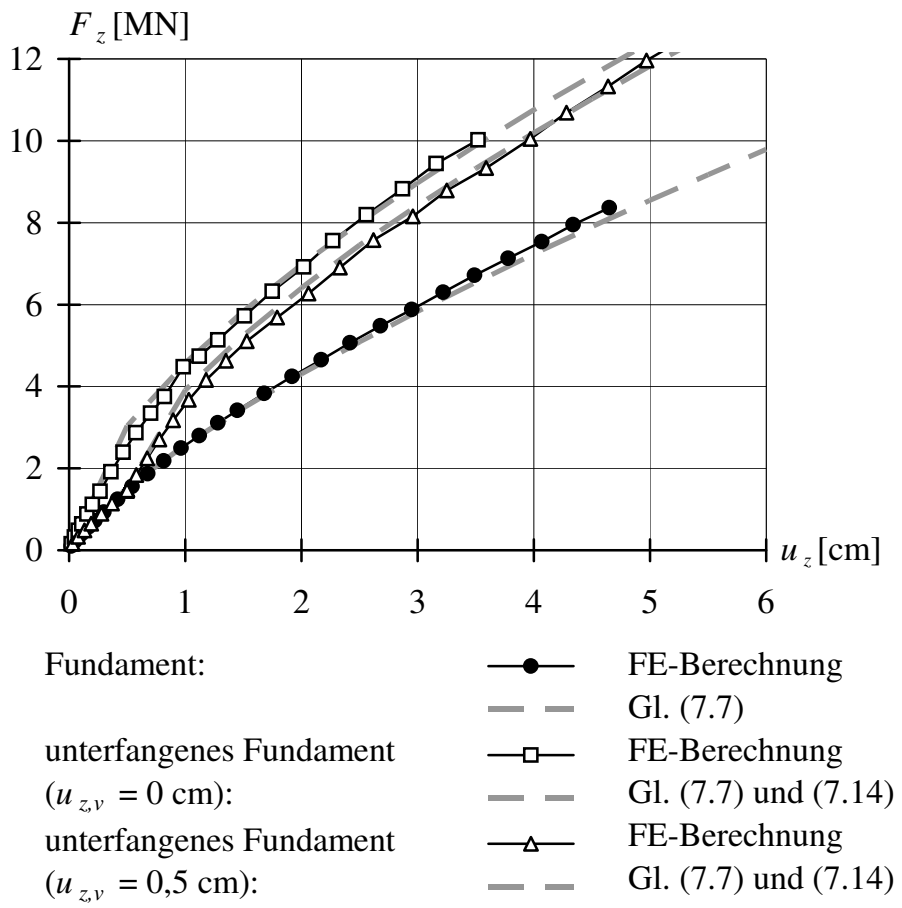


Bild 7.26: Ergebnisse der FE-Berechnungen und der geschlossenen Ansätze (7.7) sowie (7.14), l = 8 m, D = 0,4 m, e_0 = 0,75, p_0 = 100 kPa

In den zwei Beispielen sind Parameterkombinationen verwendet, die weder in Tabelle 7.1 enthalten sind noch zur Herleitung der Approximationsbeziehungen (7.7) und (7.14) herangezogen wurden. Folgende Parameterwerte sind gewählt:

Beispiel 1	Beispiel 2
$l = 8$ m	$l = 6$ m
$D = 0{,}4$ m	$D = 0{,}2$ m
$e_0 = 0{,}75$	$e_0 = 0{,}75$
$p_0 = 100$ kPa	$p_0 = 0$

Die Bilder 7.26 und 7.27 zeigen die Ergebnisse der FE-Berechnungen und der geschlossenen Ansätze (7.7) sowie (7.14). Die geschlossenen Beziehungen (7.7) und (7.14) beschreiben die numerischen Ergebnisse zutreffend.

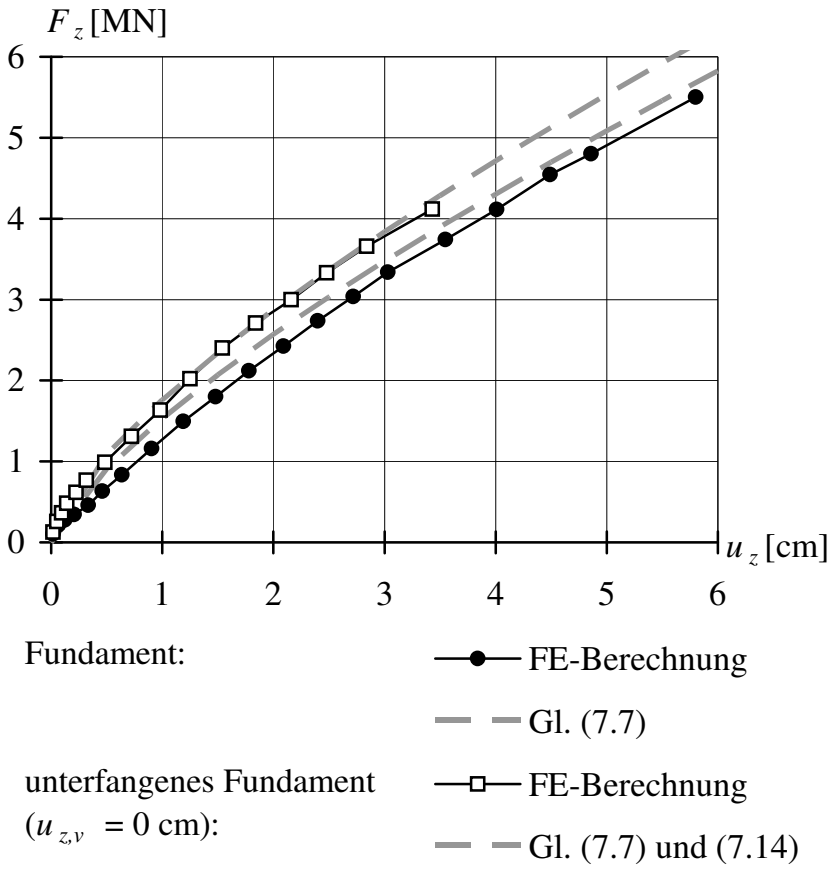


Bild 7.27: Ergebnisse der FE-Berechnungen und der geschlossenen Ansätze (7.7) sowie (7.14), $l = 6$ m, $D = 0{,}2$ m, $e_0 = 0{,}75$, $p_0 = 0$

7.6 Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP}

Für das System Fundamentplatte und Pfähle beschreibt der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} das Verhältnis der Summe der Pfahlwiderstände zum Gesamtwiderstand des Systems Fundamentplatte und Pfähle (Katzenbach, 1993):

$$\alpha_{KPP} = \frac{\sum R_{pf}}{R_z} = \frac{\Sigma(R_{s,pf} + R_{b,pf})}{R_z} . \tag{7.16}$$

Dabei ist der Gesamtwiderstand R des Systems Fundamentplatte und Pfähle (vgl. Gl. 1.2):

$$R_z = \Sigma(R_{s,pf} + R_{b,pf}) + R_{s,pl} + R_{b,pl} = F_z \tag{7.17}$$

Der Begriff „Pfahlplatten-Koeffizient“ ist ursprünglich auf die kombinierte Gründung mit gleichzeitiger Herstellung der Fundamentplatte und der Pfähle angewendet. Dieser Zustand liegt in den eigenen Untersuchungen für $u_{z,v} = 0$ vor. Um keinen neuen Begriff einzuführen wird im Folgenden α_{KPP} auch für $u_{z,v} \neq 0$ verwendet.

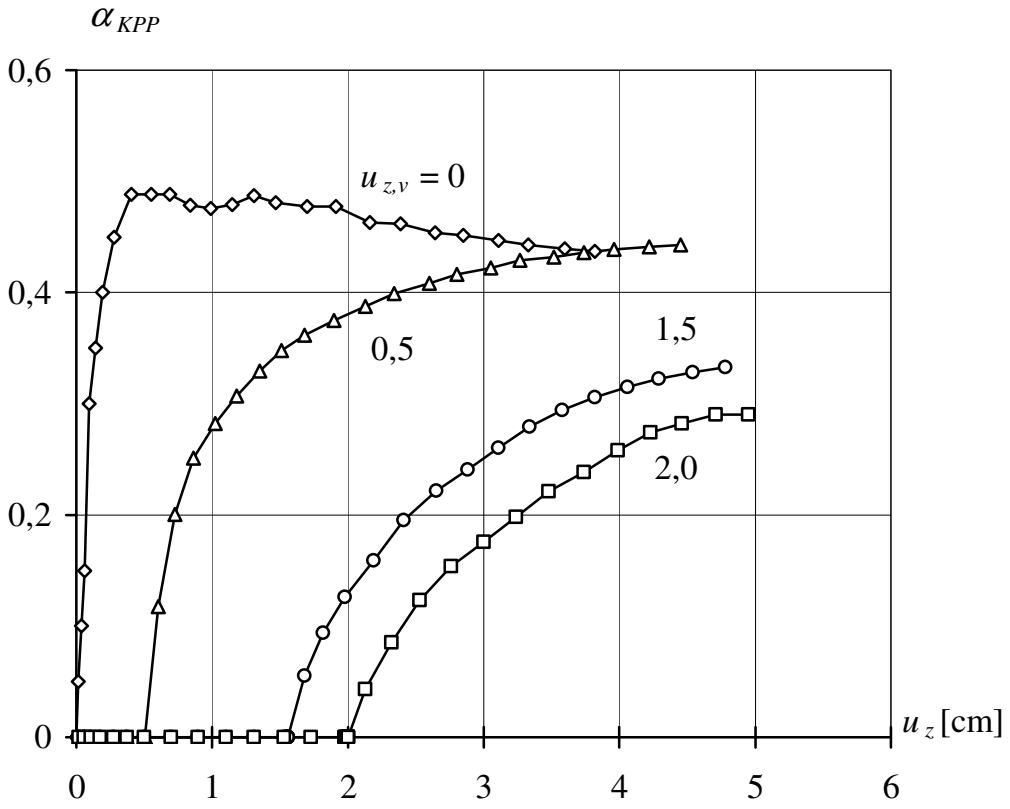


Bild 7.28: Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$ -Werte, $D = 0{,}3$ m, $l = 6$ m, $e_0 = 0{,}6$, $p_0 = 0$

Die Ergebnisse aus den Widerstands-Setzungskurven von vier Pfählen (Bilder 7.4 bis 7.6, Bilder 7.10 bis 7.12) sind exemplarisch für die Ermittlung der Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} in Abhängigkeit von u_z sowie $u_{z,v}$ herangezogen (siehe Bilder 7.28 bis 7.32).

Für die unterfangene Fundamentplatte mit Pfählen (D = 0,3 m und l = 6 m) zeigt Bild 7.28 Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$-Werte. Mit zunehmenden Setzungen nähern sich die α_{KPP}-Werte einem Plateau. Weiter zeigt sich, dass mit zunehmenden $u_{z,v}$-Werten die Plateauwerte abnehmen.

Der Anstieg der α_{KPP}-Werte in Bild 7.28 für $u_{z,v} = 0$ ist auch auf die mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit des Untergrundes zurückzuführen, die bei kleinen Verschiebungen relativ höhere Pfahlwiderstände verursacht.

Für verschiedene $u_{z,v}$-Werte sind der Einfluss unterschiedlicher Pfahllängen l, Pfahldurchmesser d, Anfangsporenzahl des Bodens e_0 und Überlagerungsdruck p_0 auf die Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} in Bildern 7.29 und 7.32 dargestellt.

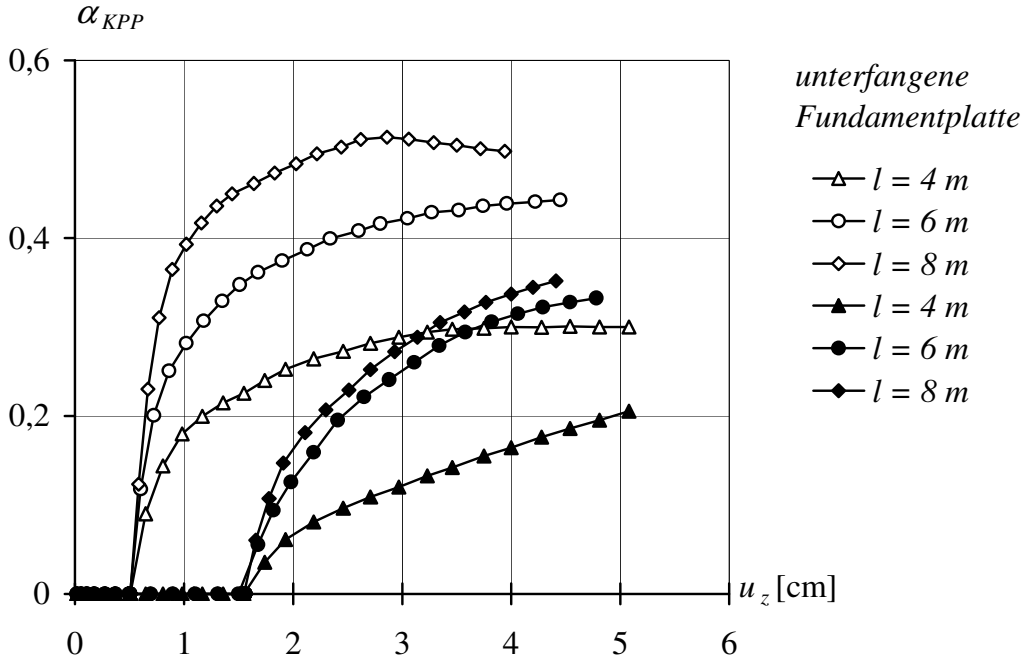


Bild 7.29: Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$-Werte und Pfahllängen, D = 0,3 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0

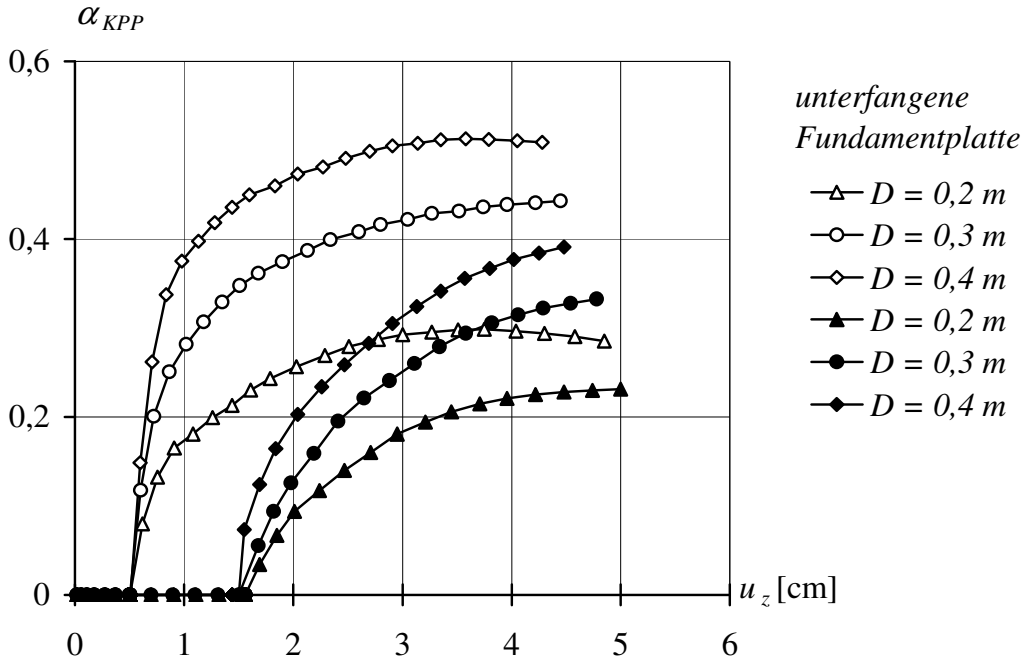


Bild 7.30: Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$-Werte und Pfahldurchmesser, l = 6 m, e_0 = 0,6, p_0 = 0

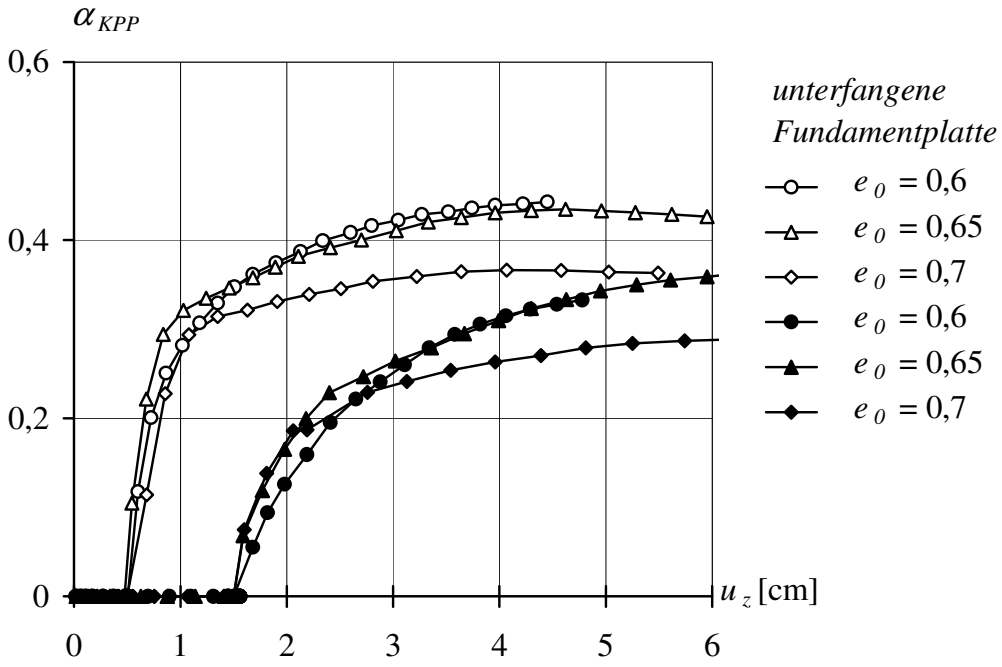


Bild 7.31: Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$-Werte und Anfangsporenzahlen, l = 6 m, D = 0,3 m, p_0 = 0

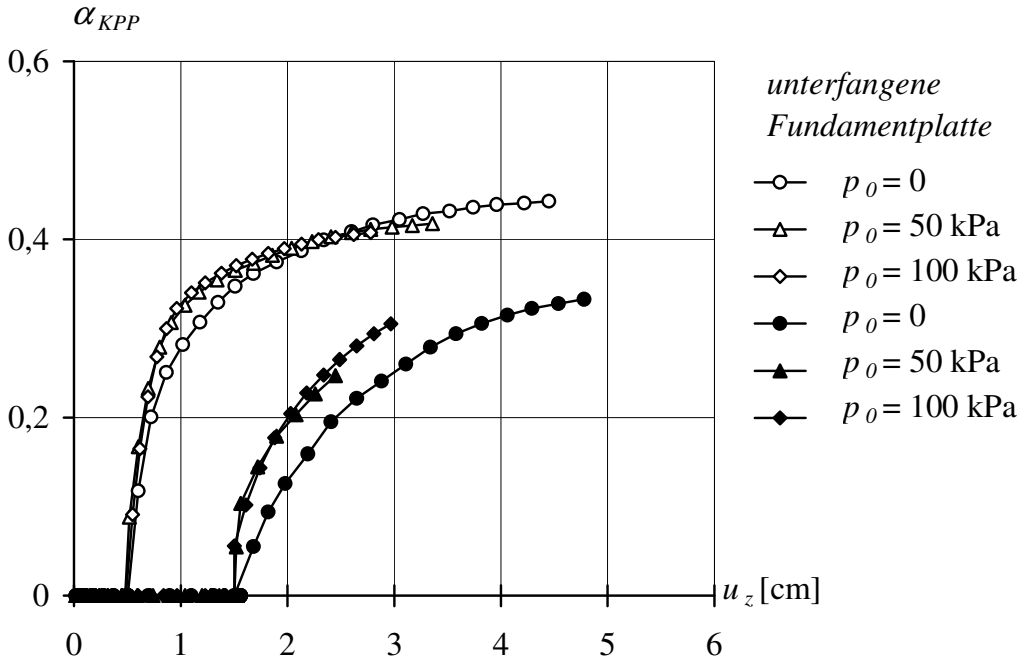


Bild 7.32: Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} für verschiedene $u_{z,v}$-Werte und Überlagerungsdrücke, l = 6 m, D = 0,3 m, e_0 = 0,6

Die geschlossene Beziehung für die numerischen Ergebnisse der Summe der Pfahlwiderstände R_{pf} ist analog wie für den Zuwachs $\Delta F_{z,pf}$ hergeleitet. Sie lautet:

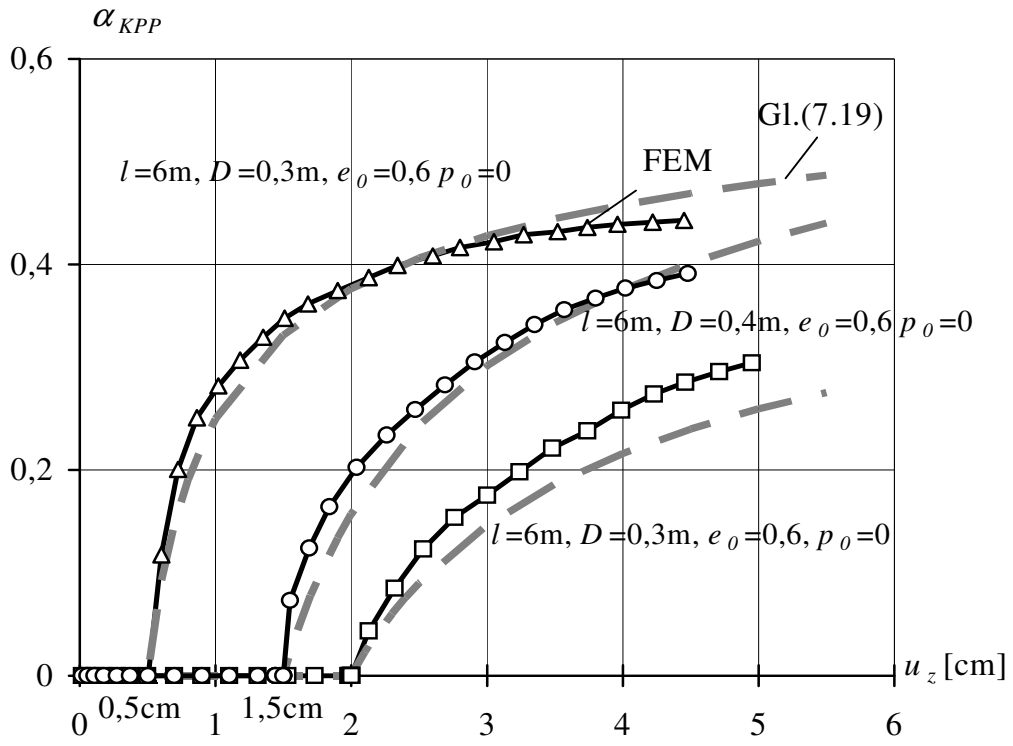
$$\frac{\sum R_{pf}}{b^2 \cdot d \cdot \gamma_s} = 9900 \cdot \left(\frac{\Delta u_z}{b}\right)^{\frac{0,35}{e_0^2}} \cdot e^{18,3 \cdot (0,6 - e_0)} \cdot e^{1,09 \cdot p_0/(b \cdot \gamma_s) - 0,5 \cdot p_0^2/(b \cdot \gamma_s)^2} \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^{1,29} \cdot \left(\frac{D}{b}\right)^{1,01} \cdot e^{-80 \cdot u_{z,v}/b} ,$$

$$u_z \geq u_{z,v} \text{ und } u_{z,v} \geq 0,5 \text{ cm} \qquad (7.18)$$

Zusammen mit den Gleichungen (7,18) und (7,15) lässt sich der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP}

$$\alpha_{KPP} = \frac{\sum R_{pf}}{R_z} = \frac{\sum R_{pf}}{F_z} \qquad (7.19)$$

ermitteln.



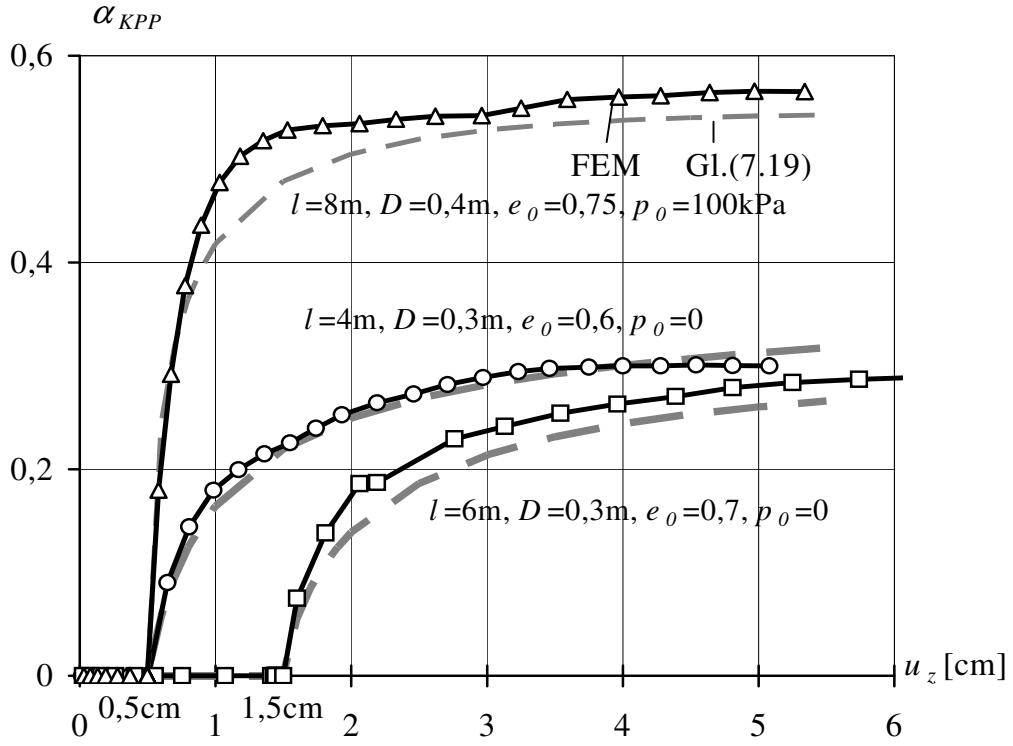


Bild 7.33: Ergebnisse der FE-Berechnungen und der geschlossenen Ansätze (7.19), (7.18) sowie (7.15)

Zur Überprüfung der Approximationsbeziehung (7.18) werden die Beispiele nachgerechnet. Die im Bild 7.33 dargestellten Ergebnisse zeigen sich, dass der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} durch die geschlossenen Beziehungen (7.18) und (7.15) zutreffend approximiert werden kann.

Ein Vergleich der α_{KPP}-Werte in Bild 7.28 mit denen aus den Experimenten führt zu folgenden Schlussfolgerungen:

- Der Skalierungsfaktor beider Modelle beträgt 5.

- Den Setzungen $u_{z,v}$ = 1,0 cm bzw. 1,7 cm im Labormodell entsprechen Werte $u_{z,v}$ = 5 cm bzw. 8,5 cm im Modell der Parameterstudien.

- Für große $u_{z,v}$ -Werte nähern sich auch die α_{KPP}-Werte des Modells der Parameterstudien den Werten des Labormodells an.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Gründung von Hochhäusern auf kombinierten Pfahlplattengründungen (KPP) zählt heute zu den geotechnischen Standardverfahren. Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen ist es, die Auswirkungen nachträglich unter Fundamenten hergestellter Pfähle auf das Tragverhalten des Gesamtsystems Fundament und Pfähle zu ermitteln. Es beinhaltet sowohl numerische Untersuchungen als auch Modellversuche.

Die großmaßstäblichen Modellversuche wurden mit dem Ziel durchgeführt, die Ergebnisse zur Überprüfung der Güte des verwendeten FE-Programmes (NONSAP) heranzuziehen.

In numerischen Untersuchungen wurden sowohl die durch die Pfähle unterfangenen Fundamente als auch zum Vergleich eine Fundamentplatte mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM) untersucht. Ein geeignetes numerisches Berechnungsverfahren einschließlich Stoffgesetz wurde für eine räumliche Fundamentplatte, gegründet auf Bohrpfählen, entwickelt. Als Untergrund ist Sand verwendet. Für die Fundamentplatte sowie die Pfähle ist ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Das Materialverhalten des Sandes ist durch ein elasto-plastisches Stoffmodell beschrieben.

Die numerische Modellierung der Grenzflächen Fundamentplatte/Sand sowie Pfähle/Sand erfolgte mittels Interface-Elementen. Der Einfluss der Interface-Elemente auf das Gesamttragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte sowie der Fundamentplatte ist dargestellt.

Die Auswirkungen von nachträglich hergestellten Pfählen auf das Tragverhalten des Gesamtsystems Fundamentplatte und Pfähle sowie die Herstellungseinflüsse sind numerisch simuliert und untersucht. Das Tragverhalten der unterfangenen Fundamentplatte in Abhängigkeit von den verschiedenen Parametern, wie z.B. Pfahllänge, Pfahldurchmesser, Porenzahl des Sands sowie Überlagerungsdruck, ist aufgezeigt. Die Ergebnisse dieser Studien sind durch geschlossene Beziehungen beschrieben, die eine Prognose zum Tragverhalten des betrachteten Modells für vorgegebene Wertebereiche verschiedener Parameter ermöglichen.

Als signifikante Ergebnisse der numerischen und experimentellen Untersuchungen sind festzuhalten:

- Das Last-Setzungsverhalten einer Fundamentplatte wird durch die Unterfangung mit nachträgliche Pfählen nennenswert verbessert.

- In numerischen Berechnungen sowie in Experimenten zeigt sich, dass für lange Pfähle der Grenzzustand des Mantelwiderstandes erreicht wird.

- Das Tragverhalten einer Fundamentplatte lässt sich durch längere Pfähle effektiver verbessern als durch Pfähle mit größerem Durchmesser.

- Eine größere Lagerungsdichte des Sands sowie eine Zunahme des Überlagerungsdruckes bewirken deutliche Zunahmen der Tragkapazität der unterfangenen Fundamentplatte.

- Der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} hängt sowohl von der Setzung u_z als auch von $u_{z,v}$ ab. Maßgebend ist das Verhalten der Pfahlmantelwiderstände. Mit zunehmenden $u_{z,v}$ -Werte nehmen diese und damit die α_{KPP}-Werte signifikant ab.

Die Untersuchungen der nachträglich durch die Pfähle unterfangenen Fundamentplatte sollten für schräg angreifende Einwirkungen noch erweitert werden.

Weiter sollten in Folgeuntersuchungen Modelle mit größerer Pfahlanzahl sowie beliebiger Anordnung der Pfähle betrachtet werden, und die geschlossenen analytischen Beziehungen entsprechend erweitert werden.

Bei keinem der Pfahl-Platten-Modelle wurde die Traglast der Fundamentplatte bzw. der nachträglich unterfangenen Fundamentplatte erreicht. Zwar haben sich von den Fundamentkanten ausgehende Scherfugen angedeutet, aber noch keine geschlossenen Versagensmechanismen ausgebildet.

9 Literaturverzeichnis

Bathe, K.J. (1986): *Finite-Elemente-Methoden*. Springer-Verlag.

Banerjee, P.K. & Butterfield, R. (1971): *Boundary Element Methods in Engineerung Science*. McGRAW-HILL Book Company (UK) Limited.

Beer, G. (1985): An isoparametric joint/interface element for finite element analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 21, S.585-600.

Clancy, P. & Randolph, M.F. (1993): An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 17, S.849-869.

Desai, C.S., Zaman, M.M., Lightner, J.G. & Siriwardane, H.J. (1984): Thin-layer element for interfaces and joints. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, S.19-43.

DIN V ENV 1997-1 (1996): Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.

DIN 1045 (1988): Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung.

DIN 1054:2003-1 (2003): Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

DIN 4014 (1990): Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten.

DIN 4017 (1979): Grundbruchberechnungen.

DIN 4018 (1974): Baugrund – Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründung.

DIN 4019 (1979): Setzungsberechnungen.

DIN 4128 (1983): Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser – Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.

Entwurf der KPP-Richtlinie (2000): *Bauingenieur*, Band 75, September.

El Mossallamy, Y. (1996): Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 36.

Ghaboussi, J., Wilson, E.L. & Isenberg, J. (1973): Finite element for rock joints and interfaces. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 99, (SM10).

Goldscheider, M. (1972): Spannungen in Sand bei räumlicher, monotoner Verformung. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe*, Heft 92.

Goldscheider, M. (1976): Grenzbedingung und Fließregel von Sand. *Mech. Res. Com.*, Volume 3: S.463-468, Pergamon Press.

Goodman, R.E., Taylor, R.L. & Brekke, T.L. (1968): A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 94, (SM3).

Griffiths, D.V., Clancy, P. & Randolph, M.F. (1991): Piled raft foundation analysis by finite elements. *Proc. 7th Int. Conf. on Computer Methods and Acvances in Geomechanics*, Cairns, Volume 2: S.1153-1157.

Gudehus, G. Goldscheider, M. & Winter, H. (1977): Mech. Properties of Sand and Clay and Num. Integration Meth.: Some Sources of Errors and Bounds of Accuracy. J. Wiley & Sons.

Gudehus, G. (1980): Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. *Bauingenieur* 55, S.57-67.

Jansen, E. (1989): Gründungssanierungen mit hydraulischen Presspfählen. *Bautechnik* 66, H. 7, S.225-232.

Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E. & Kodaka, T. (1997): Modelling the nonlinear deformation properties of stiff geomaterials. *Geotechnique*, 47-3, Symposium In Print, S.563-580.

Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S. & Sato, T. (1999): stress-strain behaviour of sand in plane strani compression, extension and cyclic loading tests. *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, S.31-45.

Matsushita, M., Tatsuoka, F., Koseki, J., Cazacliu, B., Di Benedetto, H. & Yasin, S.J.M. (1999): Time effects on the pre-peak deformation properties of sands. *Proc. Second Int. Conf. On Pre-Failure Deformation Characteristics of Geometarials,* IS Torino´99, Balkema, 1, S.681-689.

Meißner, H. (1983): Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe*, Heft 93.

Meißner, H. (1985): Bearing behaviour of frost shells in the construction of tunnels. *4th Int. Symp. On Ground Freezing/Sapporo*, Vol II.

Meißner, H. (1988): Ground movements by tunnel driving in the protection of frozen shells. *Numerical Methods in Geomechanics*, Volume 2: S.733-743.

Meißner, H. & Shen, Y.L. (1992): Soft soils below the base of a bored pile. *Geotechnique et Informatique, Colloque International*, S.437-444.

Meißner, H., Van Impe, W.F., Shen, Y.L. & Vogt, C. (1993): Punching effects for bored piles. *Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium, S.299-307.

Meißner, H. & Shen, Y.L. (1994): Numerical model of a piled foundation with respect to the stress history. *Proceedings of the third European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Manchester, UK, 7-9 September 1994.

Meißner, H. & Shen, Y.L. (1995): Bearing behaviour of a piled foundation. *11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* Copenhagen, Denmark.

Meißner, H. & Shen, Y.L. (1999): Auswirkungen sowie Herstellungseinflüsse von nachträglich eingebrachten Bohrpfählen unter Fundamenten. *IVth German-Polish Symposium,* Kaiserlautern, Germany.

Meißner, H. & Shen, Y.L. (2005): Verbesserung des Tragverhaltens von Fundamenten durch nachträglich hergestellte Bohrpfähle. *Bauingenieur*, Band 80, S.531-539.

Meißner, H. & Vogt, J. (1991): The bearing behaviour of slurry wall elements in sand subjected to vertical loads. Int. Soc. of Soil Mechanics and Found. Eng., Santander, Spanien.

Meißner, H. & Wibel, A. (1974): Sandverformungen und Spannungsverteilungen in der Umgebung von Bohrpfählen. *Vorträge der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main*, Deutsche Gesell. für Erd- und Grundbau, Essen.

Park, C.-S. & Tatsuoka, F. (1994): Anisotropic strength and deformation of sand in plain strain compression. *Proc. of the 13th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, New Delhi, 1, S.1-4.

Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1968): The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Geotechnique* 18, No. 3, 351-371.

Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980): *Pile foundation, analysis and design.* John Wiley and Sons, New York.

Poulos, H.G. & Mattes, N.S. (1971a): Settlement and Load Distribution Analysis of Pile Groups. *Australian Geomechanics Journal*, Vol. 1, S.18-28.

Poulos, H.G. & Mattes, N.S. (1971b): Displacements in a Soil Mass Due to Pile Groups. *Australian Geomechanics Journal*, Vol. 1, S.29-35.

Poulos, H.G. (1991): Analysis of Piled Strip Foundations. *Comp. Methods & Advances in Geomechs.*, ed. Beer et al. Balkema, Rotterdam, 1 : S.183-191.

Poulos, H.G. (1994): An Approximate Numerical Analysis of Piled-Raft Interaction. *Int. J. NAM Geomechs.*, 18: S.73-92.

Poulos, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. & Chen, L. (1997): Comparison of some methods for analysis of piled rafts. *Proceedings of the fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. 2, S.1119-1124.

Poulos, H.G. (2001): *Methods of analysis of piled raft foundations.* A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations.

Randolph, M.F. (1983): Design of piled raft foundations. *Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems*, Bangkok, S.525-537.

Randolph, M.F. (1994): Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil and Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, 5, S.61-82.

Reul, O. (2000): In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 53.

Röder, K., Baumgarten, H. & Markgraf, H. (1989): Gründungsverstärkung am ‚Alten Kloster' in Leipzig. Bauplanung – *Bautechnik*, 43. Jg, Heft 8, S.339-342.

Sales, M.M., Poulos, H.G. & Small, J.C. (2000): A New Approach for Analysis of Fully Mobilized Piles in Piled Rafts.

Sommer, H. (1978): Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser. *Bauingenieur* 53, S.205-211.

Sommer, H. (1987): Kombinierte Pfahl-Plattengründungen von Hochhäusern im Ton. *Vorträge der Baugrundtagung 1986 in Nürnberg*, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, S.391-405.

Sommer, H., Katzenbach, R. & Debenedittis, C. (1990): Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/Main. *Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe*, S.371-380.

Stutz, P. (1972): Comportement élato-plastique des milieux granulaires. *Symposium on foundations of plasticity*, Warschau, S.37-49.

Tatsuoka, F. (2000): Impacts on Geotechnical Engineering of Several Recent Findings from Laboratory Stress-Strain Tests on Geomaterials. the lecture note for the *2000 Burmister Lecture*, the Columbia University, N.Y., U.S.A..

Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. & Kodaka, T. (1999a): Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials. Theme Lecture for the Plenari Session No.1, *Proc. of XIV IC on SMFE, Hamburg*, September 1997, 4, S.2129-2164.

Tatsuoka, F., Modoni, G., Jiang, G.L., Anh Dan, L.Q., Flora, A., Matsushita, M., & Koseki, J. (1999b): Stress-Strain Behaviour at Small Strains of Unbound Granular Materials and its Laboratory Tests. Keynote Lecture, *Proc. of Workshop on Modelling and Advanced testing for Unbound Granular Materials*, January 21 and 22, 1999, Lisboa (Correia eds.), Balkema, S.17-61.

Tatsuoka, F. & Huang, C.-C. (1991): Discussion of `Bearing capacity of Foundations in slopes` by Shields et al.. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117-12, 1970-1975.

Van Impe, W.F. (1991): Deformation of deep foundations. *Proc. 10th ECSMFE Florence*, S.1031-1062.

Van Impe, W.F. (2004): Research based design versus practice. the lecture note.

Van Impe, W.F. & De Clercq, Y. (1994): Ein Ineraktionsmodell für Pfahlplattengründungen. *Geotechnik* 17: S.61-73.

Van Impe, W.F. & Lungu, I. (1996): Technical Report on Settlement Prediction Methodes for Piled Raft Foundations. Ghent Univ., Belgium.

Vogt, J. (1992): Tragverhalten von Schlitzwandelementen. *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern*, Heft 1.

Yasin, S.J.M. & Tatsuoka, F (2000): Stress history-dependent deformation characteristics of dense sand in plane strain. *Soils and Foundations*, 40-2, S.77-98.