Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen der

Technischen Universität Darmstadt

Herausgegeben von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jan Wörner
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jens Schneider

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DARMSTADT

# Numerische Studien zum in-situ Setzungsverhalten von Gründungssystemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden

Dipl.-Ing. Simon Meißner

Heft 42 | Darmstadt | Juli 2014

**Meißner, Simon:**

Numerische Studien zum in-situ Setzungsverhalten von Gründungssystemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden

Heft 42 – Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen der Technischen Universität Darmstadt, 2014
ISSN 1433 - 7789

**Eigenverlag:**

Technische Universität Darmstadt
Institut für Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen
Franziska-Braun-Straße 3
64287 Darmstadt
Tel.: +49(0)6151/16-2537
E-Mail: arslan@iwmb.tu-darmstadt.de

# Numerische Studien zum in-situ Setzungsverhalten von Gründungs-systemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden

Dipl.-Ing. **Simon Meißner**

Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Institut für Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DARMSTADT

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt genehmigte

Dissertation

von

Dipl.-Ing. Simon Meißner
aus Frankfurt am Main

Referent:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

Korreferent:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner

Eingereicht am:
10.07.2013

Prüfung am:
07.11.2013

D 17 | Darmstadt 2014

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Prognose des Setzungsverhaltens von Gründungssystemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden. Insbesondere bei modernen Infrastrukturprojekten wie z. B. bei Magnetschnellbahnen oder bei Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn werden hohe Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit des Unterbaus gestellt, die es im Rahmen der Planung und Ausführung zu erfüllen gilt. Derzeit stehen für die Prognose von Setzungen und somit der Gebrauchstauglickeit von Gründungsystemen unter ausgeprägt zyklischen Einwirkungen nur grobe Bemessungshilfen zur Verfügung. Grundsätzlich kann beobachtet werden, dass bei einer gewissen Lastzyklenzahl und Größe der zyklischen Einwirkung die irreversiblen Setzungsanteile überwiegen. Ursächlich hierfür sind u. a. Verdichtungsprozesse des Korngerüstes sowie Kornbruch und Kornabrieb.

Eine umfangreiche Darstellung von zyklischen Laborversuchen sowie Gründungssystemen und Modellversuchen unter zyklischer Einwirkung war die Grundlage für die Erarbeitung eines eigenen Vorschlages zur Beurteilung des Tragverhaltens von Flach- und Tiefgründungen unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung unter Berücksichtigung der maßgebenden Einflussfaktoren bezüglich der zyklischen Lastamplitude und der mittleren statischen Belastung. Auf Grundlage von Messergebnissen wurden Grenzlinien für Lastzyklenzahlen mittels einer Regressionsanalyse bestimmt und Lastzyklenbeiwerte formuliert.

Weiterhin wurden in dieser Arbeit die Grenzen und Möglichkeiten der numerischen Verfahren im Hinblick auf die Berücksichtigung zyklischer Einwirkungen aufgezeigt. Es zeigt sich, dass die Verwendung eines hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung für die Ermittlung des Setzungsverhaltens unter zyklischer Einwirkung unter bestimmten Randbedingungen geeignet ist.

## Abstract

The present work provides a contribution towards the assessment of the settlement behaviour of foundation systems in non-cohesive soils under cyclic loading. In particular for modern infrastructure projects, such as the construction of magnetic levitation lines or high speed rail way lines, high demands are placed on the serviceability, which have to be fulfilled within the scope of planning and execution. Currently, only coarse estimates aids are available for the assessment of settlements and the serviceability of foundation systems under cyclic loading. As a basic principle, it can be observed that with a certain number of cycles and the size of the cyclic loading, the elastic deformations are superimposed by the plastic deformations. The reasons for this are, among other things, material compaction processes as well as grain damage and grain abrasion.

A comprehensive compilation of cyclic laboratory tests as well as foundation systems and model tests under cyclic loading were the basis for an own proposal for the assessment of pile behaviour under cyclic loading. In this proposal the relevant factors such as the cyclic load amplitude, the static pile resistance and the mean static load were taken into consideration. Based on the analysed test results boundary lines for a specified number of cycles as well as the cyclic loading factors were determined by means of a regression analysis.

Furthermore, the possibilities and limitations of numerical modelling with regard to the consideration of cyclic loading were identified in this study. Basically, it appears that the use of a hypoplastic constitutive model with intergranular strain for the determination of displacements under cyclic loading is possible under certain conditions.

## Inhaltsverzeichnis


Kurzfassung iii

Abstract iii

Inhaltsverzeichnis iv

1. Einleitung und Ziele der Arbeit 1

2. Magnetschnellbahn 3
2.1. Antrieb und Fahrweg 3
2.2. Erschütterungsemission der Magnetschnellbahn 4
2.3. Einwirkungen / Beanspruchung 8
2.4. Gebrauchstauglichkeitsanforderungen für Unterbauten 9
2.5. Projekt: Magnetschnellbahn München 11
2.6. Geologischer / Hydrogeologischer Überblick - Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen 12

3. Theoretische Grundlagen 14
3.1. Definitionen 14
3.2. Ausbreitung von Erschütterungen 21
3.3. Nichtlineares Verformungsverhalten von nichtbindigen Böden unter statischer und ausgeprägt zyklischer Einwirkung 24

4. Stand der Forschung und Technik - Ansätze zur Beschreibung des Verhaltens unter ausgeprägt zyklischer Einwirkungen 31
4.1. Überblick 31
4.2. Elastische Ansätze 31
4.3. Implizite Ansätze - Stoffgesetze für zyklische Beanspruchungen 32
4.4. Explizite Ansätze unter Berücksichtigung zyklischer Versuche 33
4.5. Empirische Verformungs- und Verschiebungsansätze 34
4.6. Fazit 36

5. Stoffgesetze 37
5.1. Einführung 37
5.2. Elastisches Werkstoffverhalten 37
5.3. Plastisches Werkstoffverhalten 37
5.3.1. Mohr-Coulomb Modell (Bruchkriterium) 38
5.3.2. Hardening Soil Modell 40
5.4. Hypoplastizität 42
5.4.1. Kritischer Reibungswinkel 50
5.4.2. Granulatsteifigkeit $h_s$ und Exponent n 51
5.4.3. Porenzahl e 53
5.4.4. Exponent α 55
5.4.5. Exponent β 56
5.5. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung 56

6. Das Verformungsverhalten von Böden unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung 61
6.1. Überblick 61
6.2. Zyklische Laborversuche 61
6.3. Feld- und Modellversuche zu zyklisch belasteten Flachgründungen 67
6.4. Feld- und Modellversuche zu zyklisch belasteten Tiefgründungen 73
6.5. Vorschlag für eine Beurteilung des Pfahlverhaltens unter ausgeprägt axial zyklischer Belastung 101

7. Numerische Studien - Laborversuche 105
7.1. Verwendete Programmsysteme 105
7.2. Konventionelle triaxiale Kompressionsversuche 105
7.3. Zyklischer Oedometerversuch 106
7.4. Zyklische Triaxialversuche 110

8. Numerische Studien - Flachgründungen 115
8.1. Projektspezifische Einwirkungen 115
8.2. Sensitivitätsanalyse Flachgründung – Magnetschnellbahn München 115

9. Numerische Studien - Pfahlgründung 124
9.1. Numerische Rückrechnung der Pfahlprobebelastung Sony Center, Berlin 124
9.2. Sensitivitätsanalyse Tiefgründung – Magnetschnellbahn München 126
9.3. Optimierungsmöglichkeiten der Tiefgründung 130

10. Zusammenfassung und Ausblick 133

Abbildungsverzeichnis 135

Tabellenverzeichnis 139

Symbolverzeichnis und Notation 140

Literaturverzeichnis 144

Lebenslauf 155

# 1. Einleitung und Ziele der Arbeit

Die bodenmechanische Betrachtung von zyklischen bzw. dynamischen Einwirkungen auf den Baugrund bei einer großen Lastzyklenzahl ist von großer Bedeutung für die Beurteilung insbesondere der Gebrauchstauglichkeit von aufgehenden Konstruktionen, wie Maschinenfundamenten, Infrastrukturbauwerken oder Offshore-Konstruktionen. Erfahrungsgemäß zeigen Böden unter zyklischer bzw. dynamischer Einwirkung kein linear-elastisches Verhalten. Bereits unter kleinen Einwirkungen können bei entsprechender Lastzyklenzahl plastische und somit irreversible Verformungen beobachtet werden. Nur in seltenen Fällen führen die genannten Einwirkungen zu einem Verlust der Standsicherheit. Vielmehr beeinflussen diese die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion über Einwirkungsdauer bzw. Nutzungsdauer. Aus diesem Grund kommt auf die Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion eine große Bedeutung zu. Diesbezügliche Anforderungen und Vorgaben aus den aufgehenden Konstruktionen unterliegen heute strengen Anforderungen. Andererseits fehlen aber für eine entsprechende Prognose und Bewertung die normativen Grundlagen bzw. abgesicherte Berechnungsverfahren.

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Forschungsarbeiten im Rahmen der geplanten Windparks in der Nord- und Ostsee durchgeführt. Hierbei handelt es sich im Wesentlichen um Pfähle unter zyklischer horizontaler Belastung. Auch für diese ingenieurtechnische Aufgabe existieren noch keine anerkannten Berechnungsmodelle (BSH, 2012). Dies gilt insbesondere für den Nachweis der Gebrauchstauglickeit. Bei dieser Fragestellung sind zyklische Lasteinwirkungen vornehmlich aus Wind, Wellen, Eis, Meeresströmungen und ggf. Schiffsanprall je nach betrachtetem Standort zu berücksichtigen (Quast, 2003). Hier sind im Gegensatz zu Gründungen von Infrastrukturbauwerken oder Maschinenfundamenten vornehmlich horizontale Einwirkungen zu betrachten.

In den letzten Dekaden haben sich verschiedene numerische Methoden im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit etabliert. Mittlerweile herrscht Einigkeit darüber, dass mit numerischen Methoden eine qualifiziertere Prognose der Verformungen gelingen kann als mit herkömmlichen Verfahren mit z. B. Federmodellen. Voraussetzung hierfür sind validierte Stoffgesetze, die entsprechend der Aufgabenstellung ausgewählt und kalibriert werden müssen. Für eine adäquate Kalibrierung der Stoffgesetze und die Anwendung numerischer Methoden sind geotechnische Messdaten und Rückrechnungen unerlässlich. In der DIN 1054:2005-01 bzw. DIN EN 1997-1:2009-09 sind bezüglich der Anwendung numerischer Methoden Hinweise enthalten. Weitere Hinweise wurden in den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik erarbeitet (DGGT, 2002).

Grundsätzlich können die Auswirkungen von zyklischen bzw. dynamischen Einwirkungen aus geotechnischer Sicht zunächst vereinfachend in das Kurzzeit- und Langzeitverhalten aufgeteilt werden. Das Kurzzeitverhalten (Kurzzeitdynamik) beschreibt im Allgemeinen das Verhalten während zyklischer bzw. dynamischer Einwirkung. Im Falle einer Zugüberfahrt entspricht dies einer Dauer von wenigen Sekunden. Vornehmlich handelt es sich um elastische (reversible) Verformungen des Baugrundes. Plastische Verformungen sind in der Regel vernachlässigbar klein, diese akkumulieren sich aber mit der steigenden Lastzyklenzahl, weshalb beim Langzeitverhalten über einen größeren Zeitraum bzw. unter der Berücksichtigung einer großen Lastzyklenzahl die plastischen Langzeitverformungen untersucht werden.

Das Ziel dieser Arbeit liegt in der Beurteilung des Setzungsverhaltens von Gründungssystemen unter zyklischen Einwirkungen und einer großen Lastzyklenzahl. Insbesondere im Bereich des Verkehrswegebaus ist diese Fragestellung für die Planung, den Bau und die Instandhaltung von zentraler Bedeutung (Bild 1.1).

Am Beispiel des ehemals angedachten Bauvorhabens Magnetschnellbahn in München werden in dieser Arbeit umfangreiche numerische Studien durchgeführt.

Zur Minimierung von Langzeitverformungen des Gleisfahrweges wird das Planum meist mit einer hohen Steifigkeit ausgeführt. Dies führt jedoch infolge der geringen Energiedissipation bzw. Dämpfung auch zu einer höheren Beanspruchung der Fahrzeuge (Laufflächen, Achsen etc.). Es sind daher verschiedene relevante Ingenieursdisziplinen mit zum Teil konträren Anforderungen in Betracht zu ziehen (Katzenbach & Arslan, 1996).

(a)

(b)

Bild 1.1 Moderner Verkehrswegebau
(a) ICE Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, (b) Transrapid-Strecke Shanghai

Bereits in den 70er Jahren wurden Forschungsvorhaben zum Setzungsverhalten von Fundamenten einer Magnetschnellbahn unter zyklischer Einwirkung bearbeitet (Holzlöhner, 1977). Weiterführende Untersuchungen finden sich in Hodjera (1979) oder Hettler (1981). In Gruber (1985) und weiterführend in Schwarz (1998 / 2002) finden sich erste Überlegungen und Versuche zu zyklisch belasteten Pfahlgründungen. Diesbezüglich finden sich auch umfangreiche Überlegungen in Poulos (1988), Lee & Poulos (1991), Karlsrud (1986) und Jardine & Standing (2000)

Im Zuge der Realisierung von Magnetschnellbahnprojekten soll in dieser Arbeit die Frage der Standsicherheit und insbesondere der Gebrauchstauglichkeit der Fundamente bzw. des Fahrwegträgers hinsichtlich der Belastung durch Zugüberfahrten aus geotechnischer Sicht geklärt werden.

Am Beispiel des ehemals geplanten Magnetschnellbahnprojekts München Hauptbahnhof zum Münchner Flughafen und den vorliegenden Baugrundverhältnissen sowie aufbauend auf den erarbeiteten Anforderungen werden numerische Studien von Flach- und Tiefgründungen infolge der Einwirkung einer Überfahrt einer Magnetschnellbahn durchgeführt und die Setzungen durch ausgeprägt zyklische Einwirkungen prognostiziert. Die Validierung des numerischen Modells und des Rechenansatzes erfolgt u. a. unter Zuhilfenahme von Modellversuchen und Pfahlprobebelastungsergebnissen.

# 2. Magnetschnellbahn

## 2.1. Antrieb und Fahrweg

Die prinzipielle Antriebstechnik einer Magnetschnellbahn sowie die Anforderung an den Fahrweg und die Unterbauten sind nachfolgend zusammengestellt.

Im Gegensatz zum herkömmlichen Rad-Schiene-System erfolgen bei der Magnetschnellbahn der Antrieb und die Fortbewegung berührungsfrei. Die Antriebs-, Führ- und Tragfunktionen werden von elektromagnetischen Feldern übernommen (Bild 2.1). In Deutschland beruht das Schwebeprinzip (Tragen) auf anziehenden Kräften (elektromagnetisches Schweben, EMS). Ein unter dem Fahrweg erzeugtes Magnetfeld hebt das Fahrzeug an. Der Antrieb ist vollständig im Fahrweg integriert. Mittels eines Langstators, einer ausgerollten Spule, wird über eine Regelung der Frequenz, die Geschwindigkeit des wandernden Magnetfeldes und somit die Geschwindigkeit des Fahrzeuges gesteuert (Bild 2.2). Das wandernde Magnetfeld zieht das Fahrzeug mit seinen Magneten (Rotoren) mit. Der Schwebeabstand beträgt ca. 15 cm (Schach et al., 2006).

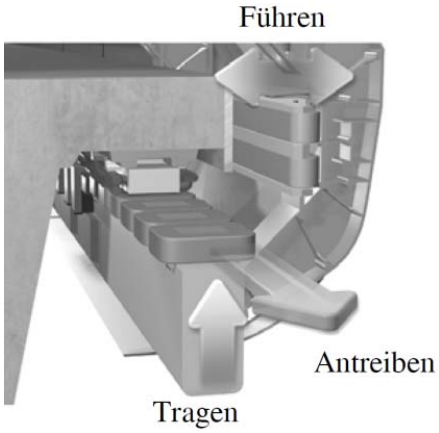



Bild 2.1 Antriebs-, Führ- und Tragfunktion (Schach et al., 2006)

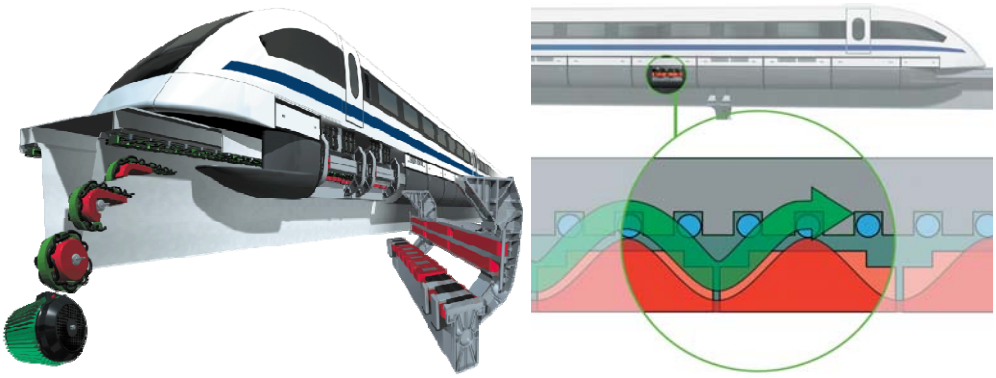


Bild 2.2 Antriebstechnik (Transrapid, 2009)

Für die Planung des Fahrweges einer Magnetschnellbahn kommen grundsätzlich verschiedene Regelfahrwegträger zum Einsatz (Transrapid, Projektierungsrichtlinie, 2004). Die Typen I und II werden auf Einzelfundamenten und der Typ III auf einer Streifengründung errichtet. Die Spannweite des Typs I beträgt in der Regel ca. 24,8 m. In Shanghai und auf der Teststrecke in Emden wurden auch Träger mit einer Spannweite von 31,0 m eingebaut (Bild 2.3). Die Vor- und Nachteile sowie die verschieden begründeten Einsatzbereiche der Fahrwegträger sind detailliert in (Schach, 2006) zusammengestellt.

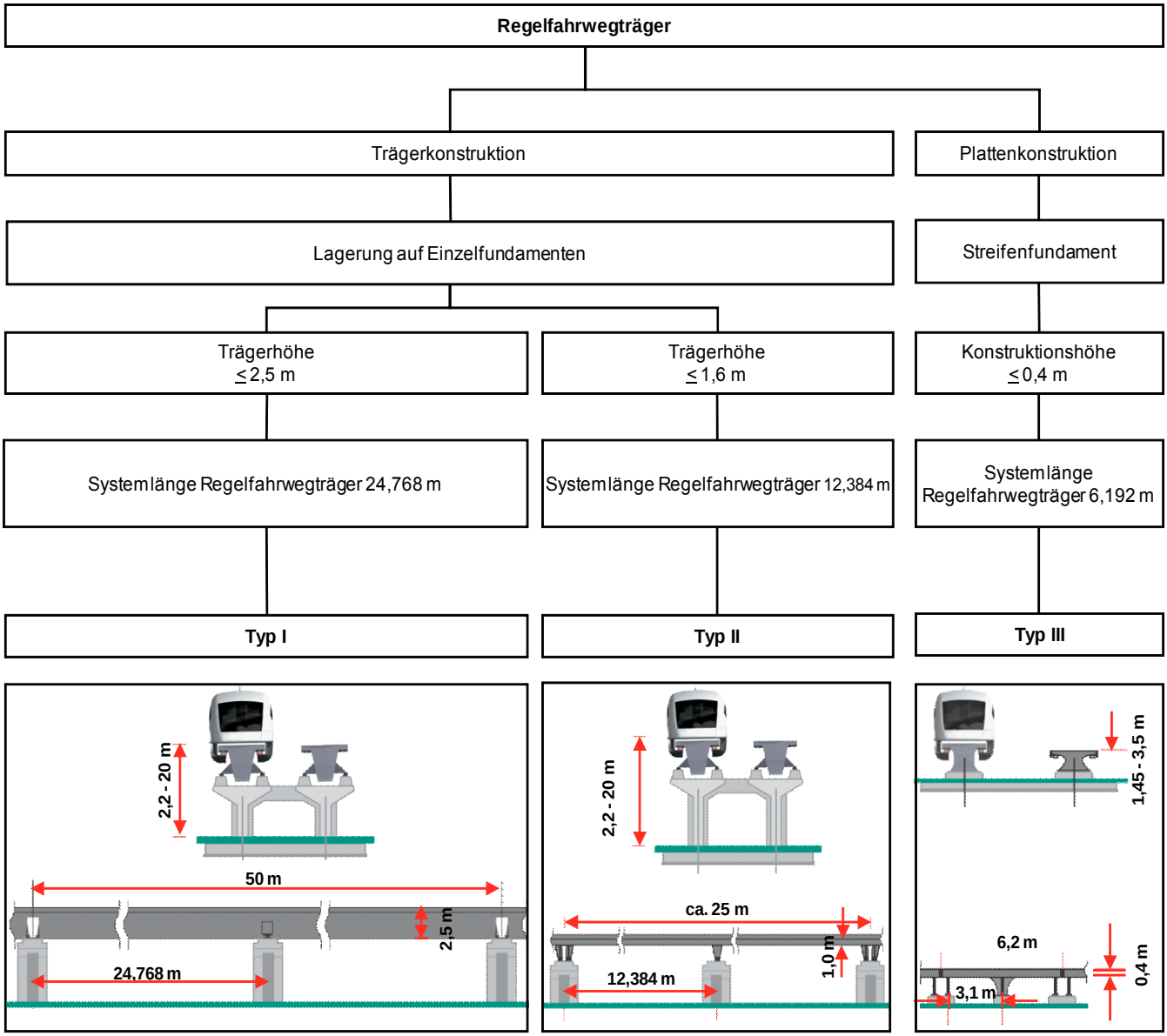



Bild 2.3 Regelfahrwegträger

## 2.2. Erschütterungsemission der Magnetschnellbahn

Bislang liegen nur wenige Erfahrungen und Messungen hinsichtlich der Erschütterungsemissionen von Magnetschellbahnen vor. Mit den Ausarbeitungen des U.S. Departments of Transportation (2002) und Jaquet & Heiland (2007) erfolgten verschiedene Messungen an der Transrapid Versuchsanlage im Emsland (TVE). Die Versuchsanlage weist eine Gesamtlänge von 31,8 km auf und besteht aus einer 12,0 km langen Geraden und zwei Wendeschleifen (Bild 2.4). Die Anlage wurde in aufgeständerter als auch ebenerdiger Bauweise ausgeführt (Bild 2.3). Als Fahrwegträger kommen Beton-, Stahl- und Hybridträger zum Einsatz.

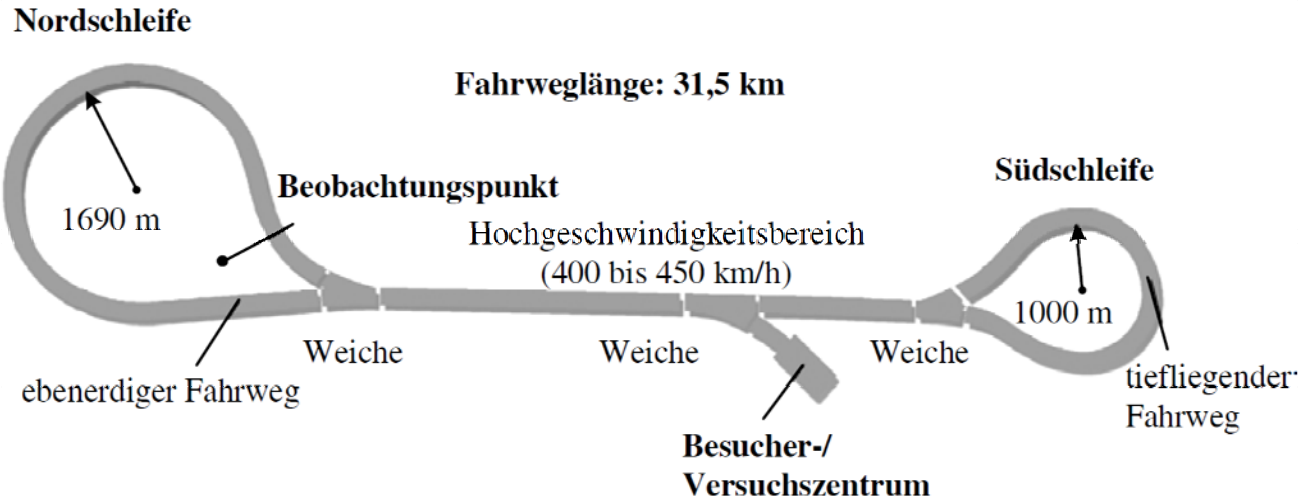



Bild 2.4 Lageplan der Transrapid Versuchsanlange Emsland (Schach et al., 2006)

Die Erschütterungsanregung bei einer Überfahrt einer Magnetschnellbahn setzt sich aus verschiedenen Arten von Schwingungen zusammen (Lutzenberger & Müller, 2007):

- Durch die stoßartige Belastung der Fahrwegträger bei einer Überfahrt werden transiente Schwingungen erzeugt (Kap. 3). Aufgrund der endlichen Länge des Fahrzeuges mit naturgemäß ungleichmäßigem Lastbild, sprich Gewichtsverteilung, werden Wechselkräfte hervorgerufen. Die Größe der Belastung steigt mit der Fahrgeschwindigkeit an.
- Der regelmäßige Abstand der Tragmagneten und der Sektionslänge eines Fahrzeuges führen zu periodischen Schwingungen.
- Periodische Schwingungen des Fahrweges resultieren bei Geschwindigkeiten von kleiner 100 km/h aus den Schwankungen in den übertragenden Magnetkräften durch die Nut-Zahnausbildung des Langstators.
- Bei aufgeständerten Fahrwegen führen unterschiedliche Steifigkeiten der Fahrwegunterbauten entlang des Fahrweges (im Bereich der Auflager (Stützen) ist die Steifigkeit höher) zu periodischen Schwingungen.
- Unregelmäßigkeiten von der Ideallage infolge ungleichmäßiger Setzungen des Fahrwegs oder Abweichungen des Langstators führen zu stochastischen (nicht deterministischen) Schwingungen im System.

Diese Erschütterungsanregungen des Fahrzeuges und des Fahrträgers verändern die im Vergleich zur rein statischen Einwirkung erzeugten Schnittgrößen. Daher werden gemäß Projektierungsrichtlinie Fahrweg (Transrapid, 2003) die statischen Einwirkungen mit Schwingbeiwerten beaufschlagt. Die Ermittlung der Schwingbeiwerte ist von vielen Einflussgrößen wie z. B. der Trägerlänge, Trägersteifigkeit, Dämpfung, Fahrzeuggeschwindigkeit, Lastbild und Länge des Lastbildes abhängig. Der maximale Schwingbeiwert für einen Fahrwegträger aus Beton Typ I mit einer Dämpfung von 0,6 % beträgt $\varphi_{max}$= 1,30. Die detaillierte Herleitung mittels der Schwingbeiwertdiagramme ist Lutzenberger & Lutzens (2007) zu entnehmen.

Bild 2.5 zeigt die Geschwindigkeit der Erschütterungsausbreitung einer Magnetschnellbahn im Vergleich zu anderen Hochgeschwindigkeitssystemen wie dem französischen TGV und dem italienischen Pendolino bei einer Geschwindigkeit von 240 km/h (U.S. Department of Transportation, 2002). Die Erschütterungen werden dimensionslos in Dezibel als Verhältnis zweier Größen angegeben. Es werden unterschiedliche Referenzwerte in der Literatur verwendet. Die in Bild 2.5 angegebenen Erschütterungen wurden von der amerikanischen Literatur (Referenzwert: 1 in/s) mit der Gleichung 2.1 (Studer et al., 2007) und dem entsprechend angegebenen Referenzwert umgerechnet.

$$db\,(v) = 20 \cdot \log\left(\frac{v}{v_{ref}}\right) \qquad \text{Gl. 2.1}$$

mit

v: Partikelgeschwindigkeit (mm/s)

$v_{ref}$: Referenzwert

1 in/s entspricht $2{,}54 \cdot 10^{-5}$ mm/s (U.S. Department of Transportation, 2002)

früher: $5 \cdot 10^{-5}$ mm/s / heute meist: $10^{-6}$ mm/s (Studer, 2007)

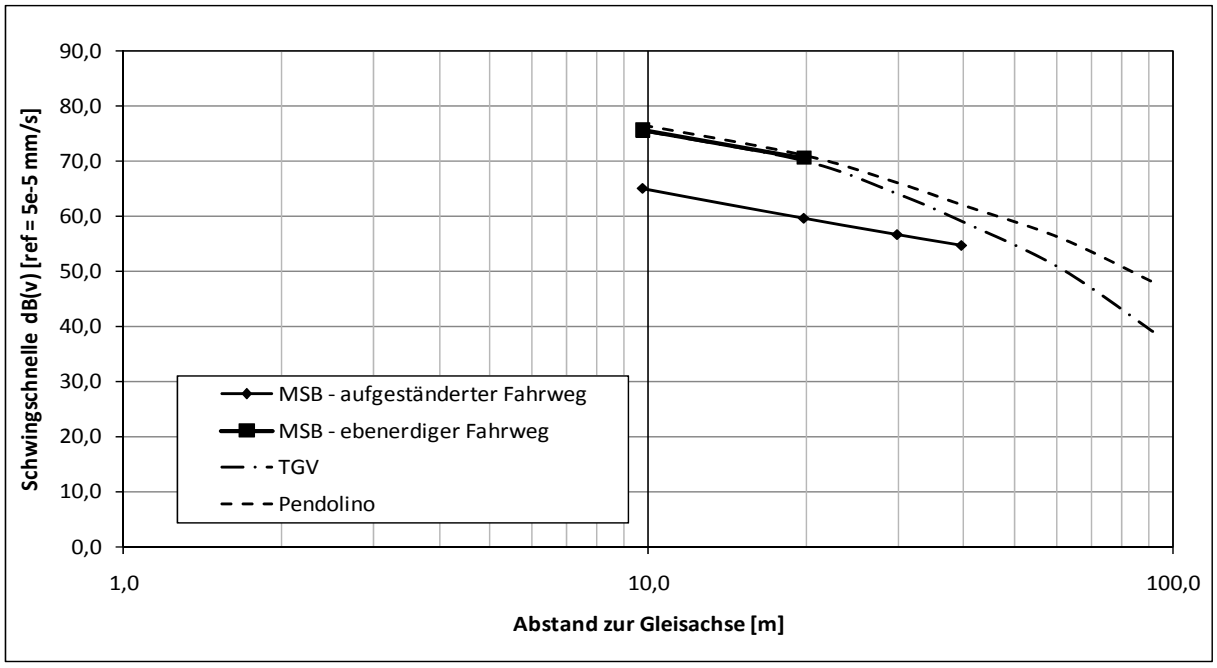



Bild 2.5 Erschütterungsausbreitung verschiedener Hochgeschwindigkeitssysteme bei einer Geschwindigkeit von 240 km/h (U.S. Department, 2002)

Bild 2.6 und Bild 2.7 aus verschiedenen Literaturquellen zeigen, dass trotz unterschiedlicher Bauweisen bei Beton-, Stahl- und Hybridträger ein charakteristisches Erschütterungsspektrum beobachtet werden kann.

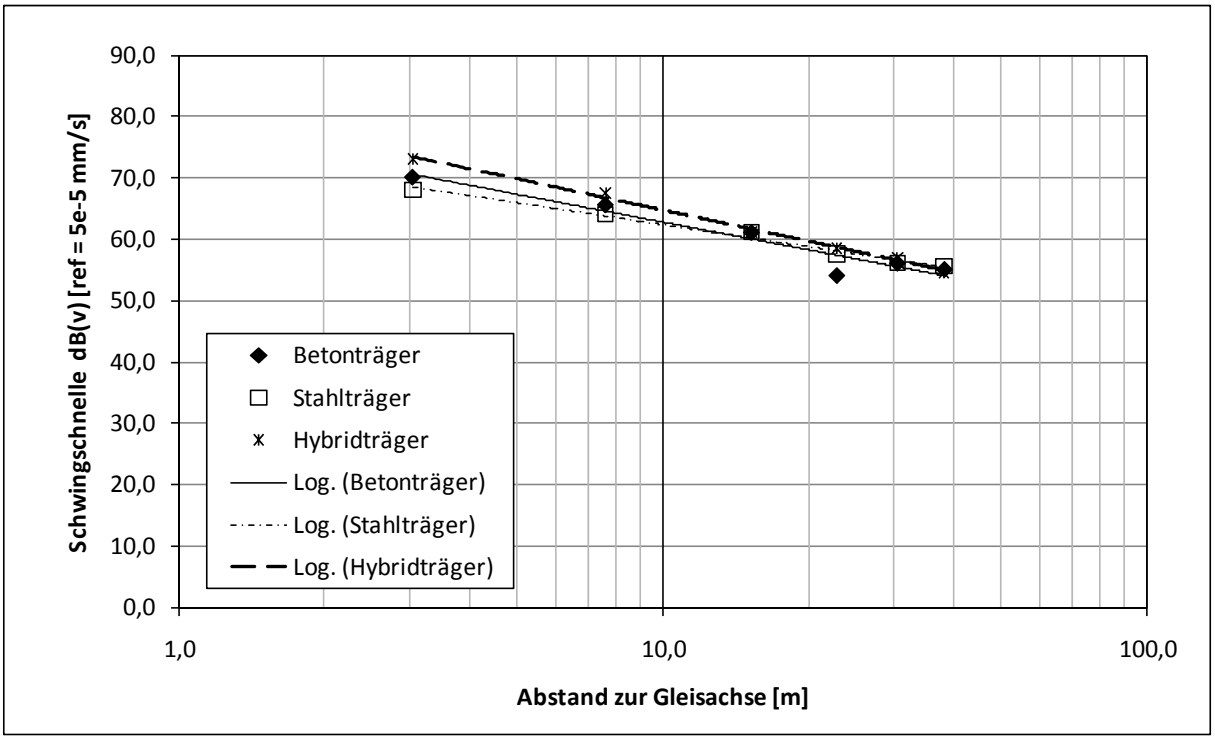



Bild 2.6 Erschütterungsausbreitung der Magnetschnellbahn TR08 bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h (U.S. Department, 2002)

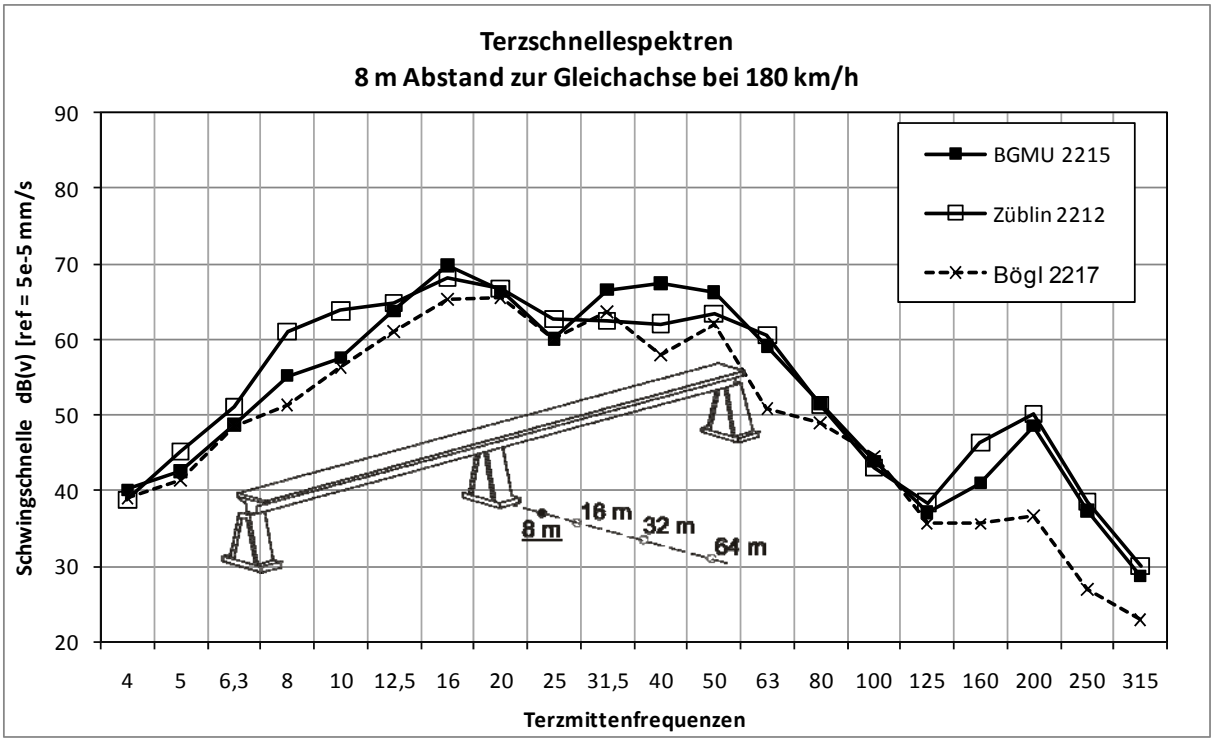



Bild 2.7 Erschütterungsspektrum für Fahrwegtyp II bei einer Geschwindigkeit von 180 km/h, 8 m Abstand zur Gleisachse (Jaquet & Heiland, 2007)

## 2.3. Einwirkungen / Beanspruchung

Beim Fahrbetrieb der Magnetschnellbahn treten neben den ständigen Einwirkungen auch planmäßig zyklische und dynamische Einwirkungen auf, die über Gründungselemente in den Baugrund abgetragen werden. Die ständigen Einwirkungen gemäß Projektierungsrichtlinie Fahrweg (Transrapid, 2003) sind in Tabelle 2.1 zusammengestellt:

Tabelle 2.1 Ständige Einwirkungen (Transrapid, 2003)

| Nr. | ständige Einwirkungen |
|---|---|
| G1 | Eigenlasten der Bauteile |
| G2 | planmäßige Vorspannung / Zwang |
| G3 | Schwinden |
| G4 | Ständige Wasserdruckkräfte |
| G5 | wahrscheinliche Baugrundbewegungen |
| G6 | ständiger Erddruck |

Die veränderlichen Einwirkungen aus dem Fahrzeug im Normalbetrieb und die aus geotechnischer Sicht zu berücksichtigenden Einwirkungen sind in Tabelle 2.2 aufgeführt.

Tabelle 2.2 veränderliche Einwirkungen (Transrapid, 2003)

| Nr. | veränderliche Einwirkungen |
|---|---|
| Q1 | Massenkräfte inklusive Dynamik aus Fahrzeugeigengewicht |
| Q2 | Massenkräfte inklusive Dynamik aus Nutzlast |
| Q3 | Ungleichverteilung des Fahrzeugeigengewichts in x-Richtung |
| Q4 | Ungleichverteilung des Fahrzeugeigengewichts in y-Richtung |
| Q5 | Führdynamik (dyn. Seitenkräfte) |
| Q6 | Zwangskräfte in engen Radien |
| Q7 | Aerodynamische Kräfte aus |
| Q7a | - Zugbegegnung |
| Q7b | - Tunnelfahrt |
| Q7c | - Vorbeifahrt an trassennahen baulichen Anlagen |
| Q8 | Einwirkungen aus Fahrtwind |
| Q8a | - Auftrieb |
| Q8b | - Druck / Sog |
| Q9 | Wind aus Umwelt auf das Fahrzeug |
| Q9a | - Seitenkräfte infolge Wind |
| Q9b | - aerodyn. Auftrieb infolge Wind |
| Q10 | Temperatur infolge Antrieb |

## 2.4. Gebrauchstauglichkeitsanforderungen für Unterbauten

Hinweise zu maximal zulässigen reversiblen und irreversiblen Verschiebungen und Verschiebungsdifferenzen der Unterbauten sind in der Projektierungsrichtlinie Fahrweg (Transrapid, 2004) zusammengestellt. Die Anforderungen sind abhängig vom gewählten statischen System und vom gewählten Fahrwegträger. Nachfolgend werden die zulässigen Verschiebungen in Abhängigkeit der Tragkonstruktion erläutert.

Irreversible Verschiebungen der Unterbauten

Für Einfeld- und für Mehrfeldträger gelten folgende Grenzwerte für die irreversiblen Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung (Bild 2.8 / Bild 2.9):

Stützen mit Trägerstößen

$$\Delta z_{St,1,plas} = \pm L_{Sys} / 6000$$

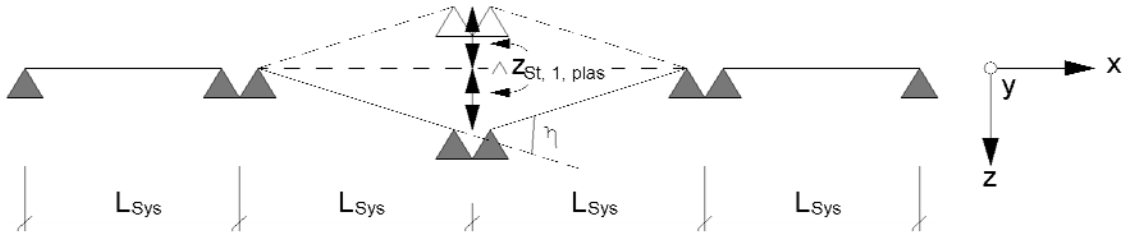



Bild 2.8 zulässige irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger (Transrapid, 2004)

Mittelstützen bei Mehrfeldträgern

$$\Delta z_{St,2,plas} = \pm L_{Sys} / 4500$$

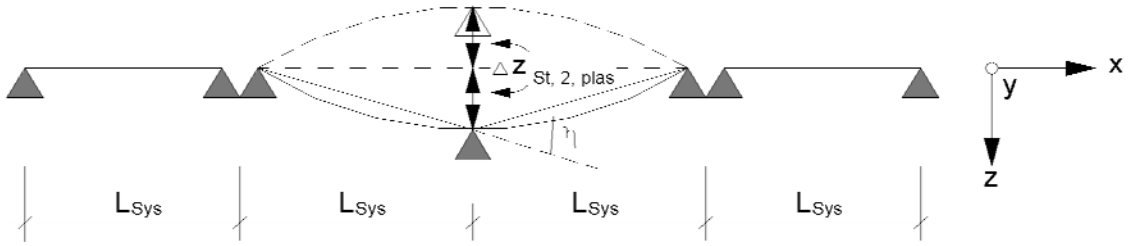



Bild 2.9 zulässige irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Mehrfeldträger (Transrapid, 2004)

Reversible Verschiebungen der Unterbauten

Die reversiblen Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung werden gemäß der Projektierungsrichtlinie Fahrweg (Transrapid, 2004) folgendermaßen begrenzt (Bild 2.10 / Bild 2.11).

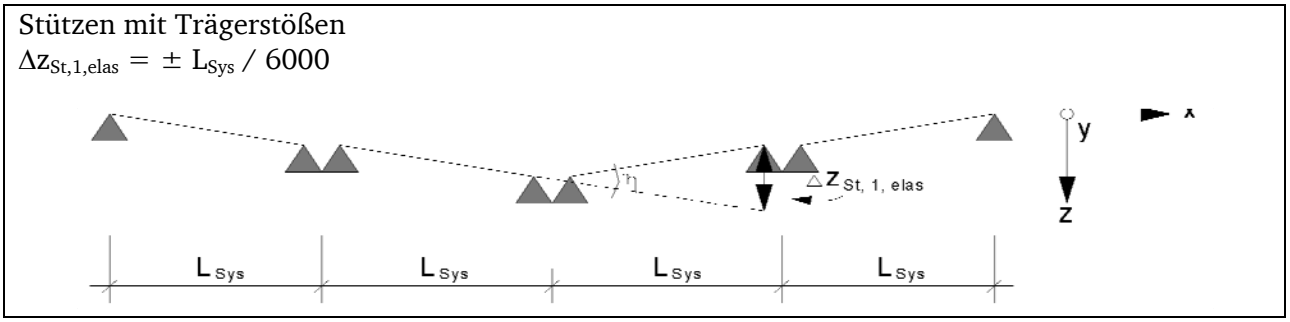



Bild 2.10 zulässige reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger (Transrapid, 2004)

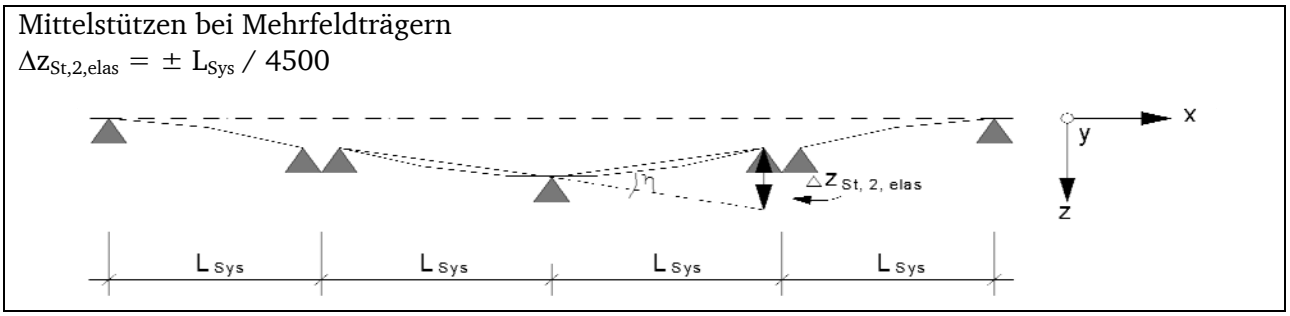



Bild 2.11 zulässige reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Mehrfeldträger (Transrapid, 2004)

Für einen Fahrwegträger Typ II mit Trägerstößen (Einfeldträger) ergeben sich folgende zulässige irreversible und reversible Verschiebungsanteile (Bild 2.12 / Bild 2.13):

$$z_{St,1,plas} = z_{St,1,elas} = \pm L_{Sys} / 6000 = 12{,}40 \text{ m} / 6000 = 0{,}2 \text{ cm } (2{,}0 \text{ mm})$$

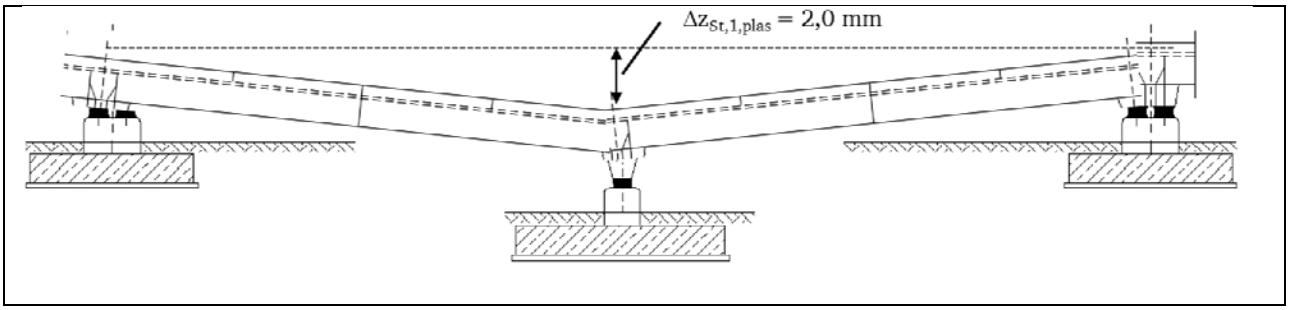



Bild 2.12 irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger

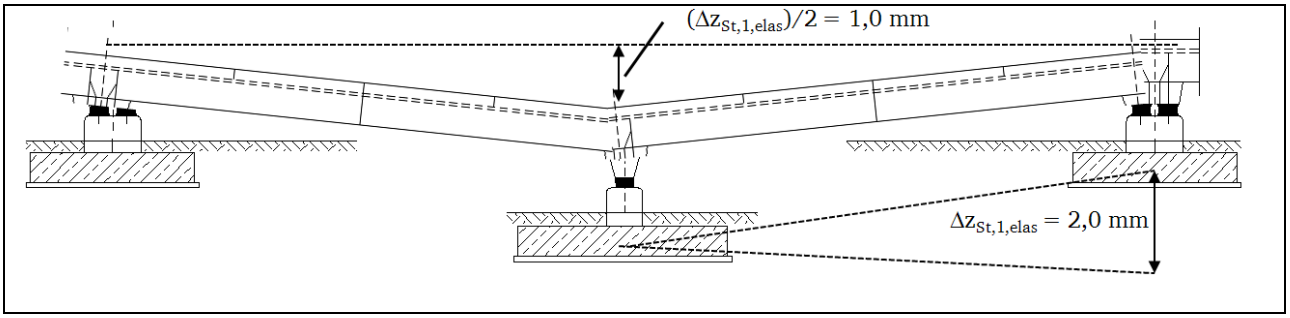



Bild 2.13 reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung - Einfeldträger

## 2.5. Projekt: Magnetschnellbahn München

Zur Verbesserung der Flughafenanbindung an den Münchner Hauptbahnhof war eine Magnetschnellbahn mit einer Trassenlänge von ca. 37 km geplant. Die Gesamtfahrzeit für diese Strecke mit der Magnetschnellbahn (MSB) sollte 10 Minuten betragen. Auf der freien Strecke sollte eine Entwurfsgeschwindigkeit von 350 km/h und im innerstädtischen Bereich von 250 km/h ermöglicht werden.

So sollten ca. 19 % der Strecke, das sind ca. 7,2 km, unterirdisch (Tunnellage) ausgeführt werden. Ca. 13 km, das entspricht 34 %, der Strecke sollten in Hochlage mit einer Höhe > 2,0 m über Geländeoberfläche und ca. 5,2 km, das entspricht 14 %, der Strecke aufgeständert mit einer Höhe > 6,0 m über Geländeoberfläche ausgeführt werden.

Bild 2.14 Trassenverlauf München Hauptbahnhof – Flughafen

Für das Projekt MSB München wurden überwiegend die Regelfahrwegträger des Typs I und II (Bild 2.3) in Betracht gezogen.

## 2.6. Geologischer / Hydrogeologischer Überblick - Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen

Das Projektgebiet liegt innerhalb der weit ausgedehnten Münchner Schotterebene. Die Münchner Schotterebene wird im Wesentlichen von quartären Terrassenschottern aufgebaut. Diese Schotter wurden auf den darunter liegenden Böden des Tertiärs (Obere Süßwassermolasse) abgelagert. Die Obere Süßwassermolasse besteht überwiegend aus Feinsanden sowie aus Ton- und Schluffhorizonten, in die immer wieder Sandlinsen eingeschaltet sind. In den Schluffen und Tonen kommen zum Teil halbfeste bis feste Mergellagen vor.

Die Tertiäroberfläche weist ein zum Teil sehr starkes Relief auf. Dieses Relief geht auf Erosionsvorgänge durch fließende Gewässer zurück. Sandlinsen innerhalb von Ton- / Schlufflagen können Grundwasser führen, dessen Druckhöhe das Niveau des quartären Grundwassers erreichen kann (gespanntes Grundwasser).

Die quartären Kiessande sind fluvio-glaziale Sedimente der Würmeiszeit, die, infolge mitunter stark wechselnder Ablagerungsbedingungen, intern sehr unterschiedlich geschichtet sein können. Im Wesentlichen wird die Münchener Schotterebene von Kiessanden der Niederterrasse aufgebaut. Die Mächtigkeit der quartären Kiessande variiert zwischen 7,0 m und 22,0 m. Die untere Grenze der quartären Kiessande verläuft in etwa parallel zur Geländeoberfläche, weist aber ein starkes Relief auf.

Im bodenmechanischen Sinne handelt es sich bei den quartären Kiessanden um sandige, teilweise schluffige, gut gerundete, ungleichförmige bis sehr ungleichförmige Kiese der Bodengruppen GI und GW sowie teilweise GU, GU*, GT und GE. Untergeordnet wurden kiesige bis stark kiesige, z. T. steinige Sande der Bodengruppen SE, SW, SU und SU* untersucht. Es finden sich sowohl Bereiche mit schwach bis stark schluffigen, z. T. tonigen Kiessanden, als auch Bereiche mit schwach bis stark sandigen Kiesen mit stark unterschiedlicher horizontaler und vertikaler Ausdehnung.

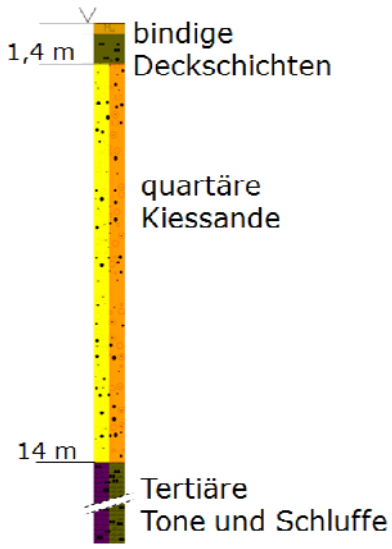



Bild 2.15 Regelschichtenprofil (Quick, 2004)

Die Kiessande sind nach ZTV E-StB 09. (2009) überwiegend in die Frostempfindlichkeitsklassen F 1 bzw. F 2 (nicht bzw. gering bis mittel frostempfindlich) einzustufen. Untergeordnet können die Kiessande der Bodengruppen GU*, SU* auftreten, die dann der Frostempfindlichkeitsklasse F 3 (sehr frostempfindlich) zuzuordnen sind. Bild 2.16 zeigt das Körnungsband der quartären Kiessande das anhand vorliegender Kornverteilungskurven erstellt wurde (Quick, 2004).

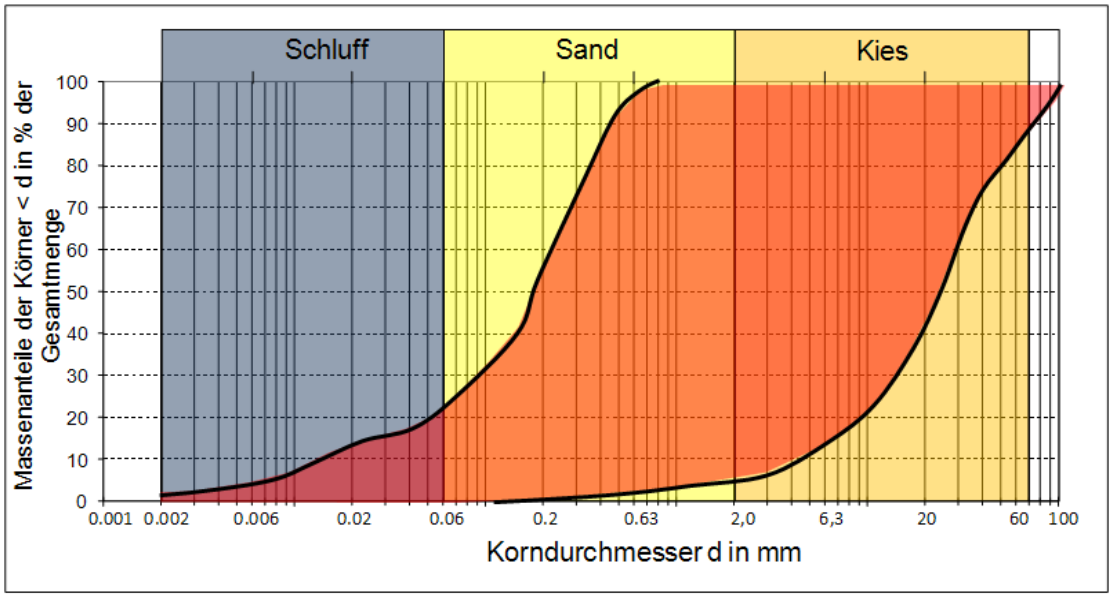



Bild 2.16 Körnungsband der quartären Kiessande (Quick, 2004)

Vereinzelt wurden im Projektgebiet innerhalb der quartären Kiessande Rollkiese, d. h. gleichförmige, enggestufte Kiese erbohrt. Die vertikale Ausdehnung beschränkt sich in der Regel auf wenige Dezimeter.

Tabelle 2.3 Charakteristische bodenmechanische Kennwerte

| | Bodenart nach DIN 4022 | Lagerungs-dichte | Wichte $\gamma$ [kN/m³] | Wichte unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m³] | Reibungs-winkel $\varphi'$ [°] | Kohäsion c' [kN/m²] | Steifemodul $E_s$ [MN/m²] | Durchlässig-keitsbeiwert k [m/s] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| quartäre Kiese mit niedrigen Lagerungsdichten | G, s'-s*, z.T. u'-u*, z.T. x'-x* selten einzelne Blöcke | sehr locker - mitteldicht | 18 - 20 | 8 - 10 | 27,5 - 32,5 | 0 | 30 - 80 | $10^{-1}$ - $10^{-6}$ |
| quartäre Kiese mit hohen Lagerungsdichten | G, s'-s*, z.T. u'-u*, z.T. x'-x* selten einzelne Blöcke | mitteldicht bis dicht | 19 - 21 | 9 - 11 | 32,5 - 37,5 | 0 | 80 - 140 | $10^{-2}$ - $10^{-5}$ |
| quartäre Rollkieslagen | G | locker - mitteldicht | 17 - 19 | 9 - 11 | 22,5 - 27,5 | 0 | 20 - 60 | $10^{-1}$ - $10^{-2}$ |

Innerhalb des untersuchten Planungsabschnitts lassen sich zwei voneinander getrennte Grundwasserstockwerke unterscheiden. Die quartären Kiese und Sande bilden den oberen, trassenrelevanten, quartären Grundwasserleiter. In diesem ist mit überwiegend geringen Flurabständen zwischen ca. 0,5 m und 10,0 m zu rechnen.

Im tertiären Grundwasserstockwerk fungieren die Sand- und Kieslagen bzw. -linsen als Grundwasserträger, die Schluffe, Tone und Mergel des Tertiärs stellen stauende Schichten dar und trennen die beiden Grundwasserstockwerke voneinander. Tertiäres Grundwasser innerhalb von Sandlinsen kann gespannt sein. Zum Teil können tertiäre und quartäre Grundwasserkörper auch korrespondieren. Durch die Wechsellagerung von durchlässigen Sandschichten mit schwach bis sehr schwach durchlässigen Ton- / Schluffschichten kann im Tertiär auch eine Gliederung in mehrere Grundwasserstockwerke gegeben sein.

# 3. Theoretische Grundlagen

## 3.1. Definitionen

Im Folgenden werden die in dieser Arbeit verwendeten Begrifflichkeiten erläutert und mit Hilfe verschiedener Literaturhinweise und eigenen Definitionen klargestellt.

Der Begriff Einwirkung wird als eine Gruppe vom Kraft- oder Verformungsgrößen, die auf ein Tragwerk oder direkt auf den Baugrund einwirken, verstanden. Eine Beanspruchung setzt sich aus verschiedenen betrachteten Einwirkungen bzw. aus Einwirkungskombinationen zusammen.

Im Sinne der DIN 1055-100: „*Einwirkungen auf Tragwerke*“ bzw. der DIN EN 1990 werden die verschiedenen Einwirkungen in u. a. ständige, veränderliche, außergewöhnliche, statische, dynamische und quasi-statische Einwirkungen unterteilt. Eine Definition für zyklische Einwirkungen wird in der DIN 1055-100 bzw. der DIN EN 1990 nicht gegeben.

Eine statische Einwirkung ist definiert als eine Einwirkung, die keine wesentliche Beschleunigung des Tragwerks bzw. im betrachteten Bauteil hervorruft. Eine vorwiegend ruhende Einwirkung beschreibt eine Einwirkung, die für die Tragwerksplanung als statisch betrachtet werden darf. Hierzu können zum Beispiel Nutzlasten oder Einwirkungen durch Wind gezählt werden.

Dynamische Einwirkungen werden als nicht vorwiegend ruhende, stoßende und sich häufig wiederholende Belastungen eingestuft, die eine wesentliche Beschleunigung im Tragwerk hervorrufen. Hierzu zählen auch die quasi-statischen Einwirkungen, die jedoch für die Tragwerksplanung weitestgehend mittels Zuschlägen oder Faktorisierung der statischen Einwirkung zur Berücksichtigung dynamischer Einflüsse angesetzt werden dürfen.

Die Begriffe dynamisch und zyklisch werden in der einschlägigen Literatur unterschiedlich beschrieben. Eine eindeutige Zuordnung dieser Begrifflichkeiten ist nicht anzutreffen. Generell gilt, dass unter zyklischen Einwirkungen langsame sich oft wiederholende Einwirkungen verstanden werden, bei denen keine Trägheitskräfte wirksam werden. Trägheitskräfte können jedoch bei höheren Frequenzen nicht mehr vernachlässigt werden. Gemäß der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT, 2002) werden die Begriffe zyklisch und dynamisch wie folgt definiert:

| | |
|---|---|
| *„Dynamisch:* | *der Belastungsvorgang (stoßartig oder stationär) erfolgt so schnell, dass die Trägheitskräfte im belasteten System nicht mehr vernachlässigt werden dürfen* |
| *Zyklisch:* | *sich identisch wiederholender Belastungsvorgang, der so langsam abläuft, dass die Trägheitskräfte vernachlässigbar sind“* |

Dabei hängt eine Unterscheidung gemäß Wichtmann (2005) nicht nur von der Frequenz, sondern auch von der Amplitude der Lastzyklen ab. In Wichtmann (2005) wird berichtet, dass auch bei Frequenzen von bis zu 30 Hz und einer bestimmten Amplitude aus geotechnischer Sicht kein Einfluss von Trägheitskräften beobachtet werden konnte.

Der Begriff zyklisch wird im Fremdwörterbuch der deutschen Sprache als „*regelmäßig wiederkehrend*“ beschrieben. Eine zyklische Einwirkung wird in dieser Arbeit daher als eine Einwirkung verstanden, die in Bezug auf ihre Größe, Richtung, Dauer und Frequenz ein gewisses Maß an Regelmäßigkeit aufweist. Diese kann eine andere Reaktion im Baugrund bewirken als eine rein statische Einwirkung. Zyklische Einwirkungen sind in der Regel lang anhaltende, regelmäßig wiederkehrende Vorgänge mit elastischen und plastischen Verschiebungsanteilen. Trägheitskräfte werden bei zyklischen Einwirkungen, im Gegensatz zu der Betrachtung von dynamischen Einwirkungen, wegen der niedrigen Lastzyklenfrequenz

vernachlässigt. Beispiele für zyklische Einwirkungen sind das Befüllen und Entleeren von Behältern, Silos oder Talsperren und die Welleneinwirkung bei marinen Bauwerken.

Eine oft und regelmäßig wiederkehrende Einwirkung (hohe Lastzyklenzahl) wird in dieser Arbeit als eine ausgeprägt zyklische Einwirkung bezeichnet.

Dynamische Einwirkungen treten unter anderem z. B. bei Maschinenfundamenten auf. Oft wird davon ausgegangen, dass dynamische Einwirkungen keinen bzw. nur einen sehr geringen Einfluss auf die Eigenschaften des Baugrundes haben. Der Baugrund wird für solche Betrachtungen als ein linear-elastisches Material ggf. mit dämpfenden Eigenschaften idealisiert (DGGT, 2002). Der Betrachtungszeitraum ist in den meisten Fällen für eine solche Betrachtung kein relevanter Einflussparameter (siehe Tabelle 3.1). Im Allgemeinen lassen sich, nach Flesch (1993), vier Arten dynamischer Einwirkungen unterscheiden:

- Harmonische Einwirkungen: sinus- oder cosinusförmiger Zeitverlauf, z. B. Maschinen mit Unwucht,
- Periodische Einwirkungen: ein bestimmter Einwirkungs-Zeit-Verlauf wiederholt sich in regelmäßigen Zeitabständen, z.B. Maschinen mit mehreren Unwuchten und Maschinen, die regelmäßige Stöße abgeben,
- Transiente Einwirkungen: beliebiger Zeitverlauf ohne Periodizität, z. B. Erdbeben, Bauarbeiten, Schienen- und Straßenverkehr,
- Impulsartige (stochastische) Einwirkungen: sehr kurze Einwirkungsdauer, wie z. B. Maschinen mit Einzelstößen oder Sprengungen.

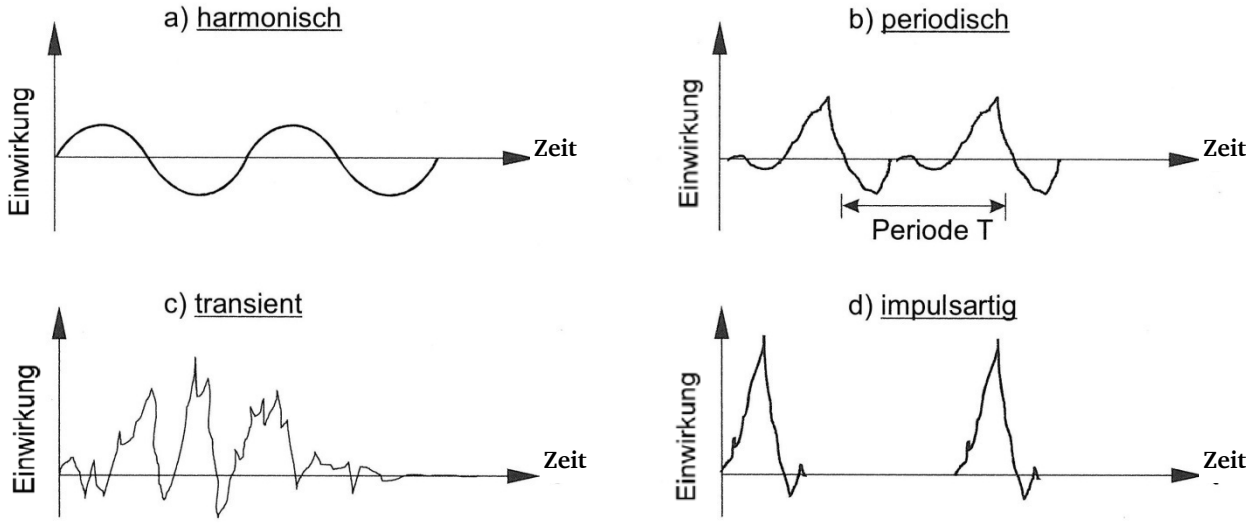



Bild 3.1 Zeitverläufe dynamischer Lasten - Flesch (1993)

In bestimmten Fällen können dynamische Einwirkungen nicht nur linear-elastische Verformungen hervorrufen, sondern unter bestimmten Rahmenbedingungen Sackungen oder eine Verflüssigung des Baugrunds verursachen, die zum Verlust der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Konstruktionen führen kann. Eine detaillierte Beschreibung dieses nichtlinearen Verformungsverhaltens unter dynamischer und zyklischer Einwirkung kann Kapitel 3.3 entnommen werden.

Einwirkungen, die nicht eindeutig in die Kategorien dynamisch oder zyklisch eingestuft werden können, können gegebenenfalls in die Kategorie der dynamisch-zyklischen Einwirkungen eingeordnet werden (Tabelle 3.1).

Bei den verschiedenen vorgenannten Einwirkungen ist vor allem der Betrachtungszeitraum für die Definition der Zeitverläufe von Bedeutung. Das Ereignis (z. B. einer Zugüberfahrt) ist an sich von kurzer Zeitdauer mit transientem Einwirkungsverlauf (Bild 3.1). Bei Betrachtung eines längeren Zeitraums sind die Überfahrten der Fahrzeuge jedoch periodisch (Bild 3.1). Das Kurzzeitverhalten wird von dynamischen Einwirkungen bestimmt, die nur wenige Sekunden bzw. Bruchteile von Sekunden betragen. Dabei treten in erster Linie elastische Verformungen auf, während die plastischen nahezu vernachlässigbar klein sind. Im Gegensatz dazu bezieht sich das Langzeitverhalten auf zyklisch oder zyklisch-dynamische Einwirkungen, die über Jahre oder Jahrzehnte mit hohen Lastzyklenzahlen auftreten. Unter anderem in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl und -amplitude kann dies zu einer Akkumulation der plastischen Verschiebungen führen. Gotschol (2002) hat ohne Berücksichtigung der Lastamplitude versucht die verschiedenen Einwirkungsarten einem Frequenzbereich zu zuordnen.

Tabelle 3.1 Einstufung der Einwirkungsarten in Frequenzbereiche - Gotschol (2002)

| | zyklisch | zyklisch-dynamisch | dynamisch |
|---|---|---|---|
| Frequenzgrenzen | $0 < f < 1{,}0$ Hz | $1{,}0 < f < 10{,}0$ Hz | $f > 10$ Hz |
| Trägheitskräfte | nein | nein | ja |
| Betrachtungszeitraum | relevant | relevant | nicht relevant |
| Vereinfachte Beschreibung des Materials | elastisch / plastisch | elastisch / plastisch | elastisch |

Die von Gotschol (2002) erarbeitete Definition der Kategorien darf nicht als eindeutige Einstufung verstanden werden, die Grenzen sind fließend. Es müssen immer die Baugrund-Tragwerks-Interaktionen sowie die ingenieurtechnische Zielsetzung im Einzelfall berücksichtigt werden.

Für die Betrachtung der Einwirkung infolge von Überfahrten wird in der vorliegenden Arbeit in Anlehnung an Hu (2005) von einer homogenen zyklischen Einwirkung ausgegangen. Die einzelnen Überfahrten werden mit einer oft wiederkehrenden, zyklischen Einwirkung mit konstanter Größe und gleicher Richtung abgebildet (Bild 3.2). Diese ingenieurtechnische Idealisierung ist für die numerische Modellierung erforderlich und in den meisten betrachteten Fällen hinreichend genau.

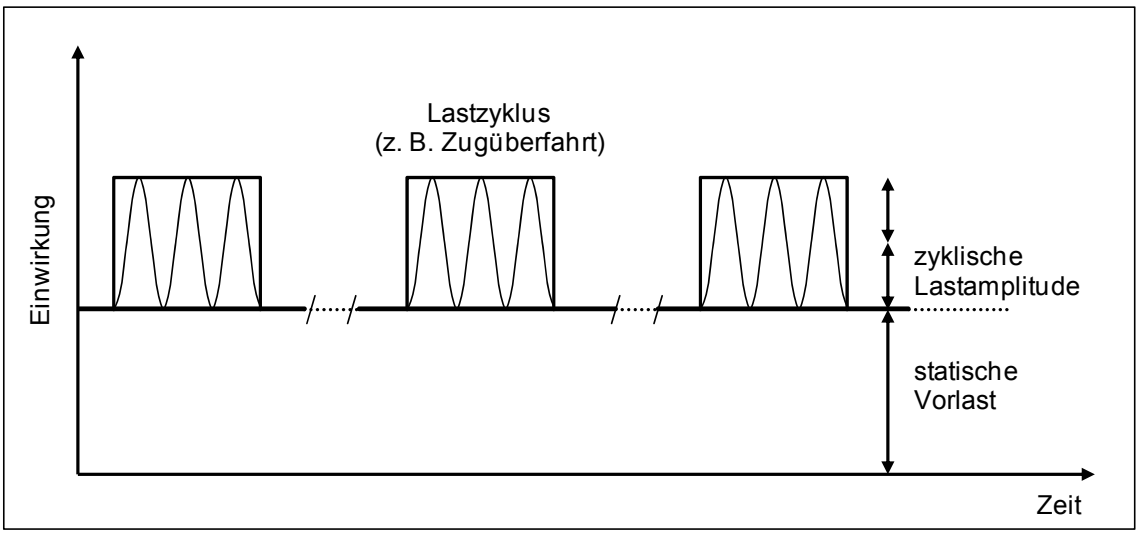



Bild 3.2 Ingenieurtechnische Idealisierung von Zugüberfahren

Die Gesamteinwirkung auf Tragwerke oder Gründungssysteme setzt sich grundsätzlich aus einer Vorlast und einer zyklischen Lastspanne (zykl. F) zusammen (Bild 3.3). Die zyklische Lastspanne beschreibt den Spitze-Spitze-Wert und summiert sich aus der doppelten zyklischen Lastamplitude (Bild 3.3). Die Lastzyklenzahl gibt die Anzahl der einzelnen zyklischen Belastungseinwirkungen an. In älterer Literatur wird häufig von der Lastwechselzahl gesprochen.

Axial zyklische Einwirkungen auf Pfähle können gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (DGGT, 2007) in Zug- bzw. Druckschwellbelastungen oder Wechselbelastungen unterschieden werden (Bild 3.3). Bei einer Wechselbelastung kommt es zu einer Umkehr des Vorzeichens der Lastrichtung. Wohingegen für eine Zug- bzw. Druckschwellbelastung keine Umkehr des Vorzeichens stattfindet.

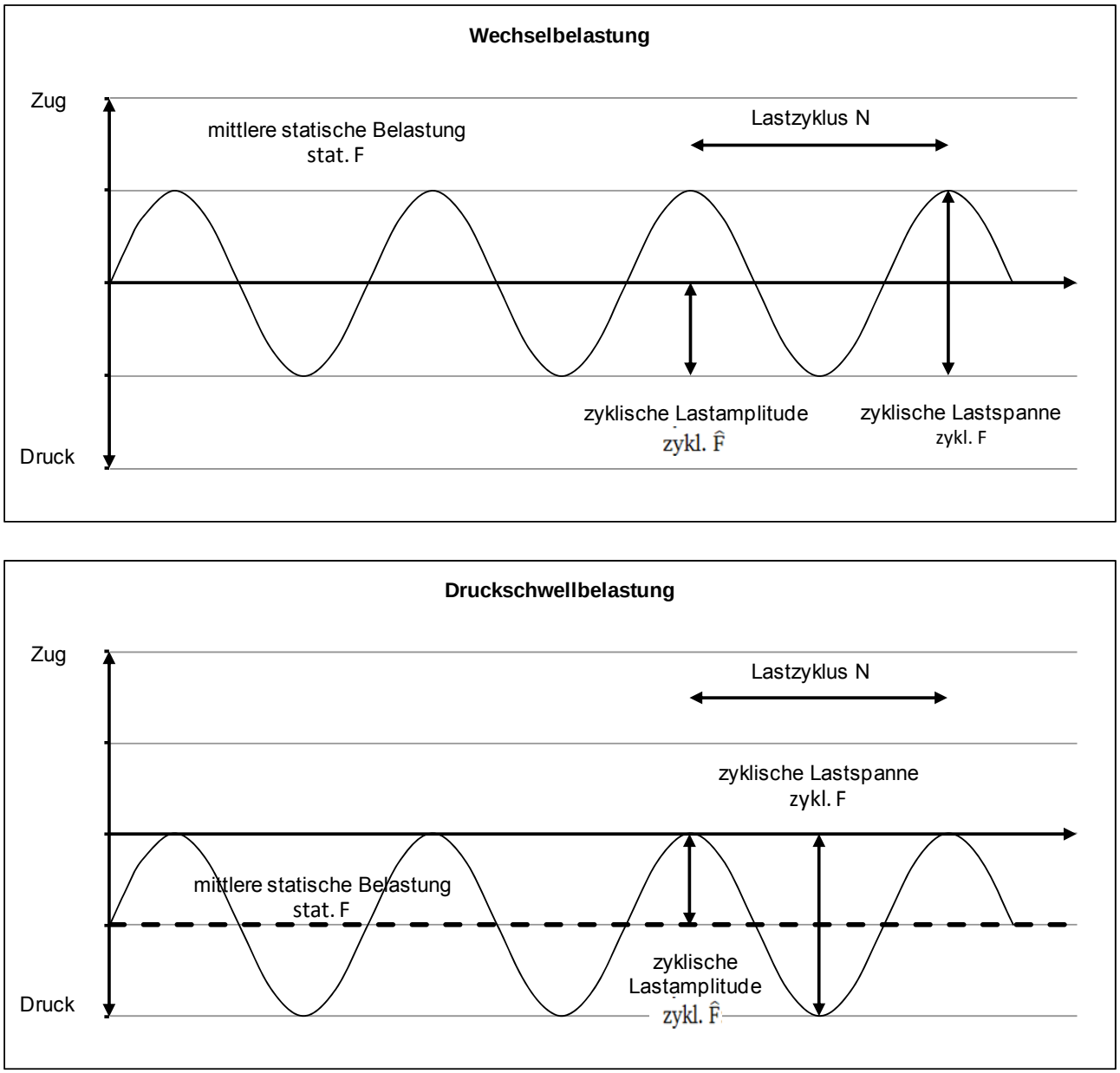



Bild 3.3 Begriffsdefinitionen in Anlehnung an DGGT (2002)

Die Kinematik eines deformierbaren Festkörpers wird mit Verschiebungen und Verformungen beschrieben. Eine Verschiebung ist eine Lageänderung eines beliebigen Festkörperpunktes, während die Verformung durch eine Veränderung der Abstände von zwei Festkörperpunkten resultiert. Die Verformung wird unterschieden in Dehnungen und Winkelveränderungen (Gross et al. 2006). Beide Größen

sind dimensionslos. Eine Rotation bzw. Translation führt zu keiner Verformung des Festkörpers, dadurch werden auch keine Spannungen hervorgerufen (Bild 3.4).

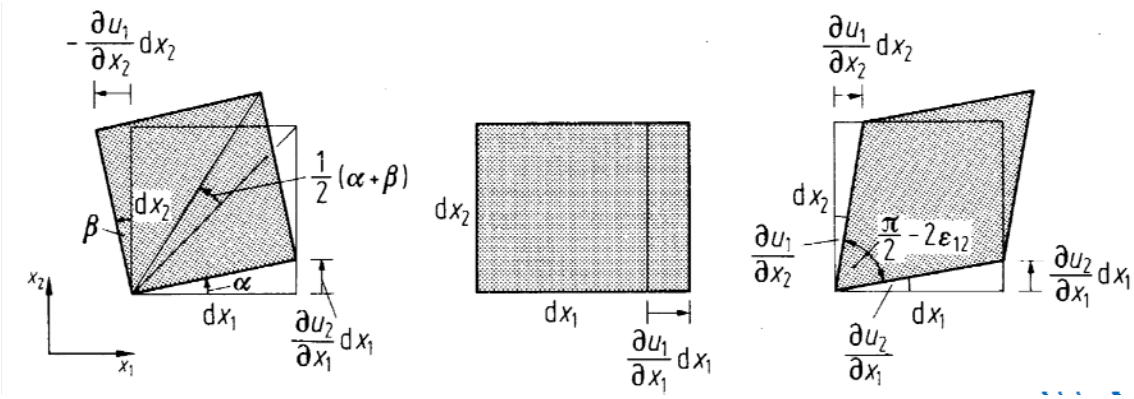



Bild 3.4 Kinematik eines Festkörpers – Gross et al. 2006

Das Verformungsverhalten von Böden kann unter anderem abhängig von der zyklischen Lastspanne, der mittleren statischen Last und der Lastzyklenzahl unterschiedlich ausfallen. Die verschiedenen Verhaltensweisen sind nachfolgend aufsteigend in Abhängigkeit der Größe der zyklischen Einwirkung zusammengestellt.

Rein elastisches Verformungsverhalten
Es werden infolge zyklischer Einwirkung rein elastische Antwortspektren (elastische Verformungen) erzeugt. Es treten keine akkumulierenden plastischen Verformungen auf (Mittag & Richter, 2005).

Shakedown (cyclic shakedown)
Anfängliche plastische Verformungen führen allmählich mit zunehmender Lastzyklenzahl zu einem stabilen Zustand. Dies bedeutet, dass sich die Lastzyklus-Verformungskurve einer horizontalen Asymptote annähert (Bild 3.5). Ab diesem Punkt der Belastungsgeschichte werden rein elastische Verformungen beobachtet (Goldscheider & Gudehus, 1976 / Mittag & Richter, 2005 / Alonso et al., 2004 / Festag, 2003). Ein Wiederkehren bzw. ein Anstieg von plastischen Verformungen im Anschluss an ein solches Verhalten wurde z. B. in Versuchen von Festag (2003) beobachtet.

Beruhigung / logarithmische Beruhigung / zyklische Beruhigung (cyclic calming)
Die Zunahme von plastischen Verformungen wird mit der Lastzyklenzahl immer geringer, so dass sie im Mittel linear in einer halblogarithmischen Darstellung zunehmen. Die Verformungen klingen jedoch nie ganz ab. Somit erhält man in einer halblogarithmischen Darstellung eine Gerade (Bild 3.5). Dieses Verformungsverhalten wird in der Literatur unterschiedlich bezeichnet. Im Folgenden wird der Begriff logarithmische Beruhigung verwendet.

Schrittweises Versagen / inkrementelles Versagen (incremental collapse)
Die plastischen Verformungen vergrößern sich bei jedem Zyklus um nahezu den gleichen Betrag bis hin zum Versagen (Bild 3.5). Der plastische Verformungsanteil nimmt etwa proportional mit der Lastzyklenzahl N zu, bis ein Bruchzustand oder eine Grenze der Gebrauchstauglichkeit erreicht wird.

In einigen Literaturstellen wird ein schrittweises Versagen auch mit einem überproportionalen Ansteigen der plastischen Verformungen beschrieben (Goldscheider & Gudehus, 1976).

Zyklisches Versagen / kollabierendes Versagen (cyclic failure)

Im Gegensatz zur logarithmischen Beruhigung nehmen die Verformungsinkremente unter zyklischen Einwirkungen überdurchschnittlich zu. Ein solches Verhalten kann zum Beispiel während einer Bodenverflüssigung (Kap. 3.3) beobachtet werden. Dieses Verhalten wird in Anlehnung an Studer (2007) als zyklisches oder kollabierendes Versagen bezeichnet (Bild 3.5).

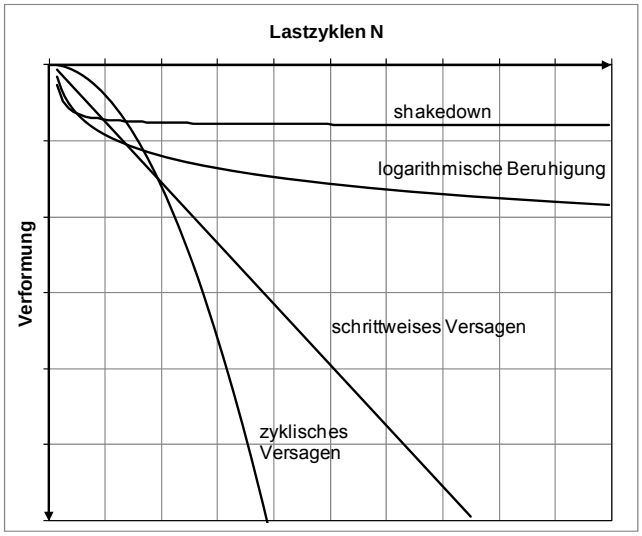



Bild 3.5 Verformungsreaktionen auf zyklische Einwirkungen

Eine spannungsabhängige Betrachtung zyklischer Einwirkungen wird in der amerikanischen Literatur mit dem Begriff *Critical level of repeated loading* (CLRL) beschrieben. Der CLRL-Wert gibt den Grenzwert der maximalen zyklischen Lastamplitude als Quotient zur statischen Grenzlast an.

In Sangrey et al. (1978) wurden aus unterschiedlichen Literaturquellen Ergebnisse bezüglich des CLRL-Wertes für Kompressionsversuche verschiedener Böden zusammen getragen (Bild 3.6). Über die Größe einer möglichen mittleren statischen Last wird in Sangrey et al. (1978) keine Angaben gemacht.

Tabelle 3.2 CLRL-Wert - Definition - Sangrey et al. (1978)

| Bodenart | CLRL-Wert |
|---|---|
| Sande | 0,10 bis 0,40 |
| Schluffe | 0,40 bis 0,60 |
| normalkonsolidierte Tone | 0,35 bis 0,55 |
| überkonsolidierte Tone | 0,85 bis 1,00 |

Versuchsergebnisse aus einer Forschungsarbeit an der Technischen Universität München (Schwarz, 2002) weisen für Sande übereinstimmende Ergebnisse mit den Resultaten von Sangrey et al. (1978) auf (Bild 3.6). Die Ergebnisse zeigen, dass Sande bereits bei kleinen CLRL-Werten (< 0,4) eine hohe Kompressibilität aufweisen.

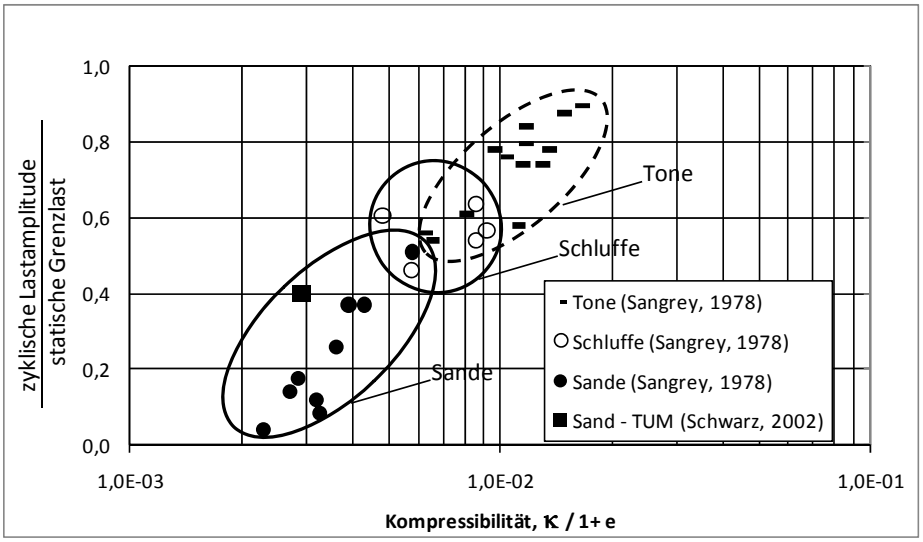



Bild 3.6 CLRL Diagramm nach Sangrey et al. (1978) / Schwarz (2002)

Neben dieser spannungsabhängigen Definition mit Hilfe des CLRL-Wertes werden in Leelantikul & Timmerman (1982) für Sande verformungsabhängige Definitionen ausgearbeitet. Es wurden die folgenden Kriterien der Amplitude der Scherdehnung definiert:

Tabelle 3.3 Verformungsabhängige Definition - Leelantikul & Timmerman (1982)

| Scherdehnung | Verhalten |
|---|---|
| < 0,001 % | rein elastisches Verhalten |
| 0,001 bis 1,0 % | elastische und plastische Verformungen aber kein Bruchzustand |
| > 1,0 % | führen zum Bruchzustand |

In Vucetic (1994) wird ebenfalls das Kriterium der Amplitude der Scherdehnung in Abhängigkeit des Plastizitätsindexes formuliert. Die Grenzscherdehnung trennt den linearen Bereich vom nichtlinearen Bereich (Bild 3.7). Bei kleinen Scherdehnungsamplituden kann das Verformungsverhalten als elastisch beschrieben werden. Oberhalb der Grenzscherdehnung können nochmals drei Bereiche von sehr kleinen, kleinen und großen Dehnungen unterschieden werden.

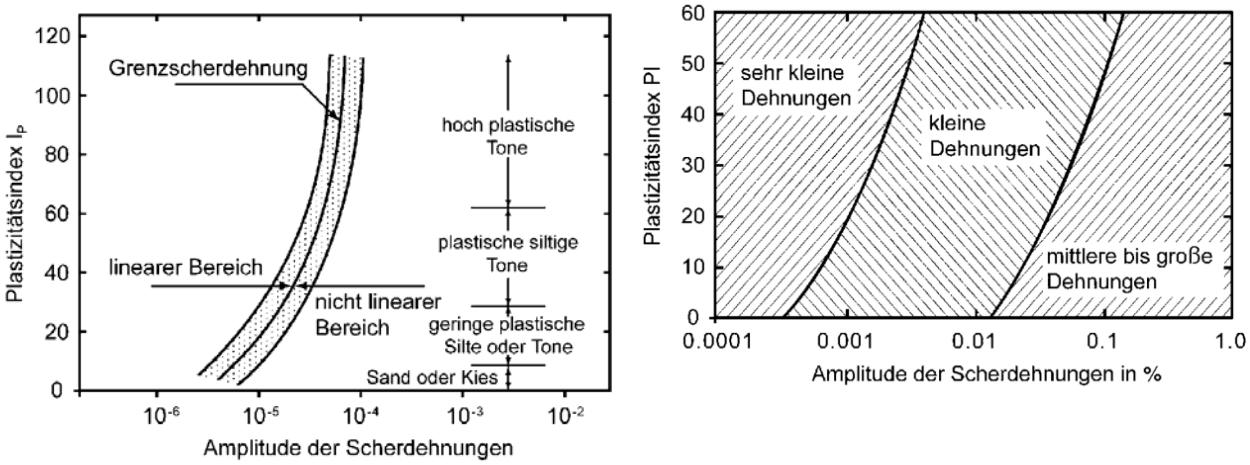



Bild 3.7 Scherdehnung in Abhängigkeit des Plastizitätsindexes $I_p$ - Vucetic (1994)

## 3.2. Ausbreitung von Erschütterungen

Die Ausbreitung von Erschütterungen im Baugrund erfolgt ausgehend von einer Erschütterungsquelle mit verschiedenartigen Wellen. Voraussetzung für die Ausbreitung ist einerseits das Vorhandensein einer Materialeigenschaft, sprich einer Steifigkeit und andererseits das Auftreten von Beschleunigungen, so dass Trägheitskräfte auftreten. Die Erzeugung dieser Wellen können durch harmonische, periodische, transiente oder impulsartige Schwingungen ausgelöst werden (Bild 3.1). In einem homogenen, elastischen Halbraum kommen folgende Wellen vor (Bild 3.8):

- Kompressionswelle (P-Welle, Druckwelle, Longitudinalwelle)
  Bei den Kompressionswellen treten Volumen- und Formänderungen auf. Sie können sich in festen Körpern, Flüssigkeiten und Gasen ausbreiten. Aufgrund der charakteristischen Bewegung der Bodenpartikel, einem Wechsel zwischen Kompression und Ausdehnung (Dilatation), werden sie Kompressionswellen genannt.
- Scherwelle (S-Welle, Schubwelle, Transversalwelle)
  Scherwellen verursachen keine Volumenänderungen (isochor). Die Bodenpartikel werden durch die Scherwellen orthogonal zur Ausbreitungsrichtung durch Scherkräfte, sowie durch Auf- und Abwärtsbewegungen beansprucht. Scherwellen können sich ausschließlich in festen Materialien ausbreiten. Eine Bewegung durch Flüssigkeiten oder Gase ist nicht möglich, da diese Stoffe keinen relevanten Scherwiderstand besitzen.
- Love-Welle
  Love-Wellen entsprechen im Wesentlichen den Charakteristika von Scherwellen. Sie bewegen sich durch seitliche Verschiebungen in einer horizontalen Ebene parallel der Erdoberfläche, aber senkrecht zur Ausbreitungsrichtung.
- Rayleighwelle (Oberflächenwelle)
  Grenzen zwei elastische, homogene Körper entlang einer Fläche aneinander, wie z. B. Geländeoberfläche, können an dieser Fläche keine Spannungen aus Verformungen aus dem Halbraum angreifen. Aufgrund dieser Randbedingung existiert eine dritte Wellenart, die sogenannte Rayleighwelle. Diese breitet sich parallel zur Oberfläche aus und besteht aus einer Kombination von Vertikal- und Horizontalschwingungen in Richtung der Wellenausbreitung mit einer begrenzten Eindringtiefe in den Boden.

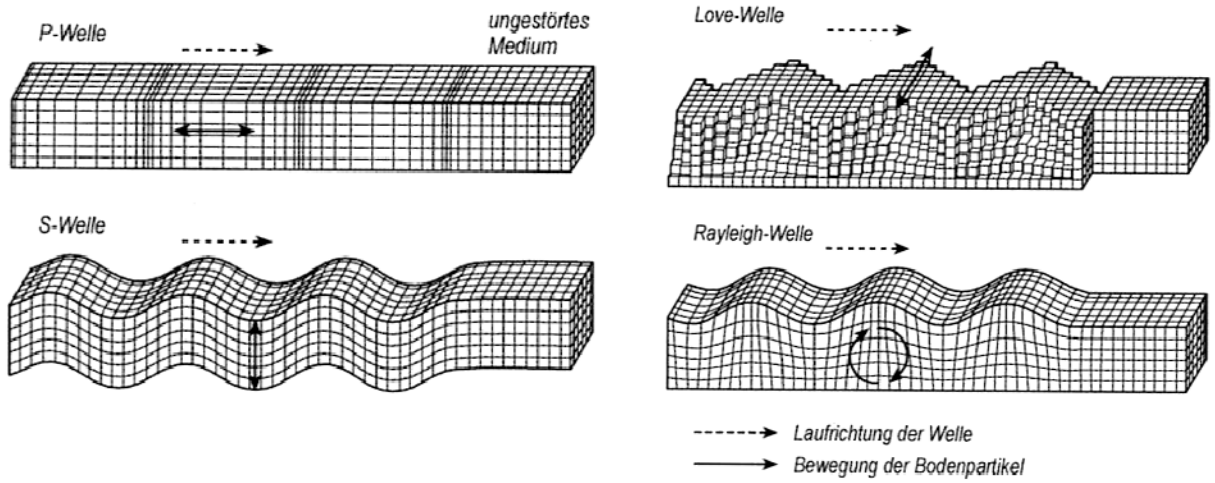



Bild 3.8 Wellenarten im Halbraum - DGGT (2002)

Die Bestimmung der jeweiligen Wellengeschwindigkeiten erfolgt mittels nachfolgender Gleichungen (DGGT, 2002):

Kompressionswellengeschwindigkeit:

$$v_k = \sqrt{\frac{E}{\varrho} \cdot \frac{1 - \upsilon}{1 - \upsilon - \upsilon^2}} \text{ bzw. } \sqrt{\frac{2 \cdot G \cdot (1 - \upsilon)}{\varrho \cdot (1 - 2\upsilon)}} \qquad \text{Gl. 3.1}$$

Scherwellengeschwindigkeit:

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{\varrho} \cdot \frac{1}{2(1+\upsilon)}} = \sqrt{\frac{G}{\varrho}} \qquad \text{Gl. 3.2}$$

Rayleighwellengeschwindigkeit:

$$v_R = v_s \cdot f(\upsilon) \qquad \text{Gl. 3.3}$$

$E$ = Elastizitätsmodul [kN/m²] $G$ = Schubmodul [kN/m²]
$\varrho$ = Dichte [kg/m³] $\upsilon$ = Querdehnzahl [-]

Grundsätzlich weist die Kompressionswelle eine höhere Geschwindigkeit als die Scherwelle auf, die sich wiederum im Baugrund schneller ausbreitet als die Rayleighwelle.

$$v_k > v_s > v_R \qquad \text{Gl. 3.4}$$

Beispielhaft soll die vorgenannte verschiedenartige Wellenausbreitung infolge eines stationär, harmonisch schwingenden Fundamentes erläutert werden (Bild 3.9). Hierbei bestimmen im Nahfeld (Abstand zur Quelle geringer als die Wellenlänge) überwiegend Kompression- und Scherwellen die Ausbreitungscharakteristik. Ab einer Entfernung von rund einer Wellenlänge (Fernfeld) breiten sich die Schwingungen an der Oberfläche hauptsächlich durch Oberflächenwellen aus.

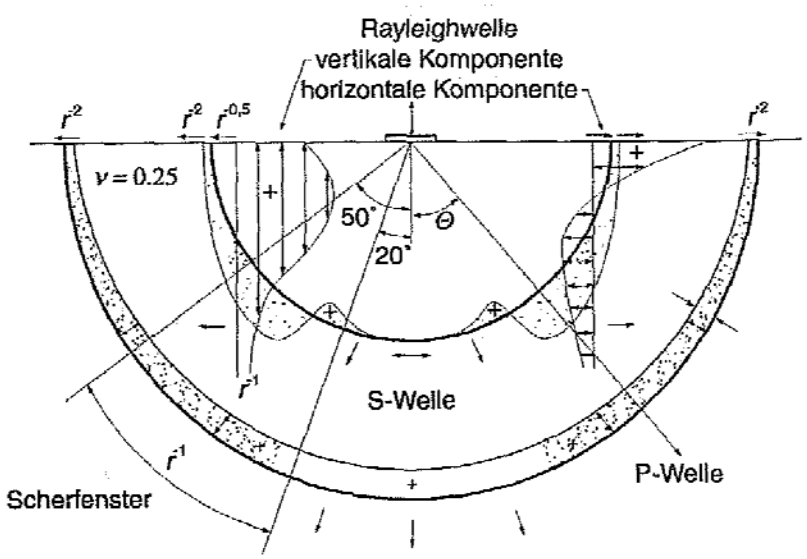



Bild 3.9 Wellenarten im Halbraum - Haupt (1986)

Die Wellenausbreitung in einem nicht isotropen Medium führt zu wesentlich komplizierteren Wellenbildern als sie im elastischen Halbraum auftreten. Das Dreiphasenmedium des Bodens insbesondere das Porenwasser und die Porenluft beeinflussen das Verhalten verschiedener Wellentypen stark.

In einem geschichteten Baugrund werden Wellen je nach Schichtung reflektiert und refraktiert. Bei kontinuierlichem Übergang von einer Schicht zur anderen oder bei stetiger Änderung der dynamischen Eigenschaften innerhalb einer Schicht erfolgt eine kontinuierliche Refraktion der Wellen. Eine Scherwelle wird durch das Antreffen von Grundwasser aufgrund der nicht vorhandenen Scherfestigkeit des Wassers nur geringfügig durch eine Erhöhung der Dichte beeinflusst. Eine Kompressionswelle dagegen wird infolge der hohen Kompressionssteifigkeit des Wassers stark beeinflusst.

Die Ausbreitung von Erschütterungen hängt überwiegend von der Form der Erschütterungsquelle sowie von der Art der angeregten Quelle ab. Die Intensität der Schwingungsgeschwindigkeit nimmt durch die geometrische Ausbreitung (radial) und durch die Abschwächung infolge der Materialdämpfung ab.

Die Abnahme der Amplitude an der freien Oberfläche (geometrische Dämpfung) ohne Berücksichtigung der Materialdämpfung kann mit folgender mathematischen Beziehung beschrieben werden (DGGT, 2002):

$$A(r) = A_0\,(r_0)\left(\frac{r}{r_0}\right)^{-n} \qquad \text{Gl. 3.5}$$

A: Schwingungsamplitude
$A_{o:}$ Schwingungsamplitude eines Referenzpunktes
R: Entfernung (Radius) eines betrachteten Punktes von der Quelle
$r_{0:}$ Entfernung (Radius) eines Referenzpunktes von der Quelle
n: Exponent abhängig von der Geometrie der Quelle, Art der Erregung und Wellenart

Bei Berücksichtigung der Materialdämpfung kann die vorgenannte mathematische Beziehung wie folgt erweitert werden:

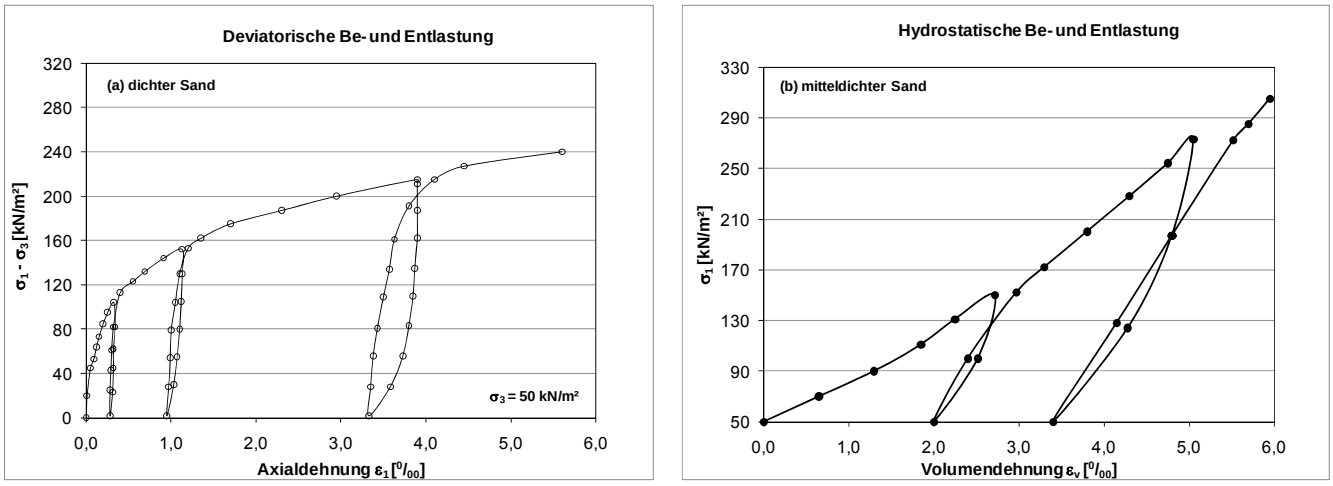
$$A(r) = A_0\,(r_0)\left(\frac{r}{r_0}\right)^{-n} \cdot e^{-\alpha\,(r\,-\,r_0)} \qquad \text{Gl. 3.6}$$

$\alpha$: Abklingkoeffizient [1/m]: $\alpha \approx \frac{\psi}{2\lambda}$
$\Psi$: Dämpfungskapazität [-]
$\lambda$: Wellenlänge [m]

## 3.3. Nichtlineares Verformungsverhalten von nichtbindigen Böden unter statischer und ausgeprägt zyklischer Einwirkung

Statische, zyklische und dynamische Einwirkungen auf Ingenieurbauwerke, z. B. infolge Hochgeschwindigkeits-, Magnetschnellbahnstrecken oder Windkraftanlagen führen in der Regel zu plastischen Verformungsanteilen im Baugrund. Im Folgenden sind die wesentlichen Eigenschaften nichtbindiger Sandmaterialien, die in Versuchen beobachtet wurden, zusammengestellt (Arslan, 1980 / Becker, 2002 / Müllerschön, 2000 / Festag, 2003 / Gudehus, 2000).

- Das Spannungs-Verformungsverhalten ist bei deviatorischer und hydrostatischer Belastung von Beginn an ausgeprägt nichtlinear und nichtelastisch (Bild 3.10)
- Rein elastische Verformungen sind nur bei kleinen deviatorischen Ent- und Wiederbelastungen zu beobachten.
- Das Verformungsverhalten einer Sandprobe setzt sich aus einem elastischen Anteil durch Deformation der einzelnen Sandkörner und einem plastischen Anteil durch Relativgleitungen der Sandkörner untereinander zusammen. Plastische Verformungen der Sande infolge Kornbruch / -abrasion sind im üblichen Spannungsbereich eher untergeordnet.
- Triaxialversuche mit hydrostatischer Belastung haben gezeigt, dass ein dichtgelagerter Sand als isotrop und eine Ent- und Wiederbelastung als elastisch angenommen werden kann (Bild 3.10). Mitteldichte oder locker gelagerte Sande zeigen ein anisotropes Verhalten in allen Be- und Entlastungsbereichen und ein elastoplastisches Verformungsverhalten.




(a) (b)

Bild 3.10 Verformungsverhalten von Sand – deviatorische (a) und hydrostatische (b) Be- und Entlastung (Arslan, 1980)

- Triaxialkompressionsversuche zeigen, dass sich eine Sandprobe bei bereits geringer Deviatorspannung und bei Be- und Entlastung elastoplastisch verformt und bei anschließender Wiederbelastung ein steiferes Verhalten aufweist.
  Sande zeigen bei Beanspruchung eine Volumenänderung. Diese Eigenschaft wird bei einer Vergrößerung des Volumens (Auflockerung) als Dilatanz; eine Verkleinerung des Volumens (Verdichtung) als Kontraktanz bezeichnet (Bild 3.11).
  Bei hydrostatischer Belastung zeigt ein Sand ein kontraktantes Verhalten; bei deviatorischer Belastung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte zu Anfang ein kontraktantes und anschließend bei zunehmender Belastung ein dilatantes Verhalten.
- Das Spannungs-Verformungsverhalten ist pfadabhängig, d. h. unterschiedliche Spannungspfade, die auf denselben Spannungspunkt führen, können am Ende unterschiedliche Verformungen verursachen.

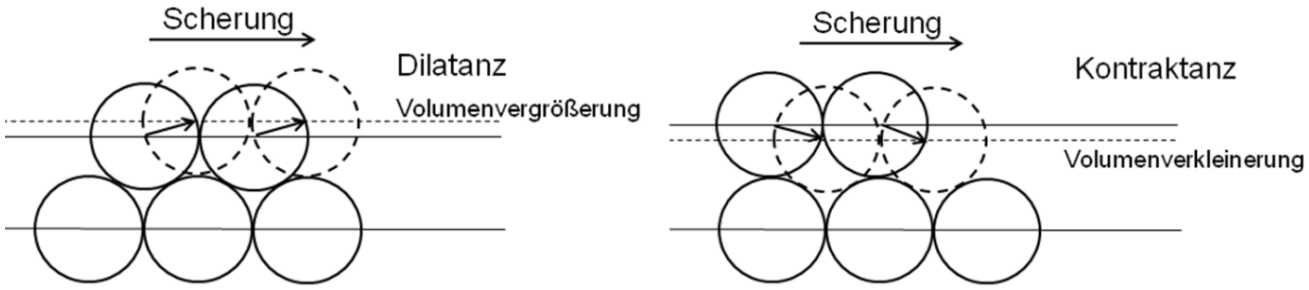



Bild 3.11 Schematische Darstellung der Volumenveränderung bei Scherbeanspruchung

Für ausgeprägt zyklische Einwirkungen kann in Abhängigkeit der zyklischen Lastspanne und der mittleren statischen Belastung eine Akkumulation von plastischen Anteilen eintreten. Eine Prognose insbesondere der akkumulierten plastischen Verformungs- und Verschiebungsanteile ist wegen der verschiedenen komplexen Ursachen für ausgeprägt zyklische Einwirkungen schwierig zu erstellen. Ursächlich für die akkumulierten plastischen Anteile infolge dynamischer und zyklischer Einwirkungen sind u. a.:

- Materialverdichtung
- Kornbruch
- Kornabrieb im Kontaktbereich der Körner
- granulares Ratcheting
- und im weiteren Sinne die Bodenverflüssigung

Das Verformungsverhalten von nichtbindigen Böden infolge äußerer zyklischer Einwirkungen ist geprägt durch elastische Verformungen der Einzelkörner und durch Kornumlagerungen. Bei Kornumlagerungen handelt es sich um Umorientierungen des Kornhaufwerks, dabei bewegen sich einzelne Körner über benachbarte Körner hinweg. Gemäß Arslan (1980) haben Drehungen von Körnern eher einen geringen Einfluss auf die Kornumlagerung. Die Umorientierung des Kornhaufwerks ist weitestgehend vergleichbar mit der plastischen Formänderung von Metallen, bei der es sich um die mikroskopische Fähigkeit handelt, dass Gleitungen innerhalb des Kristallgitters möglich sind (Wörner, 1985).

Bei feuchten oder trockenen sandigen Böden kann infolge zyklischer Einwirkungen eine Verdichtung ohne eine Festigkeitszunahme auftreten. Im Porenzahl-Scherverformungs-Diagramm ergeben sich girlandenförmige Schleifen. Die Dichte nimmt bei jeder Schleife nach Schubumkehr zunächst zu (Kontraktanz) und weist anschließend ein dilatantes Verhalten auf. Nach jeder vollständigen Schleife nimmt jedoch die Dichte zu. Die Dichte strebt dabei einen Grenzwert an, der gemäß Holzlöhner (1986) bei größerer Scheramplitude früher erreicht wird als bei kleinen Amplituden. Nach Erreichen des Grenzwertes ist eine weitere Verdichtung nicht mehr möglich und die Schleife wird stationär (Bild 3.12a). Gudehus (2000) bestätigt dies mit seinen Versuchen (Bild 3.12b).

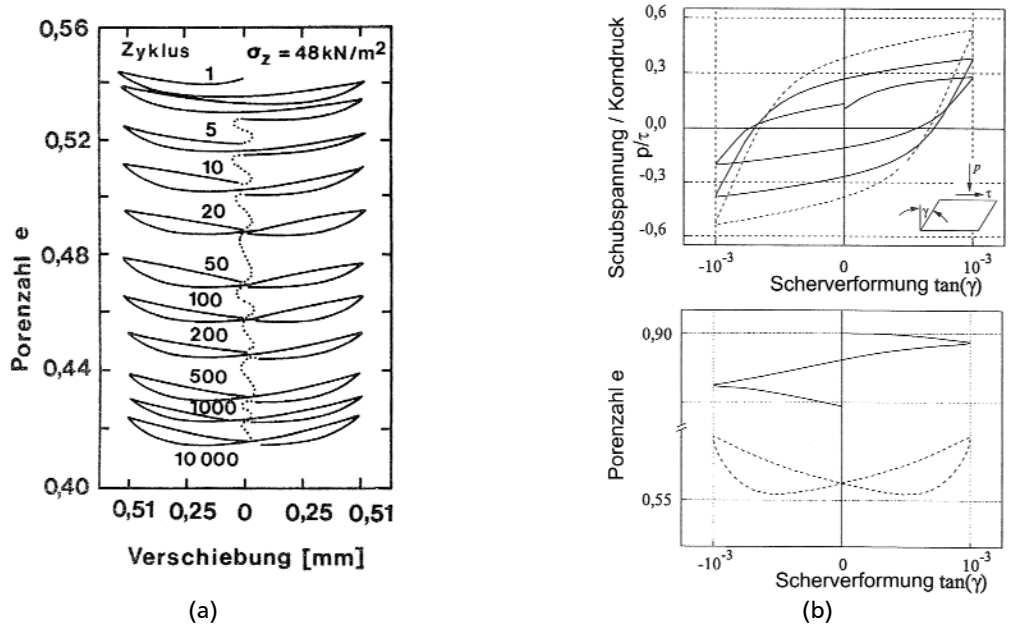



Bild 3.12 Verdichtung – Holzlöhner (1986) (a) und Gudehus (2000) (b)

Bei entsprechender Einwirkung kann es zu einer mikromechanischen Veränderung der Einzelkörner infolge Kornbruch bzw. Kornabrieb kommen. In der Literatur werden auch die englischen Begriffe Fragmentation bzw. Abrasion verwendet. Lange wurde in der Literatur keine spezifische Unterscheidung vorgenommen. Nur wenige Literaturquellen und Laborversuche berücksichtigen eine eindeutige Trennung dieser Begriffe (Dietrich & Arslan, 1985; Arslan et al., 2000; Festag, 2003).

Kornbruch hat die Zerlegung eines Korns in nahezu gleich große Stücke zur Folge, wohingegen der Kornabrieb ein Abtragen kleiner Partikel von der Kornoberfläche bedeutet (Bild 3.13). Hierzu sind entsprechende Spannungszustände erforderlich (Dietrich & Arslan, 1985).

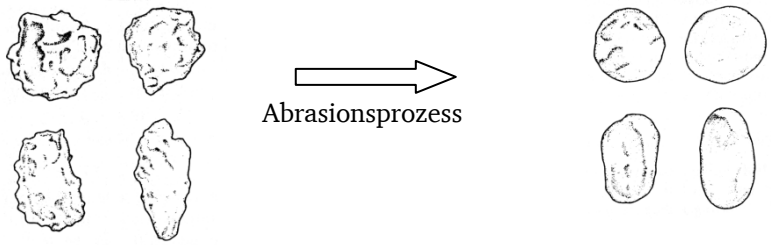



Bild 3.13 Kornabrieb (Abrasion) – Festag (2003)

Gemäß Arslan (1980) und Festag (2003) führt Kornbruch zu einer Veränderung der Korngrößenverteilung. Der Kornabrieb führt bei nichtbindigen Böden im Korngrößenbereich von Sand nicht zu einer Änderung der Korngrößenverteilung und kann nur mikroskopisch nachgewiesen und untersucht werden (Festag, 2003). Kornbruch und Kornabrieb können sich einstellen, wenn eine anfängliche Verdichtung durch z. B. Kornumlagerungen nachgelassen hat und ein Ausweichen der Körner nur noch bedingt möglich ist und die Korn-zu-Korn Spannung ansteigt. Der Bruch oder Abrieb von Körnern wird durch vielfältige Faktoren beeinflusst, z. B. durch die Kornform, die Korngröße, die Korngrößenverteilung, die mineralische Zusammensetzung, die Festigkeit, die Anisotropie des Kornhaufwerks sowie den Sättigungsgrad. Insbesondere in Abhängigkeit der mineralischen Zusammensetzung und der Korngrößenverteilung zeigen sich große Unterschiede hinsichtlich der Spannung, die zum Bruch führt. Quarz-

haltige Sande unterliegen einem Kornbruch ab einer Spannung von ca. 10 bis 15 MN/m², im Unterschied dazu erreichen kalkhaltige Sande nur eine Spannung von ca. 0,05 bis 0,20 MN/m².

Die Spannung, die zum Bruch führt, vergrößert sich mit abnehmendem mittlerem Korndurchmesser sowie bei Vorhandensein eines Feinstanteils, sprich einer größeren Ungleichförmigkeitszahl. Dies kann mit Hilfe einer schematischen Darstellung verdeutlicht werden (Bild 3.14).

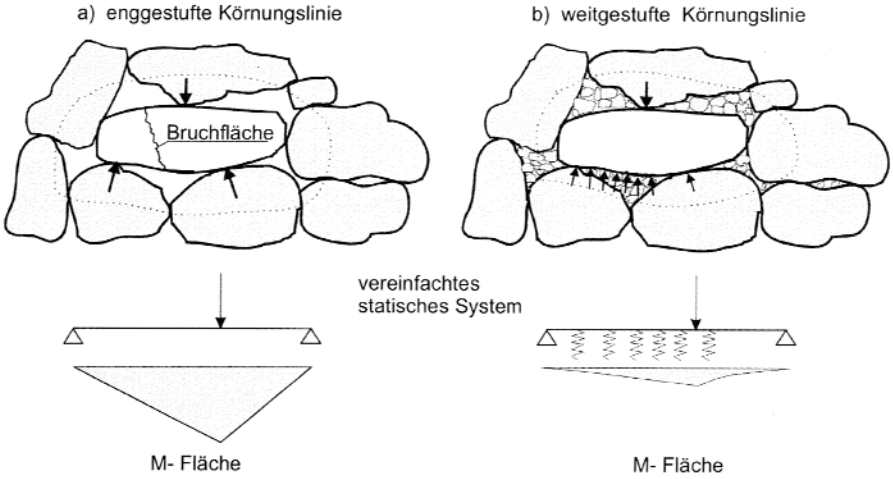



Bild 3.14 Schematische Darstellung der Kornbiegemomente in Abhängigkeit bei unterschiedlicher Kornverteilung – Gotschol (2002)

Nach Auswertungen von Festag (2003) hängt die Fließspannung $\sigma_{f=50}$, d. h. die Spannung bei der 50 % der Körner Kornbruch erfahren, im Wesentlichen von der Form der Körner, der Kornverteilungskurve und der mineralischen Zusammensetzung der Körner ab. Insbesondere die Größe der Körner und die Kornverteilung haben maßgebenden Einfluss auf die Kornbiegemomente (Gotschol, 2002). Eine Zusammenstellung von verschiedenen Sanden und deren aufnehmbare Fließspannung bis zum Erreichen des Kornbruchs kann der Tabelle 3.4 entnommen werden.

Tabelle 3.4 Aufnehmbare Fließspannung granularer Materialien – Festag (2003)

| Material | Vorkommen | Korngröße [mm] | Ungleichförmigkeitszahl U [-] | Fließspannung $\sigma_{f=50}$ [1)] [MN/m²] |
|---|---|---|---|---|
| keine Angabe | Quiou | 0,074 - 2,0 | 2,299 | 13,39 |
| keine Angabe | Chiibishi | 0,074 - 2,0 | 2,401 | 23,75 |
| Quarz (69 %) & Feldspat (31 %) | Aio | 0,5 - 2,0 | 1,335 | 32,73 |
| rundkantiger Quarzsand & | Toyoura | 0,106 - 2,0 | 1,334 | 117,60 |
| verwitterter Granit | Masado | 1,4 - 1,7 | 1,102 | 19,08 |
| vulkanische Asche | Shirasu | 0,075 - 2,0 | 3,384 | 22,73 |
| verwitterter Granit | Masado | 0,0 - 2,0 | 22,4 | 33,80 |
| vulkanische Asche | Shirasu | 0,0 - 2,0 | 11,75 | 60,73 |
| Quarz | keine Angabe | 1,4 - 1,7 | 1,102 | 25,64 |
| Quarz | keine Angabe | 0,6 - 0,71 | 1,088 | 63,89 |
| Quarz | keine Angabe | 0,25 - 0,3 | 1,095 | 87,32 |
| Quarz | keine Angabe | 0,18 - 2,0 | 2,197 | 63,89 |
| Quarz | keine Angabe | 0,0 - 2,0 | 9,906 | 121,80 |
| gebrochenes Glas | keine Angabe | 0,85 - 1,0 | 1,085 | 53,10 |
| Glaskugeln | keine Angabe | 0,85 - 1,0 | 1,085 | 336,10 |

[1)] $\sigma_{f=50}$: Spannung, bei der 50 % der Körner Kornbruch erleiden

Die Widerstandsfähigkeit gegen Kornabrasion lässt sich unter anderem mit dem Los Angeles Abrasion Test (ASTM C535-96), dem Nordic Mill Abrasion Test oder Dorry's Abrasion Test (Nilson et al. 2006) ermitteln.

Die Veränderung der Korngrößenverteilung infolge Kornbruches wurde in Festag (2003) mittels eines zyklischen Triaxialversuchs an einer Ausfallkörnung eines Gabbro-Edelbrechsandes untersucht. Die in Bild 3.15 gestrichelt dargestellte Kornverteilungskurve nach der zyklischen Einwirkung zeigt eine deutliche Veränderung gegenüber dem Ausgangsmaterial (durchgezogene Linie). Weitere Versuche von Festag (2003) mit einem Quarzsand und einem weitgestuften Gabbro-Edelbrechsand zeigten nahezu keine Veränderung der Korngrößenverteilung.

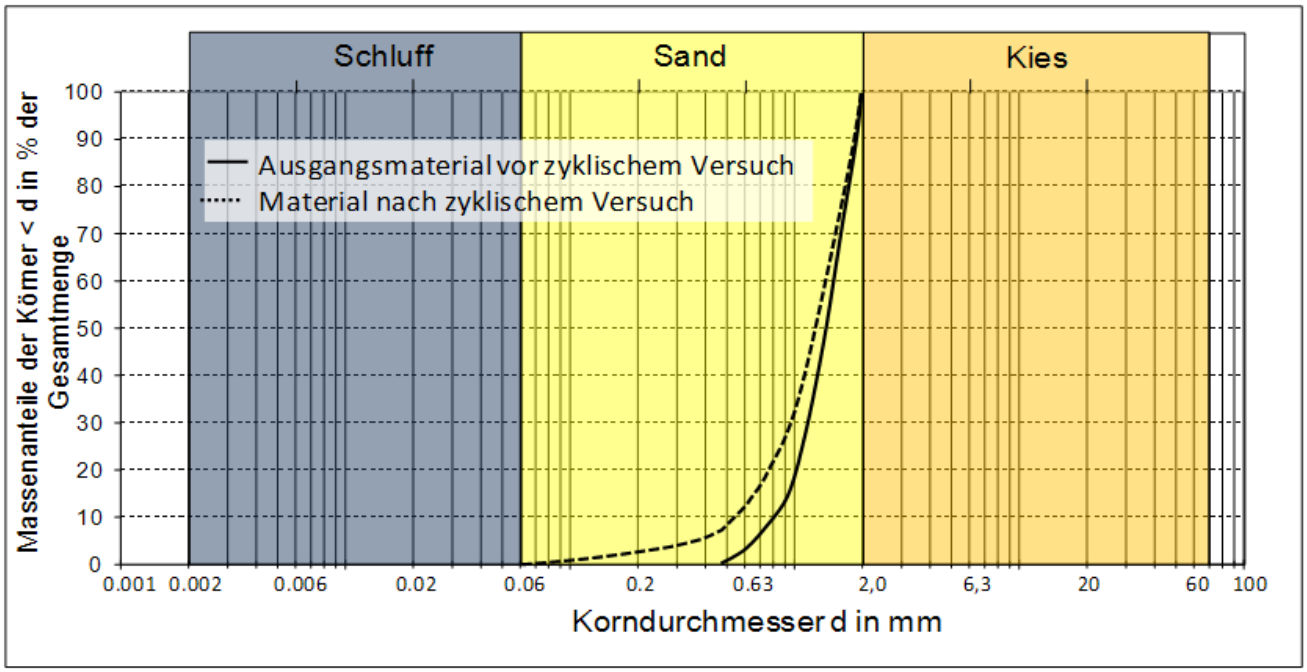



Bild 3.15 Veränderung der Kornverteilung infolge Kornbruch / -abrieb - Festag (2003)

Detaillierte Betrachtungen bezüglich des Kornbruches und des Kornabriebes finden sich in Festag (2003). In der vorliegenden Arbeit weisen die maßgebenden Einwirkungen nur kleine Beträge auf, so dass diese Betrachtungen keinen nennenswerten Einfluss auf die Ergebnisse aufweisen.

Der Begriff Ratcheting (im engl. auch Ratechetting) hat seinen Ursprung in der Festkörpermechanik und beschreibt die Akkumulation von Verformungen in Richtung der Hauptspannung unter zyklischer Einwirkung (Bild 3.16a).

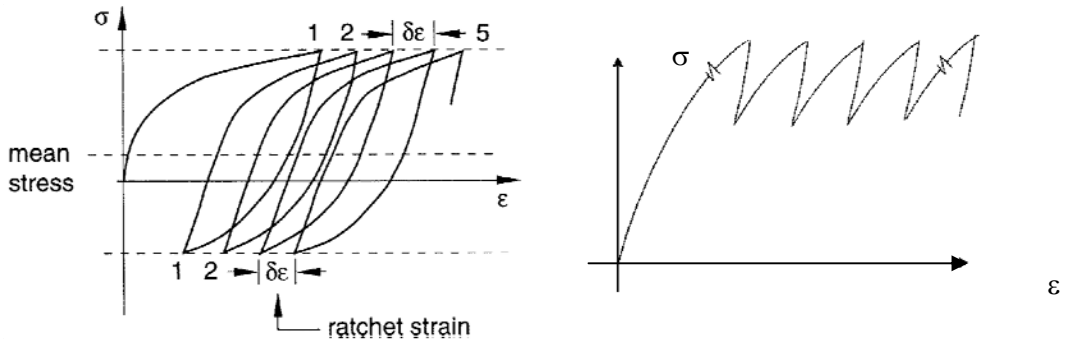



Bild 3.16 a) Ratcheting – Hibbitt (1998) b) Ratcheting – Niemunis (2006)

In der allgemeinen Form einer Akkumulation von Verformungen bzw. eines inkrementellen Kollaps wird der Begriff Ratcheting in der Geotechnik in Kolymbas (1988), Alonso et al. (2004) und Rebstock (2005) verwendet. In diesem Zusammenhang wird unter anderem von Niemunis (2006) auf Schwächen in verschiedenen Stoffgesetzen hingewiesen, dass sie kein Erinnerungsvermögen aufweisen und für die Erstbelastung- bzw. Wiederbelastung ein gleiches Steifemodul ansetzen. Dies führt zu einem Sägezahn-Effekt der Verformungen (Bild 3.16 b).

In Gudehus (2003) und Festag (2003) wird der Begriff granulares Ratcheting eingeführt. Dieses kann beispielhaft anhand eines zyklischen Triaxialversuchs an einer dichten Sandprobe beobachtet werden. Die dichtgelagerte Sandprobe erfährt sukzessive eine Verformung in Richtung der zyklischen Einwirkung (Bild 3.17). Dabei kann eine Sandprobe ohne Änderung der Lagerungsdichte in kleinen Schritten große Verformungen erfahren. Ursächlich für diese Verformungen sind gemäß Festag (2003) einzelne Körner, die sich über benachbarte Körner hinwegbewegen, ohne dass es zu einer allgemeinen Auflockerung der Probe kommt. Durch die Akkumulation der plastischen Verformungen kann das granulare Ratcheting zum Versagen des Materials führen.

Bild 3.17 Granulares Ratcheting eines dichtgelagerten Sandes im Triaxialversuch – Festag (2003)

Ein sandiger, wassergesättigter Boden kann infolge von zyklischen Einwirkungen eine dichtere Lagerung erfahren. Dabei wird der Porenraum reduziert, was einen Anstieg des Porenwasserdrucks bewirkt und die effektiven Spannungen reduziert. Der Anstieg des Porenwasserdrucks entspricht der Reduzierung der effektiven Spannungen. Bei entsprechender Intensität und Dauer der zyklischen Einwirkung können die effektiven Spannungen auf einen Wert Null absinken, es kommt zur sogenannten Bodenverflüssigung.

Die Verflüssigung kann mit Hilfe des einfachen Mohr-Coulomb-Ansatzes für kohäsionslosen Boden und dem Prinzip der totalen Spannung erklärt werden. Die effektive Korn-zu-Korn-Spannung σ' kann als Differenz der totalen Spannung σ und des Porenwasserdruckes beschrieben werden.

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{Gl. 3.7}$$

Die Schubspannungen τ am Korngerüst können für den Grenzzustand (maximal aufnehmbare Kräfte im Korngerüst) wie folgt formuliert werden:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi' = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' \qquad \text{Gl. 3.8}$$

wobei φ' den inneren Reibungswinkel des Bodens darstellt. Erreicht der Porenwasserdruck u einen Wert, der gleich den totalen Spannungen σ ist, so ist die maximal vom Korngerüst aufnehmbare Schubspannung gleich Null. Somit kann das Material in diesem Zustand keine Schubspannung übertragen. Der Boden verhält sich wie eine Flüssigkeit. Dies führt zum Verlust der Standsicherheit (Bild 3.18).

Der Begriff Bodenverflüssigung und die damit zusammenhängenden Phänomene wurden vom „Committee on Soil Dynamics of the Geotechnical Engineering Division ASCE“ (1978) im Sinne einer einheitlichen Definition wie folgt festgelegt:

*„Verflüssigung (liquefaction): Verwandlung einer Substanz in eine Flüssigkeit; für Sand bedeutet dies die Überführung aus dem festen Zustand in einen flüssigen Zustand als Konsequenz der erhöhten Porenwasserspannung und reduzierter effektiver Spannung. Die Ursache der Verflüssigung (statische Last, Vibration, Wellenschlag, Grundwasserströmung, Stoßbelastung) sowie die Dauer der Verflüssigung, d. h. ob langandauernder oder nur vorübergehender Scherfestigkeitsverlust auftritt, und das Ausmaß der Deformation wird damit nicht festgelegt.“*

Niigata 1964. Infolge von Bodenverflüssigung sind mehrere Häuser gekippt. Der Boden verflüssigte sich weitgehend nur im Bereich des aufgeschütteten alten Flusslaufs

Kobe 1995. Infolge von Bodenverflüssigung haben sich aufgeschüttete Flächen weitflächig gesetzt. Auf Pfählen gegründete Bauwerke haben nur geringe Schäden erlitten

Bild 3.18 Bodenverflüssigung infolge Erdbebeneinwirkung (Studer, 2007)

# 4. Stand der Forschung und Technik - Ansätze zur Beschreibung des Verhaltens unter ausgeprägt zyklischer Einwirkungen

## 4.1. Überblick

In den letzten drei Jahrzehnten wurden zahlreiche Untersuchungen zur Beschreibung zyklischer und dynamischer Einwirkungen und deren Auswirkungen auf den Baugrund durchgeführt. Viele Untersuchungen konzentrierten sich insbesondere auf den Bereich der schienengebundenen Verkehrswege und auf das Verhalten von Gleisschotter. Aufbauend auf diesen Untersuchungen wurden verschiedene Ansätze zur Beschreibung des Verhaltens unter ausgeprägt zyklischer Beanspruchungen erarbeitet. Die Ansätze können grundsätzlich in die Gruppen:

- elastische Ansätze
- implizite Ansätze
  - Finite-Elemente-Methode - Stoffgesetze für zyklische Einwirkungen (u. a. Bounding Surface Modell, Hypoplastizität)
  - Boundary-Element-Methode
- explizite Ansätze unter Berücksichtigung zyklischer Versuchsergebnisse
- empirische Verschiebungsansätze

eingeteilt werden. Im Folgenden werden diese Ansätze sowie ihre Grenzen und Möglichkeiten aufgezeigt.

## 4.2. Elastische Ansätze

Die elastischen Ansätze werden hier vollständigkeitshalber erwähnt. Sie dienen im Allgemeinen zur Ermittlung der elastischen Verformungen insbesondere von Fahrwegsoberbauten. Die elastischen Verformungen sind relevant zur Ermittlung der Schnittkräfte für die Bemessung der Fahrwegsoberbauten. Bei elastischen Ansätzen werden weder die Lastzyklenzahl, die Frequenz noch ein veränderliches elastisches Verformungsverhalten in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl berücksichtigt. Daher wird auf diese Modelle hier nicht näher eingegangen und für ihre weitergehende Beschreibung auf Gotschol (2002) und Böller (2006) verwiesen.

## 4.3. Implizite Ansätze - Stoffgesetze für zyklische Beanspruchungen

Bei einer impliziten Berechnung wird jeder einzelne Lastzyklus berücksichtigt und berechnet, d. h. die Berechnung wird entsprechend der Lastzyklenzahl N-fach wiederholt.

Bei diesen Modellen wird versucht, das Verhalten von Böden unter zyklischer Einwirkung zu beschreiben. Stellvertretend für die Modelle sei hier das Bounding Surface Modell (Dafalias & Popov, 1975) erwähnt. Diese Modellvorstellung berücksichtigt, dass auch kleine zyklische Einwirkungen plastische Verformungen hervorrufen können, hierzu wird neben dem Elastizitätsmodul ein entsprechendes Plastizitätsmodul eingeführt. Ein rein elastischer Bereich existiert nicht. Jede Verformung setzt sich aus einem elastischen und plastischen Anteil zusammen. Erst wenn ein Spannungszustand auf der Bounding Surface zu liegen kommt, ergeben sich rein plastische Dehnungen. Dieses Stoffgesetz wurde insbesondere für kohäsive Böden entwickelt (Festag, 2003; Hu, 2000). Aufgrund der zum Teil großen Anzahl von Parametern und der komplexen mathematischen Zusammenhänge ist eine Kalibrierung des Ansatzes oft mit großem Aufwand verbunden (Alonso et al., 2004).

Das hypoplastische Stoffgesetz, das ebenfalls zur Abbildung zyklischer Belastungen und Beschreibung von plastischen Verformungsanteilen verwendet wird, ist in Kapitel 5.4 detailliert beschrieben. Dieses Stoffgesetz wurde in dieser Arbeit herangezogen.

Poulos & Fellow (1989) beschreiben eine Weiterentwicklung des auf der Boundary-Element-Methode basierenden Rechenansatzes (El-Mossallamy, 1996) zur Beschreibung des Pfahlsetzungsverhaltens (Bild 4.1). Hier werden Degradationsfaktoren für die Pfahlmantelreibung, dem Pfahlspitzendruck und dem Steifemodul des Bodens eingeführt, die mit Hilfe von Labor- und Feldversuchen abgeleitet werden und empirischer Natur sind.

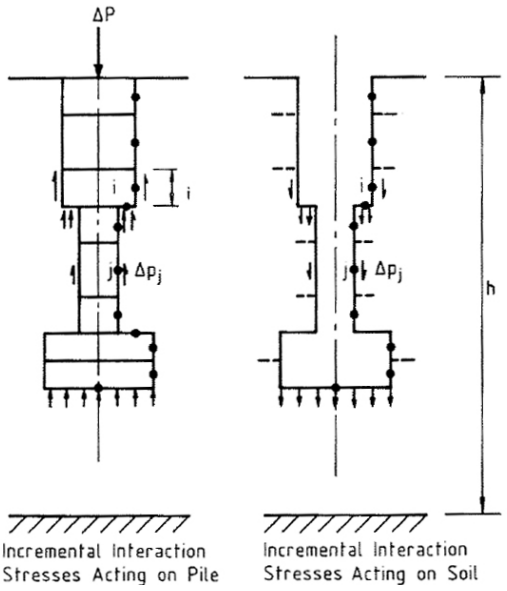



Bild 4.1 Computational model - Poulos & Fellow (1989)

Aufgrund der impliziten Berechnung eines jeden Lastzyklus kommt es bei ausgeprägt zyklischen Beanspruchungsvorgängen zu langen Rechenzeiten und zu einer Akkumulation der unvermeidbaren, systembedingten Ungenauigkeiten des Stoffgesetzes sowie der Integrationsroutine (Niemunis, 2003).

## 4.4. Explizite Ansätze unter Berücksichtigung zyklischer Versuche

Bei diesen mathematischen Ansätzen wird das Verformungsverhalten ausgeprägt zyklischer Einwirkungen nicht mit einzelnen impliziten Vorgängen beschrieben, d. h. nicht jeder Lastzyklus wird berechnet, sondern mit empirischen Ansätzen das Verformungsverhalten ermittelt. Den meisten expliziten Ansätzen liegt eine Analogie zum Kriechverhalten von Böden (u.a. Hodjera, 1979; Wichtmann, 2004) zugrunde. Dabei wird aber im Unterschied zum Kriechverhalten die Verformungsrate für zyklische Beanspruchungsvorgänge nicht über die Zeit, sondern als eine Verformung pro Lastzyklus dargestellt und somit die inkrementelle Zunahme der plastischen Dehnungsanteile näherungsweise ermittelt. In dieser Arbeit soll stellvertretend der Ansatz von Wichtmann (2005) erläutert werden.

Mit dem expliziten Akkumulationsmodell von Wichtmann (2005) werden der Primärspannungszustand sowie die ersten Lastzyklen auf implizite Weise mit Hilfe eines adäquaten numerischen Stoffgesetzes ermittelt (z. B. Hypoplastizität, Kap. 5.4, Bild 4.2). Die Ermittlung des impliziten Lastzyklus kann quasi-statisch in Anlehnung an Hu (2005) oder auch dynamisch erfolgen. Im zweiten Lastzyklus wird der Dehnungspfad in jedem Integrationspunkt erfasst und anschließend die Dehnungsamplitude $\varepsilon^{ampl}$ ermittelt (Bild 4.2). Anschließend erfolgt die Ermittlung der Rate der Dehnungsakkumulation $\mathbf{D}^{acc}$ als Produkt der skalaren Dehnungsintensität $D^{acc}$ und der tensoriellen Akkumulationsrichtung m. Die Dehnungsintensität $D^{acc}$ setzt sich insgesamt aus sieben Teilfunktionen zusammen (Wichtmann, 2005). Die allgemeine Spannungs-Dehnungs-Beziehung lautet vereinfacht:

$$\mathring{\mathbf{T}} = E : (\mathbf{D} - \mathbf{D}^{acc}) \qquad \text{Gl. 4.1}$$

mit

$\mathring{\mathbf{T}}$ : Jaumannsche Spannungsrate
E: Elastizitätsmodul
$\mathbf{D}$: Dehnungsrate
$\mathbf{D}^{acc}$: Akkumulationsrate
$\varepsilon^{amlp}$: Dehnungsamplitude

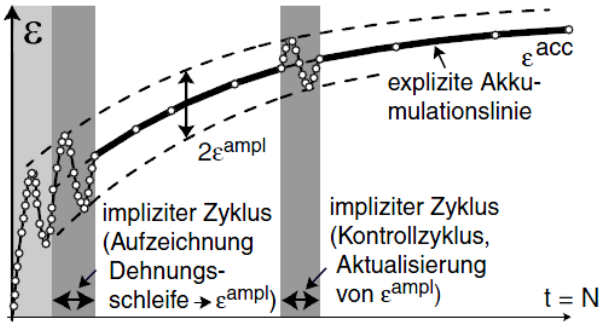



Bild 4.2 Vorgehensweise der expliziten Akkumulationsberechnung – Wichtmann (2005)

## 4.5. Empirische Verformungs- und Verschiebungsansätze

Grundsätzlich zeigt das Verformungsverhalten von Böden unter zyklischen Einwirkungen eine Affinität zum Kriechverhalten (u. a. Hodjera, 1979; Wichtmann 2004). Ausgehend von dieser Affinität wird die Verformungsrate für zyklische Beanspruchungsvorgänge aber nicht über die Zeit, sondern als Verformung pro Lastzyklus dargestellt.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{N} \qquad \text{Gl. 4.2}$$

Die empirischen Ansätze lassen sich in Bezug auf das Verformungsverhalten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart und der Verformungsrate in die folgenden nichtlinearen, empirischen Ansätze zusammenfassen:

- halblogarithmische Ansätze
- zweigeteilte halblogarithmische Ansätze
- doppelt-logarithmische Ansätze (Potenzansätze)

Ein halblogarithmischer Ansatz steht für ein Verformungsverhalten einer logarithmischen Beruhigung gemäß Goldscheider & Gudehus (1976). Ausgehend von einer Initialverformungen $\varepsilon_1$ infolge einer mittleren statischen Belastung bzw. des ersten Lastzyklus nimmt die Verformung über die Lastzyklenzahl mit abnehmender Verformungsrate ständig zu. In der halblogarithmischen Darstellung der Verschiebung s über den Logarithmus der Lastzyklenzahl N zeigt sich eine Gerade mit der Steigung b (Bild 4.3).

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + b \cdot \log N \qquad \text{Gl. 4.3}$$

mit
$\varepsilon$ : Verformung
$\varepsilon_1$: Initialverformung nach dem ersten Lastwechsel
b: Steigung der halblogarithmischen Geraden
N: Lastzyklenzahl

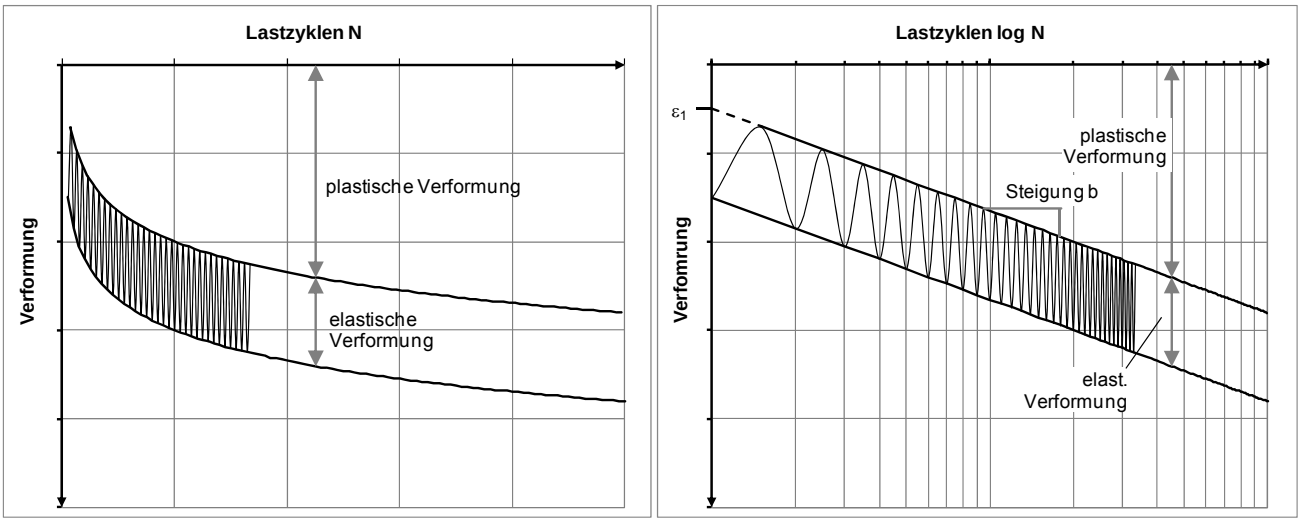



Bild 4.3 Halblogarithmischer Ansatz

Der halblogarithmische Ansatz zur Ermittlung der Verformungen unter zyklischer Einwirkung ist weit verbreitet und unter anderem in Holzlöhner (1977), Hettler (1978), Güttler (1984) und Raithel et al. (2003) beschrieben.

Ein weiterführender Ansatz mittels eines zweigeteilten halblogarithmischen Verformungsverlaufs wird in Laue (1996) und Helm et al. (2000) beschrieben. Der Verformungsverlauf wird in der halblogarithmischen Darstellung zweigeteilt idealisiert. Die Verformungen beginnen zunächst mit einem linearen Verlauf mit geringer Steigung, nach einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln $N_{krit}$ vergrößert sich die Steigung in der halblogarithmischen Darstellung (Bild 4.4). Der Lastzyklus beim Steigungswechsel wird als kritischer Lastzyklus $N_{krit}$ bezeichnet und ist gemäß Laue (1996) abhängig von der mittleren statischen Belastung. Der zweigeteilte halblogarithmische Verformungsverlauf beschreibt eine logarithmische Beruhigung (Goldscheider & Gudehus, 1976) und nicht wie in Helm et al. (2000) beschrieben ein schrittweises Versagen.

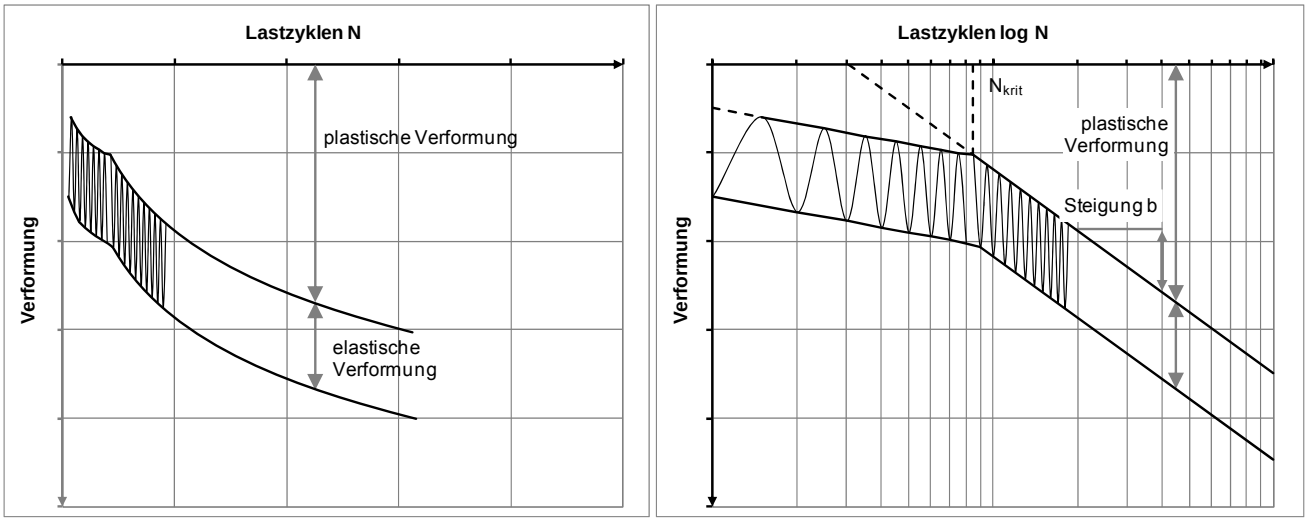



Bild 4.4 Zweigeteilter halblogarithmischer Ansatz

Der doppelt-logarithmische Ansatz oder Potenzansatz sei hier am Beispiel von Schwarz (2002) dargestellt. Der allgemeine Ansatz für die Verformungsrate lautet:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 \cdot N^{-\lambda} \qquad \text{Gl. 4.4}$$

$\varepsilon_1$: Initialverformung nach dem ersten Lastwechsel
$\lambda$: Steigungsparameter

Die erforderliche Integration zur Ermittlung der Verformung führt zur Betrachtung von drei Unterscheidungen hinsichtlich des Verformungsverhaltens. Ein Steigungsparameter von $\lambda < 1{,}0$ beschreibt ein schrittweises Versagen unter zyklischer Einwirkung (Bild 4.5).

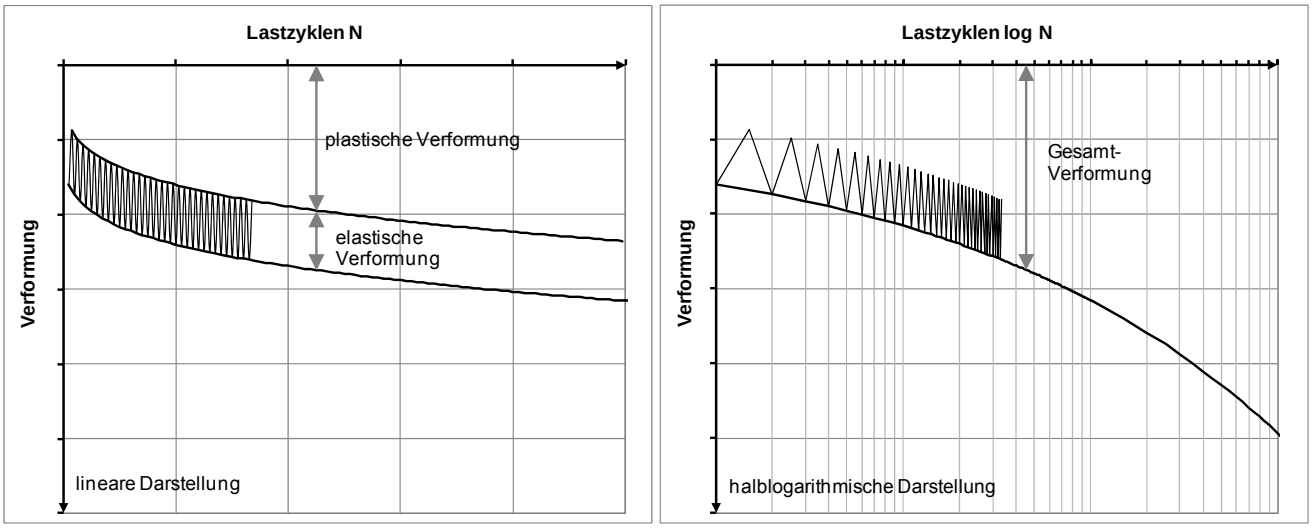



Bild 4.5 Doppelt-logarithmischer Ansatz – Steigung $\lambda < 1{,}0$ – schrittweises Versagen

Bei einer Steigung von $\lambda = 1{,}0$ reduziert sich die Formulierung zu einem halblogarithmischen Ansatz und beschreibt eine logarithmische Beruhigung (Bild 4.3). Ein Steigungsparameter von $\lambda > 1{,}0$ führt gemäß der Definition im Kapitel 3.3 zu einem Shakedown. Die Verschiebung nähert sich asymptotisch einem Grenzwert in der Verformungs-Lastzyklenzahl-Darstellung (Bild 4.6).

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \frac{\dot{\varepsilon}_1}{(1-\lambda)} \cdot (N^{1-\lambda}-1) \qquad \text{für } \lambda < 1{,}0 \text{ (schrittweises Versagen)} \qquad \text{Gl. 4.5}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \dot{\varepsilon}_1 \cdot \ln N \qquad \text{für } \lambda = 1{,}0 \text{ (logarithmische Beruhigung)} \qquad \text{Gl. 4.6}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \frac{\dot{\varepsilon}_1}{(1-\lambda)} \cdot (N^{1-\lambda}-1) \qquad \text{für } \lambda > 1{,}0 \text{ (shakedown)} \qquad \text{Gl. 4.7}$$

mit

$\varepsilon$: Verformung
$\varepsilon_1$: Verformung nach dem ersten Lastwechsel
N: Lastzyklenzahl
$\dot{\varepsilon}_1$: Verformungsrate bei einer Lastzyklenzahl $N = 1$
$\lambda$: Steigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel (decay constant)

Dieser doppelt-logarithmische Rechenansatz wurde unter anderem in Hodjera (1979), Kempfert & Hu (1997) und Schwarz (2002) angewandt.

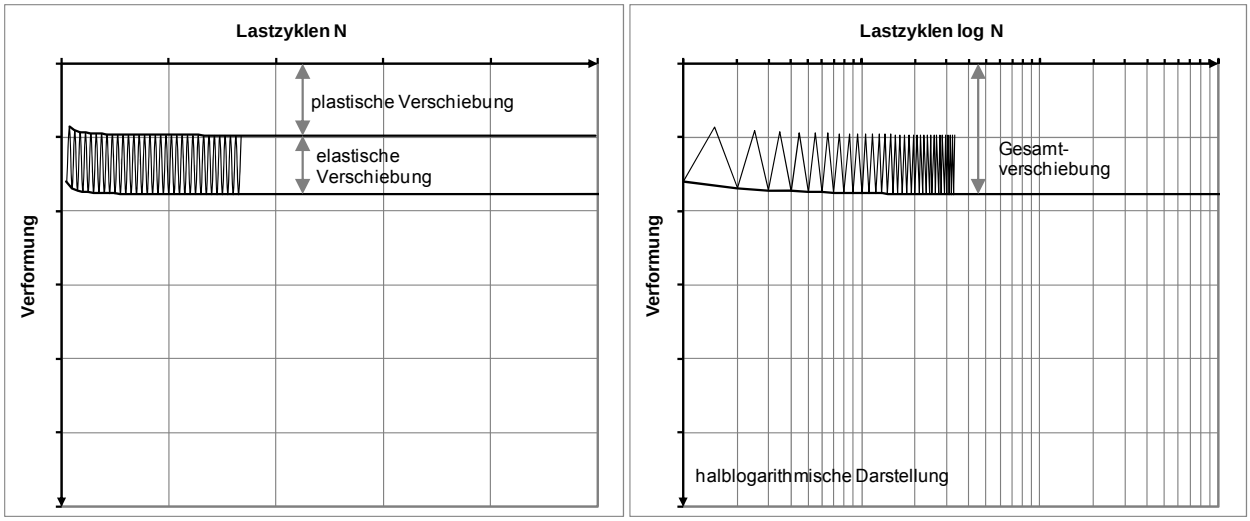



Bild 4.6 Doppelt-logarithmischer Ansatz – Steigung $\lambda > 1{,}0$ – Shakedown

## 4.6. Fazit

Die vorgestellten Ansätze basieren auf den unterschiedlichsten Herangehensweisen und können daher nicht miteinander verglichen werden. Es soll vielmehr darauf hingewiesen werden, dass die bislang entwickelten Ansätze nur eingeschränkt zur Abbildung eines Verformungsverhaltens infolge ausgeprägt zyklischen Einwirkungen geeignet sind. Dies soll u. a. mit dem folgenden Kapitel 6 und den darin zusammengestellten Versuchsergebnissen sowie den sehr unterschiedlichen Beobachtungen des Verformungsverhaltens aufgezeigt werden.

# 5. Stoffgesetze

## 5.1. Einführung

Die ingenieurtechnische Idealisierung bautechnischer Maßnahmen mittels numerischer Studien ist heute eine weitverbreitete Möglichkeit, um die Gebrauchstauglichkeit und in besonderen Fällen die Standsicherheit nachzuweisen. Insbesondere für geotechnische Fragestellungen werden Studien mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente vorgenommen. Um das Verformungsverhalten von Böden mathematisch zu beschreiben, werden Stoffgesetze formuliert.

Es gibt eine ganze Reihe von Stoffgesetzen für Böden, die jeweils bestimmte Aspekte des Spannungs-Verformungsverhaltens gut wiedergeben. Die Wahl eines adäquaten Stoffgesetzes hängt davon ab, welche dieser Aspekte bei der jeweiligen geotechnischen Fragestellung eine wesentliche Rolle spielen. Terzaghi und Gudehus weisen hierauf hin:

> *"In soil mechanics the accuracy of computed results never exceeds that of a crude estimate, and the principal function of theory consists in teaching us what and how to observe in the field."*
> (Terzaghi, 1936)

> *„Jedes Stoffgesetz ist eine mathematische Abstraktion der Wirklichkeit. Es ist ratsam, sich die zur Abstraktion führenden Annahmen vor Augen zu halten, damit man ein Stoffgesetz nicht mit der Wirklichkeit verwechselt. (...) Die Vielfalt von Formulierungen ergibt sich daraus, dass es ein universelles Stoffgesetz für Erdstoffe nicht gibt und wohl auch nie geben wird"*
> (Gudehus, 1990)

## 5.2. Elastisches Werkstoffverhalten

Das elastische Werkstoffverhalten wird mit einem einfachen linearem Zusammenhang, dem Hooke'schen Gesetz, zwischen Spannungen und Dehnungen beschrieben. Das Hooke'sche Gesetz gilt somit für ein isotrop linear-elastisches Verhalten.

Durch die Bestimmung des Elastizitätsmoduls E und der Querdehnzahl υ werden die elastischen Eigenschaften eines Werkstoffs eindeutig festgelegt. Grundlegende Eigenschaft des elastischen Werkstoffverhaltens ist, dass die entstehenden Verformungen reversibel sind, d. h. die Verformungen gehen bei Zurücknahme der Last auf null zurück.

Bei nichtlinearem-elastischem Werkstoffverhalten verändern die Parameter E und υ in Abhängigkeit vom aktuellen Spannungs- / Verformungszustand. Der Elastizitätsmodul wird dann inkrementweise als Tangentenmodul oder Sekantenmodul bestimmt.

## 5.3. Plastisches Werkstoffverhalten

Der Werkstoff Boden ist gekennzeichnet durch ein ausgeprägt plastisches Werkstoffverhalten mit unter anderem irreversiblen Verformungen. Das Werkstoffverhalten kann sich mit der Belastungsgeschichte verändern. Für die Modellierung dieses Verformungsverhaltens eignen sich im Allgemeinen elastoplastische Stoffgesetze. Diese berücksichtigen neben den elastischen $\varepsilon^e$ auch die plastischen Verformungsanteile $\varepsilon^p$, die irreversibel sind.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \qquad \text{Gl. 5.1}$$

Die vier grundlegenden Funktionen zur Beschreibung eines elastoplastischen Werkstoffverhaltens sind:

1. Das Spannungs-Verformungsverhalten im elastischen Bereich (siehe Kap. 5.2)
2. Die Fließfläche (yield surface) stellt die Grenze zwischen elastischen und idealplastischen oder elastoplastischen Verformungen dar. Die Verformungen lassen sich in elastische und plastische Verformungen aufteilen. Spannungszustände innerhalb der Fließfläche haben elastische Verformungen zur Folge, liegt ein Spannungszustand auf der Fließfläche, so kommt es zu plastischen Verformungen.
3. Die Fließregel (flow rule) bestimmt die Richtung des Vektors der plastischen Dehnungsinkremente im Hauptspannungsraum und den Betrag des Zuwachses der plastischen Dehnung. Dabei wird zwischen einer assoziierten und nicht assoziierten Fließregel unterschieden. Falls das plastische Potential und die Fließfläche identisch sind und der Vektor der plastischen Dehnungsinkremente normal zur Fließfläche verläuft, liegt eine assoziierte Fließregel vor. Bei einer nicht assoziierten Fließregel unterscheiden sich das plastische Potential und die Fließfläche.
4. Einige weiterführende Stoffgesetze verfügen noch zusätzlich über ein Verfestigungsgesetz (hardening). Dieses spiegelt das Verhalten des Werkstoffs bei Erreichen der Fließfläche wieder, d. h. ob sich der Werkstoff verfestigt bzw. die Plastizitätsgrenze (Fließfläche) verändert wird.

Die Stoffgesetze z. B. nach Mohr-Coulomb oder Drucker-Prager eignen sich für ein ideal-plastisches Verhalten. Das heißt, eine Verfestigung des Werkstoffs wird nicht berücksichtigt. Die Fließfläche ist unveränderlich und ist zugleich Bruchfläche (Bild 5.1).

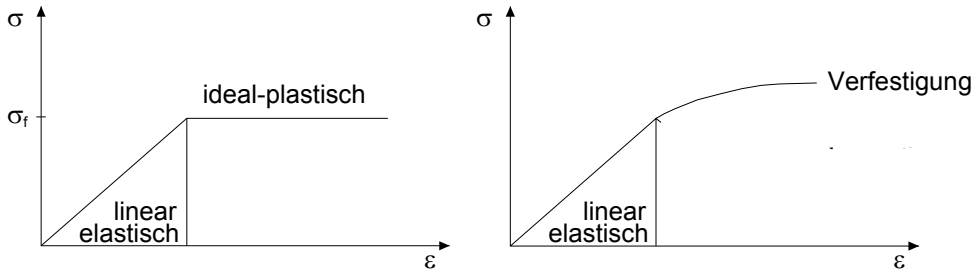



Bild 5.1 Spannungs-Dehnungs-Verhalten für ideal-plastisches Fließen (a) und verfestigendes Werkstoffverhalten (b)

Bei Berücksichtigung einer Verfestigung eines Werkstoffs kann sich die Fließfläche in Bezug auf die Form und Lage verändern. Im Wesentlichen werden die Verfestigungsgesetze mit einer isotropen oder kinematischen Verfestigung bzw. einer Kombination dieser beiden beschrieben. Die isotrope Verfestigung beschreibt eine gleichmäßige Aufweitung der Fließfläche, bei der die Form der Fläche weitestgehend erhalten bleibt. Bei einer kinematischen Verfestigung kommt es auch zu einer Verschiebung der Fließfläche im Hauptspannungsraum.

### 5.3.1. Mohr-Coulomb Modell (Bruchkriterium)

Das linear-elastische, ideal-plastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb wird für viele Problemstellungen in der Geotechnik verwendet und stellt für einige geotechnische Problemstellungen eine gute Annäherung dar. Die Fließfläche wird durch einen unregelmäßigen hexaederförmigen Kegel im Hauptspannungsraum beschrieben (Bild 5.2). In der Mohr'schen Ebene wird das Bruchkriterium durch die Schergerade dargestellt.

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \qquad \text{Gl. 5.2}$$

Das Stoffgesetz weist elastisches Verhalten mit reversiblen Verformungen innerhalb der Fließfläche auf. Auf der Fließfläche wird dem Boden ein ideal-plastisches Verhalten zugewiesen (Bild 5.3) und durch die maximale Schubspannung in Abhängigkeit von der Normalspannung bestimmt. Im Hauptspannungsraum ist die Fließfläche fixiert und zeigt keine Verfestigung.

Das Modell benötigt fünf Parameter: Das Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl υ für das elastische Verhalten, Kohäsion c‘, Reibungswinkel φ' für das plastische Verhalten sowie den Dilatanzwinkel ψ . Der Dilatanzwinkel beschreibt das Verhältnis von Volumendehnung zur Scherdehnung und damit die durch Scherbeanspruchung bedingte Auflockerung und Volumenvergrößerung eines Werkstoffs. Es können für die Erst-, und Ent- / Wiederbelastung keine unterschiedlichen Steifigkeiten zugewiesen werden.

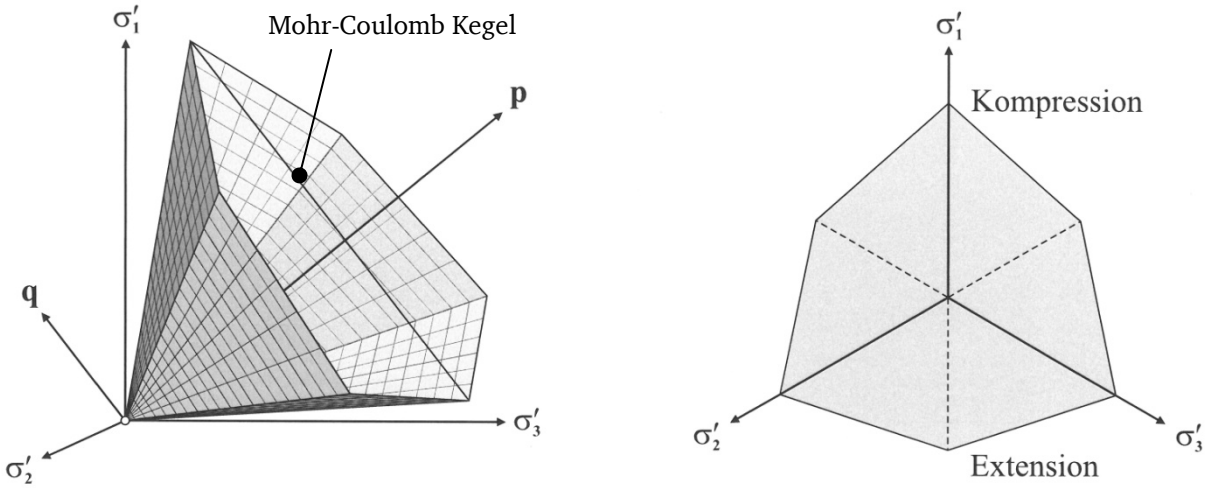



Bild 5.2 Fließflächen des Mohr-Coulomb Modells (c ≠ 0) im Hauptspannungsraum – Wehnert (2006)

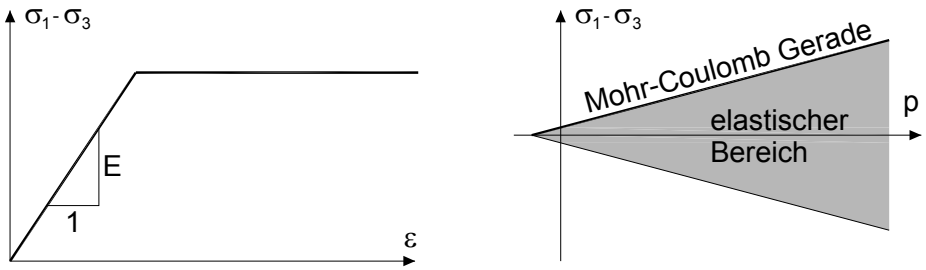



Bild 5.3 linear-elastisches, ideal-plastisches Werkstoffverhalten – Mohr-Coulomb (Wehnert & Vermeer, 2004)

Die Annahme einer assoziierten FIießregel (ψ = φ') hat bei dicht gelagerten Böden zur Folge, dass die plastischen Volumenvergrößerungen (Dilatanz) im Allgemeinen überschätzt werden. Daher werden numerische Studien häufig mit einer Dilatanzwinkelbandbreite von 0° < ψ < φ' durchgeführt (Niemunis, 2009). Die Verwendung einer nicht assoziierten Fließregel mit dem Dilatanzwinkel ψ = 0° dient der Modellierung volumenkonstanten Fließens (Leppert, 2007), dies ist eher geeignet für normal- bzw. gering überkonsolidierte Tone.

Da die Spannungs-Verformungs-Beziehung für Böden dem Grunde nach hochgradig nichtlinear ist, ist die Annahme eines ideal-elastischen Verhaltens für geotechnische Fragestellungen nur in engen Bereichen zulässig. Weiterhin zeigen insbesondere kohäsionslose Böden bereits vor Erreichen des Bruchzustandes ein plastisches Fließen schon bei kleinen Schubbeanspruchungen. Dies kann mit einem linear-idealplastischen Modell nicht abgebildet werden.

## 5.3.2. Hardening Soil Modell

Das Hardening Soil Modell basiert wie das Mohr-Coulomb Modell auf der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung, die durch die Kohäsion c' und den Reibungswinkel φ' beschrieben wird. Im Gegensatz zu einem elastischen, ideal-plastischen Modell ist der elastische Bereich vor Erreichen der Bruchbedingung zusätzlich durch eine volumetrische Fließfläche bezogen auf die Kappe und deviatorische Fließfläche mit einer isotropen Verfestigung begrenzt (Schanz et al., 1999) (Bild 5.4). Somit kann zwischen einer Scher- und Kompressionsverfestigung unterschieden werden. Die Scherverfestigung wird für die Abbildung irreversibler Dehnungen verwendet, die durch eine deviatorische Erstbelastung verursacht werden. Die Kompressionsverfestigung wird hingegen für plastische Dehnungen bei einer Primärsetzung unter einaxialen bzw. isotropen Einwirkungen genutzt.

Der Grundgedanke für die Formulierung des Modells ist die im Gegensatz zum Mohr-Coulomb Modell hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung zwischen der vertikalen Dehnung und der deviatorischen Spannung q bei einer triaxialen Erstbelastungskompression (Bild 5.5).

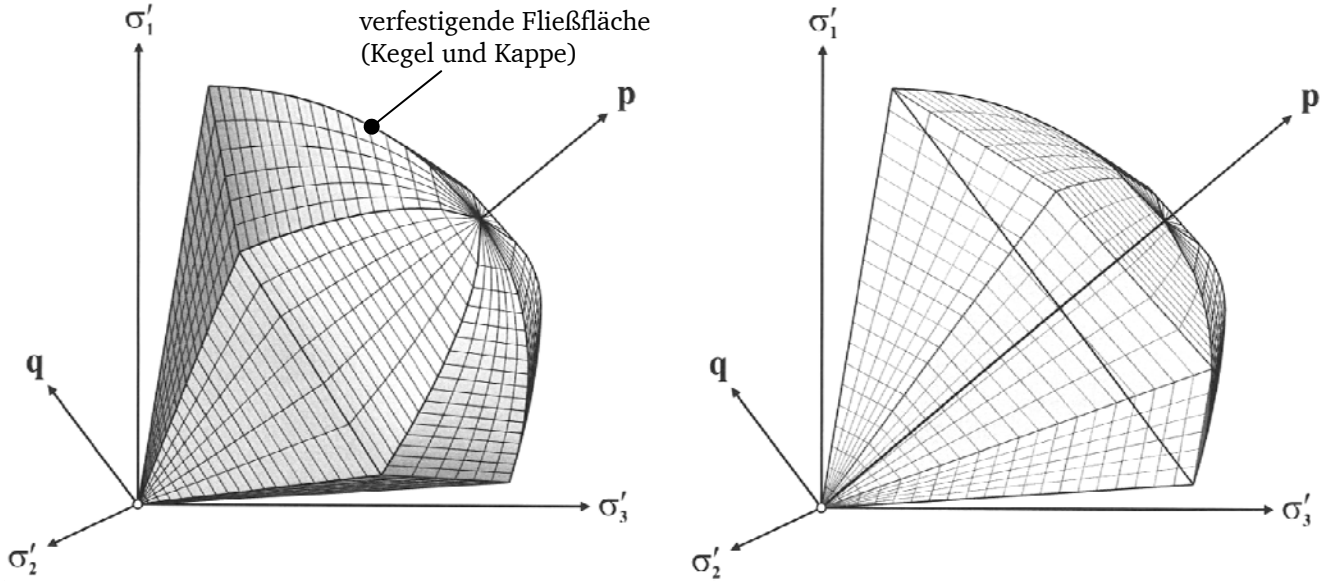



Bild 5.4 Fließflächen des Hardening Soil Modells (c' = 0; m = 0) im Hauptspannungsraum - Wehnert (2006)

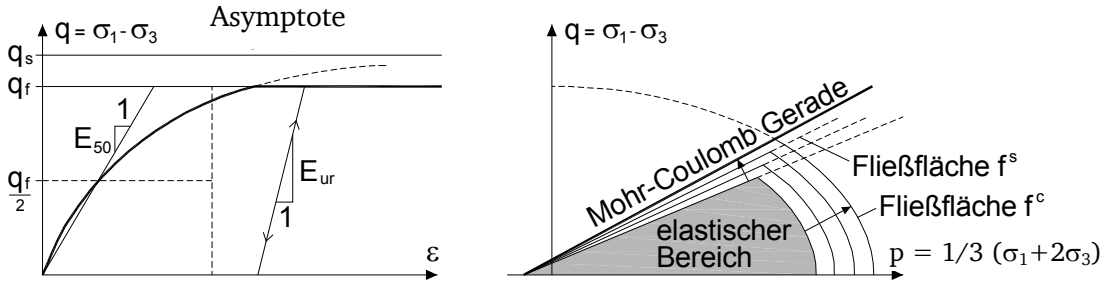



Bild 5.5 Darstellung der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen drainierten Triaxialversuch (Wehnert & Vermeer, 2004)

Die spannungsabhängige Steifigkeit des Bodens wird für die Erstbelastungsvorgänge in Anlehnung an die empirische Formulierung von Ohde (1939) (in von Soos, 2001) berücksichtigt.

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{at}}\right)^{w_e} \qquad \text{Gl. 5.3}$$

mit
$\sigma_{at}$: atmosphärischer Luftdruck ($\sigma_{at}$ = 100 kN/m²)
$w_e$ ; $v_e$: Steifemodulparameter bei Erstbelastung

Diese Formulierung wurde gemäß Schanz et al. (1999) erweitert. Die spannungsabhängige Sekantensteifigkeit $E_{50}$ ist abhängig von der Referenzsteifigkeit $E_{50}^{ref}$. Diese kann in Triaxialversuchen bei einem Referenzdruck $p^{ref}$ ($\sigma_{at}$), entsprechend einem Seitendruck $\sigma_3$, ermittelt werden. Die Spannungsabhängigkeit wird vom Exponenten m ($w_e$) in Anlehnung an Ohde (1939) gesteuert.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cot\varphi' + \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c' \cdot \cot\varphi' + p^{ref} \cdot \sin\varphi}\right)^m \qquad \text{Gl. 5.4}$$

Die Ent- und Wiederbelastungsvorgänge werden im Gegensatz zur Erstbelastung als nichtlineare, elastische Vorgänge abgebildet. Es werden hierzu die spannungsabhängige Steifigkeit $E_{ur}$ und die konstante Querdehnzahl $\upsilon_{ur}$ verwendet. In Analogie zur Ermittlung der spannungsabhängigen Steifigkeit für die Erstbelastung ist die Steifigkeit für die Ent- / Wiederbelastung wie folgt definiert.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cot\varphi' + \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c' \cdot \cot\varphi' + p^{ref} \cdot \sin\varphi}\right)^m \qquad \text{Gl. 5.5}$$

Bei Erreichen der Fließflächen (Kegel / Kappe) können zwei Typen der Verfestigung, sprich Verschiebung der Plastizitätsgrenze, unterschieden werden: zum einen die Scherverfestigung (deviatorische Verfestigung), die über die Verschiebung der Fließfläche $f^s$ gesteuert wird und zum anderen die volumetrische (isotrope) Verfestigung im Bereich der Kappenfließfläche $f^c$.

Die Richtung des Vektors der plastischen Dehnungsinkremente wird für das Hardening Soil Modell in Anlehnung an das Mohr-Coulomb Modell mittels des Dilatanzwinkels $\psi$ für die deviatorische Fließfläche (Kegel) beschrieben. Jedoch wird anstelle des konstanten Dilatanzwinkels $\psi$ ein zu mobilisierender Winkel $\psi_m$, der wiederum vom spannungsabhängig mobilisierten Reibungswinkel $\varphi_m$ abhängig ist, verwendet. So kann für kleine Spannungsverhältnisse ein kontraktantes Verhalten und für große ein dilatantes Verhalten abgebildet werden (Bild 5.6, Schanz et al., 1999). Um eine zu große und unrealistische Dilatanz bei großen Verschiebungen zu beschränken, kann das dilatante Verhalten über die Ausgangsporenzahl und die Porenzahl bei lockerster Lagerung $e_{max}$ gesteuert werden. Bei Erreichen der maximalen Porenzahl wird der mobilisierte Dilatanzwinkel $\psi_m$ zu Null gesetzt. Dieses Vorgehen wird „dilatancy cut-off“ genannt (Schanz et al., 1999). Detaillierte Ausführungen zur Berücksichtigung der Dilatanz insbesondere für undrainierte Zustände sind in Wehnert (2006) zusammengestellt.

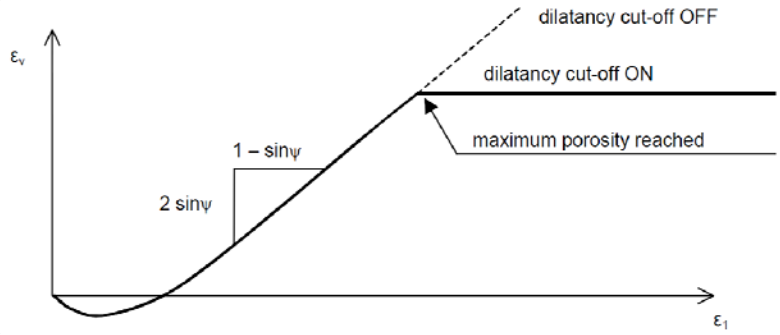



Bild 5.6 Dilatancy cut-off - Begrenzung des Dilatanzverhaltens bei großen Verschiebungen (Plaxis, 2007)

Die Verschiebung der Kappen-Fließfläche bei hydrostatischen Spannungszuständen ist abhängig vom Konsolidierungsverhältnis und wird über das Überkonsolidierungsverhältnis oder die Vorbelastungsspannung gesteuert. Im Bereich der Kappen-Fließfläche liegt eine assoziierte Fließfläche vor (Wehnert, 2006).

Es müssen acht Eingangsparameter für das Hardening Soil Modell berücksichtigt werden, diese sind: Reibungswinkel φ', Kohäsion c‘, Dilatanzwinkel ψ, die Parameter für die Ent- und Wiederbelastung für die Steifigkeit $E_{ur}^{ref}$ und Querdehnzahl $\nu_{ur}$, der Sekantenmodul $E_{50}^{ref}$ und der Tangentenmodul $E_{oed}^{ref}$ sowie der Exponent m.

## 5.4. Hypoplastizität

Das dieser Arbeit zugrunde gelegte Stoffgesetz der Hypoplastizität wurde in den 70er Jahren wurde von Kolymbas aufgestellt. Bauer, v. Wolffersdorff, Niemunis, Herle, Gudehus und Wu haben in der Folge das hypoplastische Stoffgesetz von Kolymbas modifiziert bzw. weiterentwickelt. Dieses Stoffgesetz unterscheidet sich grundlegend von den Stoffgesetzen der klassischen Plastizitätstheorie. Es verwendet weder Fließflächen noch eine Fließregel und kennt somit keine Aufteilung in elastische und plastische Anteile. Das Stoffgesetz ist insbesondere für granulare Böden wie z. B. Sand oder Kies geeignet. Es beschreibt den Boden nichtlinear (gekrümmte Kurve) und inelastisch (unterschiedliches Verhalten bei Be- und Entlastung) (Bild 6.26).

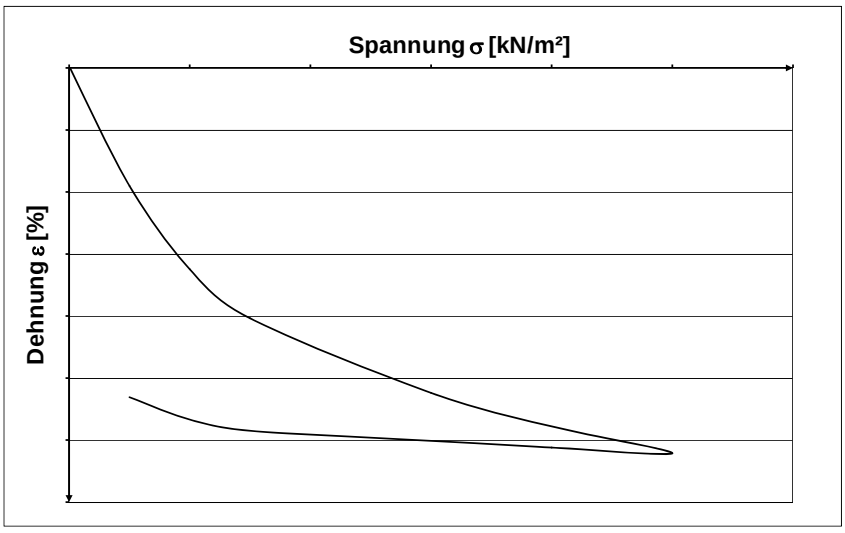



Bild 5.7 Oedometerversuchsergebnisse für lockeren Sand

Für das hypoplastische Stoffgesetz gelten die folgenden Annahmen (Kudella et al., 2002):

1. Der Zustand ist allein durch den Spannungstensor und die Porenzahl definiert.
2. Eine Deformation beruht nur auf Kornumlagerungen.
3. Die Körner haben keine begrenzte Festigkeit (kein Kornbruch, keine Abrasion).
4. Die Porenzahl kann nur zwischen druckabhängigen oberen und unteren Grenzwerten variieren. Bei Anstieg der mittleren Normalspannung wird die Porenzahl reduziert.
5. Proportionale Deformationspfade erreichen asymptotisch vom Anfangszustand unabhängige Spannungspfade (Swept-Out of Memory - SOM).
6. Das Korngerüstverhalten ist geschwindigkeitstunabhängig (ratenunabhängig).
7. Bei homogenen Randverschiebungen eines homogenen Granulatelements finden homogene Deformationen statt.
8. Es gilt das Prinzip der wirksamen Spannungen.
9. Physikochemische Effekte und Feststoffbrücken sind vernachlässigbar.
10. Deformationen entstehen durch Änderungen der Kornhaufwerksstruktur und die elastischen Verformungen der Einzelkörner.

Das Stoffgesetz beschreibt die Spannungsrate $\mathring{\mathbf{T}}$ als Funktion der Dehnungsrate (Ratengesetz) **D**, der aktuellen Korngerüstspannung **T** und der aktuellen Porenzahl e und kann mit Hilfe einer tensoriellen Gleichung dargestellt werden (Gl. 5.7). Fette Symbole beschreiben Tensoren der 2. Ordnung und kalligrafische Symbole Tensoren der 4. Ordnung.

$$\mathring{\mathbf{T}} = \mathcal{L}\,(\mathbf{T}, e) : \mathbf{D} + \mathbf{N}(\mathbf{T}, e)\|\mathbf{D}\| \qquad \text{Gl. 5.7}$$

mit

$\mathring{\mathbf{T}}$: Jaumannsche Spannungsrate (Spannungstensor)
$\mathcal{L}$: lineare, tensorwertige Funktion 4. Ordnung
**N**: lineare, tensorwertige Funktion 2. Ordnung
**T**: Cauchy Spannungstensor
**D**: Deformationsratentensor (Verformungsgeschwindigkeitstensor)
e: Porenzahl

Die Stoffgesetzgleichung (Gl. 5.7) erfüllt das Prinzip der Objektivität. Dies besagt, dass eine Veränderung der Spannung nur durch Verformung des Materials resultieren darf, nicht aber durch eine Veränderung des Koordinatensystems bzw. Lage des Beobachters. Somit dürfen reine Starrkörperrotation keine Spannungsänderungen bewirken. Das Prinzip der Objektivität gilt grundsätzlich für alle Stoffgesetze (Fellin, 2002).

Die näherungsweise Unabhängigkeit der Spannungs-Verformungs-Beziehung eines granularen Bodens von der Belastungsgeschwindigkeit wird vom hypoplastischen Stoffgesetz berücksichtigt (Ratenunabhängigkeit). Für eine doppelte Belastungsgeschwindigkeit muss auch die Spannungsrate genau doppelt so groß sein bzw. die Spannungs-Verformungs-Beziehung muss unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit sein (Kolymbas, 1978). Somit ist die Funktion **h** positiv homogen erster Ordnung in **D**. $\lambda$ stellt eine beliebige, positive Skalierung dar (Bauer & Wu, 1993).

$$\mathbf{h}(\lambda\,\mathbf{D}, \mathbf{T}, e) = \lambda\,\mathbf{h}(\mathbf{D}, \mathbf{T}, e) \text{ für } \lambda \geq 0 \qquad \text{Gl. 5.8}$$

Der Wechsel der Steifigkeiten und somit die Abbildung der Nichtlinearität (inelastisches Verhalten, Bild 5.7) wird über einen Vorzeichenwechsel der Verformungsgeschwindigkeit erreicht. Somit ist die Gleichung 5.9 nicht linear in der Verformungsgeschwindigkeitstensor **D** und bewirkt eine Unterscheidung von Be- und Entlastung.

$$h(-\mathbf{D}, \mathbf{T}, e) \neq -h(\mathbf{D}, \mathbf{T}, e) \qquad \text{Gl. 5.9}$$

Die Versuche von Goldscheider (Kolymbas, 1988; Bauer, 1999) an nichtbindigen Böden zeigen, dass mit proportionalen, d. h. geradlinigen Verformungspfaden ($\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \text{konst.}$), die von einem spannungsfreien Zustand ausgehen, auch proportionale Spannungsantworten hervorgerufen werden. Ausgehend von einem beliebigen Spannungszustand (A) nähern sich die Spannungspfade asymptotisch dem Spannungspfad des spannungsfreien Zustands (Bild 5.8).

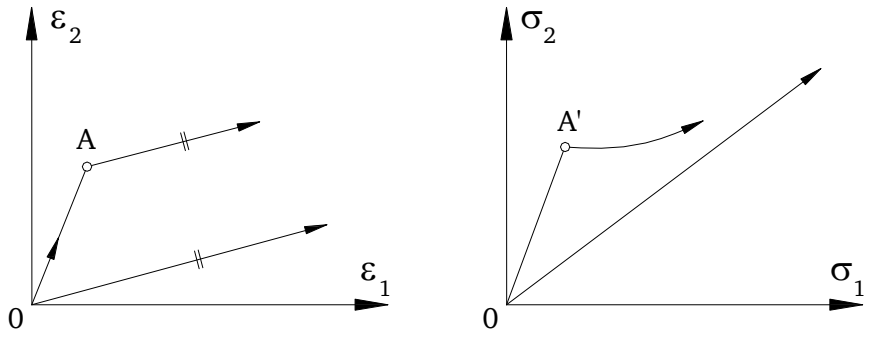



Bild 5.8 Verformungswege und Spannungsantworten (Fellin, 2002; Kolymbas, 1988)

Somit ist die Funktion h positiv homogen in $\mathbf{T}$ (Kolymbas, 1988). Dies bedeutet, für einen skalierten Spannungszustand ($\lambda\,\mathbf{D}$) wird die Spannungsrate um $\lambda^n$ skaliert.

$$\mathbf{h}(\mathbf{D}, \lambda\,\mathbf{T}, e) = \lambda^n\,\mathbf{h}(\mathbf{D}, \mathbf{T}, e) \qquad \text{Gl. 5.10}$$

Die Volumenänderung wird über die Änderung der Porenzahl ė definiert. Dies spiegelt die Zusammendrückbarkeit granularer Böden bei isotroper Kompression wieder. Dabei gilt die Voraussetzung volumenkonstanter Körner.

$$\dot{e} = (1 + e) \cdot \mathrm{tr}\mathbf{D} = (1 + e) \cdot (\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 + \dot{\varepsilon}_3) \qquad \text{Gl. 5.6}$$

Die Tensorfunktionen $\mathcal{L}$ und $\mathbf{N}$ können unter Berücksichtigung des dimensionslosen Spannungstensors $\hat{\mathbf{T}} = \mathbf{T} / \mathrm{tr}\,\mathbf{T}$ und dessen Deviator $\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1}$ wie folgt angesetzt werden (v. Wolffersdorff & Schwab, 2001):

$$\mathcal{L} = f_s \cdot \frac{1}{\mathrm{tr}\,(\hat{\mathbf{T}}^2)} \left(F^2\mathbf{1} + a^2\,\hat{\mathbf{T}}^2\right) \qquad \text{Gl. 5.7}$$

$$\mathbf{N} = f_s \cdot f_d \cdot \frac{F \cdot a}{\mathrm{tr}\left(\hat{\mathbf{T}}^2\right)} \cdot \left(\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*\right) \qquad \text{Gl. 5.8}$$

Die Materialkonstanten a und F wurden bei dem Stoffgesetz von v. Wolffersdorff (1996) und Bauer (1992) so angepasst, dass die Grenzbedingung für kritische Zustände (critical state surface) mit der bekannten und verifizierten Fläche nach Matsuoka-Nakai übereinstimmt. Die Variablen F und a, die sich aus der Matsuoka-Nakai Grenzbedingung ergeben, beschreiben das Bruchkriterium in der deviatorischen Ebene (Wichtmann, 2005).

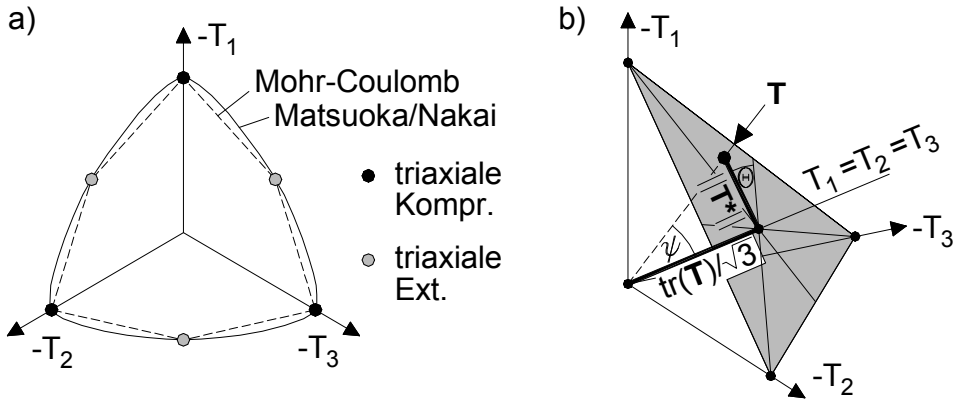



Bild 5.9 Versagenskriterium nach Matsuoka-Nakai aus Wichtmann (2005)

Für die Materialkonstanten gilt:

$$a = \frac{\sqrt{3}\,(3 - \sin\varphi_c)}{2\sqrt{2}\sin\varphi_c} \qquad \text{Gl. 5.9}$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8}\tan^2\psi + \frac{2 - \tan^2\psi}{2 + \sqrt{2}\tan\psi\cdot\cos(3\Theta)} - \frac{1}{2\sqrt{2}}\tan\psi} \qquad \text{Gl. 5.10}$$

Der Lode-Winkel $\Theta$ und der Winkel $\psi$ definieren die Raumlage des Spannungstensors $\mathbf{T}$ im Hauptspannungsraum (Bild 5.9). Es gilt:

$$\tan\psi = \sqrt{3}\,\|\hat{\mathbf{T}}^*\| \qquad \text{Gl. 5.11}$$

$$\cos(3\Theta) = -\sqrt{6}\,\frac{\mathrm{tr}\left(\hat{\mathbf{T}}^{*3}\right)}{\left[\mathrm{tr}\left(\hat{\mathbf{T}}^{*2}\right)\right]^{\frac{3}{2}}} \qquad \text{Gl. 5.12}$$

Die Bodeneigenschaften hängen insbesondere von der Lagerungsdichte ab. Diese Abhängigkeit wird Pyknotropie genannt. Das hypoplastische Stoffgesetz berücksichtigt, dass dicht gelagerte, nichtbindige Böden eine höhere Steifigkeit und Festigkeit aufweisen als locker gelagerte. In Triaxialversuchen mit verschiedenen Anfangsporenzahlen kann gezeigt werden, dass dichte Proben mit einer Dilatanz und lockere Proben mit einer Kontraktanz reagieren (Bild 5.10). Zur Berücksichtigung der Pyknotropie wurde die Porenzahl e als zusätzlich Zustandsvariable eingeführt (Gl. 5.7).

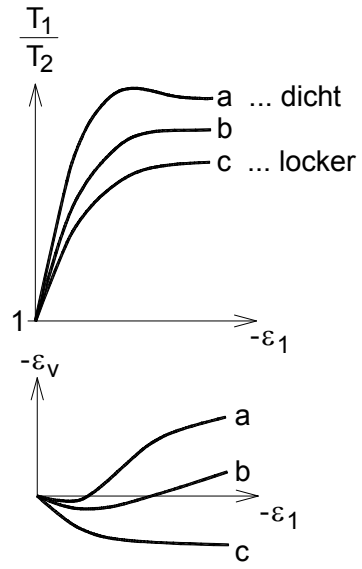



Bild 5.10 Triaxialversuch mit unterschiedlichen Anfangsporenzahlen (Fellin, 2002)

Die Faktoren $f_d$ und $f_s$ beschreiben die Druckabhängigkeit (Barotropie) und den Einfluss der Lagerungsdichte (Pyknotropie) des Stoffgesetzes.

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^{\alpha} \qquad \text{Gl. 5.13}$$

$$f_s = \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^{\beta} \frac{h_s}{n} \frac{1+e_i}{e_i} \left(\frac{3p}{h_s}\right)^{1-n} x \left[3 + a^2 - a\sqrt{3}\left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{co} - e_{d0}}\right)\right]^{-1} \qquad \text{Gl. 5.14}$$

mit

$$a = \frac{\sqrt{3}\,(3 - \sin\varphi)}{2\sqrt{2}\sin\varphi} \qquad \text{Gl. 5.15}$$

Ein kohäsionsloser Boden weist Grenzen für eine mögliche Porenzahl auf. Diese Grenzen sind druckabhängig. Die Porenzahlen $e_i$ und $e_d$ begrenzen die möglichen Porenzahlen in Abhängigkeit vom mittleren Normalspannung (Bild 5.11). Nach Vorschlag von Bauer (1992) verlaufen die verschiedenen Porenzahlkurven in Abhängigkeit von der mittleren Normalspannung affin zueinander und nähern sich bei hohen Normalspannungen asymptotisch an einen Grenzwert. Dies deckt sich mit den Untersuchungen von Lee & Seed (1967).

$$\frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \frac{e_i}{e_{i0}} = \exp\left[-\left(\frac{-\mathrm{tr}\mathbf{T}}{h_s}\right)^n\right] \qquad \text{Gl. 5.16}$$

mit $\mathbf{T} = T_{11} + T_{22} + T_{33} = -3\,p_s$

Der Index 0 steht für die jeweilige Porenzahl im drucklosen Zustand.

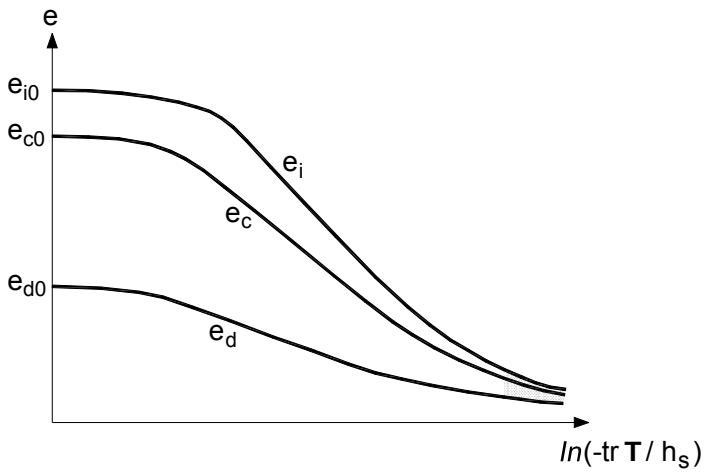



Bild 5.11 Bereich der möglichen Porenzahlen bei unterschiedlichem Druckniveau (Herle, 1997)

Die kritische Porenzahl $e_c$ ist die Porenzahl, die bei Triaxialversuchen mit verschiedenen Anfangsporenzahlen nach langem Scherweg erreicht wird (Bild 5.12).

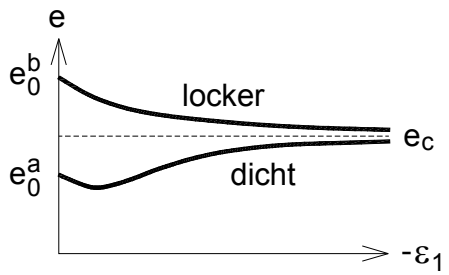



Bild 5.12 Entwicklung der Porenzahl in Triaxialversuchen (Fellin, 2002)

Die Beschreibung eines granularen Bodens mit dem hypoplastischen Stoffgesetz erfolgt mit 8 Parametern, die sich nach Herle (1997) mit Laborversuchen bestimmen lassen (Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1 Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes

| **Parameter** | | **Haupteinfluss** | **Versuchsbestimmung durch** |
|---|---|---|---|
| Kritischer Reibungswinkel | $\varphi_c$ | Kornhärte, Kornform | Schüttkegel, Rahmenscherversuch |
| Granulatsteifigkeit | $h_s$ | Kornhärte, Kornform | Oedometerversuch |
| Kompressionsexponent | n | Ungleichförmigkeit, Kornform | Oedometerversuch |
| Porenzahl bei max. Scherverdichtung | $e_{d0}$ | Ungleichförmigkeit, Kornform | $e_{min}$ bei dichtester Lagerung |
| Kritische Porenzahl | $e_{c0}$ | Ungleichförmigkeit, Kornform | $e_{max}$ bei lockerster Lagerung |
| Porenzahl bei lockerster Lagerung | $e_{i0}$ | Ungleichförmigkeit, Kornform | empirisch: $1{,}15 - 1{,}2 \cdot e_{co}$ |
| Pyknotropie Exponent | $\alpha$ | Ungleichförmigkeit, Kornform | triaxialer Kompressionsversuch |
| Pyknotropie Exponent | $\beta$ | - | einaxiale oder isotrope Kompressionsversuch |

Tabelle 5.2 liefert eine Zusammenstellung der in der Literatur verwendeten Parametersätze für das hypoplastische Stoffgesetz.

Tabelle 5.2 Zusammenstellung verwendeter hypoplastischer Parametersätze

| Literaturquelle | Material | Kritischer Reibungs-winkel | Granulat-steifigkeit | Kompressions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Porenzahl | Porenzahl bei lockerster Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\varphi_c$ | $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | $\alpha$ | $\beta$ |
| Festag (2003) | allgemeine Bandbreite | 31 - 32 | 3.730 - 10.700 | 0,20 - 0,26 | 0,46 - 0,53 | 0,75 - 0,84 | 0,90 - 1,0 | 0,12 - 0,14 | 1,0 - 1,0 |
| Kudella et al. (2002) | allgemeine Bandbreite | 30 - 36 | 1.000 - 20.000 | 0,20 - 0,35 | 0,30 - 0,60 | 0,70 - 1,00 | 0,90 - 1,1 | 0,10 - 0,25 | 1,0 - 3,0 |
| Kudella et al. (2002) | Berliner Sand | 30 - 35 | 3.730 - 10.700 | 0,20 - 0,26 | 0,46 - 0,53 | 0,75 - 0,84 | 0,90 - 1,00 | 0,12 - 0,14 | 1,0 - 2,2 |
| Rackwitz & Savidis (2004) | Berliner Sand | 31,5 | 10.000 | 0,35 | 0,40 | 0,59 | 0,71 | 0,13 | 1,00 |
| Mayer (2000) | Berliner Sand | 31 - 32 | 3.730 - 10.700 | 0,20 - 0,24 | 0,46 - 0,53 | 0,75 - 0,84 | 0,90 - 1,00 | 0,12 - 0,14 | 1,0 - 2,2 |
| Mayer (2000) | Leighton-Buzzard Sand | 32,75 | 3.217 | 0,46 | 0,72 | 1,01 | 1,16 | 0,065 | 1,00 |
| Henke et al. 2007 | Bremerhaven Sand | 30 | 4.100 | 0,20 | 0,49 | 0,83 | 1,00 | 0,05 | 1,50 |
| Festag (2003) | Gabbro Sand | 36,8 | 19.000 | 0,616 | 0,522 | 0,963 | 1,156 | 0,065 | 1,00 |
| Bachmann (2009) | Gabbro Sand | 39 | 18.000 | 0,530 | 0,660 | 1,100 | 1,280 | 0,250 | 0,80 |
| Bachmann (2009) | Darmstädter Sand | 32,3 | 2.500 | 0,330 | 0,480 | 0,800 | 1,000 | 0,145 | 1,60 |
| Wichtmann (2000) | Sand | 30 | 5.800 | 0,28 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,25 | 1,00 |
| von Wolffersdorff (2001) | Sand (Uelzen) | 35 | 8.500 | 0,467 | 0,613 | 1,010 | 1,163 | 0,118 | 1,00 |
| von Wolffersdorff (2001) | Geschiebemergel (Uelzen) | 30 | 210 | 0,31 | 0,523 | 0,91 | 1,09 | 0,19 | 1,00 |
| von Wolffersdorff (2001) | Auffüllung (Uelzen) | 30 | 6.000 | 0,467 | 0,613 | 1,010 | 1,163 | 0,118 | 1,00 |
| Rebstock (2005) | Karlsruhe Sand | 30 | 5.800 | 0,28 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,13 | 1,05 |
| Holtzendorff (2003) | Karlsruhe Sand | 30 | 5.800 | 0,28 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,13 | 1,05 |
| Mähr (2000) | mittel dicht gel. Karlsruher Sand | 30 | 5.800 | 0,28 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,25 | 1,00 |
| Herle (1997) | Hochstetten-Kies | 36 | 32.000 | 0,18 | 0,26 | 0,45 | 0,50 | 0,10 | 1,80 |
| Herle (1997) | Toyoura Sand | 30 | 2.600 | 0,27 | 0,61 | 0,98 | 1,10 | 0,18 | 1,00 |
| Herle (1997) | Hochstetten-Sand | 33 | 1.500 | 0,28 | 0,55 | 0,95 | 1,05 | 0,25 | 1,50 |
| Herle (1997) | Schlabendorf-Sand | 33 | 1.600 | 0,19 | 0,44 | 0,85 | 1,00 | 0,25 | 1,00 |
| Herle (1997) | Hostun-Sand | 31 | 1.000 | 0,29 | 0,61 | 0,91 | 1,09 | 0,13 | 2,00 |
| Herle (1997) | Karlsruhe Sand | 30 | 5.800 | 0,30 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,13 | 1,05 |
| Herle (1997) | Zbraslav Sand | 31 | 5.700 | 0,25 | 0,52 | 0,82 | 0,95 | 0,13 | 1,00 |
| Herle (1997) | Ottawa Sand | 30 | 4.900 | 0,29 | 0,49 | 0,76 | 0,88 | 0,10 | 1,00 |
| Herle (1997) | Ticino Sand | 31 | 5.800 | 0,31 | 0,60 | 0,93 | 1,05 | 0,20 | 1,00 |
| Herle (1997) | SLB Sand | 30 | 8.900 | 0,33 | 0,49 | 0,79 | 0,90 | 0,14 | 1,00 |

Aufgrund der Tatsache, dass die Spannungsrate unter anderem vom aktuellen Spannungszustand abhängt und der Spannungspfad nicht berücksichtigt wird, kommt es bei zyklischer Einwirkung zu einer überproportionalen Akkumulation von Verformungen, ein so genanntes Ratcheting (Bauer & Wu 1993; Festag, 2005). Für die Abbildung zyklischer Einwirkungen bedarf es einer Erweiterung des Stoffgesetzes, der sogenannten intergranularen Dehnung (Kap. 5.5).

## 5.4.1. Kritischer Reibungswinkel

Der kritische Reibungswinkel $\varphi_c$ entspricht im Wesentlichen dem Reibungswinkel $\varphi_R$ bei Restscherfestigkeit. Im Falle eines Rahmenscherversuchs oder eines Triaxialversuchs erreicht das Korngerüst einen kritischen Zustand, bei dem die aufgebrachte Spannung nahezu konstant bleibt und die Probe sich bei konstanten Volumen deformiert. In diesem Zustand kann die Restscherfestigkeit sowie die eingestellte kritische Dichte bzw. kritische Porenzahl $e_{c0}$ ermittelt werden. Da die Ermittlung des kritischen Reibungswinkels mit Hilfe eines Rahmenscherversuchs schwierig ist (Böller, 2006; Kolymbas, 2007), empfiehlt sich die Ermittlung dieses Parameters bei kohäsionslosen Böden ohne hohen Feinkornanteil mittels eines Schüttkegelversuchs (Herle, 1997).

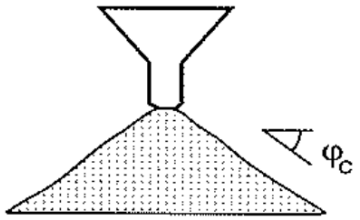



Bild 5.13 Schüttkegelversuch (Herle, 1997)

Die Größe des kritischen Reibungswinkels $\varphi_c$ ist nur zweitrangig vom Kornmaterial abhängig. Die wesentlichen Einflussgrößen sind die Kornform, -größe und -verteilung (Herle, 1997), wobei der Einfluss der Kornform überwiegt. Für Glaskugeln beträgt der Reibungswinkel ca. $\varphi_c = 23°$; für Glassplitt ca. $\varphi_c = 42°$. Gemäß Herle (1997) variiert der Reibungswinkel $\varphi_c$ für Quarzsande um bis zu 9° abhängig von der Kornform.

Der Einfluss der Größe ist geringer als der Einfluss der Kornform. Je größer die Körner sind, desto größer wird der Reibungswinkel $\varphi_c$. Für mittlere Korndurchmesser $d_{50} < 0{,}4$ mm werden die Schüttwinkel wieder größer, was auf zunehmende Anziehungskräfte zwischen den Körnern zurückzuführen ist (Bild 5.14).

Die Kornverteilung hat den geringsten Einfluss auf den kritischen Reibungswinkel $\varphi_c$. Die maximale Bandbreite des kritischen Reibungswinkel $\varphi_c$ in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit U der Korngrößenverteilung beträgt etwa 1°.

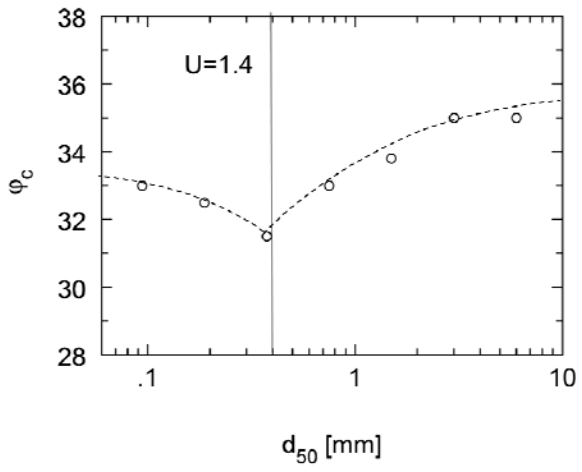



Bild 5.14 Schüttkegelversuch (Herle, 1997)

## 5.4.2. Granulatsteifigkeit $h_s$ und Exponent n

Die Granulatsteifigkeit $h_s$ ist unter den acht Parametern die einzige dimensionsbehaftete Größe. Diese Steifigkeit stellt einen Referenzdruck dar, welcher unabhängig von der Dichte ist. Die Größe $h_s$ hängt im Wesentlichen vom Kornmaterial, der Kornform und der Kornverteilung ab. Es gilt, je scharfkantiger die Körner und je kleiner die Ungleichförmigkeitszahl U, desto größer ist die Granulatsteifigkeit $h_s$.

Das Kompressionsverhalten wird gemäß Gleichung 5.18 (Bauer, 1992) für kohäsionslose Böden über die Veränderung von Porenzahlen beschrieben und hängt von den Parametern $h_s$ und n ab.

$$e_i = e_{io} \cdot \exp\left[-\left(\frac{3\,p_s}{h_s}\right)^n\right] \qquad \text{Gl. 5.17}$$

Die zeitliche Ableitung und somit die Änderung der Porenzahl $e_{io}$ ergibt

$$\dot{e}_i = -e_{io} \cdot n\,\frac{3}{h_s}\,\dot{p}_s\left(\frac{3\,p_s}{h_s}\right)^{n-1} \qquad \text{Gl. 5.18}$$

$$\dot{p}_s = -\frac{1}{3}\,\frac{h_s}{n}\left(\frac{3\,p_s}{h_s}\right)^{1-n}\left(\frac{1}{e_i}+1\right)\frac{e_i}{1+e_i} \qquad \text{Gl. 5.19}$$

Somit erhält man die Gleichung für den Kompressionsmodul

$K = \frac{1}{3}\,\frac{h_s}{n}\left(\frac{3\,p_s}{h_s}\right)^{1-n}\left(\frac{1}{e_i}+1\right)$ unter Berücksichtigung von $K = -\dot{p}_s / \frac{\dot{e}_i}{1+e_i}$

Der Kompressionsmodul wird nunmehr über die Änderung des mit $h_s$ skalierten Druckes und dem Exponenten n beschrieben. Theoretisch lassen sich die Parameter Porenzahl e, Granulatsteifigkeit $h_s$ und Exponent n mittels einer Regressionsanalyse auf Grundlage von Versuchsdaten ermitteln. Herle (1997) empfiehlt die Bestimmung der Parameter mittels eines Vergleichs des Kompressionsgesetzes mit dem Kompressionsbeiwert $C_c$. Ausgehend von $e = e_p$ und der Gleichung 5.21 ergibt sich für die Granulatsteifigkeit $h_s$ die Gleichung 5.22.

$$C_c = \frac{p_s(1+e)}{K} \qquad \text{Gl. 5.20}$$

$$h_s = 3 \cdot p_s \cdot \left(\frac{n \cdot e_p}{C_c}\right)^{\frac{1}{n}} \qquad \text{Gl. 5.21}$$

Für die Auswertung eines Oedometerversuchs und zur Ermittlung des Kompressionsbeiwertes $C_c$ schlug Terzaghi vor, dass nichtlineare Materialverhalten halblogarithmisch darzustellen. Die Porenzahl in diesem Diagramm lässt sich aus den gemessenen Dehnungen bei bekannter Einbauporenzahl $e_o$ mit $e = e_0 - (1 + e_0)\cdot\varepsilon$ berechnen. Demnach ergibt sich für einen kohäsionslosen Boden eine gekrümmte Kurve, die in Bezug auf definierte Druckbereiche inkrementell linearisiert werden kann.

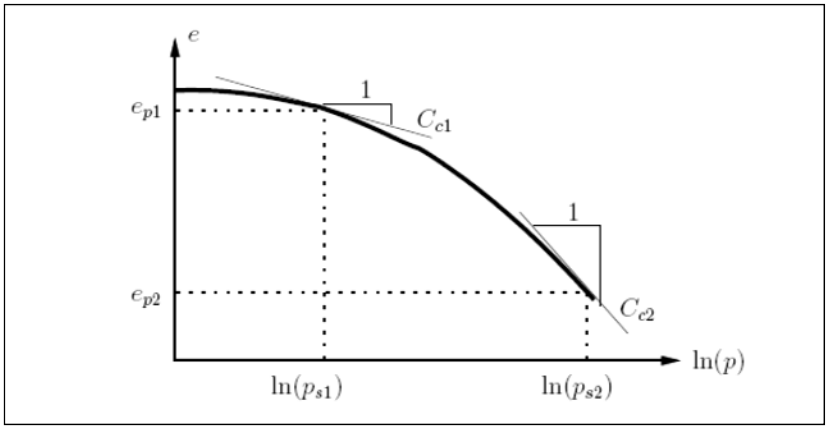



Bild 5.15 Oedometerversuch für kohäsionslosen Boden zur Bestimmung des Exponenten n (Herle, 1997)

Berücksichtigt man die Abhängigkeit der mittleren Normalspannung von der Porenzahl (Bild 5.15), so ergibt sich für n die von $h_s$ unabhängige Gleichung 5.23.

$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_{p1} - C_{c2}}{e_{p2} - C_{c1}}\right)}{\ln\left(\frac{p_{s2}}{p_{s1}}\right)} \qquad \text{Gl. 5.22}$$

Entsprechend Gleichung 5.23 steigt n mit zunehmender Krümmung der Kompressionskurve bzw. steigendem Verhältnis zwischen $C_{c2}$ und $C_{c1}$ an. Ist n bekannt, kann mit Gleichung 5.22 die zugehörige Granulatsteifigkeit berechnet werden.

Hierbei gilt, dass die Ermittlung der Granulatsteifigkeit $h_s$ nicht vom Exponenten n zu trennen ist und nur für bestimmte Druckbereiche gültig ist.

Weitere Untersuchungen nach Herle (1997) haben ergeben, dass n bei abnehmender Ungleichförmigkeit und einem größeren wirksamen Korndurchmesser zunimmt.

$$n = f\left[\frac{U}{\left(\frac{d_{50}}{d_0}\right)^{\frac{1}{3}}}\right] \qquad \text{Gl. 5.23}$$

In Gleichung 5.24 steht $d_0$ für eine Referenzkorngröße, die mit 1,0 mm festgelegt wird. Eine Darstellung der Funktion findet sich in Bild 5.16.

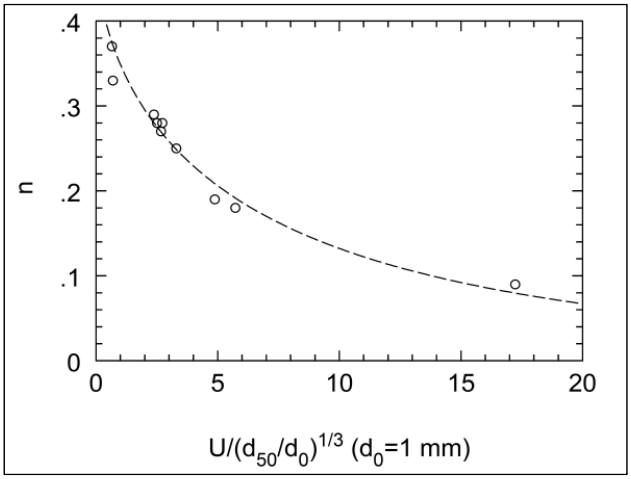



Bild 5.16 Abhängigkeit zwischen dem Exponent n, dem mittleren Korndurchmesser $d_{50}$ und der Ungleichförmigkeit U im Druckbereich 20 kN/m² < 3 $p_s$ < 2 MN/m² (Herle, 1997)

Der Exponent n lässt sich aus der Krümmung im Druck-Porenzahl Diagramm berechnen. Für Sande liegt der Exponent n nach Herle (1997) zwischen 0,25 bis 0,33. Für eine erste Näherung kann der Exponent zu n = 0,3 gesetzt und die Granulatsteifigkeit entsprechend der Gleichung 5.25 berechnet werden.

$$h_s = 542{,}5 \cdot 10^{2{,}525 \cdot (d/d_{50})/\sqrt{U}} \qquad \text{Gl. 5.24}$$

Ansonsten kann die Ermittlung des Exponenten n anhand der Gleichung 5.23 bzw. Bild 5.16 oder Gleichung 5.24 erfolgen und die Granulatsteifigkeit $h_s$ mittels Gleichung 5.25 berechnet werden.

### 5.4.3. Porenzahl e

Die Porenzahl e beschreibt das Verhältnis des Volumens der Poren $V_p$ zum Volumen der Festmasse $V_s$, wobei der Porenanteil n das Verhältnis vom Volumen der Poren zum Gesamtvolumen V beschreibt (Bild 5.17).

$$e = \frac{V_p}{V_s} \qquad \text{bzw.} \qquad n = \frac{V_p}{V} \qquad \text{Gl. 5.25}$$

$$e = \frac{n}{1 - n} \qquad \text{Gl. 5.26}$$

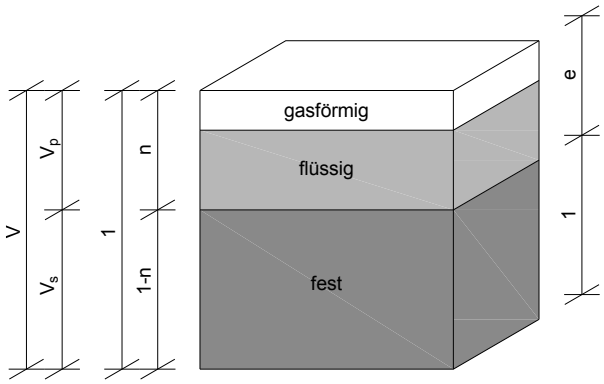



Bild 5.17 Zusammenhang zwischen Porenanteil n und Porenzahl e

Die Porenzahl $e_{d0}$ bezeichnet die Porenzahl bei dichtester Lagerung, wohingegen die Porenzahl $e_{i0}$ die Porenzahl der lockersten Lagerung darstellt. Grundsätzlich kann zur Bestimmung wie folgt vorgegangen werden:

$$e_{d0} \approx e_{min} \qquad \text{Gl. 5.27}$$

Die Porenzahl $e_{min}$ kann mittels konventioneller Versuche ermittelt werden (Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung nach DIN 18126). Eine exakte Bestimmung kann mittels Einfachschergerät bei zyklischer Verdichtung erfolgen (Herle, 1997), dabei zeigt sich eine Abhängigkeit der Porenzahl $e_{d0}$ von der Ungleichförmigkeitszahl und der Kornform (Bild 5.18).

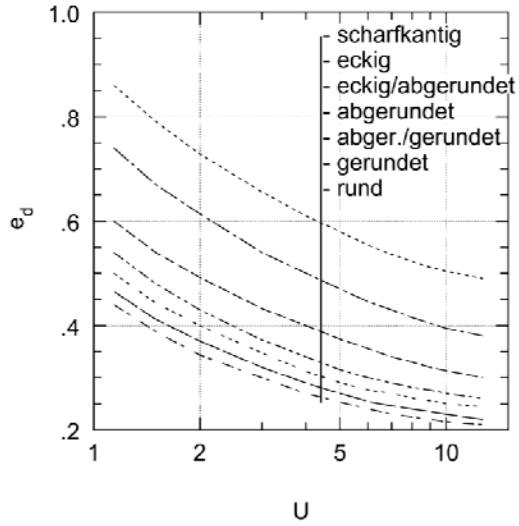



Bild 5.18 Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl U und der Kornform (Herle, 1997)

Die Porenzahl bei lockerster Lagerung $e_{i0}$ gilt als die größtmögliche Porenzahl bei verschwindendem Korndruck bzw. bei einem Korndruck Null. Dieser Zustand ist aufgrund der Gravitationskraft nicht möglich. Diese bewirkt immer einen Korndruck (mittlere Normalspannung). Daher ist die Porenzahl $e_{i0}$ stets größer als die tatsächlich maximal mögliche Porenzahl $e_{max}$ nach den konventionellen Versuchen zur Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden dichtester Lagerung nach DIN 18126.

Die Porenzahl $e_{i0}$ hängt im Wesentlichen von der Kornform und der Ungleichförmigkeit ab (Bild 5.19). Vergleiche zwischen theoretischen Werten für Kugel- oder Würfelpackungen und gemessenen Werten für z. B. Glaskugeln und Zuckerwürfel nach konventionellen Versuchen haben zu Näherungslösungen geführt. Gemäß (Herle, 1997) kann für Quarzsande

$$e_{i0}/e_{max} \approx 1{,}15 - 1{,}20 \qquad \text{Gl. 5.28}$$

angesetzt werden.

Eine steigende Ungleichförmigkeitszahl führt bei Korngerüsten erwartungsgemäß zu einer Reduzierung von $e_{i0}$.

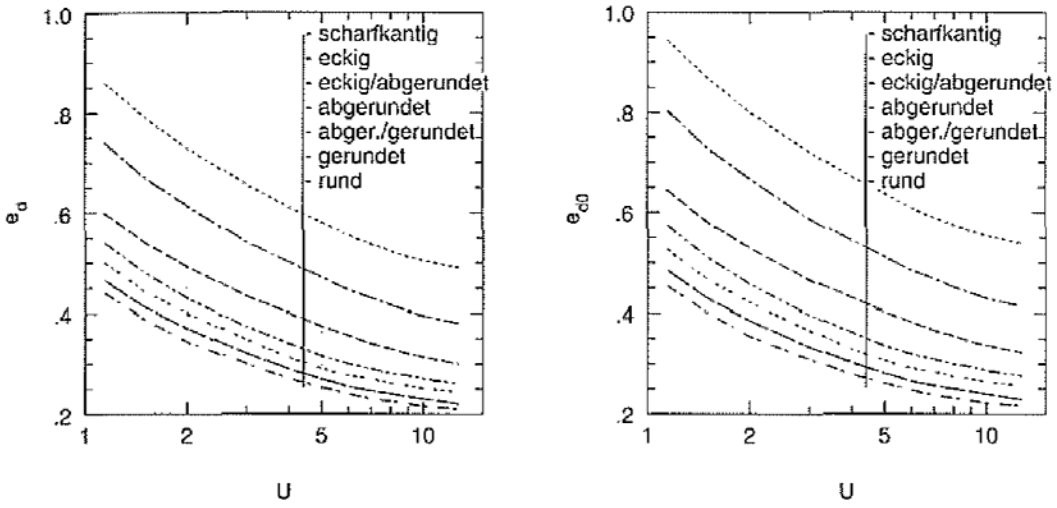



Bild 5.19 Abhängigkeit der Porenzahl von der Ungleichförmigkeitszahl U und der Kornform (Herle, 1997)

Die kritische Porenzahl $e_{c0}$ wird im kritischen Zustand bei einem Korndruck Null erreicht. Der kritische Zustand, auch residueller Zustand genannt, wird nach einer großen Scherverformung erreicht, so dass sich auch bei weiterer Scherung der Zustand des Korngerüstes nicht mehr ändert (Bild 5.12). Diese Porenzahl kann unter Zuhilfenahme der Gleichung 5.30 für bekannte Parameter n und $h_s$ rückgerechnet werden.

$$e_{c0} = e_c \cdot \exp\left[-\left(\frac{3p_s}{h_s}\right)^n\right] \qquad \text{Gl. 5.29}$$

Vergleiche mit verschiedenen Sanden haben gezeigt, dass eine erste Abschätzung mit $e_{c0} \approx e_{max}$ zutreffend ist (Herle, 1997). Bei Sanden, deren Kornkanten leicht brechen (Abrasion), ist diese Annahme nicht zutreffend, da hier das Porenvolumen infolge der Scherung im kritischen Zustand kleiner wird.

Die Lagerungsdichte hat keinen Einfluss auf die kritische Porenzahl. Proben mit unterschiedlichen Lagerungsdichten erreichen nach langem Scherweg die gleiche Porenzahl (Bild 5.12).

### 5.4.4. Exponent α

Der Exponent α beschreibt den Einfluss der Dichte auf die Bodeneigenschaften wie u. a. auf den Peakreibungswinkel (Barotropie). In der Funktion von $f_d$ (Gleichung 5.31) stellt die relative Porenzahl $r_e$ eine Art druckbezogene Lagerungsdichte dar.

$$f_d \overset{\text{def}}{=} r_e^{\alpha}\left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^{\alpha} \qquad \text{Gl. 5.30}$$

Aufbauend auf den Erkenntnissen zur Bestimmung der Porenzahlen bei dichtester und lockerster Lagerung mit $e_{d0} \approx e_{min}$ und $e_{c0} \approx e_{max}$ ergibt sich folgende Beziehung zwischen der relativen Porenzahl $r_e$ und der bezogenen Lagerungsdichte $D_r$.

$$r_e = \frac{e_{max} - D_r \cdot (e_{max} - e_{min})}{(e_{max} - e_{min}) \exp\left[\left(\frac{3p_s}{h_s}\right)^n\right]} - \frac{e_{min}}{e_{max} - e_{min}} \qquad \text{Gl. 5.31}$$

Für die Umrechnung von $D_r$ in $r_e$ werden die Parameter $h_s$ und n und die mittlere Normalspannung $p_s$ benötigt. Für geringe Drücke $p_s$ ergeben sich für den Term exp $[3p_s/h_s]^n$ Werte von näherungsweise 1,0. Demnach ist

$$r_e \approx 1 - D_r \qquad \text{Gl. 5.32}$$

Nach Herle (1997) kann für verschiedene relative Porenzahlen $r_e$ der Exponent α aus Diagrammen bestimmt werden. Für nichtbindige Böden liegt der Wert für den Exponenten α zwischen 0,1 und 0,3 (Herle, 1997).

### 5.4.5. Exponent β

Bei konstanter Deformationsrate und konstanter mittlerer Normalspannung bewirkt der Exponent β, dass die Spannungsrate mit zunehmender Dichte steigt. Der Exponent β berücksichtigt somit den Dichte- und Druckeinfluss und wirkt auf den skalaren Faktor $f_e$ in der Gleichung 5.34

$$f_e \overset{\text{def}}{=} \left(\frac{e_c}{e}\right)^{\beta} \qquad \text{Gl. 5.33}$$

Bei anfangs dichter Lagerung hat der Exponent β besonders großen Einfluss auf das Stoffverhalten. Für die Berechnung von β müssen alle Stoffparameter bekannt sein. Es ergeben sich Werte für β zwischen 0,95 und 1,30 für $0,1 < \alpha < 0,3$. Gemäß Herle (1997) kann der Exponent β für viele Granulate zu 1,0 gesetzt werden.

## 5.5. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

Zur Erfassung der Spannungsgeschichte z. B. nach einem Wechsel des Deformationspfades und somit zur Reduzierung der überschätzten Akkumulation von Verschiebungen infolge zyklischer Einwirkung wurde das Stoffgesetz der Hypoplastizität mit dem Konzept der intergranularen Dehnung gemäß Niemunis & Herle (1996) erweitert. Im hypoplastischen Stoffgesetz (Gleichung 5.39) werden nur die Spannung **T** und die Porenzahl e als Zustandsvariablen verwendet. Für gleichgerichtete bzw. monotone Deformationspfade ist diese Annahme ausreichend. Für zyklische Einwirkungen ist diese Formulierung nicht ausreichend und führt zu einer übermäßigen Akkumulation von Verformungen. Diese ausgeprägte Akkumulation von Verschiebungen ist auch bekannt als Ratcheting oder Sägezahn-Effekt (Gudehus, 2003; Festtag, 2003).

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathcal{L}(\mathbf{T}, e) : \mathbf{D} + \mathbf{N}(\mathbf{T}, e)\|\mathbf{D}\| \qquad \text{Gl. 5.39}$$

Bild 5.20 zeigt, dass neben den Einflussfaktoren der Spannung **T** und der Porenzahl e die Spannungsgeschichte einen Einfluss auf die Steifigkeit hat. Verschiedene Proben können im Kompressionsversuch auf unterschiedlichen Belastungswegen zum gleichen Punkt b gelangen. Entweder durch eine Entlastung (durchgezogene Linie) oder durch eine Erstbelastung (strichlierte Linie). Die Spannung und die Porenzahl ($e_b$) sind am Punkt b identisch, jedoch nicht die Steifigkeit der Proben. Daher muss die Spannungsgeschichte der Proben bzw. des Bodens für bestimmte numerische Betrachtungen beachtet werden (Mayer, 2000).

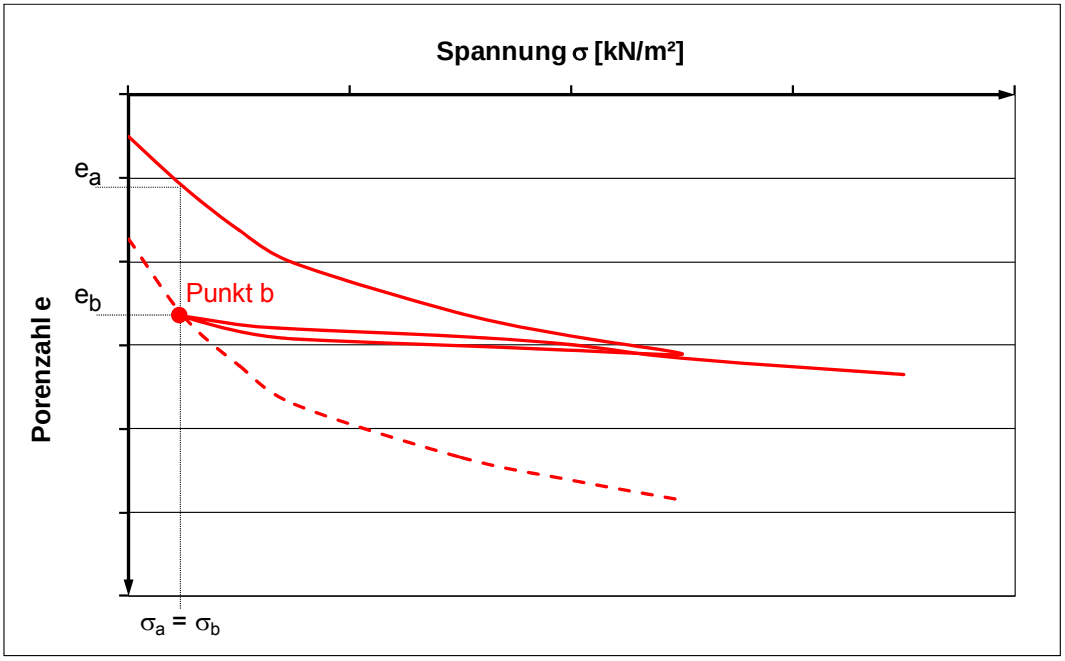



Bild 5.20 Kompressionskurvenverlauf (Mayer, 2000)

Nach Beobachtungen von Niemunis & Herle (1997) weisen kohäsionslose Böden für kleine Scherdehnungen eine erhöhte und nahezu elastische Steifigkeit auf, die in einem gewissen Scherdehnungsbereich unabhängig von der Dehnung ist. Die Erhöhung der Steifigkeit ist abhängig u. a. von der Richtungsänderung der Scherbeanspruchung.

Ausgehend von diesen Beobachtungen wird beim Konzept der intergranularen Dehnung eine Grenzschicht im Bereich der Kontaktflächen der einzelnen Körner des Kornhaufwerks eingeführt. Diese Grenzschicht reagiert bei sehr kleinen Dehnungen für Belastungswechsel elastisch und ist unabhängig vom Spannungszustand und der Porenzahl (Niemunis & Herle, 1997). Die Verformung der Grenzschicht wird als intergranulare Dehnung $\delta$ bezeichnet. Diese Zustandsvariable ist für die Speicherung der aktuellen bzw. vorherigen Deformationsrichtung verantwortlich.

Nachfolgend wird das Prinzip der intergranularen Dehnung für den eindimensionalen Fall beschrieben. Bild 5.21 zeigt einen Ausschnitt aus einem Kornhaufwerk. Zustand (a) stellt den Ausgangszustand ohne Deformation dar ($\delta = 0$). Hier ist anzumerken, dass eine Dehnung der Grenzschicht von Beginn an vorgegeben werden kann. Zustand (b) zeigt die Dehnung der Grenzschicht um $\delta = R$, dies entspricht der maximalen Dehnung R der Grenzschicht. In diesem Bereich ist die erhöhte inkrementelle Steifigkeit annähernd konstant. Jede weitere Scherbeanspruchung führt zu einem Abgleiten der Grenzschicht auf benachbarte Körner, wobei die Grenzschicht entsprechend gedehnt bleibt ($\delta = R$, Zustand (c)). Das Abgleiten entspricht einer Kornumlagerung (d). Eine Deformationsumkehr führt nun wieder zu einer ausschließlichen Dehnung der Grenzschicht und einer Abnahme der intergranularen Dehnung auf den Wert $\delta = 0$ (e) und bei weiterer Dehnung anschließend auf $\delta = -R$ (f).

Die Gesamtdehnung setzt sich aus der intergranularen Dehnung R und dem Abgleiten der Grenzschicht auf benachbarte Körner zusammen. Dabei wird für den Wert der intergranularen Dehnung ein konstanter Maximalwert von R, unabhängig vom Spannungszustand, vorgegeben.

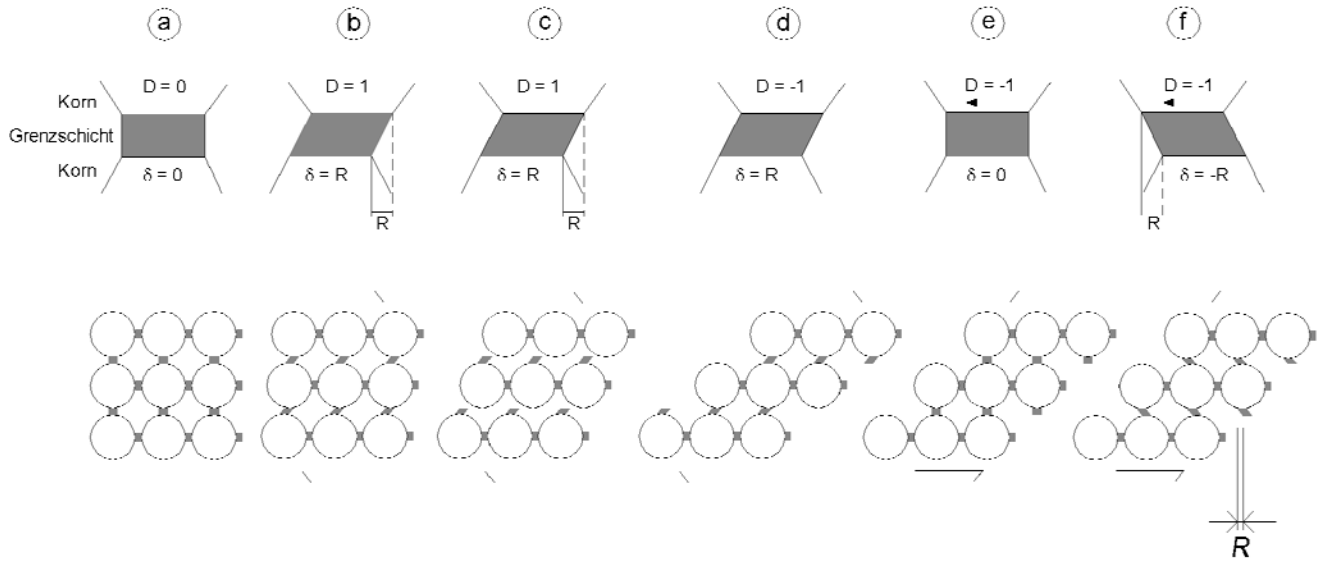
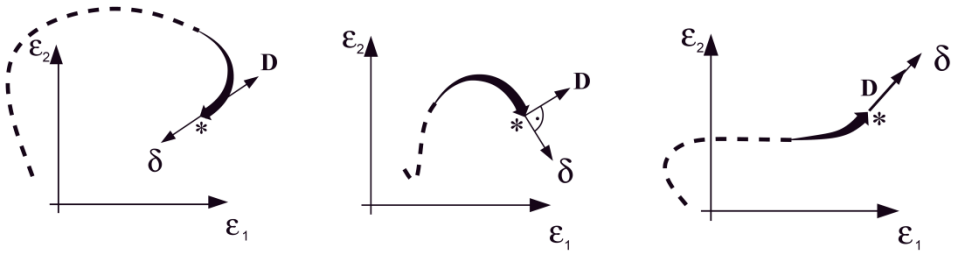



Bild 5.21 Intergranulare Dehnung im eindimensionalen Fall (nach Niemunis & Herle (1996)

Abhängig von der Spannungsgeschichte kann die Steifigkeit für eine gewisse Porenzahl und Spannung unterschiedlich sein. Die Erhöhung der Steifigkeit wird bestimmt anhand des aktuellen Dehnungspfades δ und der Richtung der aktuellen Dehnung D. Dies ist exemplarisch für den zweidimensionalen Fall in Bild 5.22 für drei Szenarien dargestellt (Niemunis, 2003). Dabei soll gezeigt werden, dass nur die aktuelle bzw. vorherige Dehnungsrichtung (dicker Pfeil) Einfluss auf die intergranulare Dehnung δ hat. Für den jeweils betrachteten Zustand (*) kann die Spannung und die Porenzahl identisch sein, die anschließende Steifigkeitsentwicklung jedoch nicht.




Richtungsänderung 180° Richtungsänderung 90° Richtungsänderung 0°
monotone Deformation

Bild 5.22 Intergranulare Dehnung im zweidimensionalen Fall (Niemunis & Herle, 1997)

Die allgemeine Grundformulierung des hypoplastischen Stoffgesetzes (Gl. 5.40) wird mit dem Konzept der intergranularen Dehnung ergänzt. Es wird eine weitere Zustandsvariable δ, der Tensor der intergranularen Dehnung, eingeführt.

$$\mathring{\mathbf{T}} = \mathcal{M}\,(\mathbf{T}, e, \delta) : \mathbf{D} \qquad \textbf{Gl. 5.34}$$

Infolge der dritten Zustandsvariablen δ, in der die aktuelle Deformationsgeschichte gespeichert ist, kann das Stoffgesetz nicht mit einer tensoriellen Gleichung dargestellt werden (v. Wolffersdorff & Schwab, 2001). Zur dreidimensionalen Abbildung wird die normierte Größe von δ eingeführt. Der Parameter R stellt den größtmöglichen Betrag der intergranularen Dehnung dar.

$$\rho = \frac{\|\delta\|}{R} \qquad \text{Gl. 5.35}$$

mit
ρ: normierter Betrag der intergranularen Dehnung
δ: Tensor der intergranularen Dehnung
R: Zustand maximaler intergranularer Dehnung

Die Richtung von δ wird allgemein wie folgt definiert:

$$\hat{\delta} := \begin{cases} \delta \;/\; \|\delta\| & \text{für } \delta \neq 0 \\ 0 & \text{für } \delta = 0 \end{cases} \qquad \text{Gl. 5.36}$$

Die Berechnung der Steifigkeit $\mathcal{M}$ erfolgt über die beiden hypoplastischen Tensoren $\mathcal{L} = (\mathbf{T}, e)$ und $\mathbf{N}(\mathbf{T}, e)$ sowie über eine entsprechende Erhöhung der Steifigkeit in Abhängigkeit vom Produkt der intergranularen Dehnung δ und der Dehnungsrate **D**.

Für beliebige Größen der intergranularen Dehnung ($0 < \rho < 1$) lassen sich zwei Bedingungen formulieren (v. Wolffersdorff & Schwab, 2001). Unterschieden wird, ob das Produkt der Richtung der intergranularen Dehnung $\hat{\delta}$ und der Dehnungsrate **D** größer bzw. kleiner oder gleich Null wird (Gl. 5.38).

$$\mathcal{M} = [\rho^{\chi}\, m_T + (1 - \rho^{\chi})\, m_R]\, \mathcal{L} + \begin{cases} \rho^{\chi}(1 - m_T)\, \mathcal{L} : (\hat{\delta}\hat{\delta}) + \rho^{\chi}\, \mathbf{N}\, \hat{\delta} & \text{für } \hat{\delta} : \mathbf{D} > 0 \\ \rho^{\chi}\, (m_R - m_T)\, \mathcal{L} : (\hat{\delta}\hat{\delta}) & \text{für } \hat{\delta} : \mathbf{D} \leq 0 \end{cases} \qquad \text{Gl. 5.37}$$

Für gewisse Extremfälle (Bild 5.23):
- ρ = 1: maximale intergranulare Dehnung
- ρ = 0: keine intergranulare Dehnung

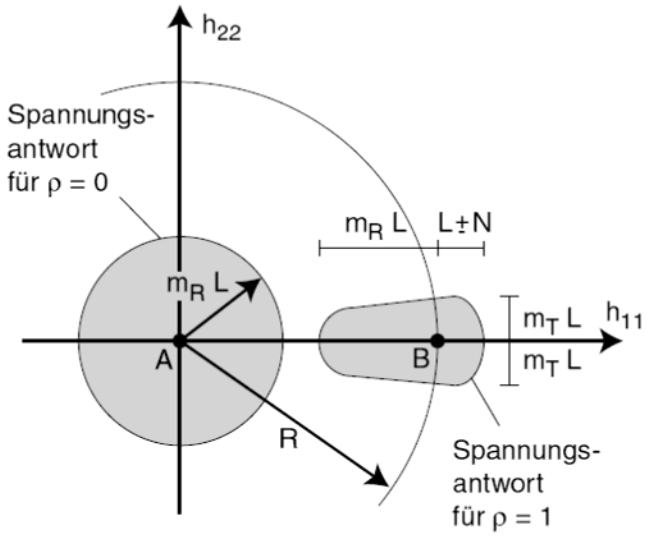



Bild 5.23 Steifigkeitsanpassung für die intergranulare Dehnung für ρ = 1 und ρ = 0 (Niemunis & Herle, 1997)

Für den Extremfall 1 ($\rho = 1$) können drei Steifigkeitsanpassungen beschrieben werden:

- eine Umkehr der Deformationsrichtung (180°; $\mathbf{D} = -\hat{\delta}$) führt zunächst zu einer elastischen Entlastung (hypoelastisches Verhalten). Die Gleichung 5.38 vereinfacht sich zu
  $\mathcal{M} = m_R \cdot \mathcal{L}$
  Die Steifigkeit wird gegenüber einer Referenzsteifigkeit $E_0$ um den Steifigkeitsfaktor $m_R$ erhöht (Bild 5.23).

- eine Änderung der Deformationsrichtung um 90° ($\mathbf{D} \perp -\hat{\delta}$) führt zu einer geringen Steifigkeitserhöhung. Die Gleichung 5.38 vereinfacht sich zu
  $\mathcal{M} = m_T \cdot \mathcal{L}$

- für eine monotone Deformation, d. h. eine Weiterführung der Dehnung in die gleiche Richtung ($\mathbf{D} = \hat{\delta}$), herrscht hypoplastisches Verhalten ohne intergranulare Dehnung
  $\mathcal{M} = \mathcal{L} + \mathbf{N}\,\hat{\delta}$

Für den Extremfall 2 ($\rho = 0$) führt jede weitere Dehnung unabhängig von der Richtung von $\mathbf{D}$ zu einem elastischen Verhalten mit erhöhter Steifigkeit (Bild 5.23):

$$\mathcal{M} = m_R \cdot \mathcal{L}$$

Tabelle 5.3 Zusammenstellung verwendeter hypoplastischer Parametersätze der intergranularen Dehnung

| Literaturquelle | Material | Erhöhungsfaktor bei 180° Richtungswechsel $m_R$ | Erhöhungsfaktor bei 90° Richtungswechsel $m_T$ | Maximalwert der intergranularen Dehnung R | Exponent $\beta_r$ | Exponent $\chi$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Kudella et al. (2002) | allgemeine Bandbreite | 5 | 2 | $1{,}0e^{-7}$-$1{,}0e^{-3}$ | 0,1 - 0,6 | 2 - 10 |
| Kudella et al. (2002) | Berliner Sand | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| Mayer (2000) | Berliner Sand | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| Mayer (2000) | Leighton-Buzzard Sand | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| Henke et al. 2007 | Bremerhaven Sand | 2 | 5 | 3,0E-03 | 0,5 | 1 |
| Wichtmann (2000) | Sand | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| von Wolffersdorff (2001) | Sand (Uelzen) | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| von Wolffersdorff (2001) | Geschiebemergel (Uelzen) | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |
| von Wolffersdorff (2001) | Auffüllung (Uelzen) | 5 | 2 | 1,0E-04 | 0,5 | 6 |

# 6. Das Verformungsverhalten von Böden unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung

## 6.1. Überblick

Nachfolgend wird auf Grundlage der durchgeführten Literaturrecherche das Verformungsverhalten der Böden unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung bei Laborversuchen, flachgegründeten und tiefgegründeten Gründungssystemen und Modellversuchen zusammenfassend dargestellt.

Zum Teil wurden die Modellversuche und Pfahlprobebelastungen vom jeweiligen Autor hinsichtlich ausgeprägt zyklischer Einwirkungen ausgewertet. Bei nicht durchgeführter Auswertung durch den jeweiligen Autor wurde, unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der Literatur, eine eigene Auswertung hinsichtlich ausgeprägt zyklischer Einwirkungen vorgenommen, so dass die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen weitestgehend miteinander verglichen werden können.

Insbesondere Literaturquellen zu zyklisch belasteten Pfählen wurden in dieser Arbeit zur Vergleichbarkeit und somit zur Interpretation der Ergebnisse in Analogie an das Cyclic Stability Diagramm ausgewertet (Bild 6.16). Im Sinne einer Vereinheitlichung und zur besseren Vergleichbarkeit werden die von den verschiedenen Autoren benutzten Terminologien auf die in Kapitel 3 vorgestellten Begrifflichkeiten bestmöglich angepasst.

## 6.2. Zyklische Laborversuche

Einer der vielseitigsten Routineversuche im bodenmechanischen Laborwesen ist der Triaxialversuch. Häufig wird dieser Versuch als konventioneller Kompressionsversuch ausgeführt. Die zylindrische Bodenprobe mit einem Seitenverhältnis (Höhe zu Durchmesser) von 2 : 1 wird bis zum einem definierten Zelldruck belastet und anschließend die Axialspannung $\sigma_1$ bis zum Erreichen des Versagens gesteigert, während der Zelldruck konstant gehalten wird. Weitere Möglichkeiten zur Versuchsdurchführung und die entsprechenden Spannungswege sind in Arslan (1980) und in den technischen Regelwerken (DIN 18 137) dargestellt.

Hodjera (1979) führte statische und zyklische Triaxialversuche mit konstantem Seitendruck an einem tonig, schluffigen Boden (TL) durch. Alle Versuche wurden mit einer statischen Vorlast von $\sigma_{min} = 30$ kN/m², die in der Definition dieser Arbeit einer mittleren statischen Belastung stat. F entspricht und einem Zelldruck von $\sigma_3 = 15$ kN/m² vorgenommen (Bild 6.1).

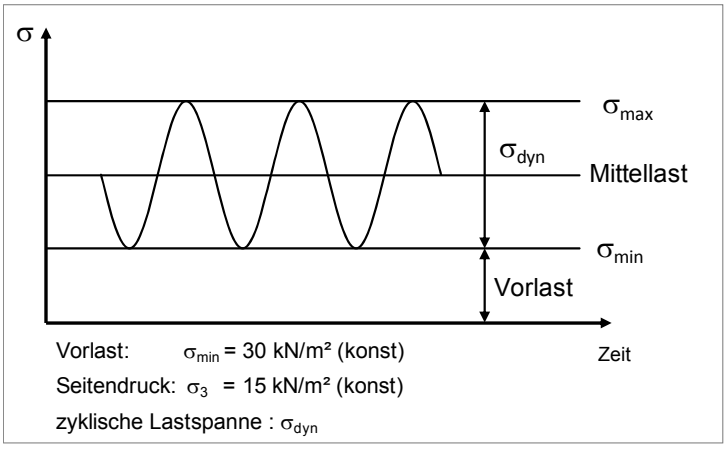



Bild 6.1 Einwirkungsschema - Hodjera (1979)

Bei Vorversuchen wurde der Einfluss der Frequenz auf die Verformungen untersucht. Es zeigte sich, dass die elastischen und plastischen Verformungen mit steigender Belastungsfrequenz geringer werden, höhere Frequenzen rufen demnach kleinere elastische und plastische Verformungen hervor. Der untersuchte Frequenzbereich lag zwischen 1 Hz und 45 Hz.

Anschließend wurde für die ausgeprägt zyklischen Versuche eine Frequenz von 5 Hz gewählt. Dies entspricht einer zyklisch-dynamischen Einwirkung (Gotschol, 2002) (siehe Kap. 3). Gemäß Hodjera (1979) hat der Wassergehalt großen Einfluss auf die Akkumulation von Verformungen. Je größer der Wassergehalt w desto größer sind die Verformungen. Hodjera (1979) leitet aus seinen Ergebnissen einen doppelt-logarithmischen Dehnungsansatz ab (Kap. 3):

$$\log \dot{\varepsilon}_N = \log \frac{\varepsilon}{N} = \alpha - \lambda \cdot \log N \qquad (\lambda > 0) \qquad \text{Gl. 6.1}$$

mit
$\varepsilon$ / N: Dehnungsquotient
$\lambda$: Steigung der doppelt-logarithmischen Verschiebungsgeraden
$\alpha$: bleibende Verformung nach einem Lastwechsel

In Hodjera (1979) wurde ein zyklischer Versagensquotient K für die zyklische Lastspanne $\sigma_{dyn}$ definiert. Dieser Versagensquotient K wird aus der zyklischen Lastspanne und der Differenz aus der statischen Bruchspannung (deviatorische Bruchspannung) und der mittleren statischen Belastung ermittelt. Der Quotient definiert weiterhin, dass eine Probe mit mindestens $10^6$ Lastzyklen belastet werden kann, ohne den Bruchzustand zu erreichen.

$$K = \frac{\sigma_{dyn}}{(\sigma_{Br} - \sigma_{vorlast})} = \frac{\sigma_{dyn}}{\left((\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f} - \sigma_{vorlast}\right)} \qquad \text{Gl. 6.2}$$

mit
$\sigma_{dyn}$: zyklische Lastspanne
$\sigma_{Br}$: Widerstand unter statischer Belastung
$\sigma_{vorlast}$: mittlere statische Spannung

Grundsätzlich wird berichtet, dass der Versagensquotient K einen Wert von K = 0,6 nicht überschreiten sollte (Bild 6.2) und dass

- für Wassergehalte kleiner als der optimale Wassergehalt ($w < w_{pr}$) eine Lastzyklenzahl von $10^6$ ohne Bruch erreicht wird.
- für Wassergehalte größer als der optimale Wassergehalt ($w > w_{pr}$) plastische Verschiebungen von $\varepsilon_{pl} \leq 5$ % nicht überschritten werden.

Aus Bild 6.2 kann der Grenzwert der zyklischen Lastspanne $\sigma_{dyn}$ in Abhängigkeit des Wassergehaltes für einen Versagensquotient von K = 0,6 und Lastzyklenzahlen von $N = 10^6$ ermittelt werden.

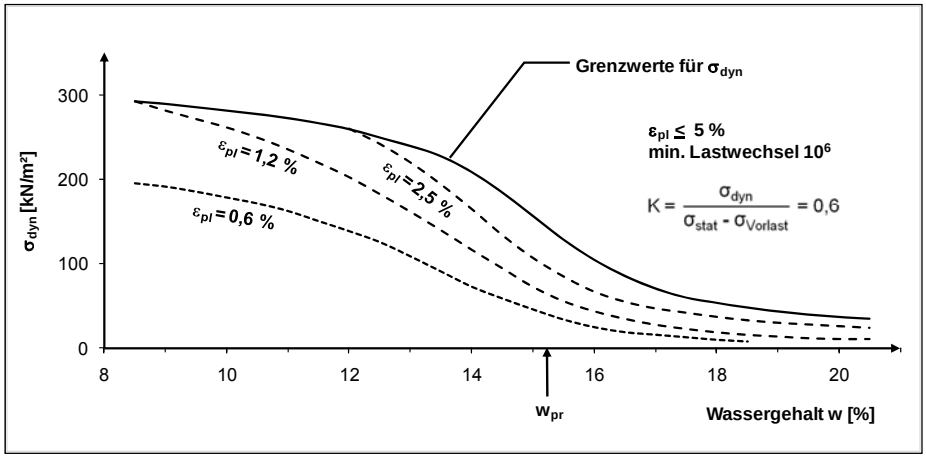
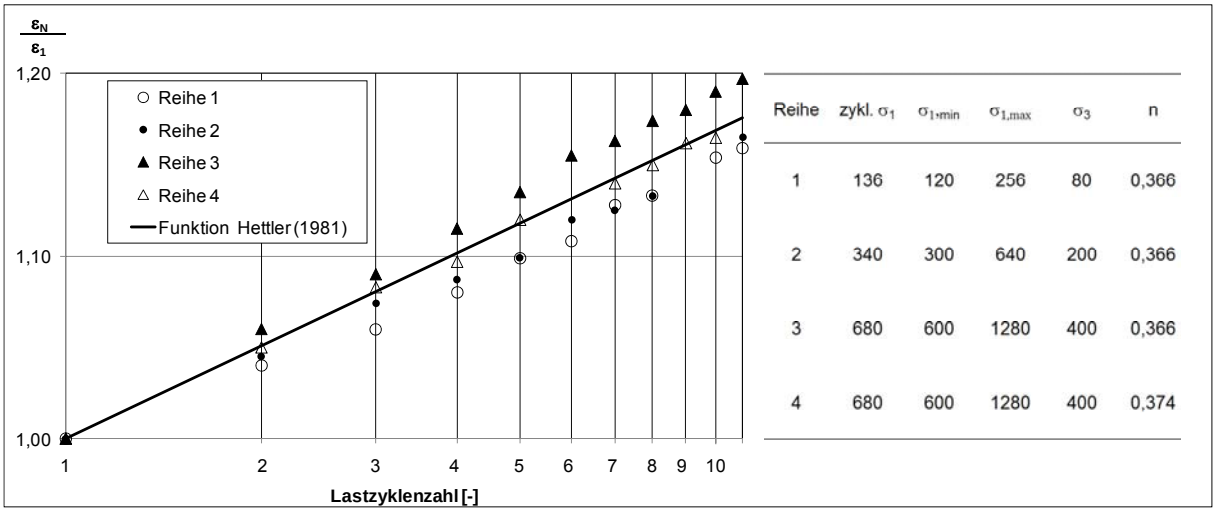



Bild 6.2 Grenzwerte für zyklische Lastspanne ($\triangleq\sigma_{dyn}$) - Hodjera (1979)

Hettler (1981) berichtet über zyklische Triaxialversuche an Karlsruher Mittelsand. Es wurden vier Versuchsreihen mit jeweils 11 Lastzyklen und unterschiedlichen Zelldrücken $\sigma_3$ und Porenanteilen n bei identischen Spannungsverhältnissen von $\sigma_{1,max}/\sigma_3 = 3{,}2$ und $\sigma_{1,min}/\sigma_3 = 1{,}5$ durchgeführt. Die Auswertung des Verformungsverhaltens erfolgte über die akkumulierte Verformung $\varepsilon_N$ des jeweiligen Lastzyklus bezogen auf die Verformung des ersten Lastzyklus $\varepsilon_1$ (Bild 6.3).




| Reihe | zykl. $\sigma_1$ | $\sigma_{1,min}$ | $\sigma_{1,max}$ | $\sigma_3$ | n |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 136 | 120 | 256 | 80 | 0,366 |
| 2 | 340 | 300 | 640 | 200 | 0,366 |
| 3 | 680 | 600 | 1280 | 400 | 0,366 |
| 4 | 680 | 600 | 1280 | 400 | 0,374 |

Bild 6.3 Verformungsverlauf – Hettler (1981)

Es zeigt sich, dass das Verformungsverhalten bei gleichen Spannungsverhältnissen ($\sigma_1/\sigma_3$) weitestgehend unabhängig vom Spannungsniveau ist. Das Verhalten entspricht einer logarithmischen Beruhigung und kann mit einer linear logarithmischen Funktion (Gl. 4.3) beschrieben werden (Hettler, 1981).

$$\frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_1} = 1 + 0{,}075 \cdot \ln N \qquad \text{Gl. 6.3}$$

Bei den von Güttler (1984) durchgeführten zyklischen Triaxialversuchen an kohäsionslosen Böden (Hochofenschlacke) wurden bis zu 50.000 Lastzyklen mit einer Frequenz von 0,5 Hz aufgebracht. Der Verlauf der Dehnungen für unterschiedliche isotrope Anfangszustände (mittlere statische Spannung stat. σ) bei gleichem zyklischen Spannungsverhältnis (zykl. σ / stat. σ) ist in Bild 6.4 dargestellt, wobei zykl. σ der zyklischen Lastspanne entspricht. Der Zelldruck $\sigma_3$ wurde entsprechend dem variierenden axialen Druck $\sigma_1$ gesteuert.

Es kann beobachtet werden, dass die elastischen Verformungsanteile von den plastischen Anteilen, welche sich mit entsprechender Lastzyklenzahl akkumulieren, überlagert werden. Die Stauchung der Probe in axialer und radialer Richtung weist auf eine Verdichtung und Versteifung der Proben. Dies führt zu einer sukzessiven Verringerung der elastischen Verformungsanteile.

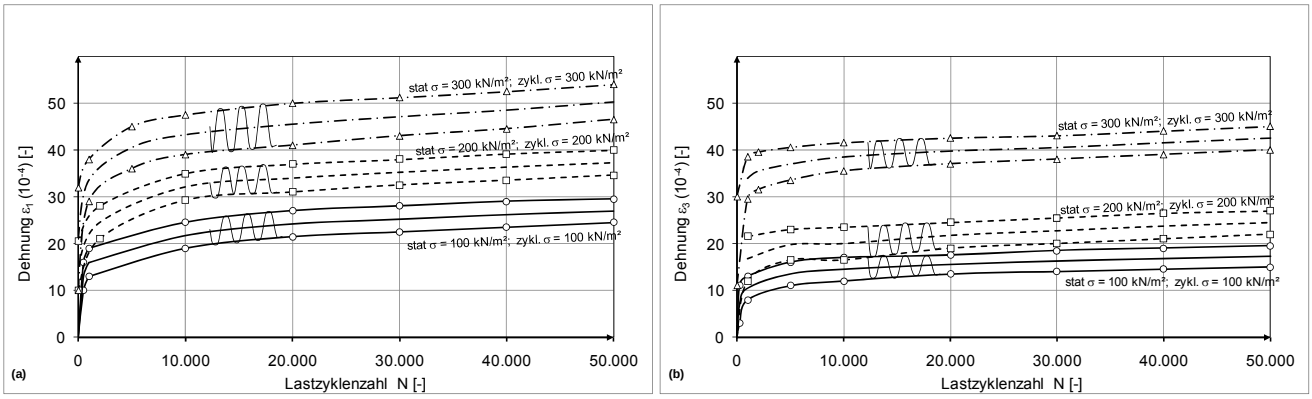


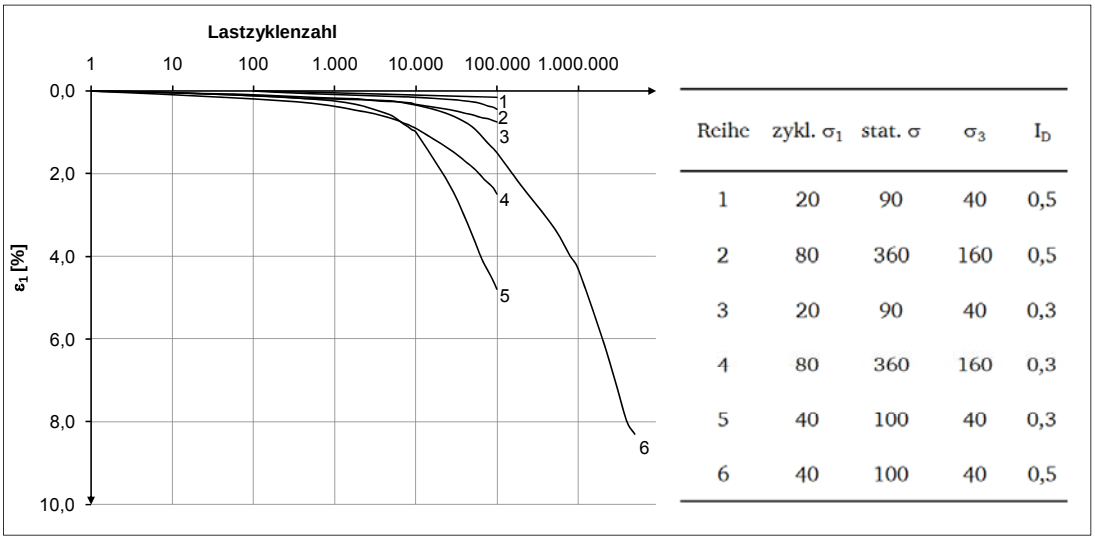

Bild 6.4 Verformungsverlauf (a) Axialdehnung / (b) Radialdehnung– Güttler (1984)

Für die Beschreibung der plastischen Verformungsverläufe wurde ein linear logarithmischer Ansatz (Gl. 4.4) gewählt.

$$\varepsilon_{pl} = a_{pl} + b_{pl} \cdot \log N \qquad \text{Gl. 6.4}$$

mit
$a_{pl}$: Anfangswert der plastischen Verformungen
$b_{pl}$: Steigung der Funktion

Ausgeprägt zyklische Triaxialversuche an Fein- und Mittelsanden wurden in Helm et al. (2000) dokumentiert. Es wurden bis zu $5*10^6$ Lastzyklen mit einer Frequenz von 1 Hz aufgebracht. Erwartungsgemäß konnte festgestellt werden, dass sich die Verformungen bei steigender Lagerungsdichte der Probe bzw. geringer zyklischer Lastspanne verringern. Anzumerken ist, dass sich bei keinem der Triaxialversuche ein Ende der Akkumulation von Verformungen einstellte (Bild 6.5). Schrittweises Versagen wurde bei Proben mit einer zyklischen Lastspanne in der Größe des Zelldruckes beobachtet (Bild 6.5, Reihe 5 und 6).




| Reihe | zykl. $\sigma_1$ | stat. $\sigma$ | $\sigma_3$ | $I_D$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 20 | 90 | 40 | 0,5 |
| 2 | 80 | 360 | 160 | 0,5 |
| 3 | 20 | 90 | 40 | 0,3 |
| 4 | 80 | 360 | 160 | 0,3 |
| 5 | 40 | 100 | 40 | 0,3 |
| 6 | 40 | 100 | 40 | 0,5 |

Bild 6.5 Verlauf der Vertikaldehnung an Mittelsand - Helm et al. ( 2000)

Festag (2003) hat zyklische Triaxialversuche an verschiedenen Sanden durchgeführt, um durch mikromechanische Beobachtungen (u. a. Kornverhalten und Kornveränderungen) das Materialverhalten zu beschreiben. Es wurden dabei zum Teil ausgeprägt zyklische Triaxialversuche an Quarz- und Gabbro-Edelbrechsanden mit einer Lastzyklenzahl von $10^6$ mit einer Frequenz um ein Hertz dokumentiert.

Bei Versuchen an Quarzsanden konnte festgestellt werden, dass eine aufgebrachte zyklische Lastspanne einen nahezu linearen Verformungsverlauf hervorruft (Bild 6.6). Jeder Lastzyklus führte zu zusätzlichen plastischen Verformungen; dies entspricht einem schrittweisen Versagen der Probe und widerspricht der Beobachtung von Hettler (1981) (Bild 6.3). Ein Grenzwert dieser Akkumulation konnte nicht festgestellt werden. Der an einem Quarzsand durchgeführte Versuch wurde mit einer Frequenz von 1 Hz, einem Zelldruck von $\sigma_3 = 150$ kN/m² und einer zyklischen Lastspanne von 150 kN/m² durchgeführt (Bild 6.6). Die beobachtete Akkumulation von Verschiebungen wurde als granulares Ratcheting interpretiert. Demnach tritt gemäß Festag (2002) granulares Ratcheting unabhängig von der zyklischen Lastspanne auf. Ein Versagen durch einen progressiven Bruch trat erst bei größeren zyklischen Lastspannen auf, dabei betrug die vertikale Spannung ($\sigma_1$) ungefähr das 5-fache des Zelldrucks bzw. die zyklische Lastspanne (zykl. $\sigma_1$) das 4-fache des Zelldrucks ($\sigma_3$).

Bild 6.6 Verlauf der Verformung - Versuch S1 - Festag (2003)

Die Versuche an Gabbro-Edelbrechsanden von Festag (2003) zeigten ähnliche Ergebnisse wie die an Quarzsanden. Auch hier konnte kein Ende der Akkumulation von Verformungen festgestellt werden (Bild 6.7). Ausgeprägt zeigten sich die Bereiche des Shakedowns, in denen für eine gewisse Lastzyklenzahl nur geringe bzw. nahezu keine akkumulierenden Verformungen und anschließend ein überproportionaler Anstieg der Verschiebungen zu beobachten waren. Weiterhin wurde eine Zunahme der Probensteifigkeit dokumentiert. Dies war an der geringen Abnahme der reversiblen, d. h. elastischen Verformungen mit steigender Lastzyklenzahl zu erkennen.

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse, dass eine Akkumulation von Verformungen nicht vollends zur Ruhe kommt und die dissipierte Energie neben Veränderungen des Kornhaufwerks auch zum Teil in Wärme wegen Kornabrieb und ggf. Kornbruch umgewandelt wird, wurden zusätzliche Untersuchungen hinsichtlich der Veränderung der Einzelkörner vorgenommen. Mittels digitalem Scannen von Einzelkörnern wurde die Kornform nach Durchführung von Versuchen mit unterschiedlichen Lastzyklenzahlen untersucht. Festag (2003) stellt mit Verweis auf McDowell & Bolton (1998) fest, dass bei Quarzsand im Wesentlichen keine Veränderung der Kornform, d. h. kein Abrieb, festgestellt werden konnte. Wohingegen der kalkhaltige Gabbro-Edelbrechsand nach entsprechender Lastzyklenzahl eine rundere Kornform aufwies. Daher ging Festag (2003) davon aus, dass die Akkumulation der Verfor-

mungen beim Quarzsand hauptsächlich auf granulares Ratcheting zurückzuführen war. Beim Gabbro-Edelbrechsand werden diese Verformungen zusätzlich durch Kornabrieb und der damit einhergehenden Umorientierung der Körner im Kornhaufwerk verursacht.

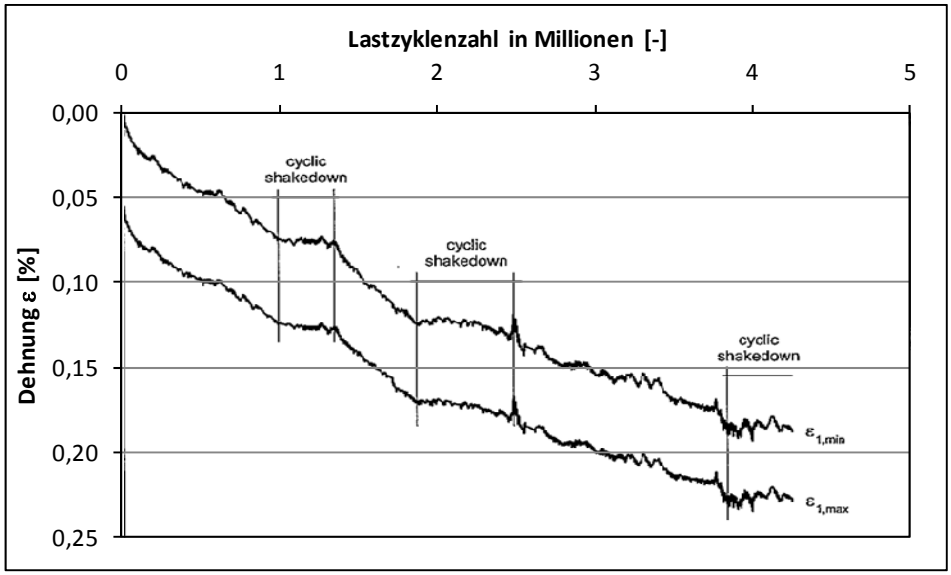



Bild 6.7 Verlauf der Verformung - Versuch G4 (Gabbro Edelbrechsand) - Festag (2003)

Die vorgestellten Laborversuche zeigen, dass die Akkumulation von Verformungen und die Akkumulationsintensität von verschiedenen Einflüssen und Parameter wie z. B. von der Belastungsfrequenz, der Lagerungsdichte, der zyklischen Lastamplitude, der mittleren statischen Belastung, dem Wassergehalt und der Kornverteilung sowie der Kornform abhängt. Zum Teil wird der Einfluss der einzelnen Parameter in der Literatur unterschiedlich bewertet.

Der Einfluss der Belastungsfrequenz wurde durchaus sehr unterschiedlich beobachtet. Youd (1972) berichtet für dränierte zyklische Scherversuche für Frequenzen von 0,2 bis 1,9 Hz von einer Frequenzunabhängigkeit. In Hettler (1981) und Becker (2002) wird für Frequenzen von 1 Hz bis 10 Hz diese Beobachtung bestätigt. Nach Hodjera (1971) führen niedrige Frequenzen zu einer größeren Verformungsakkumulation bei Verwendung von einem tonigen Schluff, daher wurde für die weiteren Versuche eine Frequenz von 5 Hz gewählt. Dahingegen berichtet Gotschol (2002), dass mit steigender Frequenz die Rate der Verformungsakkumulation bei Schotterproben abnimmt und Thiel (1988) zeigte an wassergesättigten, feinen Sanden, dass die Steifigkeit in einem Frequenzbereich von 0,1 Hz bis 10 Hz abhängig ist. Bei höheren Frequenzen nimmt die Steifigkeit zu. Wichtmann (2005) weist richtigerweise darauf hin, dass eine mögliche Frequenzabhängigkeit immer im Zusammenhang mit einer gewissen Lastamplitude einhergeht. Aufgrund des zum Teil sehr unterschiedlichen Versuchsaufbaus kann keine eindeutige Aussage bezüglich des Einflusses der Belastungsfrequenz getroffen werden.

Der Einfluss der Lagerungsdichte, der Porenzahl, der zyklischen Lastamplitude und der mittleren statischen Belastung wird hinsichtlich der Verformungsakkumulation einvernehmlich beurteilt. Erwartungsgemäß steigt mit größerer Porenzahl, größerer zyklischer Lastamplitude und geringerer mittlerer statischer Belastung die Akkumulationsintensität.

Zum Einfluss des Wassergehaltes liegen nur wenige Ergebnisse vor. Nach Hodjera (1979) nehmen die Verformungen bei bindigen Böden mit höherem Wassergehalt zu. In Guldenfels (1996) und Gotschol (2002) wurden detaillierte Zusammenstellungen bezüglich des Einflusses von Kornform, -größe und der Kornverteilung erstellt.

## 6.3. Feld- und Modellversuche zu zyklisch belasteten Flachgründungen

Holzlöhner (1977) hat Labor- und in-situ Versuche bezüglich des Setzungsverhaltens einer Flachgründung für eine Magnetschnellbahntrasse unter zyklischer Einwirkung in ungleichförmigem, kiesigem Sand ohne Wassersättigung durchgeführt. Dabei hat er die Abhängigkeit der bleibenden Setzungen für ein Kreisfundament im Wesentlichen von 9 unabhängigen Parametern in Betracht gezogen:

$$s = f\left(g, r, P_{stat}, P_{zykl}, \omega, N, w, G\right) \qquad \text{Gl. 6.5}$$

mit
g: Erdbeschleunigung
r: Lastflächenradius
$P_{stat}$: statische Sohlflächenlast (≙ stat. F: mittlere statische Last)
$P_{zykl}$: zyklische Sohlflächenlastkraft-Amplitude (≙ zykl. $\hat{F}$: zykl. Lastamplitude)
ω Kreisfrequenz
N: Lastzyklenzahl
w: Wassergehalt
G: Granulometrie

Bild 6.8 zeigt den Zeit-Setzungsverlauf für ein kreisrundes Fundament (r = 0,357 m ≙ A = 0,40 m²) in Abhängigkeit von drei zyklischen Lastamplituden. Die Belastungsfrequenz betrug 28 Hz. Im halblogarithmischen Maßstab zeigt sich ein geradliniger Verlauf der normierten Setzung über das Verhältnis der zyklischen zur statischen Last ($P_{zykl}/P_{stat}$). Gemäß Holzlöhner (1977) hat das Sohlflächenkraft-Verhältnis (mittlere statische Last zur zyklischen Lastamplitude) den größten Einfluss auf den Zeit-Setzungsverlauf (Bild 6.8a). Bei keinem der Versuche konnte ein Grenzwert der Setzungen beobachtet werden. Erwartungsgemäß zeigten locker gelagerte Sandproben größere Setzungen als dicht gelagerte. Bei identischer Lagerungsdichte konnten bei erdfeuchten Sanden geringere Setzungen als bei trockenen Sanden beobachtet werden (Bild 6.8b). Ein geringer Wert des Wassergehaltes beeinflusst die scheinbare Kohäsion und führt daher zu geringeren Setzungen. Untersuchungen an wassergesättigten Sanden wurden von Holzlöhner (1977) nicht durchgeführt.

In Holzlöhner (1978) wird folgende Gleichung zur Beschreibung des Setzungsverlaufes angegeben:

$$s = A \cdot \ln\left(\frac{N}{N_a} + 1\right) \qquad \text{Gl. 6.6}$$

mit
N: Lastzyklenzahl
A: logarithmische Setzungsrate (unabhängig von der Lastzyklenzahl)
$N_a$: Vorbelastungszahl - *versuchsbedingte Größe, ggf. abhängig von der Vorbelastung* (Holzlöhner, 1977)

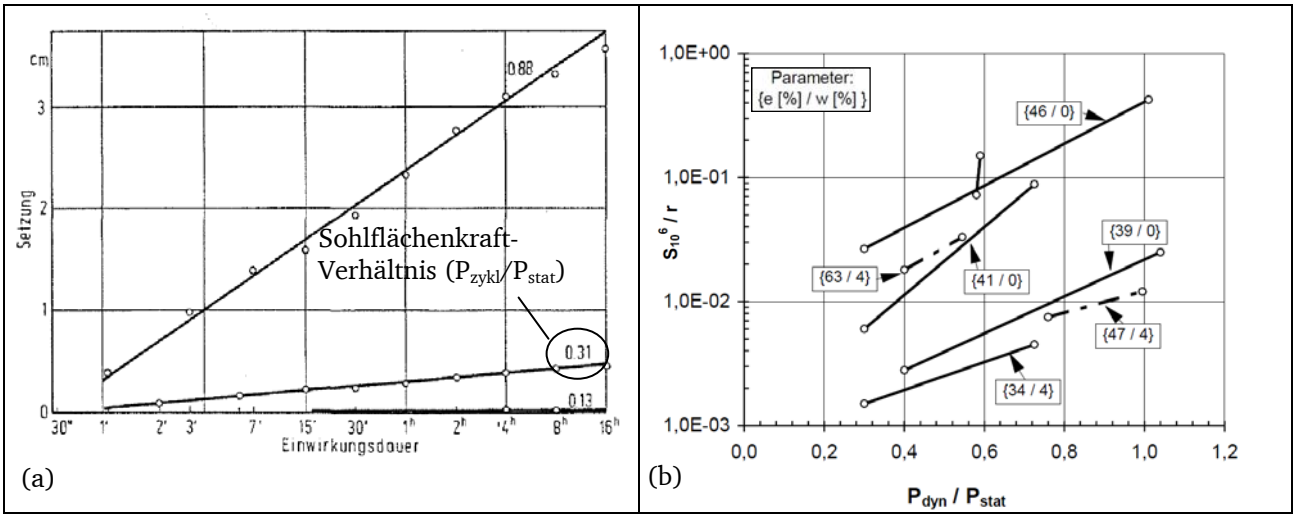
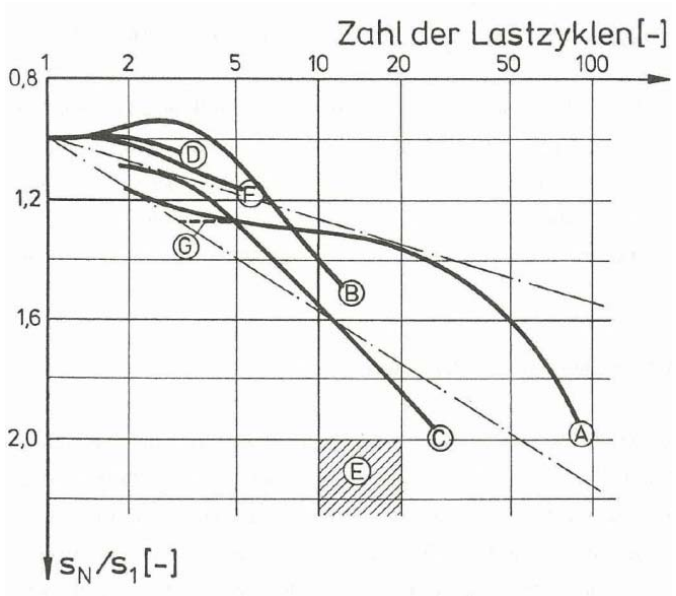



Bild 6.8 Zeit-Setzungsverlauf für Sohlflächenkraft-Verhältnis (a) und normierte Setzungen in Abhängigkeit der Porenzahl und des Wassergehaltes (b) – Holzlöhner (1977)

In Laue (1996) bzw. Sweeney & Lambson (1991) sind Setzungsverläufe verschiedener auf Sand gegründeter Tankanlagen zusammengestellt (Bild 6.9). Die Abzissenachse beschreibt das Verhältnis der gemessenen Setzungen zu den Setzungen nach dem ersten Lastzyklus ($s_N/s_1$). Für jedes Beanspruchungsereignis (Befüllen/Entleerung) zeigt sich für alle Beispiele eine Akkumulation der Verschiebungen; ein Grenzwert der Verschiebungen ist nicht zu beobachten.




| | Referenz | anstehender Baugrund |
|---|---|---|
| A | Bjerrum (1964) | 20 m locker gelagert Sand |
| B | Hansen (1966) | 12,8m eingespülter Sand auf Tonschichten |
| C | Janbu & Senneset (1981) | 40m Sand |
| D | Jappelli (1965) | 50m Kies - Sand |
| E | Thorne (1970) | 3m verdichteter Sand auf dichtem Sand |
| F | Nonveiler (1963) | 5m „dumped“ rock auf 12m Sand auf Mergel |
| G | Peck & Peck (1948) | Locker gelagerter Sand |

Bild 6.9 Setzungsverläufe von Tankanlagen auf Sand - Laue (1996) / Sweeney & Lambson (1991)

Hettler (1981) hat verschiedene Modellversuche und Laborversuche mit zyklischem Beanspruchungsverlauf durchgeführt. Dabei wurden rein zyklische Lastamplituden untersucht, die so langsam aufgebracht wurden, dass die Trägheitskräfte vernachlässigbar waren. Die für starre Kreisfundamente ohne Einbindetiefe entwickelte Gleichung für einen zyklischen Beanspruchungsverlauf wurde anhand der vorgenannten Modellversuche überprüft.

$$\frac{s_N}{r} = g_k \left( \frac{F}{\gamma \cdot r^3}, n, K_0 \right) f_{KN}(N) \qquad \text{Gl. 6.7}$$

mit

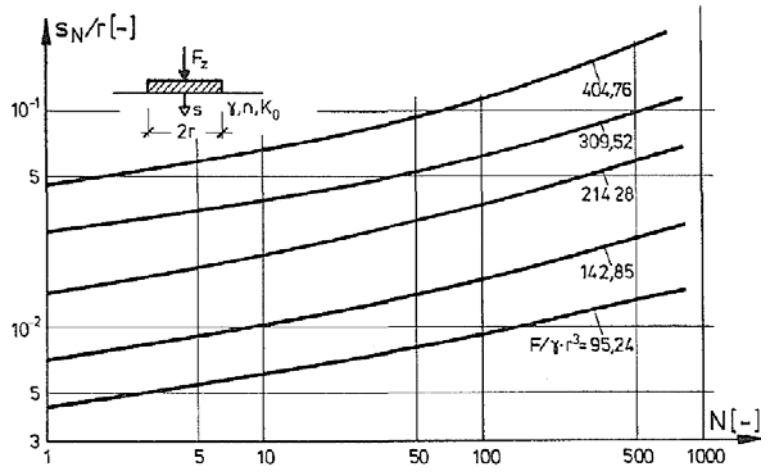
| | | | |
|---|---|---|---|
| $s_N$: | Setzung des Fundamentes | $K_0$: | Erdruhedruckbeiwert |
| r: | Radius der Kreisplatte | n: | Porenanteil |
| $\frac{F}{\gamma \cdot r^3}$: | Kraft (dimensionslos) | N: | Lastzyklenzahl |

Die Funktion $f_{KN}$ ist gemäß Hettler (1981) nur abhängig von der Lastzyklenzahl N. Die zyklische Lastamplitude im Modellversuch wurde zwischen 9 % und 36 % der statischen Grenzlast R variiert und die Abhängigkeit der auf den Fundamentradius normierten Setzungen von der Lastzyklenzahl doppelt-logarithmisch aufgetragen (Bild 6.10).

$$f_{KN} = 1 + C_N \cdot \ln N \qquad \text{Gl. 6.8}$$

mit

| | |
|---|---|
| $C_N$: | empirische Konstante |



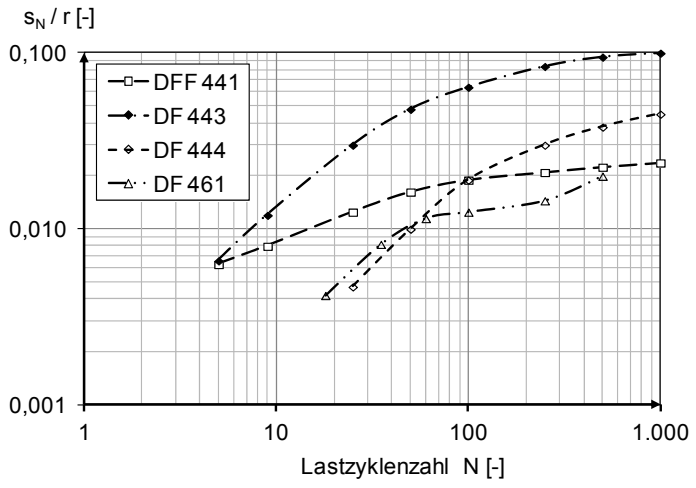

| $\frac{F}{\gamma \cdot r^3}$ | zykl $\hat{F}/R$ | zykl $F/R$ | stat $F/R$ |
|---|---|---|---|
| 404,76 | 0,36 | 0,72 | 0,36 |
| 309,52 | 0,28 | 0,55 | 0,28 |
| 214,28 | 0,19 | 0,38 | 0,19 |
| 142,85 | 0,13 | 0,25 | 0,13 |
| 95,24 | 0,09 | 0,17 | 0,09 |

r: Radius
R: statische Grenzlast

Bild 6.10 Normierte Verschiebung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl in doppelt-logarithmischer Darstellung - Hettler (1981)

Die dargestellten Kurven unterscheiden sich jeweils um den konstanten Faktor $g_k$ (Gl. 4.7). Dies bedeutet, dass das normierte Setzungsinkrement unabhängig von der Größe der bezogenen Kraft ist, während die absolute Größe der Setzung abhängig von der bezogenen Kraft bleibt. Für Lastzyklenzahlen größer N = 100 ergibt sich gemäß Hettler (1981) annähernd ein logarithmischer Zusammenhang. Gleiches gilt auch für exzentrisch belastete Fundamente, wobei hier berichtet wird, dass ein logarithmischer Zusammenhang nur bis etwa 25 % der Grenzlast besteht. Bei größeren zyklischen Lastamplituden tritt schrittweises Versagen auf.

Laue (1996) führte Zentrifugen-Modellversuche mit flachgegründeten Fundamenten durch. Im Gegensatz zu den Ergebnissen von Hettler (1981) zeigen seine Setzungsverläufe keine Parallelität für unterschiedliche Verhältnisse der zyklischen Lastamplitude zur statischen Grenzlast (Bild 6.11, vgl. Bild 6.10). Ursache hierfür sind vermutlich die unterschiedlichen Geometrieverhältnisse, die Art der Lastaufbringung sowie die nicht vergleichbaren Verhältnisse der mittleren statischen Last zur statischen Grenzlast. Des Weiteren weisen die Verläufe im Vergleich zu den Ergebnissen von Hettler (1981) eine geringere Verschiebungszunahme auf, die eher einem konvergierenden Verhalten nach der Definition von Goldscheider & Gudehus (1976) entsprechen.




| Versuchs-nr. | zykl $\hat{F}/R$ | zykl $F/R$ | stat $F/R$ |
|---|---|---|---|
| DFF 441 | 0,06 | 0,12 | 0,31 |
| DF 443 | 0,23 | 0,46 | |
| DF 444 | 0,32 | 0,64 | |
| DF 461 | 0,04 | 0,08 | |

r: Radius
R: statische Grenzlast

Bild 6.11 Setzungsverläufe in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Laue (1996)

Die Untersuchung des Einflusses der mittleren statischen Last (stat. F) ist nach Laue (1996) für die ersten Lastzyklen von Bedeutung. Für diese Zyklen weist der untersuchte Boden ein gewisses „Materialgedächtnis“ auf, welches im Zuge zunehmender Lastzyklen ab einer gewissen Lastzyklenzahl $N_{krit}$ schwindet. Für den Anfangsbereich mit Lastzyklen $N < N_{krit}$ kann eine vergleichsweise geringe Zunahme von Setzungen festgestellt werden. Anschließend folgt der Setzungsverlauf einer logarithmischen Steigungsfunktion (Bild 6.12).

Die Lastzyklenzahl $N_{krit}$ stellt den Nulldurchgang der rechnerisch extrapolierten Verschiebung dar. Um Verschiebungen nicht zu überschätzen, schlägt Laue (1996) vor, den Wert $N_{krit}$ um den Faktor 2,0 zu reduzieren.

$$\text{red. } N_{krit} = \frac{N_{krit}}{2} \qquad \text{Gl. 6.9}$$

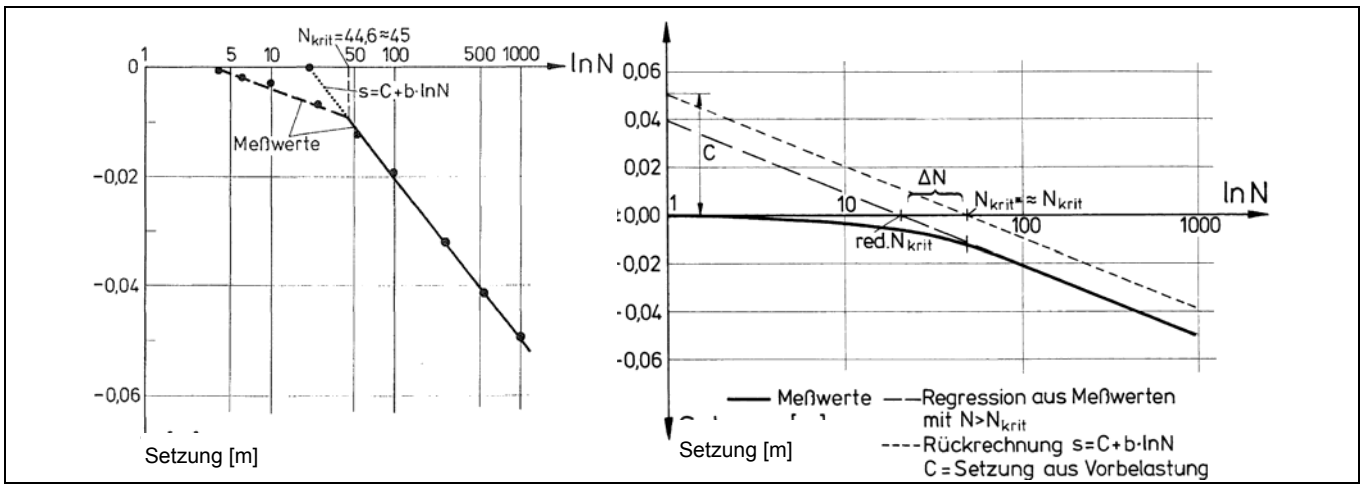



Bild 6.12 Einfluss der mittleren statischen Belastung bzw. Vorbelastung – Laue (1996)

In Heineke (2001) wurden anhand von Modellversuchen Abschätzformeln für das Langzeitverhalten von Gleisoberbausystemen auf nichtbindigem Baugrund erarbeitet. Mit Hilfe der entwickelten Abschätzformeln ist es möglich, die mittleren Setzungen sowie die zu erwartenden ungleichmäßigen Setzungen zu quantifizieren. Der diesbezügliche Modellversuch wurde in einer kreisförmigen Versuchsanlage mit einer rotierenden Belastungsrolle auf einem elastischen Balken durchgeführt. Die gemessenen mittleren Setzungen bezogen auf die Systemlänge $l_p$ konnten unter Berücksichtigung der Breitezahl $\beta_p$, die die Steifigkeit des Gleisoberbaus ausdrückt, wie folgt zusammengefasst werden.

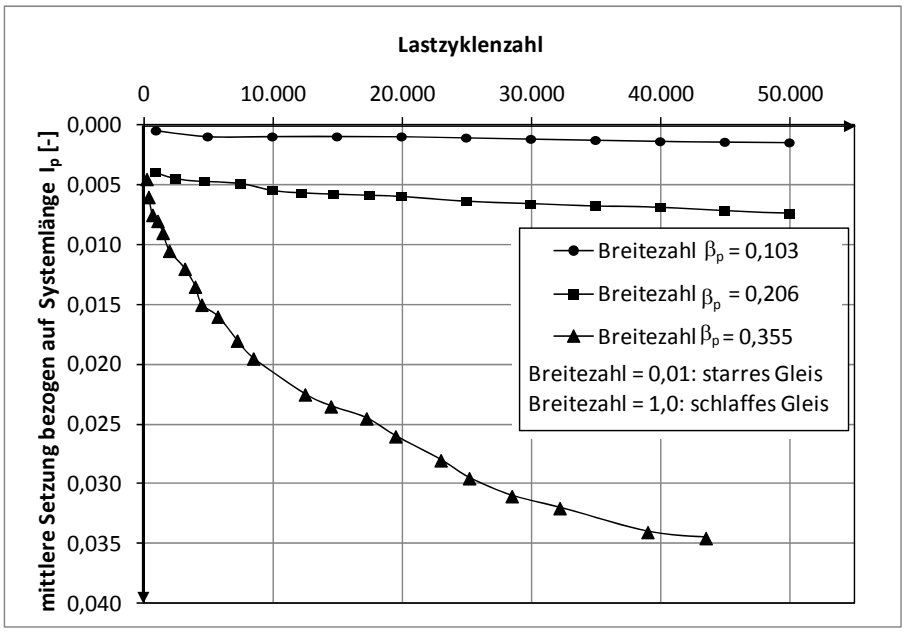



Bild 6.13 mittlere bezogene Setzung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Heineke (2001)

Es zeigt sich, dass das bezogene mittlere Setzungsinkrement mit zunehmender Lastzyklenzahl geringer wird und sich die absolut gemessenen mittleren Setzungen asymptotisch einem Grenzwert nähern. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde ein logarithmischer Ansatz zur Beschreibung der Setzungen im Modellversuch entwickelt.

$$\frac{s_M\,(N)}{l_P} = \frac{s_M\,(N=1)}{l_P} + a \cdot \ln\left(\frac{N-1}{1000} + 1\right) \qquad \text{Gl. 6.10}$$

mit
$s_M$: mittlere Setzung
N: Lastzyklenzahl
$l_P$: Systemlänge des Modellversuchs
a: Konstante

Ein Beispiel für einen zeitlichen Setzungsverlauf mit schrittweisem Versagen kann bei der 1976 in Betrieb genommenen Schleuse Uelzen I beobachtet werden (v. Wolffersdorff & Schwab, 2001). Die Schleusenfundamente sind auf einer Sandschicht gegründet, die das Zeit-Setzungsverhalten hinsichtlich der zyklischen Einwirkungen durch das Ein- / Ausschleusen maßgebend beeinflusst. Die Setzungen der Schleuse zeigen in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl einen annähernd linearen Verlauf (Bild 6.14). Maßgeblich für diesen Ratchetingeffekt ist die Hubhöhe von 23 m und die damit einhergehende große Lastamplitude sowie die große Lastzyklenzahl von bis zu 86 Schleusvorgängen am Tag.

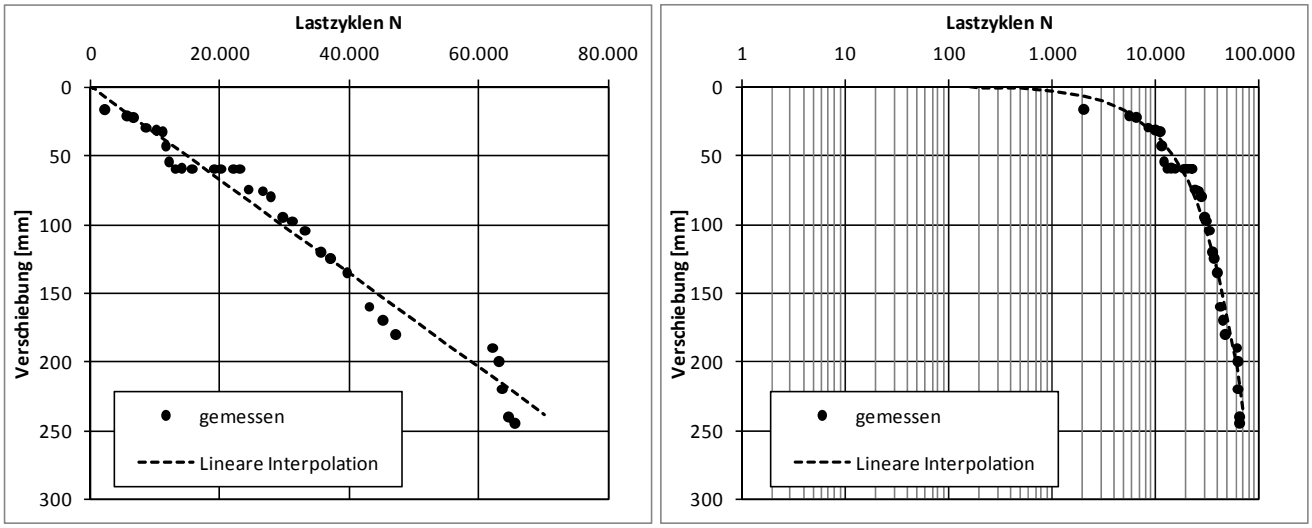



Bild 6.14 gemessene Verschiebungen der Schleuse Uelzen I, lineare und halblogarithmische Darstellung – v. Wolffersdorff & Schwab (2001)

## 6.4. Feld- und Modellversuche zu zyklisch belasteten Tiefgründungen

Das *Norwegian Institute of Technology* führte in-situ Pfahlprobebelastungen in einem überkonsolidierten Ton mit ca. 5,0 m langen und 15,3 cm dicken Rammpfählen aus Stahlrohren aus (Karlsrud, 1986). Die Probebelastungen erfolgten unter statischen Lasten sowie Wechsel- und Schwellbelastungen. Zum Teil wurden bis zu 10.000 Lastzyklen gefahren, wobei die Lastperiode bei 6 Sekunden lag.

Das Versagenskriterium wurde bei einer Gesamtverschiebung von größer 1,0 bis 1,5 mm festgelegt. Im so genannten Cyclic Stability Diagram wurden die Ergebnisse der Wechsel- und Schwellbelastungen zusammengestellt. Auf der Abszissenachse ist die zyklische Lastamplitude $Q_c$ (≙ zykl. $\hat{F}$) bezogen auf den charakteristischen Pfahlwiderstand $Q_{us}$ (≙ R) aufgetragen. Die Ordinatenachse beschreibt das Verhältnis der mittleren statischen Last $Q_{ave}$ (≙ stat. F) zur statischen Grenzlast $Q_{us}$ (≙ R).

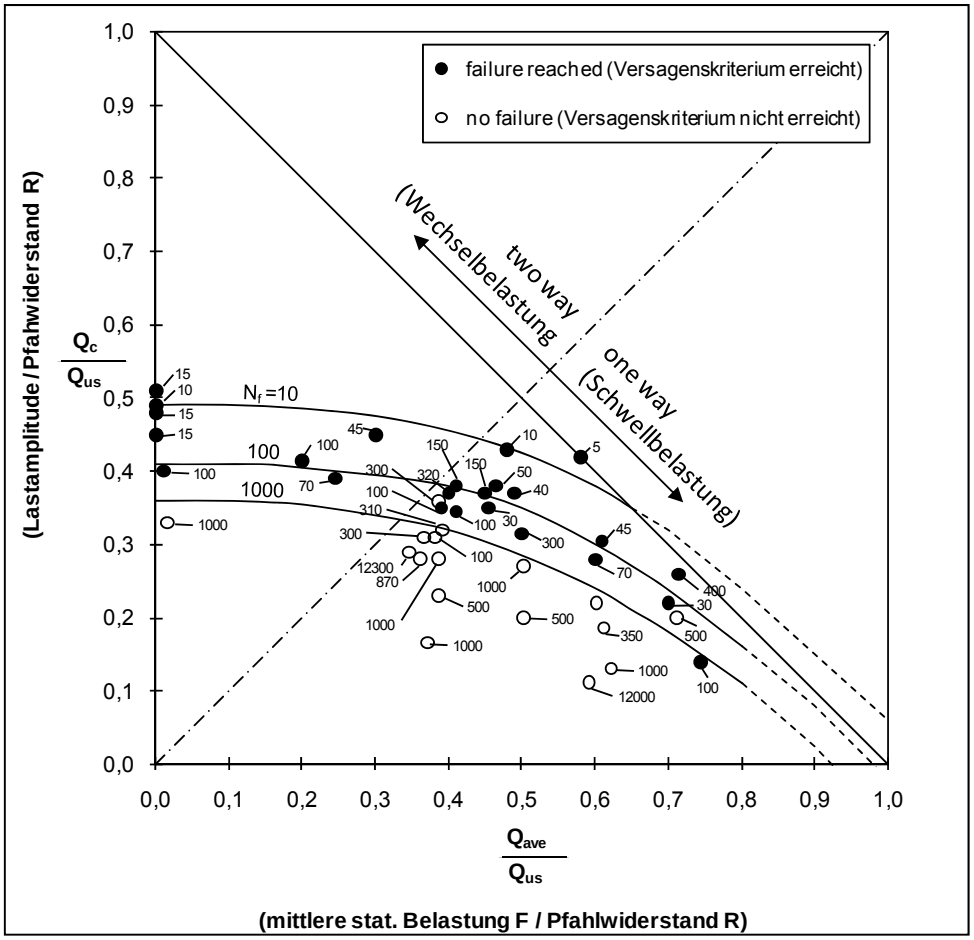



Bild 6.15 Cyclic Stability Diagram – Karlsrud (1986)

Poulos (1988) hat in einer ähnlichen Form wie Vucetic (1994) im Tragverhalten von zyklisch axial belasteten Pfählen zwischen drei Zonen unterschieden (Bild 6.16), die Hinweise über das zu erwartende Setzungsverhaltens liefern.

Zone A: Stabile Zone (cyclically stable zone) mit im Wesentlichen elastischen Verschiebungen mit lediglich geringer Zunahme. Es wird keine Veränderung der Pfahltragfähigkeit nach N Lastzyklen erwartet.

Zone B: Metastabile Zone (metastable zone) mit geringer Zunahme von Verschiebungen. Verringerung der Pfahltragfähigkeit nach N Lastzyklen.

Zone C: Instabile Zone (instable zone) – Versagen nach einer begrenzten Anzahl von Lastzyklen.

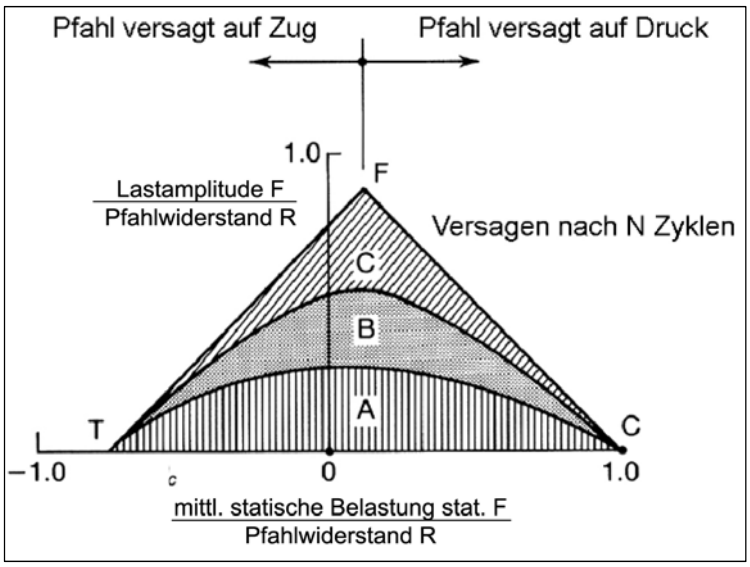



Bild 6.16 Cyclic Interaction Diagramm - Poulos (1988)

Die Ergebnisse aus zum Teil verschiedenen Veröffentlichungen und Versuchen wurden von Lee & Poulos (1991) in das Cyclic Stability Diagram eingearbeitet (Bild 6.19). Die Zusammenfassung dieser Ergebnisse im Diagramm bestätigen weitestgehend die vorgenannten Zonen. Die durchgeführten Modellversuche von Lee & Poulos (1991) werden auf Seite 99 dieser Arbeit näher beschrieben.

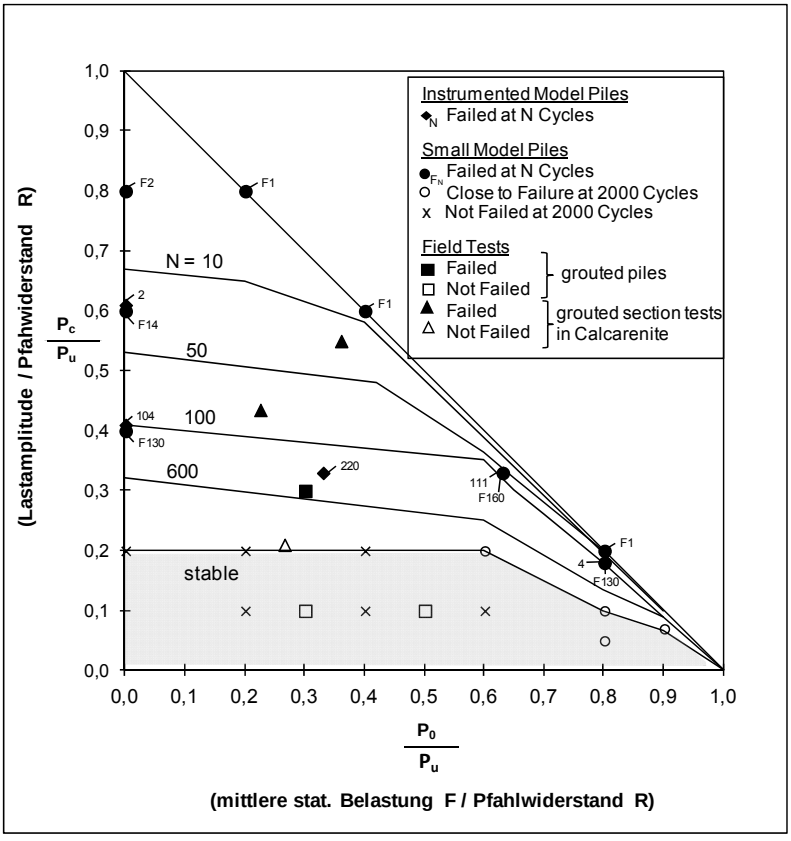



Bild 6.17 Cyclic Stability Diagram - Lee & Poulos (1991)

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens in Frankreich führten Jardine & Standing (2000) zyklische Pfahlprobebelastungen an insgesamt acht gerammten Stahlrohrpfählen durch. Bei zwei Pfählen wurde zusätzlich der Pfahlfußbereich mittels Düsenstrahlverfahren verbessert (Parker et al., 1999), die aber in dieser Arbeit nicht weiter betrachtet werden. Die sechs verbleibenden Stahlrohrpfähle ohne diese Verbesserung wurden mit einer Länge von 19 m und einem Durchmesser von 0,457 m in den anstehenden Baugrund eingerammt. Der Baugrund im Projektgebiet besteht unter einer künstlichen Auffüllung aus sehr dichten Sanden mit einer Mächtigkeit von ca. 3 m, darunter stehen dichte, marine Sande bis in eine Tiefe von ca. 30 m an. Zwischengeschaltet ist eine ca. 0,5 m dünne organische Schicht (Bild 6.18). Die marine Sandschicht setzt sich zusammen aus einem enggestuften Sand mit gerundeten Körnern, welche einen Quarzanteil von ca. 85 % aufweisen. Die Korndichte beträgt 2,656 t/m³ und die Wichte des wassergesättigten Bodens ca. 20 kN/m³.

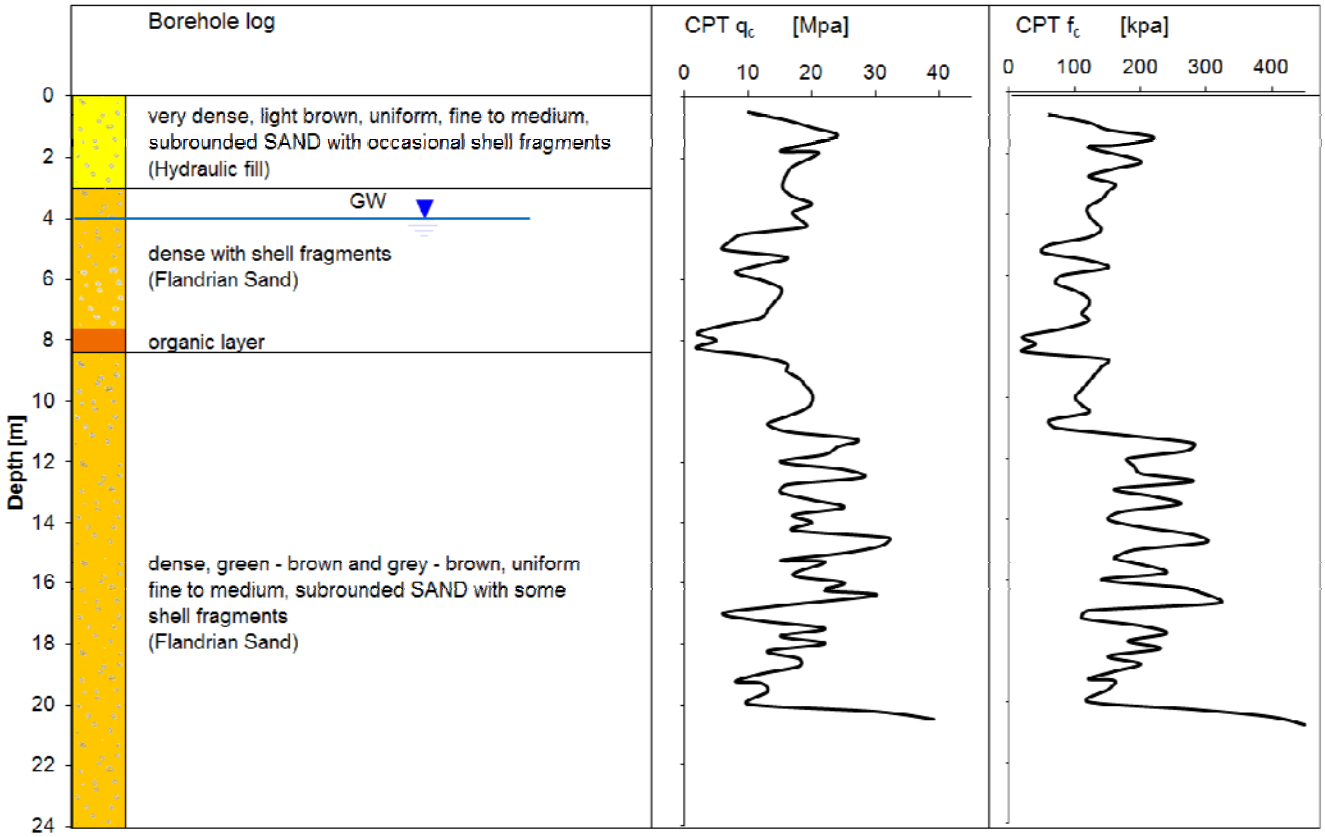



Bild 6.18 Baugrundverhältnisse im Probefeld Dunkirk – Jardine & Standing (2000)

Zunächst wurde an allen Pfählen ein statischer Zugversuch bis nahe des Versagenszustandes und anschließend lastgesteuerte Zug- und Wechsellastversuche durchgeführt. Die Versuchsdaten sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Die auf den Pfahlwiderstand bezogene Lastamplitude sowie mittlere statische Belastung sind Cyclic Stability Diagram dargestellt (Bild 6.19). Es ist anzumerken, dass teilweise Belastungsversuche im Anschluss an einen vorhergehenden Versuch, der bereits zum Versagen geführt hat, durchgeführt wurde (z. B. 2.R4.CY3). Daher wurden die Versuche in Bezug auf das Versagen in die Kategorien:

- kein zyklisches Versagen
- zyklisches Versagen nach vorhergehendem zyklischen oder statischen Versagen
- zyklisches Erstversagen

eingeteilt.

Die Ergebnisse zeigen hinsichtlich des erreichten Versagens bei gewissen Verhältniswerten und Lastzyklenzahlen untereinander eine gute Vergleichbarkeit. Jedoch zeigt sich, dass Pfähle, die bereits einen zyklischen oder statischen Versagenszustand erreichten, bei einer anschließenden zyklischen Belastung bei einer kleineren Lastzyklenzahl versagen als Pfähle ohne vorheriges Versagen (Bild 6.19).

Tabelle 6.1 Versuchsdaten Jardine & Standing (2000)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand $R_D$ | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen nach N | Bemerkung |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kN | kN | kN | kN | kN | - | - | - | | - |
| 2.R3.CY2 | Zug | 2317 | 0 | 1400 | 1400 | 700 | 0,30 | 0,30 | 200 | kein Vers. | kein zykl. Versagen |
| 2.R4.CY2 | Zug | 2963 | 0 | 2000 | 2000 | 1000 | 0,34 | 0,34 | 221 | kein Vers. | kein zykl. Versagen |
| 2.R4.CY3 | Zug | 2100 | 500 | 2000 | 1500 | 1250 | 0,60 | 0,36 | 3 | 3 | |
| 2.R5.CY3 | Zug | 2000 | 0 | 1400 | 1400 | 700 | 0,35 | 0,35 | 27 | 27 | |
| 2.R6.CY2 | Zug | 2000 | 500 | 2000 | 1500 | 1250 | 0,63 | 0,38 | 1 | 1 | zykl. Versagen nach vorhergehendem zykl. oder stat. Versagen |
| 2.R6.CY4 | Zug | 1585 | 0 | 1400 | 1400 | 700 | 0,44 | 0,44 | 24 | 24 | |
| 2.C1.CY3 | Wechsel | 840 | -640 | 561 | 1201 | -39,5 | 0,05 | 0,71 | 41 | 41 | |
| 2.C1.CY5 | Wechsel | 620 | -440 | 401 | 841 | -19,5 | 0,03 | 0,68 | 12 | 12 | |
| 2.R3.CY3 | Zug | 2050 | 0 | 1900 | 1900 | 950 | 0,46 | 0,46 | 13 | 13 | zykl. Erstversagen |
| 2.R5.CY2 | Zug | 2464 | 500 | 2000 | 1500 | 1250 | 0,51 | 0,30 | 345 | 345 | zykl. Erstversagen |

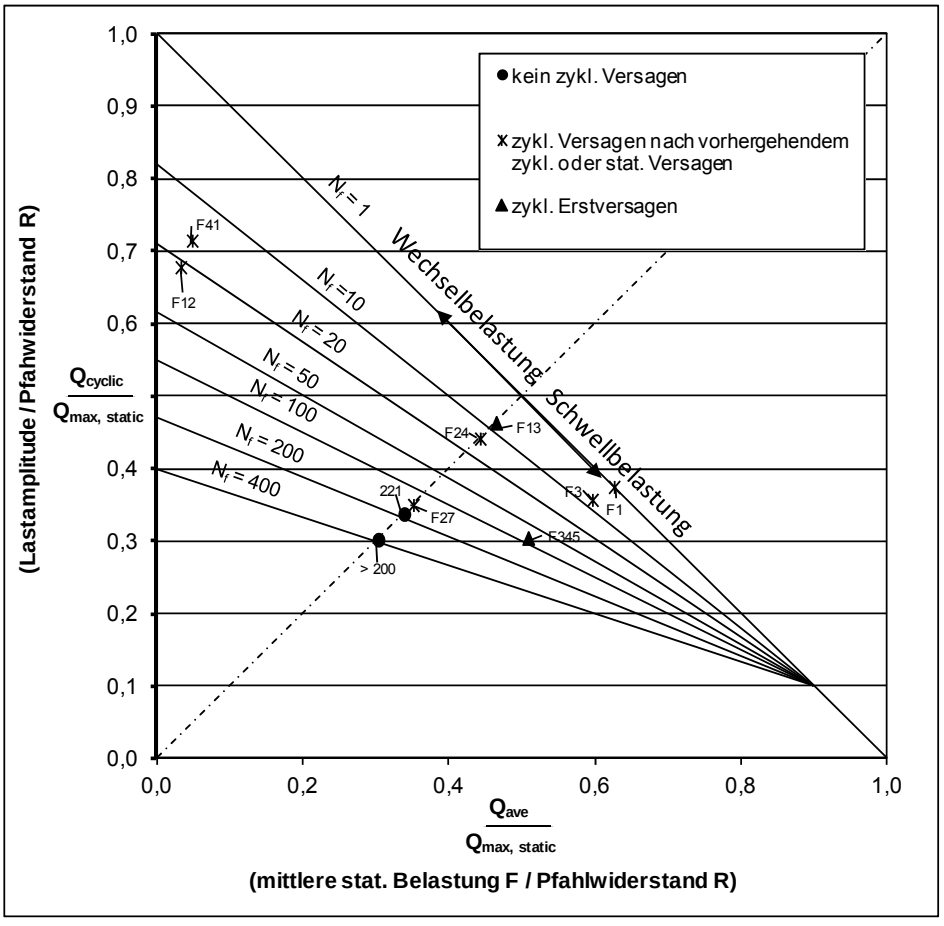



Bild 6.19 Cyclic Stability Diagram – Jardine & Standing (2000)

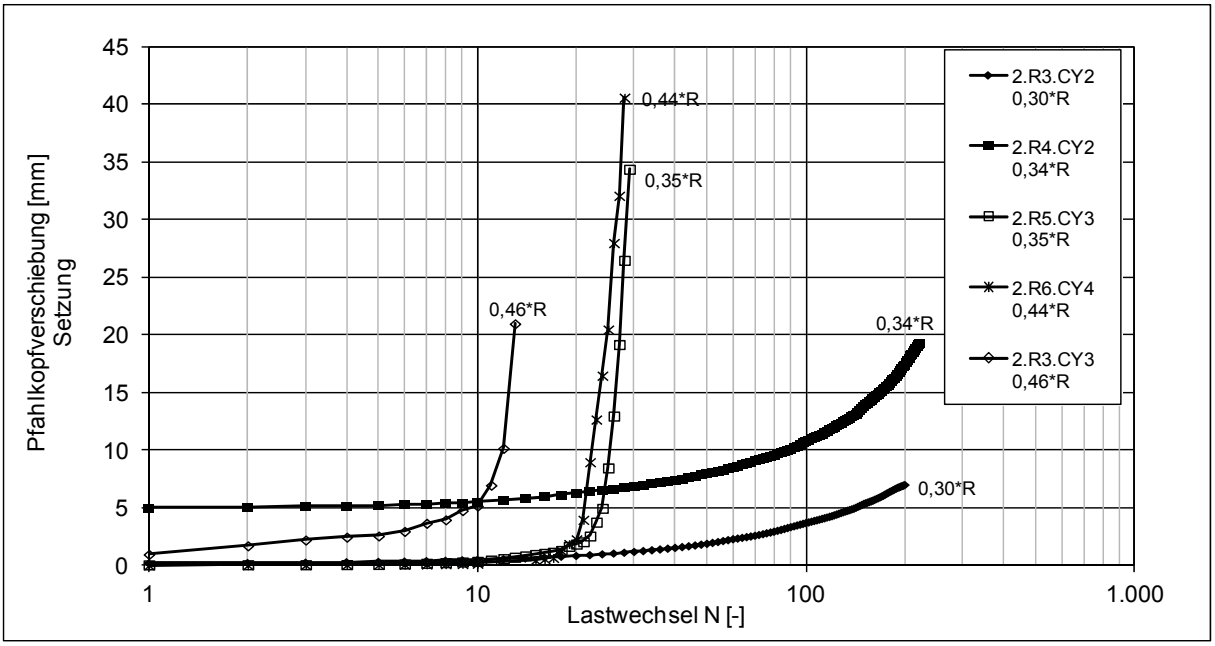



Bild 6.20 Auswertung der Verschiebungen, Zugschwellbelastung – Jardine & Standing (2000)

Das Lastwechsel-Verschiebungsdiagramm (Bild 6.20) zeigt für die ausgewählten Versuche nach einer bestimmten Lastzyklenzahl ein überproportionales Ansteigen der Verschiebungen, was einem inkrementellen Versagen gemäß Kapitel 3 entspricht. Nur bei geringer Lastzyklenzahl (N < 10) entspricht das Verschiebungsverhalten einer logarithmischen Beruhigung.

Schwarz (1999) führte zur Beurteilung der Tragfähigkeit von mantelverpressten Bohrpfählen mit kleinem Durchmesser (Mikropfähle) drei Versuchsreihen durch. Die mantelverpressten Mikropfähle wiesen eine Länge von 5 m und einen Durchmesser von 130 mm auf. Die Pfähle wurden in einem schwach kiesigen, schluffigen Fein- bis Mittelsand mit mitteldichter Lagerung in naturfeuchtem Zustand eingebaut. Es handelt sich geologisch um eine tertiäre Ablagerung der oberen Süßwassermolasse, wie sie im Münchner Stadtgebiet unter den quartären Kiesen angetroffen wird, welche die folgenden Bodenkenngrößen aufweist:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Proctordichte $\delta_{pr}$ | 1,79 t/m³ | Korndichte $\delta_s$ | 2,71 t/m³ |
| Proctorwassergehalt $w_p$ | 12,5 % | dichteste Lagerung max e | 1,81 t/m³ |
| Ungleichförmigkeitszahl U | 6,5 (3 – 11) | lockerste Lagerung min e | 1,41 t/m³ |

Im Rahmen seiner Arbeit stellt Schwarz (1999) die Druck- und Wechsellastversuche vor. Dabei wurden die Pfähle zunächst mit 20 langsamen Lastwechseln à 20 min und anschließend mit Lastwechseln mit 1-minütiger bzw. 0,5-minütiger Dauer belastet. Die verschiedenen Versuche sind in Bild 6.21 zusammengestellt. In Analogie zum Cyclic Stability Diagram sind die verschiedenen Belastungsstufen dargestellt. Im Gegensatz zu der Auswertung von Schwarz (2002) wurden die jeweiligen Versuche hinsichtlich ihres Verschiebungsweges bzw. Versagensmechanismus (Druck / Zug) dem entsprechenden statischen Pfahlwiderstand (Druck / Zug) zugeordnet.

Tabelle 6.2 Versuchsdaten Schwarz (2002)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand $R_D$ | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen* nach N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | MN | MN | - | - | - | - |
| 2-1 | Druck | 290 | 150 | 30 | 120 | -90 | 0,3103 | 0,2069 | 100.017 | kein Vers. |
| 2-2 | Druck | 290 | 250 | 30 | 220 | -140 | 0,4828 | 0,3793 | 50.031 | kein Vers.<br>Versagen kündigt sich an |
| 3-1 | Wechsel | 290 | 50 | -40 | 90 | 5 | 0,0172 | 0,1552 | 12.017 | kein Vers. |
| 3-2 | Wechsel | 290 | 100 | -80 | 180 | 10 | 0,0345 | 0,3103 | 17.069 | kein Vers. |
| 3-3 | Wechsel | 290 | 150 | -120 | 270 | 15 | 0,0517 | 0,4655 | 24.059 | ca. 20.000<br>Kriterium nicht erreicht |
| 5-1 | Wechsel | 290 | 100 | -80 | 180 | 10 | 0,0345 | 0,3103 | 60.815 | ca. 30.000<br>Kriterium nicht erreicht |
| 7-1 | Wechsel | 290 | 85 | -70 | 155 | 7,5 | 0,0259 | 0,2672 | 208.160 | ca. 100.000<br>Kriterium nicht erreicht |
| 8-1 | Wechsel | 290 | 150 | -10 | 160 | -70 | 0,2414 | 0,2759 | 201.600 | kein Vers. |
| | | $R_z$ | | | | | | | | |
| 10-1 | Wechsel | 280 | 10 | -150 | 160 | 70 | 0,2500 | 0,2857 | 200.300 | ca. 10.000<br>Kriterium nicht erreicht |
| 9-1 | Zug | 280 | -10 | -150 | 140 | 80 | 0,2857 | 0,2500 | 203.534 | ca. 10.000<br>Kriterium nicht erreicht |

* wegabhängiges Versagenskriterium = 10 mm (ca. 0,08*D)

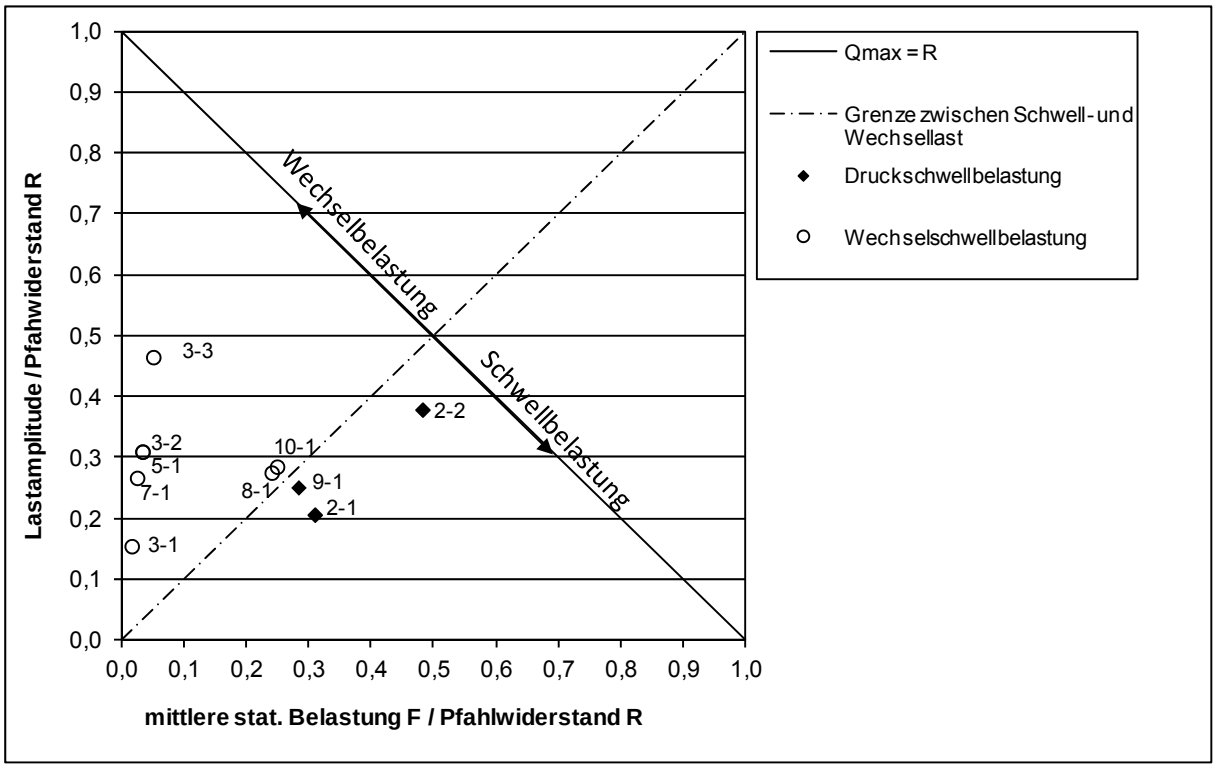



Bild 6.21 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse von Schwarz (2002)

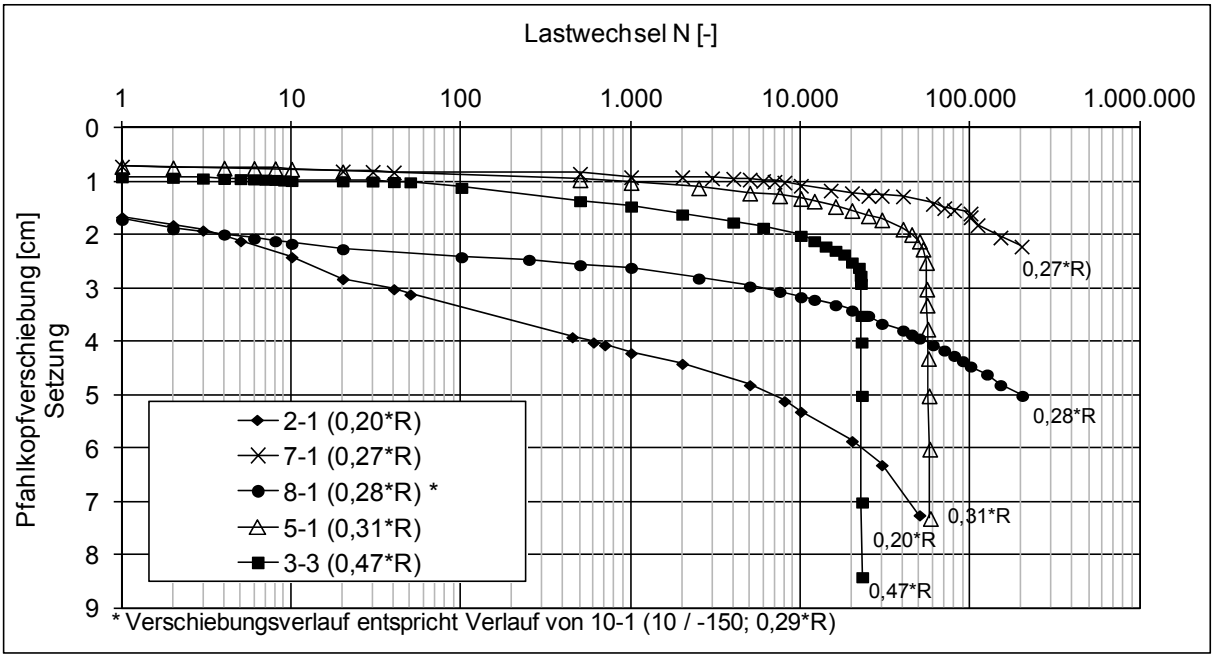



Bild 6.22 Auswertung der Verschiebungen, Druck- und Wechselbelastung – Schwarz (2002)

Das Lastwechsel-Verschiebungsdiagramm (Bild 6.22) zeigt für die Versuche 5-1 und 3-3 mit relativ hohen zyklischen Lastamplituden im Vergleich zum charakteristischen Pfahlwiderstand ein mit der Lastzyklenzahl N proportionales Ansteigen des plastischen Verschiebungsanteils, was einem inkrementellen Versagen (siehe Kapitel 3) entspricht. Bei geringeren zyklischen Lastamplituden entspricht das Verschiebungsverhalten einer logarithmischen Beruhigung. Die Zunahme der plastischen Verschiebungen wird mit der Lastzyklenzahl geringer.

Die Versuche 7-1 und 10-1 wurden in einer weiteren Versuchsreihe mit den Versuchsnummern 7-7 bzw. 10-2 unter wassergesättigten Verhältnissen fortgeführt (Tabelle 6.3).

Diese Versuche zeigen bei identischen Lastamplituden bereits bei kleinen Lastwechselzyklen zum Teil große Verschiebungen, die zum Versagen führten (Bild 6.24). Für den Versuch 10-2 (wassergesättigt) wurden weitere 60 Lastzyklen sowie 20 Zyklen mit langsamen Lastwechseln à 20 min und anschließend mit Lastwechseln bei 1-minütiger Dauer, gefahren. Die größeren Verschiebungen, die zum Versagen führten, wurden für den Versuch 10-2 erst bei der geringeren Frequenz beobachtet (Bild 6.25). Die nach Wassersättigung des Versuchsbodens wiederholten Versuche zeigen einen deutlichen Anstieg der Verschiebungen. Diese Ergebnisse sind nicht im Einklang mit den Ergebnissen mit wassergesättigten Sanden von Lee & Poulos (1991) (siehe Seite 99 dieser Arbeit).

Tabelle 6.3 Versuchsdaten Schwarz (2002)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand $R_D$ | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Bemerkung |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | MN | MN | - | - | - | - |
| 7-7 | Wechsel wassergesättigt | 290 | 85 | -70 | 155 | 7,5 | 0,0259 | 0,2672 | 3 | ausgehend von Versuch 7-1 |
| | | $R_z$ | | | | | | | | |
| 10-2 | Zug wassergesättigt | 280 | 10 | -150 | 160 | -70 | 0,2500 | 0,2857 | 60 | ausgehend von Versuch 10-1 |

* wegabhängiges Versagenskriterium = 10 mm (ca. 0,08*D)

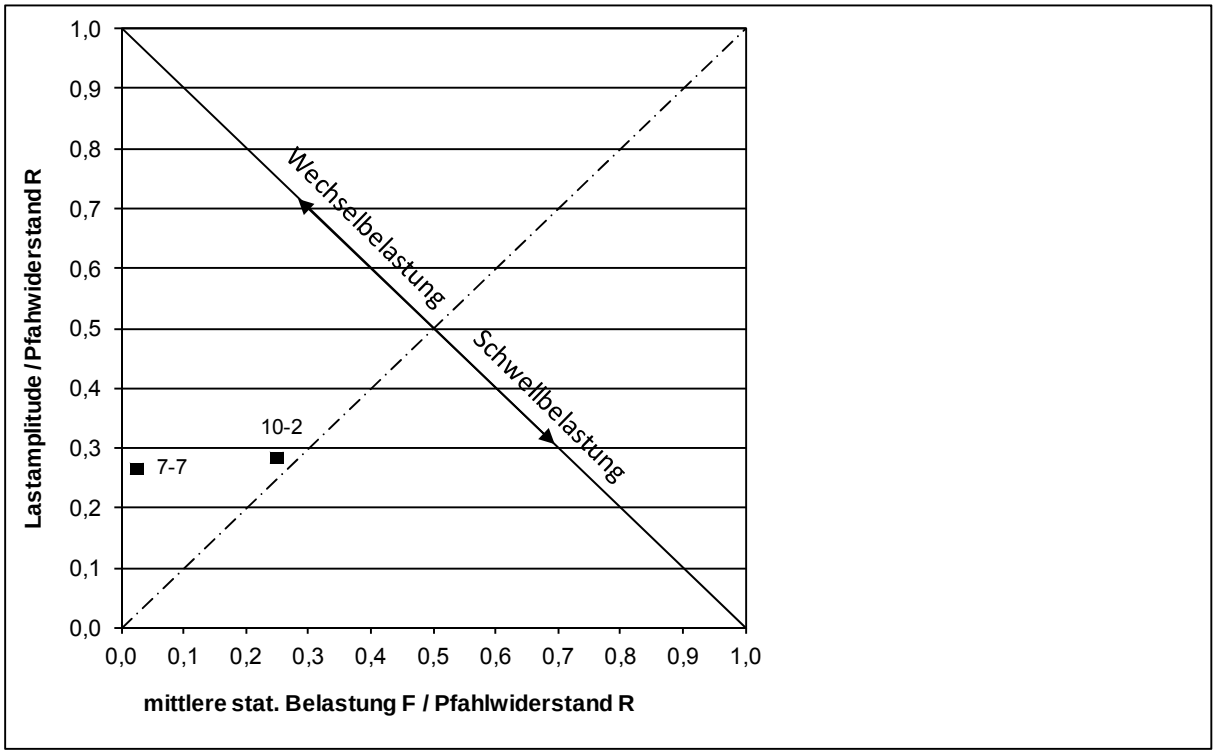



Bild 6.23 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse von Schwarz (2002) -wassergesättigt

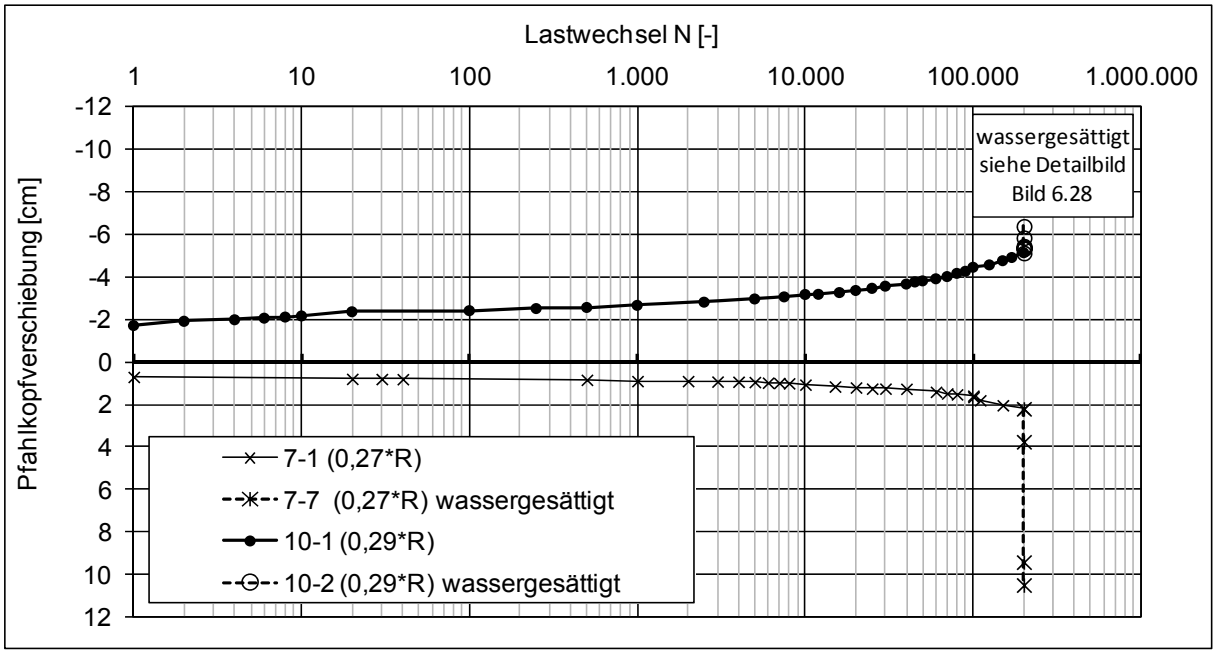



Bild 6.24 Verschiebungen – wassergesättigte Sande – Ergebnisse von Schwarz (2002)

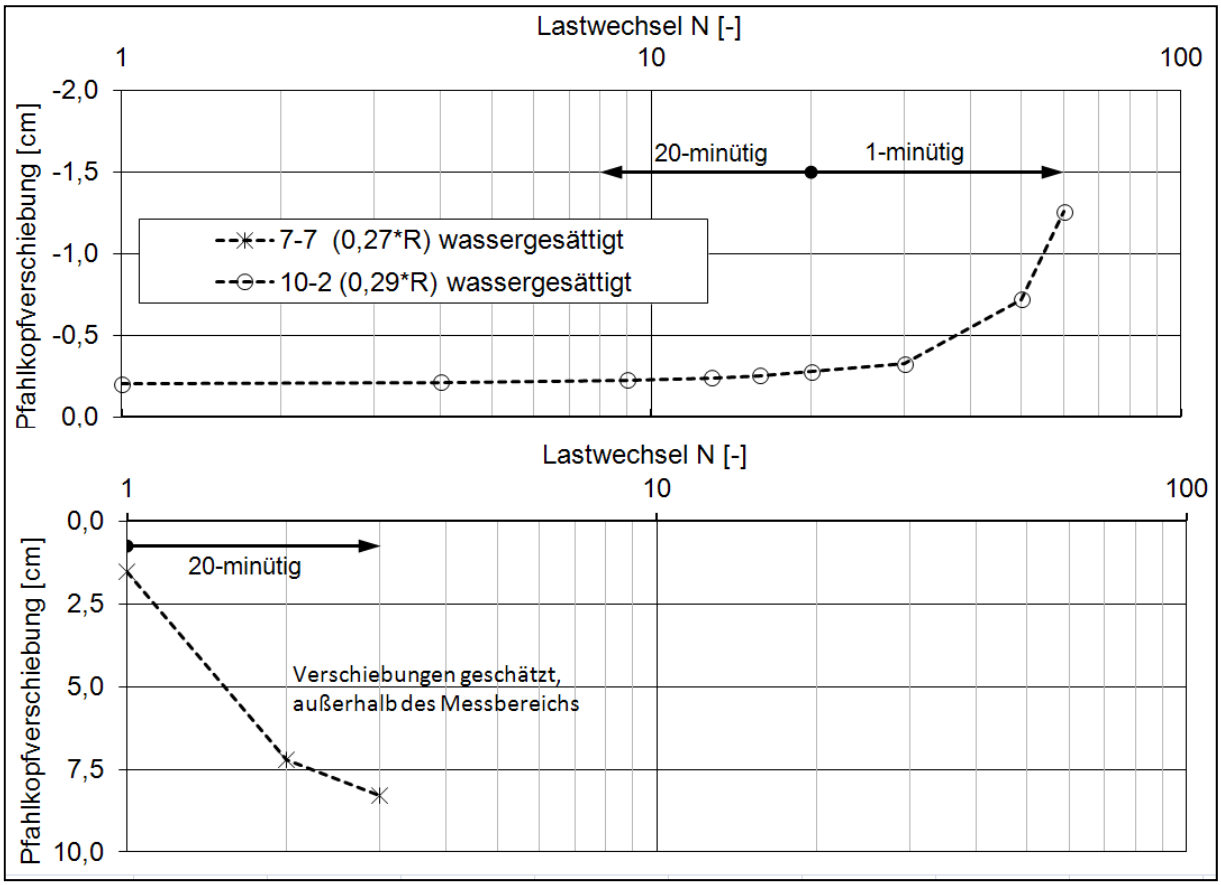



Bild 6.25 Verschiebungen – wassergesättigte Sande, Detailauswertung – Ergebnisse von Schwarz (2002)

Grundsätzlich formuliert Schwarz (2002) folgende wesentliche Erkenntnisse aus den Auswertungen:

- *„Bei zyklisch beanspruchten Pfählen kann mit zunehmender Anzahl von Lastwechseln eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens gegenüber statischer Beanspruchung eintreten.*
- *Für das Versagen ist die Größe der Lastspanne und die Zahl der Lastwechsel maßgebend, d. h. je kleiner die Lastspanne, desto größer ist die Zahl der Lastwechsel bis zum Versagen. Dabei spielt die Lage der Lastspanne innerhalb der Grenzlastbereiche von Druck und Zug offensichtlich keine entscheidende Rolle, sowie die bei den Versuchen eingehaltenen Belastungen von etwa 50 % der Grenzlasten nicht überschritten werden.*
- *Die Größe der Lastspanne bestimmt die Größe der zyklischen Verschiebung unabhängig von der Belastungsart (Schwell- oder Wechsellast). Aber die Lage der Lastspanne zur jeweiligen Grenzlast bestimmt die absolute Größe der Verschiebungen und damit die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion.*
- *In der Regel kann weder aus den ersten 20 Lastwechseln noch aus einer wesentlich größeren Lastwechselzahl bei abnehmender Verschiebungsrate auf das endgültige Verhalten des Pfahles geschlossen werden. Auch nach einer großen Zahl von Lastwechseln kann ein schnelles Versagen eintreten. Ein Verformungs/log Lastwechsel-Diagramm lässt insbesondere bei Wechselbelastung keine zuverlässige Extrapolation auf größere Lastwechselzahlen zu.“*

Ausgehend von diesen Ergebnissen wurde ein empirisches Rechenverfahren für das Verformungsverhalten von Pfählen unter zyklischer Einwirkung erarbeitet (Schwarz, 2002). Diesbezüglich wurde der nachfolgende Potenzansatz gewählt:

$$s = s_1 + \frac{\dot{s}_1}{(1-\lambda)} \cdot (N^{1-\lambda}-1) \qquad \text{für } \lambda < 1{,}0 \text{ (schrittweises Versagen)} \qquad \text{Gl. 6.11}$$

$$s = s_1 + \dot{s}_1 \cdot \ln N \qquad \text{für } \lambda = 1{,}0 \text{ (logarithmische Beruhigung)} \qquad \text{Gl. 6.12}$$

mit

s: Verschiebung
$s_1$: Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel (aus statischer Pfahlprobebelastung)
N: Lastzyklenzahl
$\dot{s}_1$: Verschiebungsrate bei einer Lastzyklenzahl N = 1 (Bild 6.26)
$\lambda$: Steigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel (decay constante)

Für den Steigungsbeiwert $\lambda$ konnte Schwarz (2002) geringfügige Lastabhängigkeit feststellen. Der Beiwert variiert für Schwelllast- und Wechsellastversuche zwischen 0,73 und 0,98.

Die Verschiebungsrate bei einer Lastzyklenzahl von N = 1 wurde in Schwarz (2002) mittels zweier Methoden untersucht. Zum einen wird vorgeschlagen, die Verschiebungsrate über das Kriechmaß $k_s$ zu bestimmen. Zum anderen wurden alle durchgeführten Lastversuche ausgewertet. In beiden Fällen ergibt sich bei einer halblogarithmischen Auftragung eine Gerade, d. h. eine Exponentialfunktion. Der Vergleich der beiden Methoden ist in Bild 6.26 dargestellt.

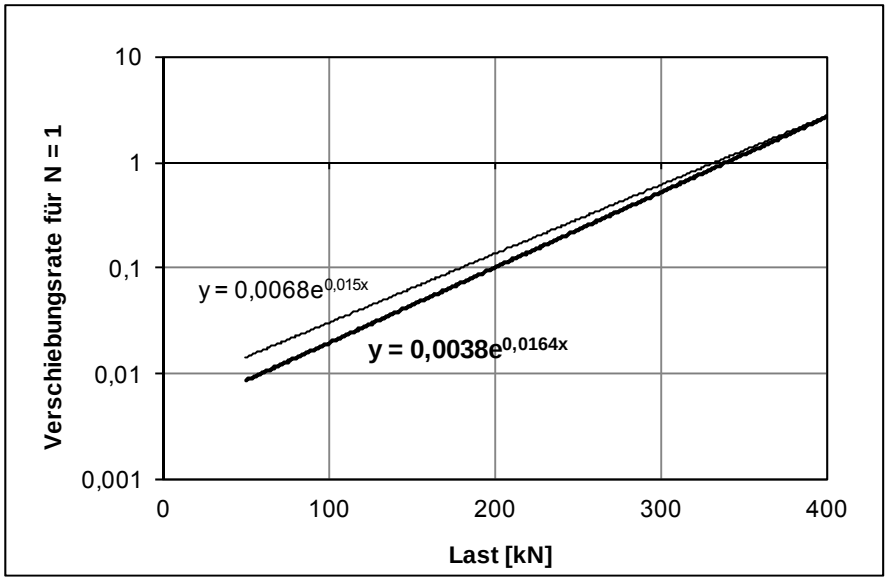



Bild 6.26 Verschiebungsrate $\dot{s}_1$ für N = 1 – Schwarz (2002)

In Abhängigkeit der Lastzyklenzahl für Schwell- und Wechsellasten wurden in Schwarz (1999, 2002) zulässige Lastspannen für Pfähle in mitteldicht gelagerten Sanden über dem Grundwasser angegeben (Bild 6.27).

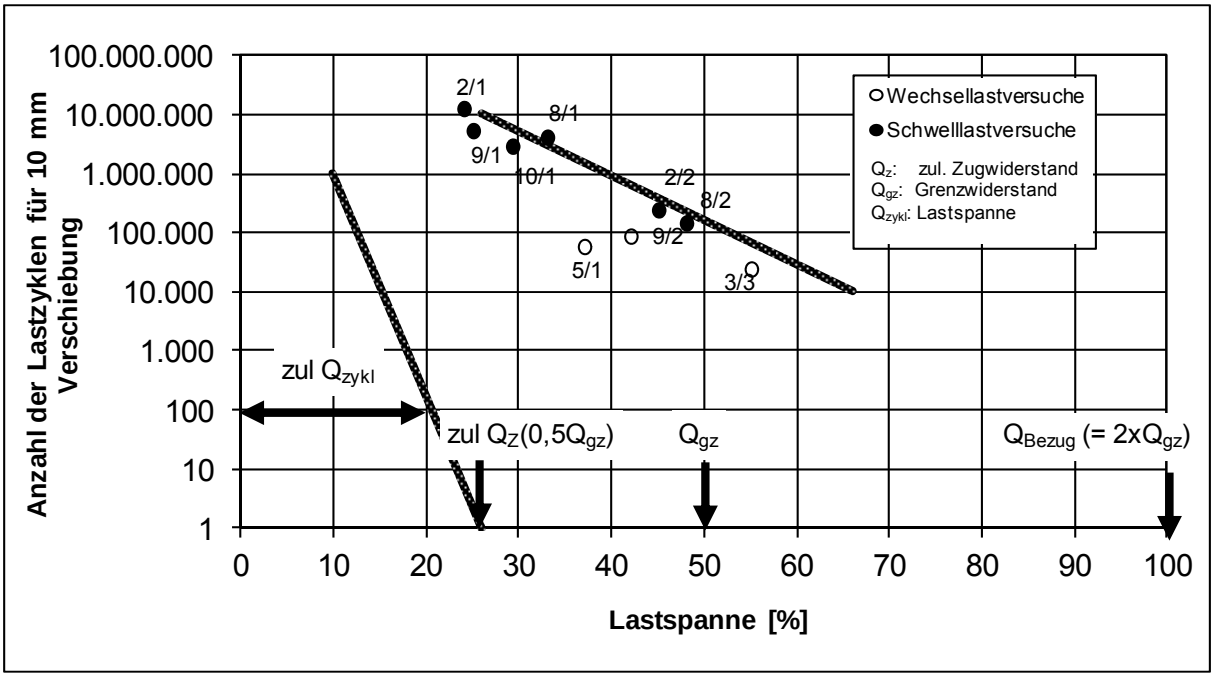



Bild 6.27 Herleitung der "zulässigen Lastspannen" – Schwarz (2002)

Diese ermittelten zulässigen Lastspannen sind Bestandteil des informativen Anhangs der DIN 1054:2005-01 (Tabelle 6.4).

Tabelle 6.4 zulässige / charakteristische Lastspannen (DIN 1054:2005-01)

| Zu erwartende Last-zyklenzahl N | zul. Lastspanne gemäß Schwarz zul. $Q_{zykl}$ | charakteristische Lastspanne gemäß DIN 1054:2005-01 |
|---|---|---|
| 1 | 1,00 zul $Q_z$ | 1,00 · $R_{2z,k}$ |
| 100 | 0,80 zul $Q_z$ | 0,80 · $R_{2z,k}$ |
| 10.000 | 0,68 zul $Q_z$ | 0,68 · $R_{2z,k}$ |
| 100.000 | 0,54 zul $Q_z$ | 0,56 · $R_{2z,k}$ |
| ≥ 1.000.000 | 0,40 zul $Q_z$ | 0,40 · $R_{2z,k}$ |

$Q_z$: zul. Zugwiderstand
$R_{2z,k}$: charakteristischer Zugwiderstand im Gebrauchszustand
zul $Q_{zykl}$ zul. Lastspanne

In Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit von Pfählen unter Wechselbelastung wird in Schwarz (2002) für eine Verschiebungsrate gegen Null eine zyklische Lastspanne von 20 % des charakteristischen Pfahlwiderstandes in Analogie zur DIN 1054:2005-01 empfohlen. In der DIN wird jedoch nicht exakt definiert, ob sich die 20 % auf die zyklische Lastamplitude oder die Lastspanne bezieht. In der DIN 1054:2005, Abschnitt 8.4.6 heißt es:

(1) *„Bei axial zyklisch beanspruchten Pfahlgründungen mit Schwell- und Wechsellastanteilen über 20 % der charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{2,k}$ im Gebrauchszustand kann eine starke Verschlechterung des Tragverhaltens eintreten.“*

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Pfählen wurden 1986 statische und zyklische Belastungsversuche an einem Großbohrpfahl (d = 1,0 m; l = 21,2 m) in München durchgeführt (Bauer Schrobenhausen, 1997). Im oberen Bereich des Pfahls in Höhe der Auffüllungen wurde ein Hülsenpfahl zur Ausschaltung der Mantelreibung ausgeführt. Es erfolgte auf einer Länge von 12,6 m im unteren Bereich des Pfahls eine Mantelverpressung. Der anstehende Baugrund bestehend aus quartären Kiesen sowie darunter liegenden tertiären Tonen. Die Pfahlgeometrie ist in Bild 6.28 dargestellt.

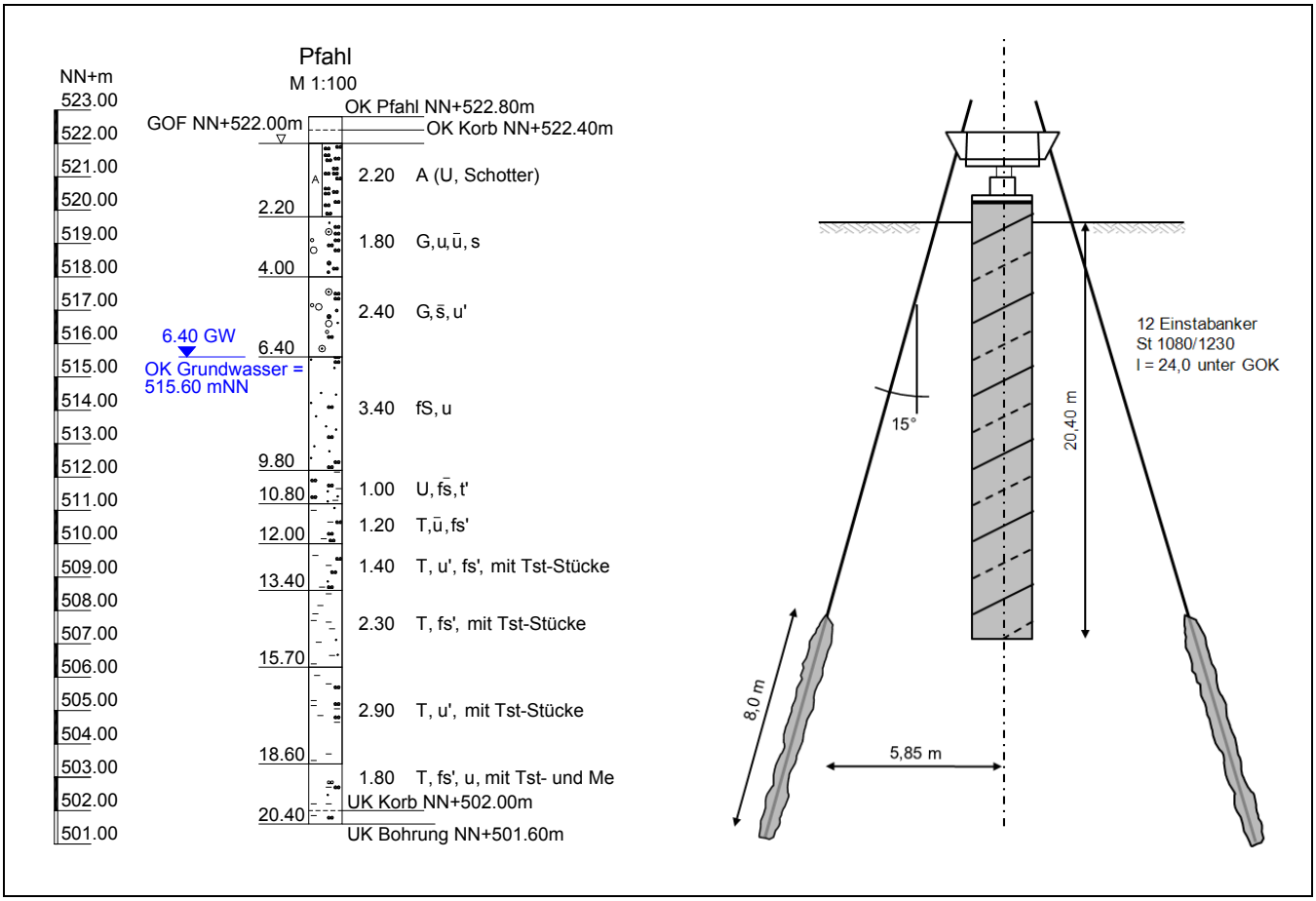



Bild 6.28 Baugrundverhältnisse und Probepfahl in München – Bauer (1987)

Die Messinstrumentierung sah eine Druckmessdose, Dehnmessstreifen, Extensometer und temperaturkorrigierte Feinnivellements vor. Das Belastungsprogramm bestand aus insgesamt drei statischen Versuchsanteilen mit jeweils dazwischen geschalteten Schwelllastprogrammen mit bis zu 130 Lastzyklen (Bild 6.29). Für die Durchführung des Schwelllastprogramms diente eine elektrische Pumpe, die Frequenz betrug ca. 5 Hz. Während der Schwelllastversuche wurde jeder 50. und 100. Lastzyklus verlängert, um die entsprechenden Ablesungen vorzunehmen.

Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastung sind in Bild 6.29 dargestellt. Auf der Abszissenachse ist die aufgebrachte Last und auf der Ordinatenachse die Pfahlkopfverschiebung aufgetragen. Jede Laststufe wurde während der Erstbelastung 60 min gehalten (durchgezogene Linie). Die zwei Schwelllastbereiche sind strichliert dargestellt.

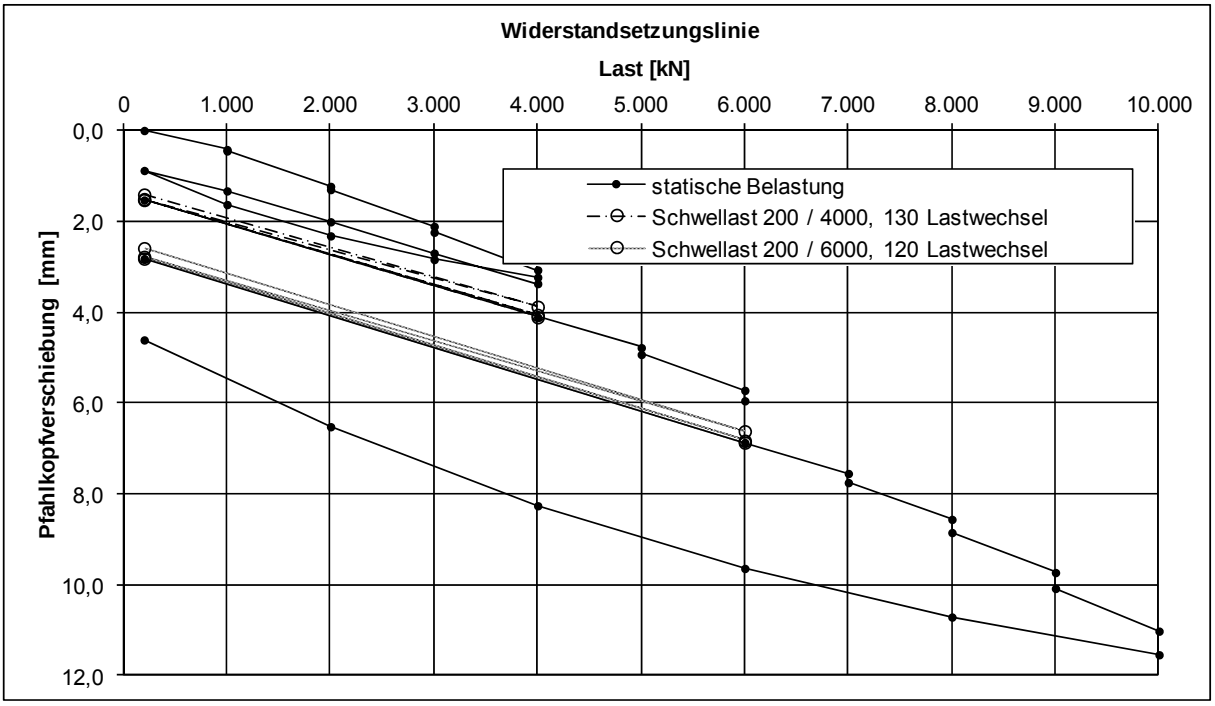



Bild 6.29 Ergebnisse der Pfahlprobebelastung, München – Bauer (1986)

Die Pfahlwiderstandssetzungslinie zeigt, dass der charakteristische Pfahlwiderstand, welcher entsprechend der „Empfehlung für statische axiale und horizontale Pfahlprobebelastungen“ (DGGT, 1998) dem Widerstand bei einer Setzung von 10 % des Pfahldurchmessers entspricht, nicht erreicht wurde. Daher wurde eigens der charakteristische Pfahlwiderstand mittels des verfeinerten Hyperbelverfahrens nach Franke (1982) ermittelt bzw. extrapoliert. Die Ergebnisse nach dem Hyperbelverfahren sind in Bild 6.30 dargestellt.

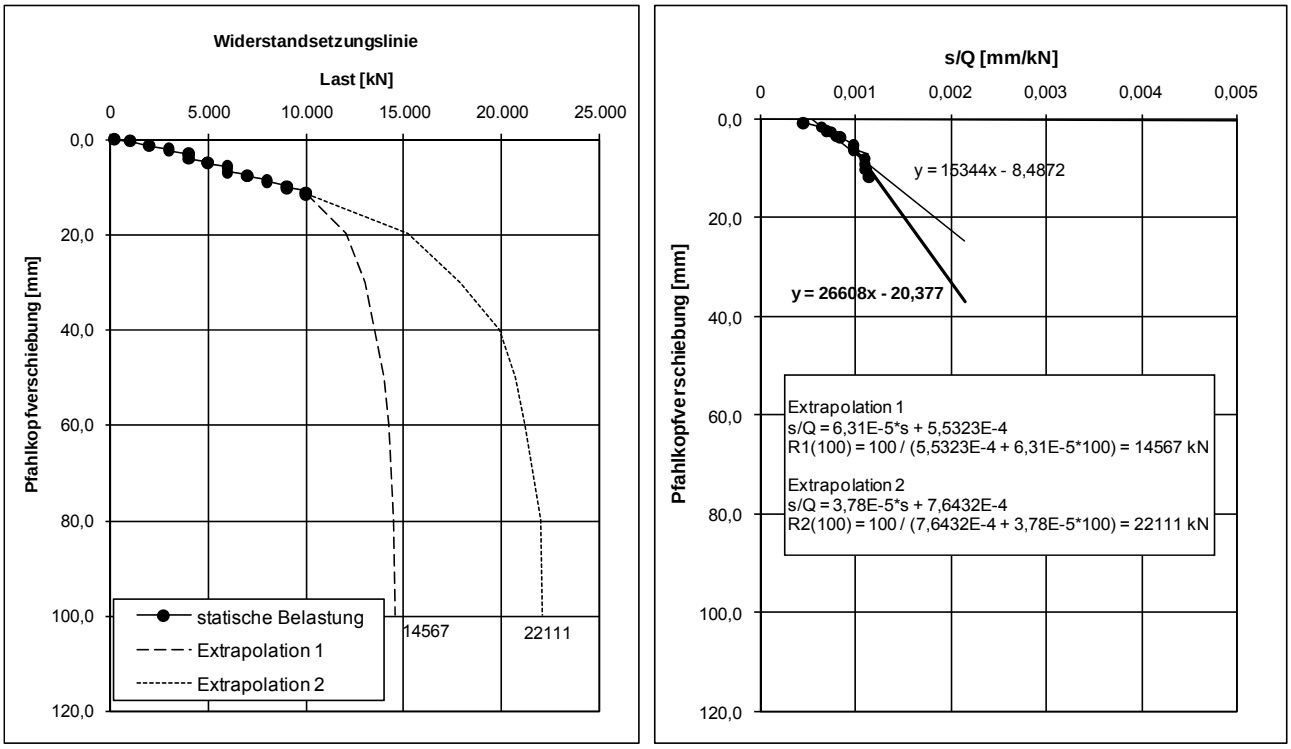



Bild 6.30 Ermittlung des Pfahlwiderstandes mit Hilfe des Hyperbelverfahrens

Ausgehend von den extrapolierten Pfahlwiderständen wurden die beiden Druckschwelllastversuche in das normierte Cyclic Stability Diagram eingetragen (Bild 6.31).

Tabelle 6.5 Versuchsdaten - Bauer Schrobenhausen (1987)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand R | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | MN | MN | - | - | - |
| Bauer (Extrapolation 1 R = 14567 kN) | | | | | | | | | |
| Bauer 1 E1 | Druck | 14567 | 4000 | 200 | 3800 | 2100 | 0,1442 | 0,1304 | 130 |
| Bauer 2 E1 | Druck | 14567 | 6000 | 200 | 5800 | 3100 | 0,2128 | 0,1991 | 120 |
| Bauer (Extrapolation 2 R = 22111 kN) | | | | | | | | | |
| Bauer 1 E2 | Druck | 22111 | 4000 | 200 | 3800 | 2100 | 0,0950 | 0,0859 | 130 |
| Bauer 2 E2 | Druck | 22111 | 6000 | 200 | 5800 | 3100 | 0,1402 | 0,1312 | 120 |

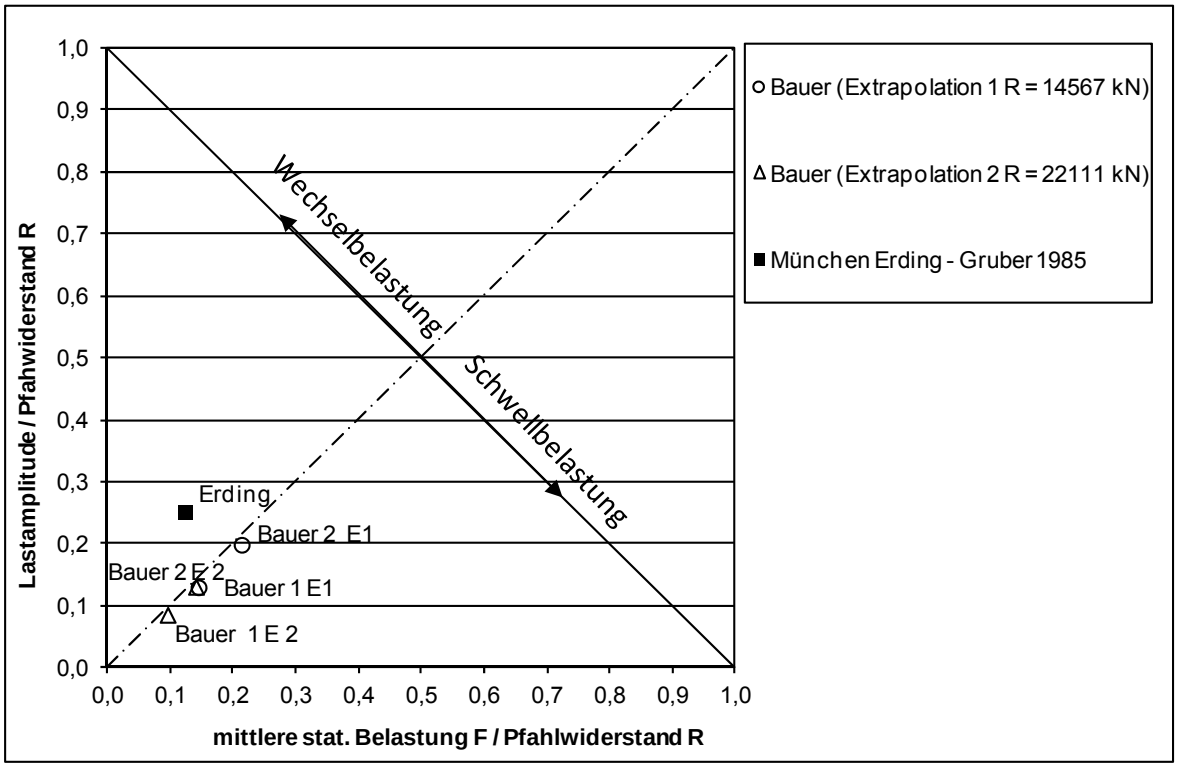
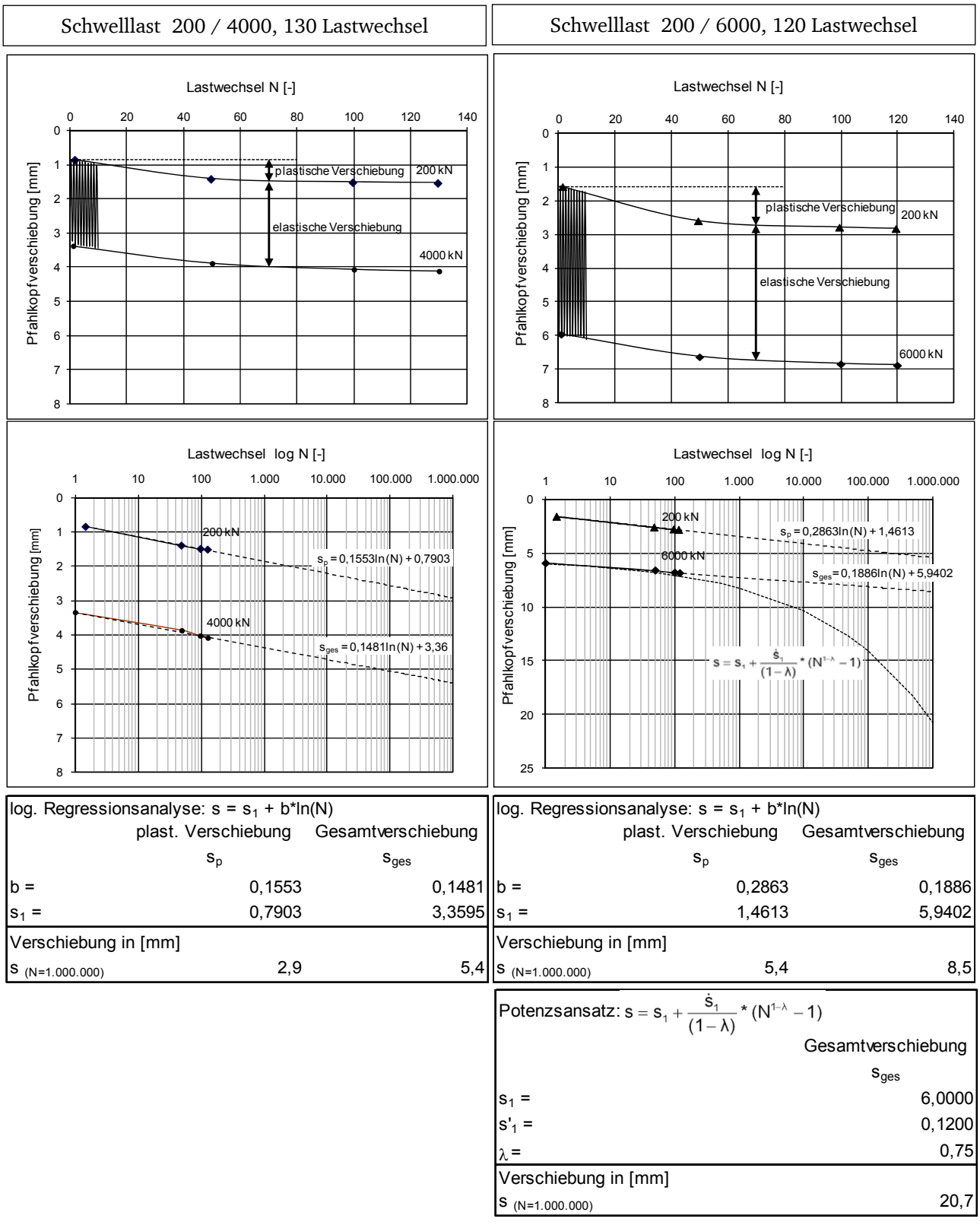



Bild 6.31 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse München

Die Auswertung der gemessenen plastischen Verschiebungen und der Gesamtverschiebung des Probepfahls erfolgt im halblogarithmischen Maßstab mit Hilfe einer logarithmischen Regressionsanalyse sowie auf Grundlage des Potenzansatzes (Schwarz, 2002). Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastung in München zeigen unter Berücksichtigung der im Verhältnis zur Lastamplitude geringen mittleren statischen Belastung kein zweigeteiltes Verschiebungsverhalten (siehe Kap. 3.3). Demgemäß wird für die logarithmische Regressionsanalyse die gesamte ausgeführte Lastzyklenzahl betrachtet (Bild 6.32). Die Herleitung der Parameter des Potenzansatzes zur Ermittlung der Gesamtverschiebungen ist in Schwarz (2002) detailliert dokumentiert.

Das allgemein verwendete Versagenskriterium von 10 % des Pfahldurchmessers ($s_g$ = 0,1 m) wird weder für den logarithmischen noch für den Potenzansatz erreicht (Bild 6.32). Die Auswertung mit dem Potenzansatz zeigt jedoch einen starken Anstieg der Gesamtverschiebung für große Lastzyklenzahlen.




| log. Regressionsanalyse: $s = s_1 + b*\ln(N)$ | plast. Verschiebung $s_p$ | Gesamtverschiebung $s_{ges}$ |
|---|---|---|
| b = | 0,1553 | 0,1481 |
| $s_1$ = | 0,7903 | 3,3595 |
| Verschiebung in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 2,9 | 5,4 |

| log. Regressionsanalyse: $s = s_1 + b*\ln(N)$ | plast. Verschiebung $s_p$ | Gesamtverschiebung $s_{ges}$ |
|---|---|---|
| b = | 0,2863 | 0,1886 |
| $s_1$ = | 1,4613 | 5,9402 |
| Verschiebung in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 5,4 | 8,5 |

| Potenzsansatz: $s = s_1 + \frac{\dot{s}_1}{(1-\lambda)} * (N^{1-\lambda} - 1)$ | Gesamtverschiebung $s_{ges}$ |
|---|---|
| $s_1$ = | 6,0000 |
| $s'_1$ = | 0,1200 |
| $\lambda$ = | 0,75 |
| Verschiebung in [mm] | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 20,7 |

Bild 6.32 Auswertung der Verschiebungen – Pfahlprobebelastung München – Bauer (1987)

In Gruber et al. (1985) wird im Rahmen des Projekts Flughafen München von zyklischen Pfahlprobebelastungen in wassergesättigten quartären Sanden und Kiesen berichtet. Es wurde eine Probebelastung bestehend aus mehreren Belastungsphasen ausgeführt. Der Probepfahl wies eine Länge von ca. 5 m und einen Durchmesser von 0,5 m auf (Bild 6.33). Der Grundwasserspiegel lag ca. 0,8 m unter der

Geländeoberfläche. Nach einem statischen Druckversuch bis 300 kN und einem Zugversuch bis 100 kN wurden in der hier betrachteten dritten Phase der Probebelastung 50 Lastzyklen einer Wechselbelastung mit einer zyklischen Lastamplitude von 200 kN und einer Frequenz von 1 Hz aufgebracht.

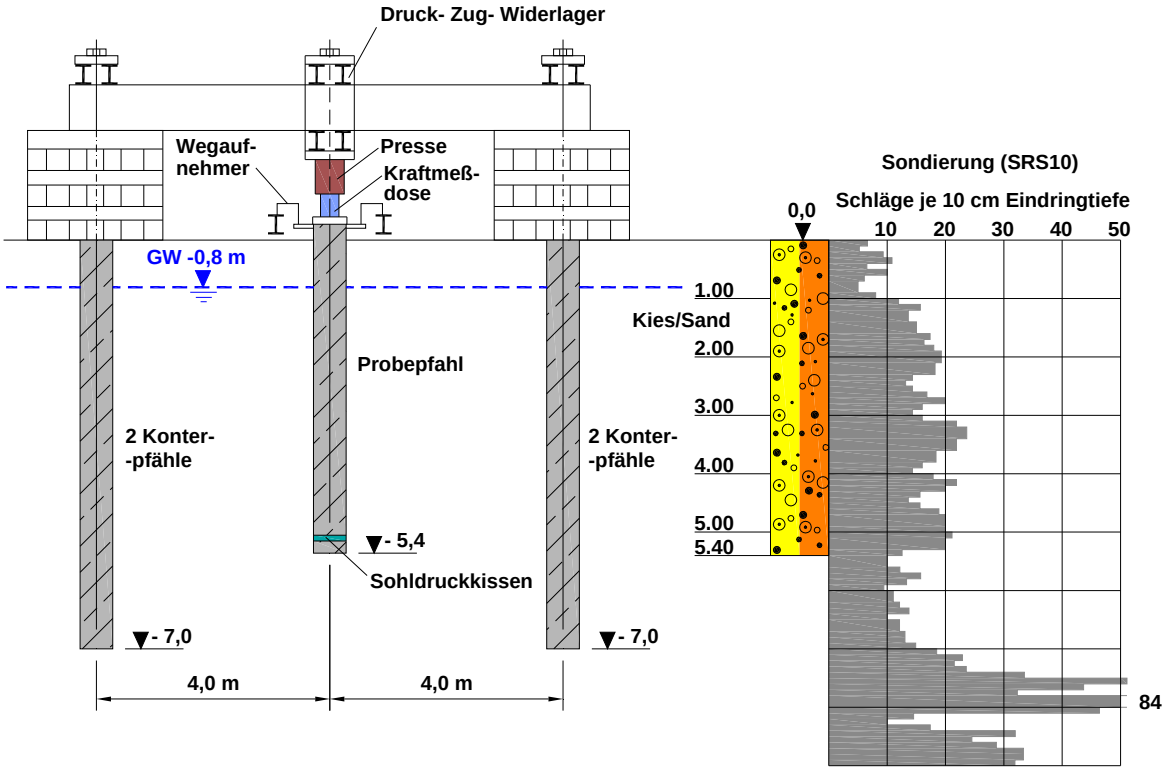



Bild 6.33 Baugrundverhältnisse und Probepfahl in Erding –Gruber et al. (1985)

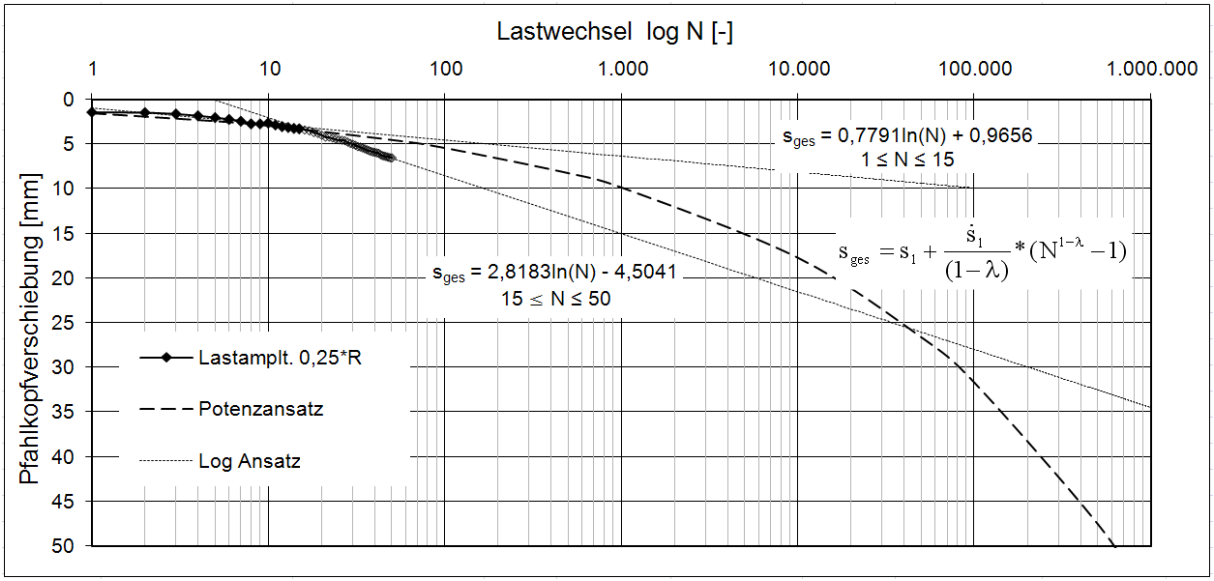
Der charakteristische Pfahlwiderstand unter statischer Last konnte aufgrund der zu geringen Versuchslast nur abgeschätzt werden. Die diesbezüglichen normalisierten Lastwerte wurden in das Cyclic Stability Diagram übertragen (Bild 6.31).

Tabelle 6.6 Versuchsdaten – Gruber et al. (1987)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand R | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen* nach N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | MN | MN | - | - | - | - |
| Erding | Wechsel | 800 | 300 | -100 | 400 | 100 | 0,125 | 0,250 | 50 | - |
| | | abgeschätzt | | | | | | | | |

Bild 6.34 zeigt die Summe der elastischen und plastischen Verschiebungen ($s_{ges}$) in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl für Wechsellastversuche. Eine Auswertung der plastischen Verschiebungen infolge zyklischer Einwirkung ist mit den dokumentierten Ergebnissen nicht ausführbar, da die Verschiebungen nach Druck- bzw. Zugentlastung nicht festgehalten wurden. Die beobachteten Gesamtverschiebungen $s_{ges}$ zeigen für die ersten 50 Lastzyklen respektive für die Lastzyklen $15 \leq N \leq 50$ ein schrittweises Versagen bei einer zyklischen Lastamplitude von 25 % des Pfahlwiderstandes (Bild 6.34). In Anlehnung an diesen Verschiebungsverlauf wurde gemäß Kapitel 3 ein zweigeteilter logarithmischer Ansatz für die eigene Auswertung gewählt (Bild 6.34).

Die Auswertung mit Hilfe des Potenzansatzes wurde aus Schwarz (2002) übernommen. Für diese Auswertung wurde der von Schwarz ermittelte Steigungsbeiwert $\lambda = 0{,}75$ und eine Verschiebungsrate $\dot{s}_1$ von 0,45 angenommen.




| log. Regressionsanalyse: $s_{ges} = s_1 + b*\ln(N)$ | | |
|---|---|---|
| | 1 ≤ N ≤ 15 | 15 ≤ N ≤ 50 |
| b = | 0,7791 | 2,8152 |
| $s_1$ = | 0,9656 | -4,4942 |
| Gesamtverschiebung s in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 11,7 | 34,4 |

| Potenzansatz: $s_{ges} = s_1 + \frac{\dot{s}_1}{(1-\lambda)} * (N^{1-\lambda} - 1)$ | |
|---|---|
| $s_1$ = | 1,0000 |
| $s'_1$ = | 0,4500 |
| $\lambda$ = | 0,75 |
| Gesamtverschiebung s in [mm] | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | - 56,1 |

Bild 6.34 Auswertung der Verschiebungen – München Erding - Gruber et al. (1985)

Die von Kempfert (1991) beschriebene zyklische Pfahlprobebelastung wurde in tertiären Böden, bestehend aus Terrassenkiesen und Abschlämmmassen (Schluffe/Sande) mit stark wechselnden Mächtigkeiten ausgeführt (Bild 6.35).

Die Probebelastung wurde in verschiedene Belastungsphasen untergliedert. Nach einer Vorbelastung und Erstbelastung wurde eine Wechselbelastung wie folgt aufgebracht:

5 Lastzyklen 700 kN (Zug) / 700 kN (Druck) à 5 min
10 Lastzyklen 700 kN (Zug) / 500 kN (Druck) à 5 min

Aufgrund der starken Zunahme der Pfahlverschiebungen während der ersten Lastzyklen wurde die Druckbelastung von 700 kN auf 500 kN reduziert.

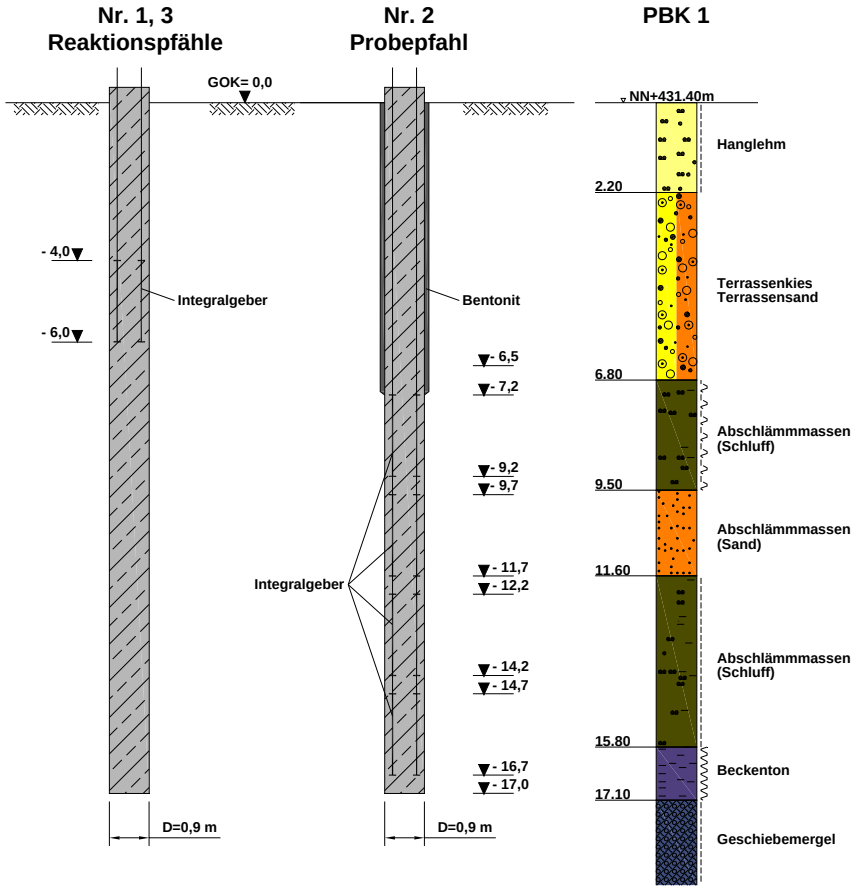
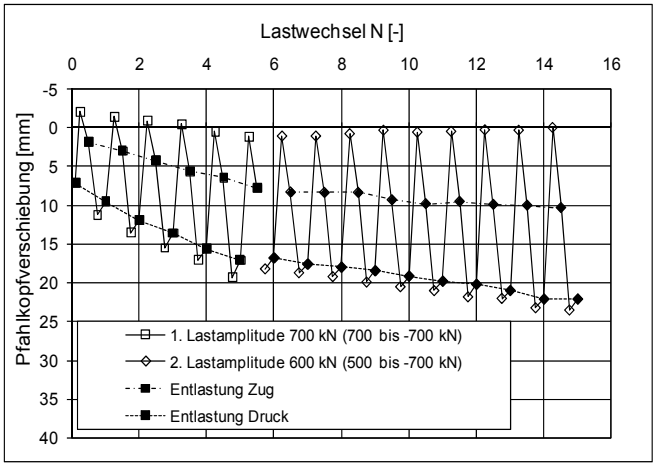


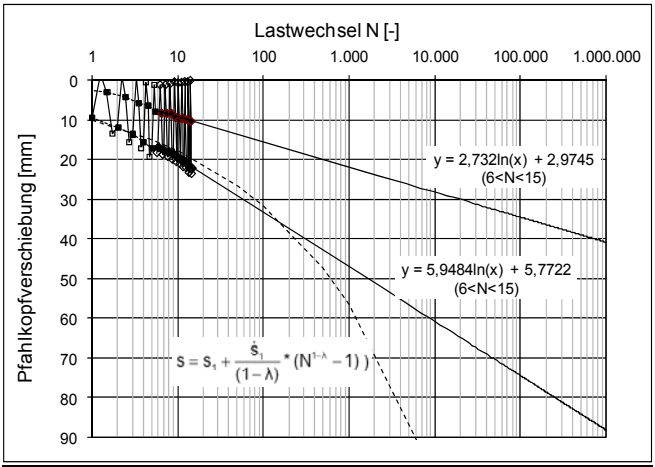

Bild 6.35 Baugrundverhältnisse und Probepfahl - Kempfert (1991)

Die Lastamplitude der Wechselbelastung bezogen auf den in Kempfert (1991) angegebenen charakteristischen Pfahlwiderstand ist im Cyclic Stability Diagramm eingetragen (Bild 6.40). Infolge des hohen zyklischen Belastungsanteils zum charakteristischen Pfahlwiderstand unter statischer Last werden hinsichtlich der Lastzyklen geringe Werte erwartet, jedoch hinsichtlich der Pfahlkopfverschiebungen hohe Werte. Aufgrund der relativ hohen Verschiebungen wurde die Lastamplitude nach 5 Lastzyklen von 700 kN auf 600 kN reduziert.

Die eigene Auswertung des Autors der gemessenen Verschiebungen des Probepfahls erfolgt mit einer halblogarithmischen Darstellung (Bild 6.36). Für die Auswertung wurden die Lastzyklen 6 bis 15 herangezogen. Eine Auswertung mittels eines logarithmischen Ansatzes erfolgte für die Messwerte nach Zug- und Druckentlastung und mittels des Potenzansatzes für die Druckentlastung mit einem Steigungsbeiwert $\lambda = 0{,}75$ (Schwarz, 2002).

Die hohen Verhältniswerte der Lastamplitude zum charakteristischen Pfahlwiderstand lassen für eine ausgeprägt zyklische Belastung größere Verschiebungen erwarten, daher ist der Potenzansatz zur Auswertung der zu erwartenden Pfahlverschiebungen eher realistisch.




log. Regressionsanalyse: $s_{ges} = s_1 + b*\ln(N)$

| | 2. Lastamplitude 600 kN (500 bis -700 kN) nach Druckentlastung | nach Zugentlastung |
|---|---|---|
| b = | 5,95 | 2,73 |
| $s_1$ = | 5,77 | 2,97 |
| Gesamtverschiebung s in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 88,0 | 40,7 |

Potenzsansatz: $s_{ges} = s_1 + \frac{\dot{s}_1}{(1-\lambda)} * (N^{1-\lambda} - 1)$ nach Druckentlastung

| | |
|---|---|
| $s_1$ = | 20,00 |
| $s'_1$ = | 2,50 |
| $\lambda$ = | 0,75 |
| Gesamtverschiebung s in [mm] | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 316,2 |

Bild 6.36 Auswertung der Verschiebung – Kempfert (1991)

Im Zuge des Bauvorhabens der Eisenbahnüberführung über die A66 wurden zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,9 m und einer Länge von 12 m Pfahlprobebelastungen ausgeführt. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit wurde ein Pfahl mantelverpresst und zusätzlich zur statischen Belastung zyklisch belastet. Es wurde eine Druckschwellbelastung mit insgesamt 30 Lastzyklen mit einer Lastspanne von 0,8 MN aufgebracht (FMPA, 2002).

Im oberen Bereich des Probepfahls B besteht der Baugrund aus einer Wechsellagerung von blaugrauem Ton (Schicht 3a) und schwarzbraunem Braunkohleton mit wenigen holzigen bzw. tonigen Braunkohlelagen (Schicht 3b). Im unteren Bereich kommt der blaugraue Ton (Schicht 3a) ohne Braunkohletone zu liegen (Bild 6.37). Die bodenmechanischen Kennwerte sind in Tabelle 6.7 zusammengestellt.

Tabelle 6.7 Bodenmechanische Kennwerte – El Mossallamy et al. (2004)

| Bodenschicht | | Ton 3a | Ton 3b |
|---|---|---|---|
| Fließgrenze $w_L$ | [%] | 60 - 120 | 92 - 124 |
| Plastizitätszahl $I_P$ | [%] | 30 - 90 | 58 - 85 |
| Konsistenzzahl $I_C$ | [-] | 1,01 | 0,95 |
| Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ | [kN/m³] | 19,8 | 17,7 |
| Kohäsion des undrainierten Bodens $c_u$ | [kN/m²] | 147 | 133 |

Die gemessenen Verschiebungen des Probepfahls B während der zyklischen Belastungsphase sind in Bild 6.38 dargestellt. Die eigene Auswertung des Autors der Verschiebungen für größere Lastzyklenzahlen erfolgte mit Hilfe einer logarithmischen Regressionsanalyse für (Bild 6.38). Im Gegensatz zu anderen Versuchen wurde in diesem Beispiel der zyklische Belastungsversuch unter einer relativ hohen mittleren statischen Belastung ausgeführt. Die Verhältniswerte der Lastamplitude bzw. der mittleren statischen Belastung zum charakteristischen Pfahlwiderstand sind ist im Cyclic Stability Diagramm eingetragen (Bild 6.40, Seite 94).

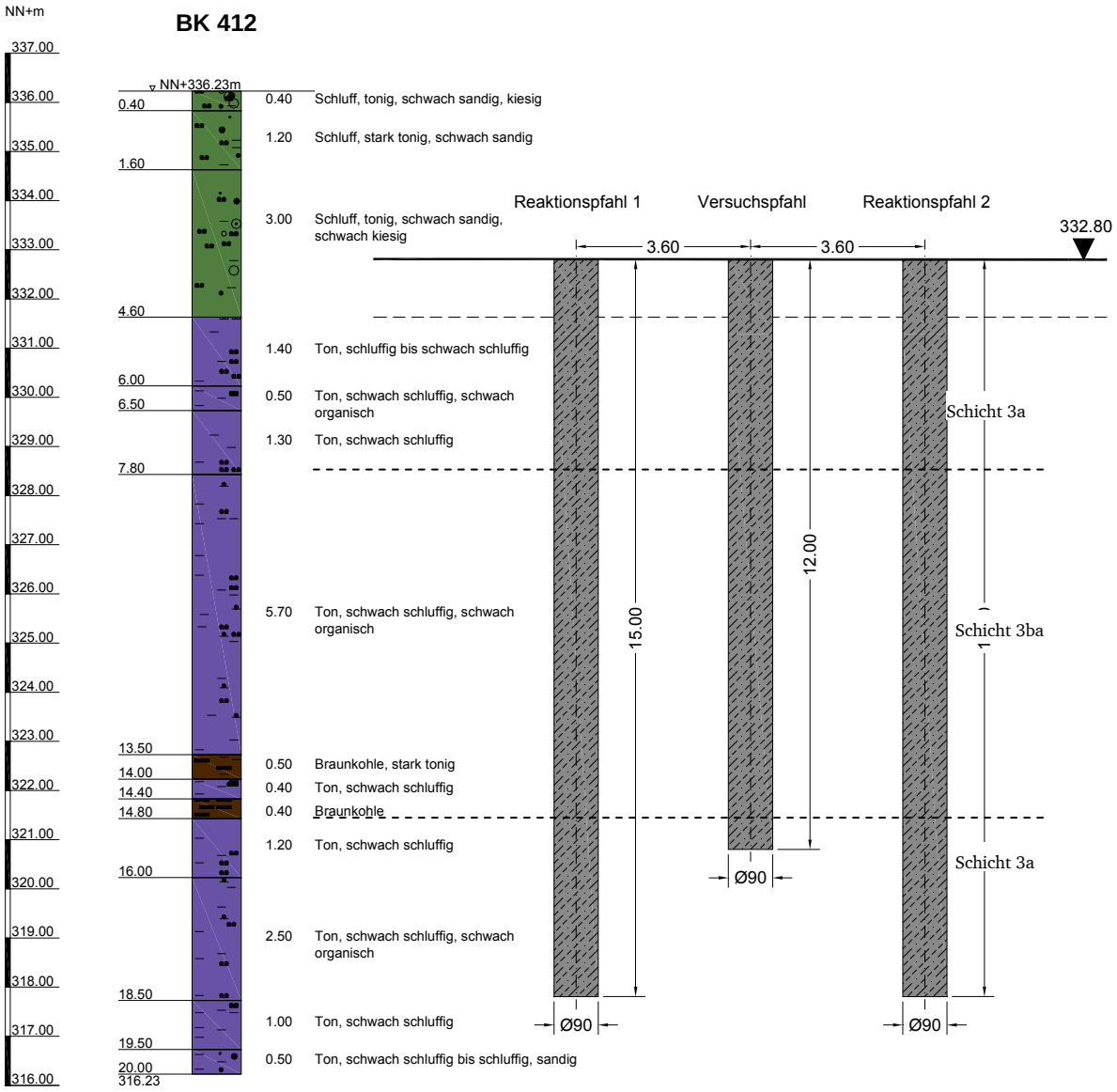
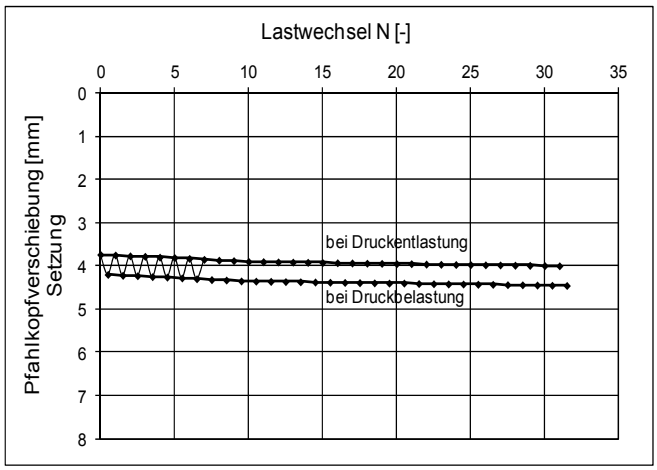
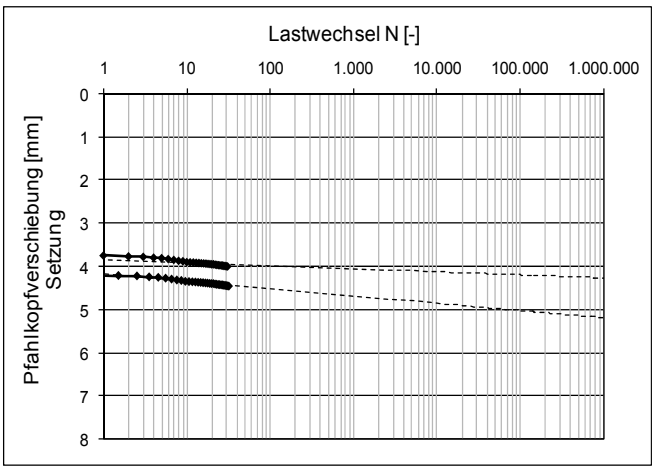



Bild 6.37 Baugrundverhältnisse und Probepfahl - FMPA (2002)




| log. Regressionsanalyse: y = m*LN(x) + b | | |
|---|---|---|
| | bei Druckentlastung | bei Druckbelastung |
| m = | 0,0825 | 0,0721 |
| b = | 3,7038 | 4,1854 |
| Verschiebung (Setzung) in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 4,8 | 5,2 |

Bild 6.38 Auswertung der Verschiebung – FMPA (2002)

Im Rahmen der Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt berichtet Raithel (2003) über zyklische Pfahlprobebelastungen in tertiären mittel bis ausgeprägt plastischen Tonen an zwei repräsentativen Standorten (Nord und Süd) (Bild 6.39). Es wurden an beiden Standorten Zug-, Druck- und Wechselbelastungsversuche ausgeführt. In dieser Arbeit wird im Folgenden ausschließlich auf die Druckschwellbelastung näher eingegangen (Tabelle 6.8).

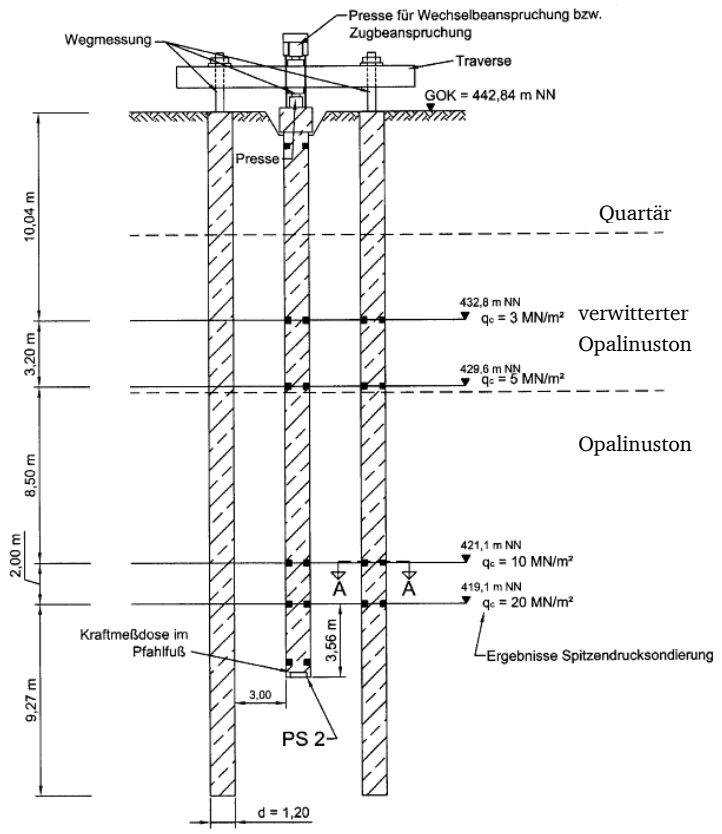



Bild 6.39 Baugrundverhältnisse und Probepfahl, NBS Nürnberg / Ingolstadt - Raithel (2003)

Die Lastamplituden wurden auf Grundlage der erwarteten Lastüberfahrten (ICE-Zug) gewählt. Diese sind in Bezug auf den jeweiligen charakteristischen Pfahlwiderstand gering (Bild 6.40).

Tabelle 6.8 Versuchsdaten – Raithel (2003) / Kempfert (1991) / FMPA (2002)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand R | von | bis | zykl. Lastspanne F | mittlere stat. Belastung F | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | MN | MN | - | - | - |
| NBS N I Standort Nord (Raithel) | | | | | | | | | |
| PN 5-1 | Druck | 6,5 | 2,10 | 1,75 | 0,350 | 1,925 | 0,296 | 0,027 | 25 |
| PN 5-2 | Wechsel | 6,5 | -0,85 | -0,50 | -0,350 | 0,675 | 0,104 | 0,027 | 20 |
| PN 5-3 | Zug | 6,5 | -1,80 | -1,30 | -0,500 | 1,550 | 0,238 | 0,038 | 20 |
| NBS N I Standort Süd (Raithel) | | | | | | | | | |
| PS2-1 | Zug | 19,9 | -1,80 | -1,30 | -0,500 | 1,550 | 0,078 | 0,013 | 20 |
| PS2-2 | Wechsel | 19,9 | -1,10 | -0,10 | -1,000 | 0,600 | 0,030 | 0,025 | 10 |
| PS2-3 | Druck | 19,9 | 2,10 | 1,75 | 0,350 | 1,925 | 0,097 | 0,009 | 15 |
| PS2-4 | Druck | 19,9 | 2,75 | 1,75 | 1,000 | 2,250 | 0,113 | 0,025 | 15 |
| Kempfert (1991) | | | | | | | | | |
| K-1 | Wechsel | 1,6 | 0,70 | -0,70 | 1,400 | 0,000 | 0,000 | 0,438 | 5 |
| K-2 | Wechsel | 1,6 | 0,5 | -0,70 | 1,200 | 0,100 | 0,063 | 0,375 | 15 |
| FMPA (2002) | | | | | | | | | |
| Flieden B | Druck | 2 | -1,00 | -1,80 | 0,800 | 1,400 | 0,700 | 0,200 | 30 |

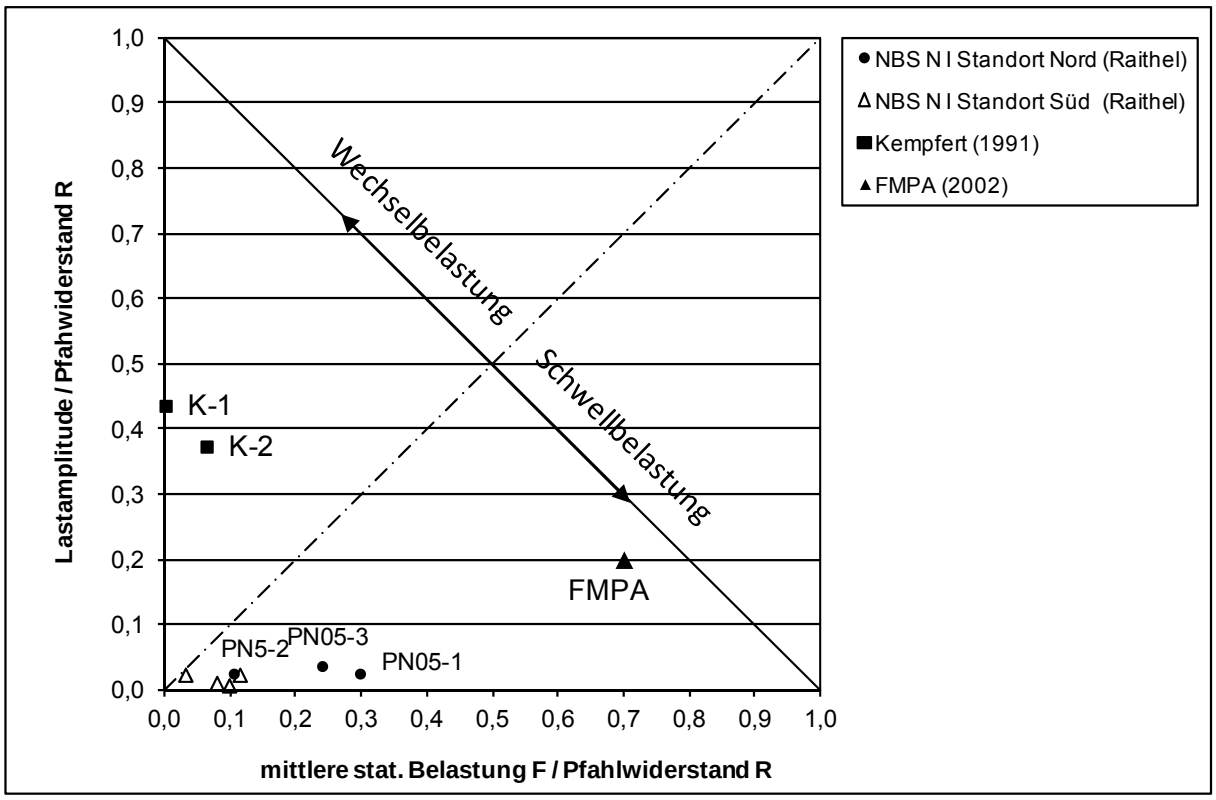
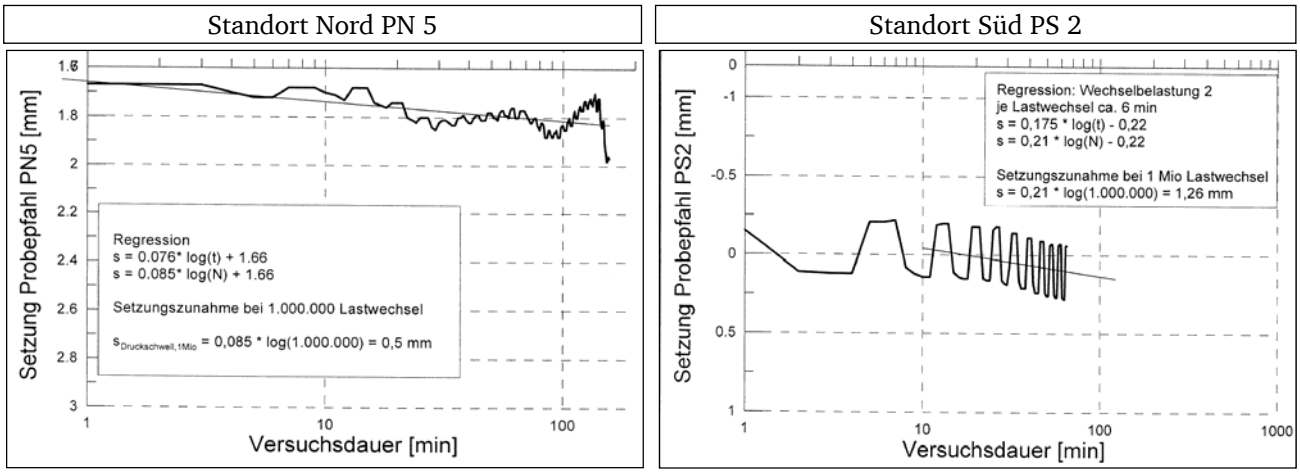



Bild 6.40 Cyclic Stability Diagramm – Ergebnisse von Raithel (2003) / Kempfert (1991) / FMPA (2002)

Die Auswertung der Setzungen der Pfähle unter Druckschwellbelastung erfolgte mit Hilfe einer logarithmischen Regressionsanalyse für 1,0 Mio. Zugüberfahrten. Für beide Pfahlstandorte ergaben sich infolge der kleinen zyklischen Lastamplitude erwartungsgemäß geringe plastische Verschiebungen (Bild 6.41).




log. Regressionsanalyse: $s = s_1 + b * \ln(N)$

| | Druckschwellbelastung | |
|---|---|---|
| Pfahlstandort | PN5 | PS2 |
| b = | 0,0369 | 0,0912 |
| $s_1$ = | 1,6600 | -0,2200 |
| Gesamtverschiebung s in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,51 | 1,26 |

Bild 6.41 Auswertung der Verschiebung – Ergebnisse aus Raithel (2003)

Chan & Hanna (1980) haben Modellversuche mit Pfählen mit unterschiedlichen zyklischen Lastamplituden durchgeführt. Der verwendete Aluminiumpfahl mit einem Durchmesser von 1,9 cm und einer Länge von 57 cm wurde in einen Stahlrundbehälter eingebaut. Die Füllung bestand aus Mittelsand mit einem wirksamen Korndurchmesser von $d_{10}$ = 0,24 mm und einer Ungleichförmigkeitszahl U = 1,8; dies entspricht einem enggestuften Sand. Mit einer Lagerungsdichte von 0,62 liegt ein mitteldichter bis dichter Sand vor. Die Porenzahl betrug e = 0,67. Die Versuche wurden mit einer effektiven Auflastspannung von 100 kN/m² ausgeführt. Gemäß Lee & Poulos (1991) hat die Auflastspannung nur geringen Einfluss auf das Tragverhalten eines Pfahls unter zyklischer Einwirkung.

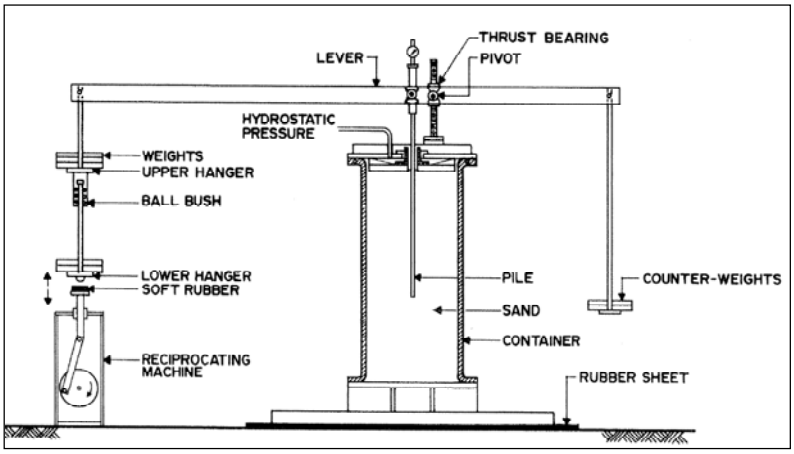



Bild 6.42 Modellversuchsaufbau - Chan & Hanna (1980)

Die durchschnittliche Dauer eines Lastzyklus betrug 1 Minute. Insgesamt wurden drei Serien, bestehend aus Druck-, Wechsel- und Zugschwellversuchen, mit bis zu 200.000 Lastzyklen durchgeführt. Bild

6.43 zeigt die Verschiebungen in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl für Druckschwelllastversuche. Im Sinne der Definition gemäß Kap. 3 tritt für das dokumentierte Verschiebungsverhalten ein schrittweises Versagen für alle zyklischen Lastamplituden ein (Bild 6.43). Es zeigt sich jedoch, dass für zyklische Lastamplituden von 10 % des charakteristischen Pfahlwiderstandes (0,1*R) schon bei geringen Lastzyklenzahlen überproportionale Verschiebungen beobachtet wurden. Diese Größenordnung der zyklischen Lastamplituden ist vergleichbar mit den Ergebnissen von Schwarz (2002) bzw. den Empfehlungen der DIN 1054:2005. Die Ergebnisse dieser Modellversuche wurden in Analogie zum Cyclic Stability Diagram in Bild 6.45 eingetragen.

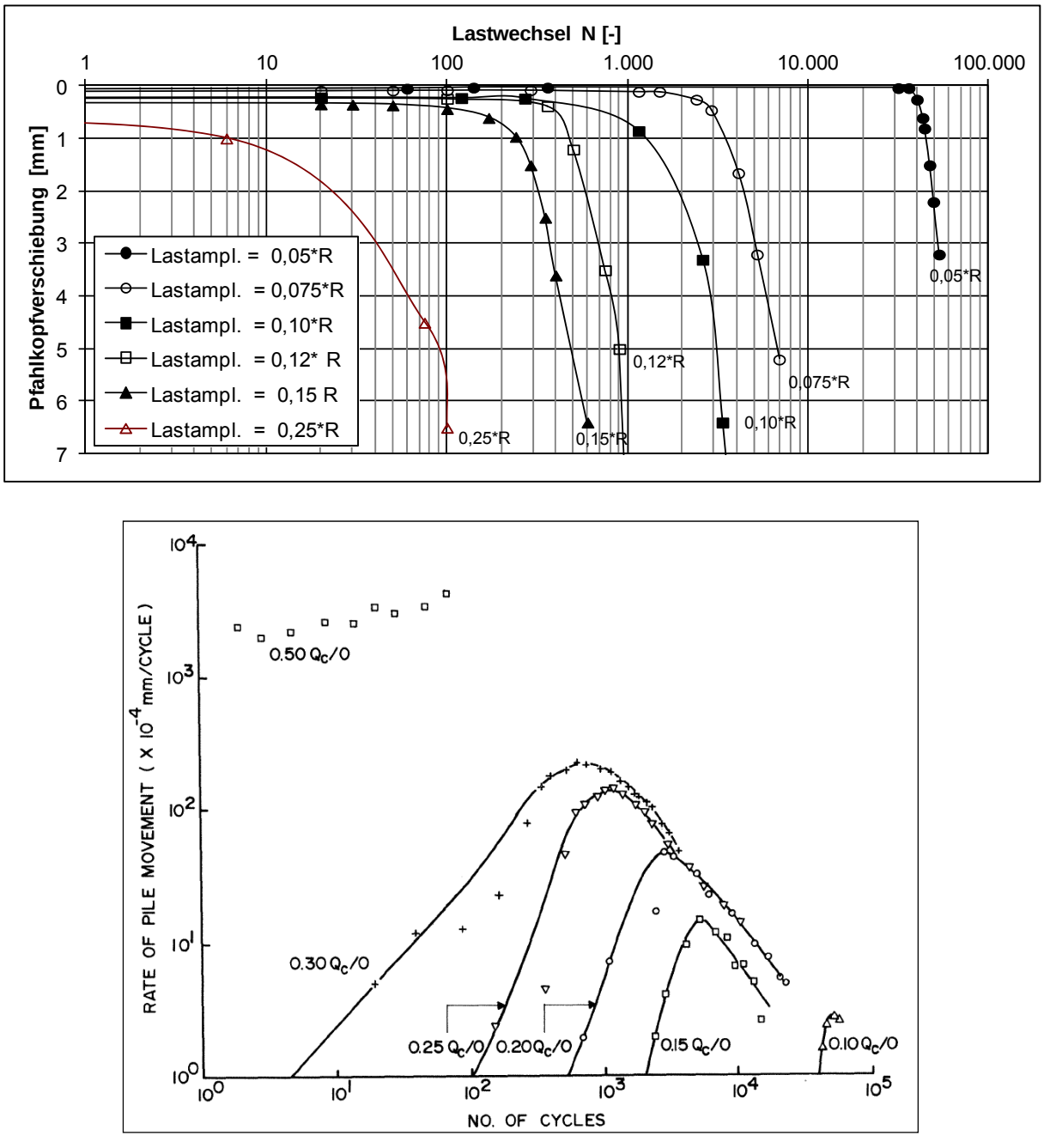



Bild 6.43 Ergebnis der Versuchsreihe – Druckschwellbelastung - Chan & Hanna (1980)

In Hettler (1981) werden Ergebnisse von axial belasteten Modellpfählen vorgestellt. Dieser Modellversuch wurde mit trockenem Karlsruher Mittelsand ausgeführt. Auf die Stahlpfähle mit einer Länge von 27 cm und einem Durchmesser von 2,7 cm wurde eine Zugschwellbelastung aufgebracht.

Bild 6.44 zeigt die Verformung $u_N/l$ in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl N. Für eine Schwelllastamplitude von 8 % des charakteristischen Pfahlwiderstandes (Versuch H-2) konnte bei 120 Lastzyklen eine lineare Zunahme der Verformungen beobachtet werden. Für zyklische Lastamplituden kleiner 6 % des charakteristischen Pfahlwiderstandes (Versuch H-3) zeigte sich eine Beruhigung der Verformungen ab einer Lastzyklenzahl von ca. 1200 (Bild 6.44). Die ermittelten Verformungsraten zeigen qualitativ eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Chan & Hanna (1980) (Bild 6.43).

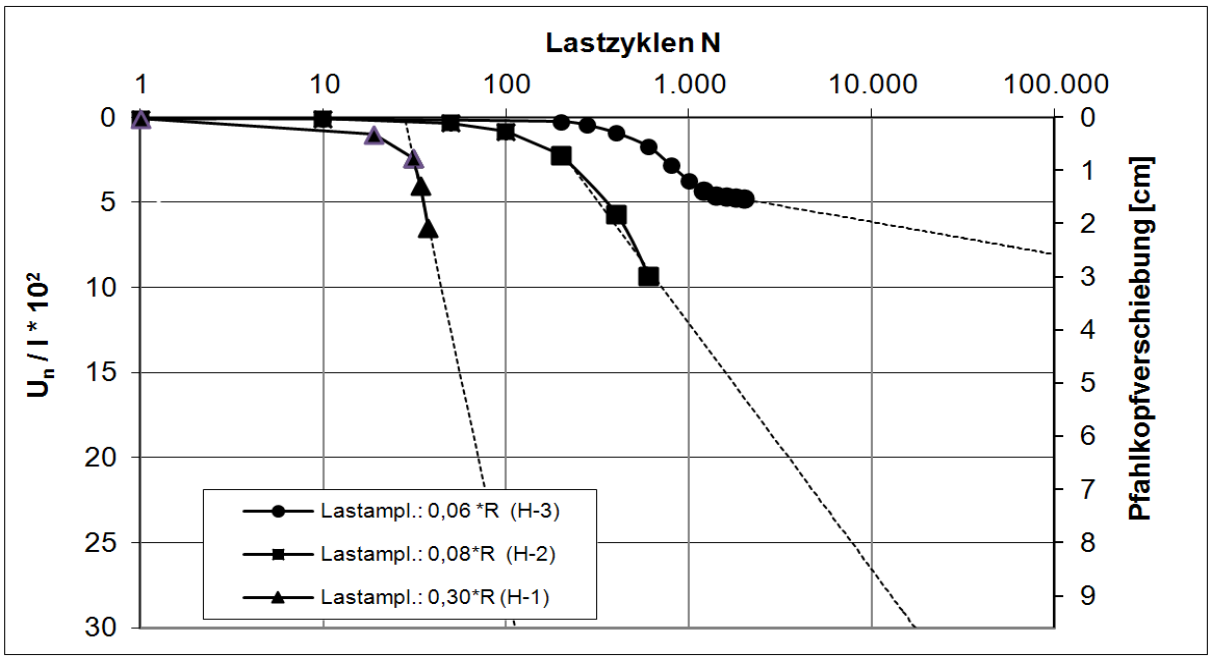



Bild 6.44 bezogene Verschiebung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Hettler (1981)

Die Auswertung der Ergebnisse der Modellversuche von Chan & Hanna (1980) (Bild 6.43) und Hettler (1981) (Bild 6.44) zeigen, dass trotz der relativ geringen Anzahl von Lastzyklen und der geringen zyklischen Lastamplitude ein Versagenszustand erreicht wurde. Dies widerspricht zunächst den Einschätzungen von Poulos (1981) und Schwarz (2002) bezüglich der Auflastspannung, hierfür könnten aber unter anderem Maßstabeffekte verantwortlich sein.

Tabelle 6.9 Versuchsdaten – Chan (1980) / Hettler (1981)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand $R_D$ | von | bis | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen* nach N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | MN | MN | MN | - | - | - | - |
| Chan (1980) - C | | | | | | | | |
| c-1 | Druck | 4,36 | 2,180 | 0 | 0,250 | 0,250 | 100 | 11 |
| c-2 | Druck | 4,36 | 1,308 | 0 | 0,150 | 0,150 | 600 | 110 |
| c-3 | Druck | 4,36 | 1,090 | 0 | 0,125 | 0,125 | 900 | 140 |
| c-4 | Druck | 4,36 | 0,872 | 0 | 0,100 | 0,100 | 3.350 | 1.050 |
| c-5 | Druck | 4,36 | 0,654 | 0 | 0,075 | 0,075 | 6.900 | 1.250 |
| c-6 | Druck | 4,36 | 0,436 | 0 | 0,050 | 0,050 | 53.000 | 14.000 |
| * wegabhängiges Versagenskriterium = 2 mm (ca. 0,10*D) | | | | | | | | |
| Hettler (1981) - H | | | | | | | | |
| H-1 | Zug | 0,0726 | 0,0432 | 0 | 0,30 | 0,30 | 38 | 11 |
| H-2 | Zug | 0,0726 | 0,0118 | 0 | 0,08 | 0,08 | 600 | 100 |
| H-3 | Zug | 0,0726 | 0,0085 | 0 | 0,06 | 0,06 | 2.000 | 400 |

* wegabhängiges Versagenskriterium = 2,7 mm (0,10*D)

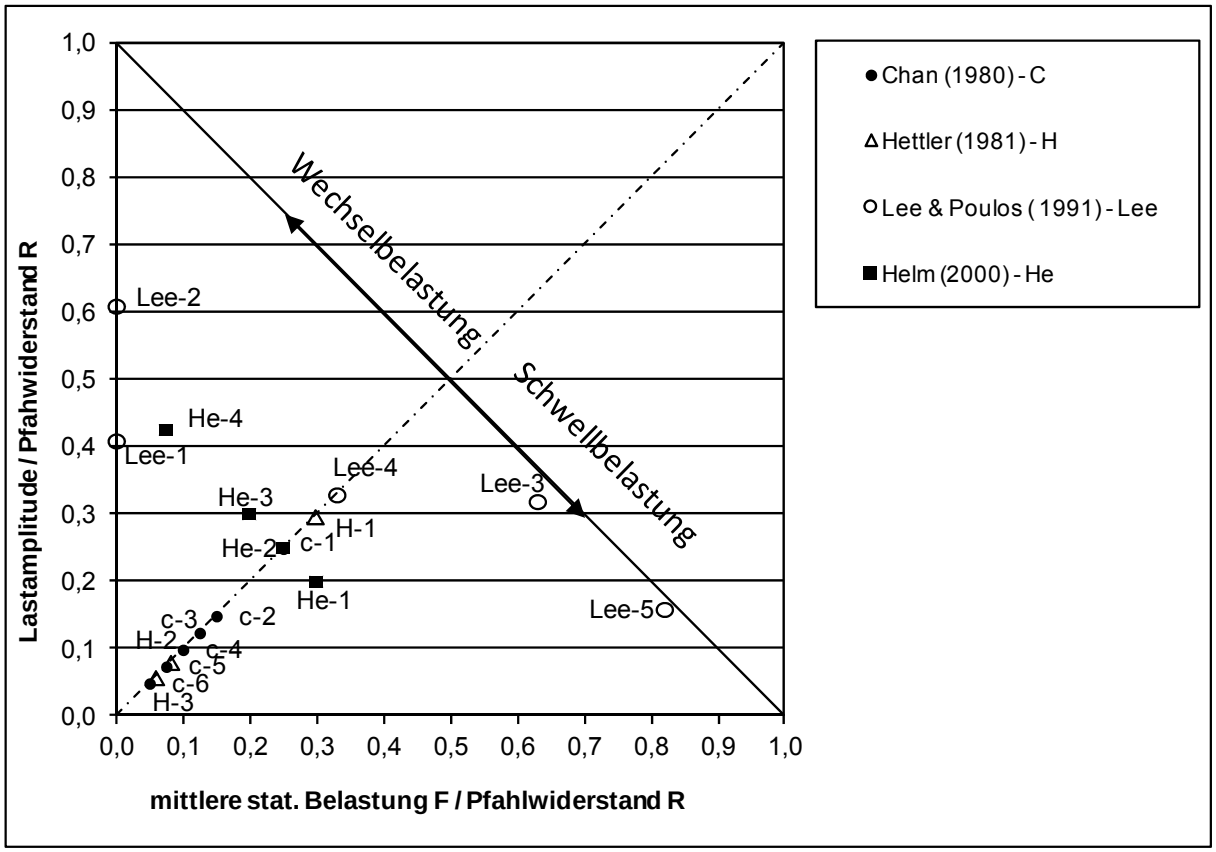



Bild 6.45 Cyclic Stability Diagram – Zusammenstellung Modellversuche

Lee & Poulos (1991) berichten über zyklische Modellversuche mit mantelverpressten Pfählen in wassergesättigten Sanden. Der verwendete Aluminiumpfahl wies einen Durchmesser von 3 cm und eine Länge von 60 cm auf und wurde in eine Öffnung mit 5 cm lichtem Durchmesser eingestellt (Bild 6.46). Der Zwischenraum wurde mit einem Sand-Zementgemisch verfüllt. Insgesamt wurden fünf lastgesteuerte zyklische Belastungsversuche ausgeführt (Tabelle 6.10).

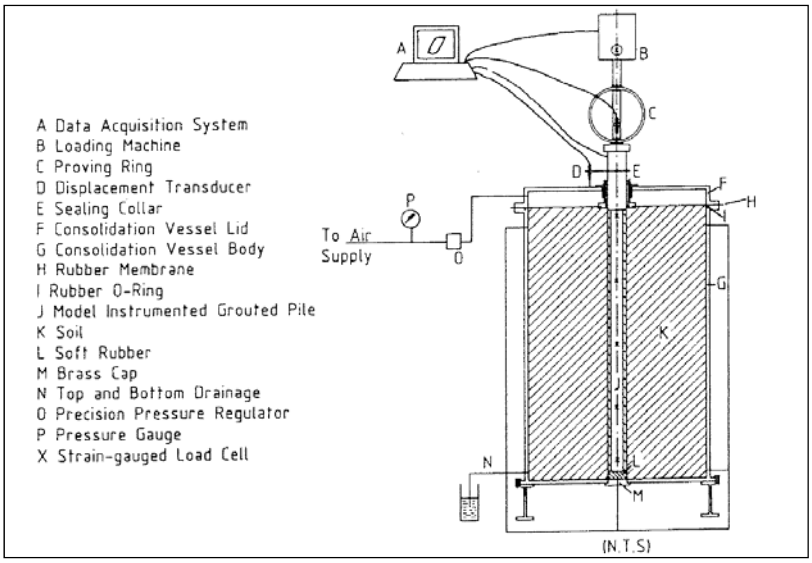



Bild 6.46 Modellversuchsaufbau - Lee & Poulos (1991)

Tabelle 6.10 Versuchsdaten – Lee & Poulos (1991)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand R | von | bis | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen nach N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | - | - | - | - | - | - | - |
| Lee-1 | Wechsel | 1 | 0,410 | -0,410 | 0,000 | 0,410 | 104 | 104 |
| Lee-2 | Wechsel | 1 | 0,610 | -0,610 | 0,000 | 0,610 | 2 | 2 |
| Lee-3 | Zug | 1 | -0,310 | -0,950 | 0,630 | 0,320 | 111 | 111 |
| Lee-4 | Zug | 1 | 0,000 | -0,660 | 0,330 | 0,330 | 220 | 220 |
| Lee-5 | Zug | 1 | -0,660 | -0,980 | 0,820 | 0,160 | 4 | 4 |

Die vorgenannten Versuchsergebnisse sind im Cyclic Stability Diagram eingetragen (Bild 6.45).

Lee & Poulos (1991) konnten mit einem Modellversuch nachweisen, dass Lastamplituden von kleiner 0,2 des charakteristischen Pfahlwiderstandes weitestgehend keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Pfahles haben. Weiterhin zeigten die Modellversuche, dass die Akkumulation von Verschiebungen bei Wechsellastversuchen (two-way cycling) weitaus größer ist als bei Schwelllastversuchen (one-way cycling). Ein Einfluss der Überlagerungsspannung konnte nicht festgestellt werden.

In Helm et al. (2000) wurde über Modellversuche mit Pfählen mit einem Gravitationsniveau von 30 g berichtet. Dabei wurde ein mit Sand beklebter Aluminiumpfahl mit einem Durchmesser von 0,45 cm und einer Länge von 4,65 m entsprechend dem Maßstabsfaktor verwendet. Die Füllung bestand aus Feinsand (0,06 bis 1,0 mm). Die Belastungsfrequenz des Modells betrug f = 0,33 Hz. Es wurden 4 Serien bestehend aus Druck- und Wechselbelastungsversuchen mit bis zu 100.000 Lastzyklen durchgeführt (Tabelle 6.11). Auch die Versuchsergebnisse von Helm et al. (2000) sind in das Cyclic Stability Diagram in Bild 6.45 eingetragen.

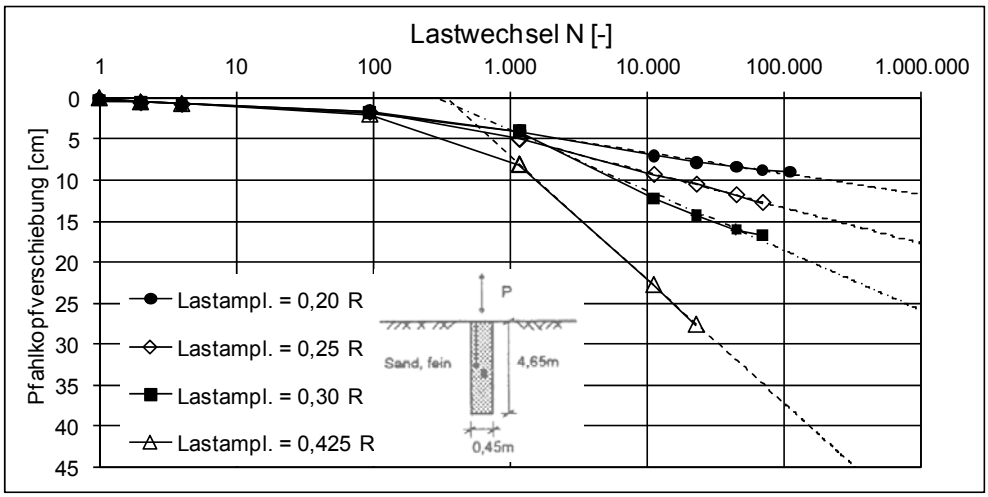
In überwiegender Übereinstimmung mit den Ergebnissen bezüglich der Verschiebung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl von Chan & Hanna (1980) (Bild 6.43) wurden für die ersten Lastzyklen (Helm, 2000) nahezu unabhängig von der zyklischen Lastamplitude Verschiebungen in der gleichen Größenordnung beobachtet (Bild 6.47). Erst ab einer Lastzyklenzahl von N = 100 variieren die Verschiebungsverläufe. Es tritt für Lastzyklenzahlen von N > 1000 ein schrittweises Versagen für alle ausgeführten Lastamplituden auf. Die Verschiebungsverläufe zeigen im halblogarithmischen Maßstab ein bilineares bzw. zweigeteiltes halblogarithmisches Verhalten. Für den Verlauf ab N > 1000 wurden für größere Lastzyklenzahlen die erwarteten Verschiebungen mit einer logarithmischen Regressionsanalyse basierend auf den vorhandenen Daten ermittelt (Bild 6.47).

Ebenfalls wird mit großer Übereinstimmung, dass für zyklische Lastamplituden von $F \geq 0{,}1 * R$ (R: charakteristischen Pfahlwiderstand unter statischer Last) schon bei geringen Lastzyklenzahlen überproportionale Verschiebungen stattfinden. Diese Größenordnung der zyklischen Lastspanne entspricht auch den Ergebnissen von Schwarz (2002) bzw. den Empfehlungen der DIN 1054:2005.

Tabelle 6.11 Versuchsdaten – Helm et al. (2000)

| Versuchs-nr. | Art der Schwell-belastung | Pfahl-widerstand $R_D$ | von | bis | mittl. stat. Belastung F / Pfahlwiderstand R | Lastamplitude / Pfahlwiderstand R | Lastzyklen N | Versagen* nach N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | - | - | - | - | - | - | - |
| He-1 | Druck | 1 | 0,500 | 0,10 | 0,300 | 0,200 | 100.000 | 1070 |
| He-2 | Druck | 1 | 0,500 | 0,00 | 0,250 | 0,250 | 100.000 | 1020 |
| He-3 | Wechsel | 1 | 0,500 | -0,10 | 0,200 | 0,300 | 100.000 | 1050 |
| He-4 | Wechsel | 1 | 0,500 | -0,35 | 0,075 | 0,425 | 20.000 | 120 |

* wegabhängiges Versagenskriterium = 4,5 cm (0,10*D)




| log. Regressionsanalyse: $s = s_1 + b * \ln(N)$ (für N > 1000) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Lastampl. = 0,20 R | Lastampl. = 0,25 R | Lastampl. = 0,30 R | Lastampl. = 0,425 R |
| b = | 1,1183 | 1,8790 | 3,1767 | 6,5391 |
| $s_1$ = | -3,6847 | -8,2855 | -18,0540 | -38,1488 |
| **Gesamtverschiebung s in [cm]** | | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 11,8 | 17,7 | 25,8 | 52,2 |

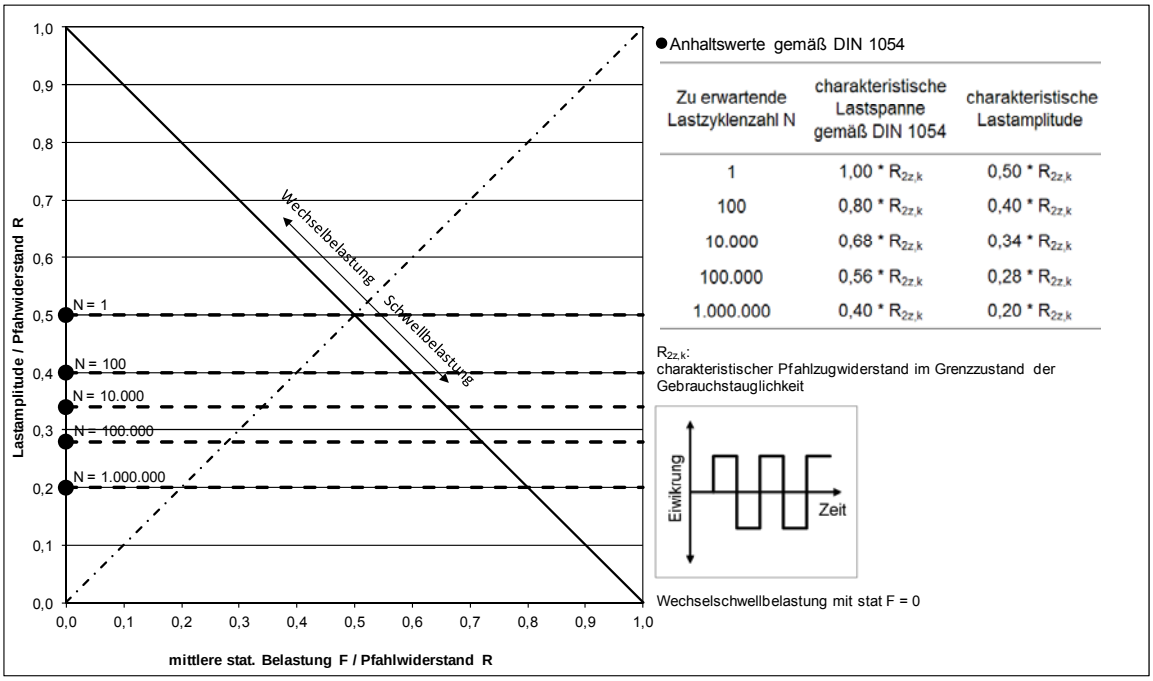
Bild 6.47 Auswertung der Verschiebung – Helm et al. (2000)

## 6.5. Vorschlag für eine Beurteilung des Pfahlverhaltens unter ausgeprägt axial zyklischer Belastung

Im Folgenden werden die bislang gewonnenen Erkenntnissen bezüglich des Setzungsverhaltens von Pfählen unter ausgeprägt axial zyklischer Belastung zusammengestellt und eine entsprechende allgemeine Beurteilung erarbeitet. Abweichend von den Ansätzen in Schwarz (2002) und der DIN 1054:2005 wird ergänzend zur Betrachtung der zyklischen Lastamplitude bzw. Lastspanne die mittlere statische Belastung in Anlehnung an das Cyclic Stability Diagram (Karlsrud, 1986 / Lee & Poulos (1991) in die Beurteilung mit einbezogen.

Zu den bislang in Schwarz (2002) und der DIN 1054:2005 formulierten Ansätzen ist zunächst anzumerken, dass diese zum Teil nicht mit hinreichender Klarheit definiert wurden. Im Abschnitt 8.4.6 der DIN 1054:2005 wird beschrieben, dass bei Schwell- und/oder Wechsellastanteilen über 20 % der charakteristischen Pfahlwiderstände im Gebrauchszustand eine Verschlechterung des Tragverhaltens eintreten kann (siehe Seite 83 dieser Arbeit). In der entsprechenden DIN 1054:2005 ist nicht eindeutig beschrieben, ob es sich um die Lastspanne oder um die Lastamplitude handelt. Unter Berücksichtigung der Ausführungen in Schwarz (2002) handelt es sich hierbei um die Lastspanne.

Die in Schwarz (2002) und entsprechend in der DIN 1054:2005 angegebenen Anhaltswerte der zulässigen Lastspannen sind ebenfalls nicht eindeutig. Im Zusammenhang mit den Ausführungen in Schwarz (2002) muss es sich bei diesen Angaben, um die zulässigen Lastspannen bei einer reinen Wechselbelastung ohne eine zusätzliche mittlere statische Belastung handeln. Diese Anhaltswerte gemäß DIN 1054:2005 sind nachfolgend als hälftige Werte (Lastamplitude) in das Cyclic Stability Diagram auf der Abszissenachse, d. h. für eine reine Wechselbelastung ohne eine mittlere statische Belastung als Punktwerte eingetragen. Einerseits sind diese Anhaltswerte für eine reine Wechselbelastung plausibel. Jedoch bei einer zusätzlichen, mittleren statischen Belastung führen die Anhaltswerte zu einer Überschätzung der möglichen Lastamplitude im Verhältnis. Hier ist eine Differenzierung bzw. eine Abminderung der Werte erforderlich. Eine unmittelbare Beeinflussung der Anhaltswerte durch die Lastamplitude und durch die mittlere statische Belastung lässt eine Darstellung der Abhängigkeit mittels einer Tabelle (Tabelle 6.4 / Bild 6.48) nicht der Sache adäquat erscheinen.




● Anhaltswerte gemäß DIN 1054

| Zu erwartende Lastzyklenzahl N | charakteristische Lastspanne gemäß DIN 1054 | charakteristische Lastamplitude |
|---|---|---|
| 1 | 1,00 * $R_{z,k}$ | 0,50 * $R_{z,k}$ |
| 100 | 0,80 * $R_{z,k}$ | 0,40 * $R_{z,k}$ |
| 10.000 | 0,68 * $R_{z,k}$ | 0,34 * $R_{z,k}$ |
| 100.000 | 0,56 * $R_{z,k}$ | 0,28 * $R_{z,k}$ |
| 1.000.000 | 0,40 * $R_{z,k}$ | 0,20 * $R_{z,k}$ |

$R_{z,k}$: charakteristischer Pfahlzugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bild 6.48 Anhaltswerte zulässiger Lastspannen bzw. -amplituden gemäß DIN 1054:2005

Zur Bewertung des Setzungsverhaltens von Pfählen unter axial zyklischer Einwirkung werden die in Kapitel 6.4 in dieser Arbeit zusammengestellten und weitestgehend vereinheitlichten Ergebnisse herangezogen. Es wurden alle relevanten Daten der ausgewerteten Versuche hinsichtlich der zyklischen Lastamplituden und des charakteristischen Pfahlwiderstandes tabellarisch zusammengestellt (Tabelle 6.12), um mögliche Einflüsse aufzuzeigen.

Die Modellversuche von Hettler (1981) und Chan & Hanna (1980) mit geringen Lastamplituden und dennoch frühem Versagen stehen nicht in Übereinstimmung mit den übrigen Versuchsergebnissen und werden daher außer Acht gelassen.

Tabelle 6.12 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

| Literatur-quelle | Bodenart | Abbildungs-verweis | Durch-messer | mittl. stat. Belastung / Pfahlwiderstand | Lastamplitude / Pfahlwiderstand | Lastzyklen N | Einstufung bzgl. Lastzyklen | Bemerkung |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Lee & Poulos (1991) | Sand wassergesätigt | Bild 6.17 | 0,03 m mantelverpr. | 0,00 | 0,61 | 2 | 1-10 | Versagen |
| | | | | 0,63 | 0,32 | 111 | 100 - 1.000 | Versagen |
| | | | | 0,00 | 0,80 | 2 | 1-10 | Versagen |
| | | | | 0,00 | 0,60 | 14 | 10 -100 | Versagen |
| | | | | 0,00 | 0,40 | 104 | 100 - 1.000 | Versagen |
| | | | | 0,00 | 0,40 | 130 | 100 - 1.000 | Versagen |
| | | | | 0,33 | 0,33 | 220 | 100 - 1.000 | Versagen |
| | | | | 0,82 | 0,16 | 4 | 1-10 | Versagen |
| | | | | 0,63 | 0,33 | 160 | 100 - 1.000 | Versagen |
| | | | | 0,80 | 0,20 | 130 | 100 - 1.000 | Versagen |
| Schwarz (2002) | Fein- bis Mittelsand (schwach kiesig, schluffig, mitteldicht) | Bild 6.21 | 0,13 m mantelverpr. | 0,31 | 0,21 | 100.017 | 10.000 - 100.000 | kein Versagen |
| | | | | 0,48 | 0,38 | 50.031 | 10.000 - 100.000 | Versagen |
| | | | | 0,05 | 0,47 | 24.059 | 10.000 - 100.000 | Versagen |
| | | | | 0,03 | 0,31 | 60.815 | 10.000 - 100.000 | kein Versagen |
| | | | | 0,03 | 0,27 | 208.160 | 10.000 - 100.000 | kein Versagen |
| | | | | 0,24 | 0,28 | 201.600 | 10.000 - 100.000 | kein Versagen |
| Bauer (1987) | Kiese/ Tone wassergesättigt | Bild 6.31 | 1,0 m mantelverpr | 0,21 | 0,20 | E1.000.000 | 100.000 - 1.000.000 | kein Versagen Setzungsverl. extrapoliert |
| Gruber et al. | Sande/Kiese - wassergesättigt | Bild 6.31 | 0,5 m | 0,13 | 0,25 | E1.000.000 | 100.000 - 1.000.000 | kein Versagen Setzungsverl. extrapoliert |
| Kempfert (1991) | Schluffe / Sande wassergesättigt | Bild 6.40 | 0,9 m | 0,06 | 0,38 | 6.000 | 10.000 - 100.000 | Setzungsverlauf extrapoliert |
| Helm et al. (2000) | Feinsand | Bild 6.45 | 0,45 cm (beklebt) | 0,25 | 0,25 | 1020 | 1.000 - 10.000 | Versagen |
| | | | | 0,08 | 0,43 | 120 | 100 - 1.000 | Versagen |
| Jardine (2000) | Sand wassergesätigt | Bild 6.19 | 0,457 m | 0,30 | 0,30 | 200 | 100 - 1.000 | kein Versagen |
| | | | | 0,34 | 0,34 | 221 | 100 - 1.000 | kein Versagen |
| | | | | 0,60 | 0,36 | 3 | 1-10 | Versagen |
| | | | | 0,35 | 0,35 | 27 | 10 - 100 | Versagen |
| | | | | 0,63 | 0,38 | 1 | 1-10 | Versagen |
| | | | | 0,44 | 0,44 | 24 | 10 - 100 | Versagen |
| | | | | 0 | 0,68 | 12 | 10 - 100 | Versagen |
| | | | | 0,46 | 0,46 | 13 | 10 - 100 | Versagen |
| | | | | 0,51 | 0,30 | 345 | 100 - 1.000 | Versagen |

Die vereinheitlichten Ergebnisse sind in das Cyclic Stability Diagram eingetragen, um den Einfluss insbesondere der mittleren statischen Belastung in Abhängigkeit der zyklischen Lastamplitude aufzuzeigen. Der Einfluss wurde bereits von Karlsrud (1986) sowie Lee & Poulos (1991) (siehe Bild 6.15 bzw. Bild 6.19) in Ansätzen dargestellt, wobei die Versuche von Karlsrud (1986) und FMPA (2002) in bindigen Böden durchgeführt worden waren, weshalb sie hier nicht weiter berücksichtigt werden.

Die Versuche von Lee & Poulos (1991), Bauer (1987), Gruber (1985), Kempfert (1991) und Jardine (2000) wurden in wassergesättigten Böden durchgeführt und fügen sich ungeachtet dessen gut in das Gesamtbild ein. Schwarz (2002) hingegen berichtet, dass es in wassergesättigten Böden bereits bei geringen Lastzyklenzahlen und geringen Lastamplituden zu großen Pfahlsetzungen kommen kann (Bild 6.24). Diese Versuche wurden im Nachgang an bereits zyklisch belasteten Pfählen in trockenen Sanden mit anschließender Wassersättigung des Versuchsbodens durchgeführt und sind daher nach Ansicht des Autors nicht aussagekräftig. Wegen dieser Unklarheiten wurden die Versuchsergebnisse nicht berücksichtigt. Möglich für das zum Teil beobachtete Versagen könnte trotz der relativ geringen Frequenz eine Erhöhung des Porenwasserdruckes sein. Die dadurch erzeugte Reduktion der effektiven Spannungen im Korngerüst kann bei gewissen Randbedingungen bis hin zur Verflüssigung des Bodens führen.

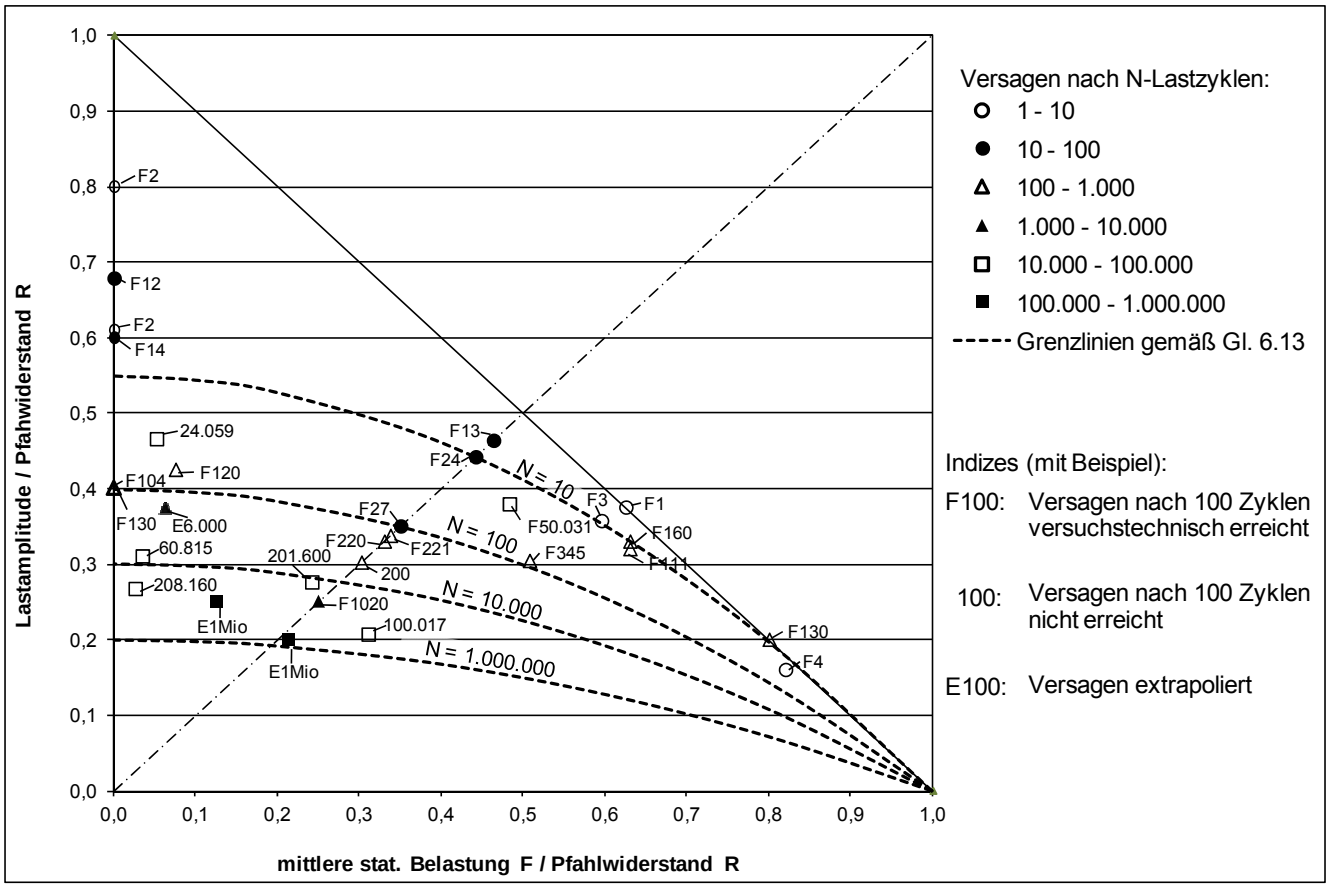



Bild 6.49 Zusammenstellung der maßgebenden Ergebnisse zur Ermittlung der charakteristischen Grenzbelastung

Ausgehend von den Versuchsergebnissen wurden Grenzlinien für Lastzyklenzahlen N mittels einer polynomischen Regression vom 2. Grad (quadratisch) bestimmt (Gl. 4.13) und in Anlehnung an die DIN 1054:2005 und Mittag (2005) Lastzyklenbeiwerte (Bild 6.48) eingeführt. Diese Lastzyklenbeiwerte beschreiben eine Abminderung des charakteristischen Pfahlwiderstandes in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl. Die Grenzlinien für bestimmte Lastzyklenzahlen sowie ein bestimmtes Verhältnis der zyklischen Lastamplitude zum Pfahlwiderstand kann wie folgt ermittelt werden.

$$\frac{\text{zykl. } \hat{F}}{R_k} \leq \text{stat } F_0 - \text{stat } F_0 \left(\frac{\text{stat.F}}{R_k}\right)^2 \qquad \text{Gl. 6.13}$$

$$\text{zykl. } \hat{F} \leq \text{stat } F_0 \cdot R_k \; - \text{stat } F_0 \cdot \frac{\text{stat.F}^2}{R_k} \qquad \text{Gl. 6.14}$$

zykl $\hat{F}$: zyklische Lastamplitude
$R_k$: charakteristischer Pfahlwiderstand ($R_{1,k}$ bzw. $R_{2,k}$ abhängig vom zu führenden Nachweis)
stat $F_0$: Lastzyklenbeiwert
stat. F: mittlere statische Belastung

Im Vergleich zur DIN 1054:2005 und Mittag (2005) wurde auf Grundlage der Auswertung der Versuchsergebnisse insbesondere für kleine Lastzyklenzahlen ($N \leq 10$) eine geringere Abminderung vorgenommen (vgl. Bild 6.48). Die empfohlenen Lastzyklenbeiwerte sind in Tabelle 6.13 zusammengestellt.

Tabelle 6.13 Lastzyklenbeiwerte stat $F_0$

| Zu erwartende Lastzyklenzahl N | stat $F_0$ |
|---|---|
| 10 | 0,55 |
| 100 | 0,40 |
| 1.000 | 0,35 |
| 10.000 | 0,30 |
| 100.000 | 0,25 |
| $\geq$ 1.000.000 | 0,20 |

Die daraus resultierenden Grenzlinien gemäß Gleichung 6.13 und der Lastzyklenbeiwerte (Tabelle 6.13) sind in das Cyclic Stability Diagram (Bild 6.49) eingetragen.

Maßgebend für die Beurteilung des Tragverhaltens eines Pfahles unter zyklischer Belastung ist die eindeutige Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes. Dieser sollte immer anhand von Pfahlprobebelastungen ermittelt werden. Bislang liegt nur eine geringe Zahl von Versuchsergebnissen vor. Daher wird empfohlen, dass weitere Versuche durchgeführt werden, um den Einfluss des Baugrundes, der Pfahlart und der Belastung zu erfassen.

Aufgrund des zum Teil sehr unterschiedlichen Setzungsverhaltens und aufgrund der zu beobachteten Versagenszuständen auch nach großer Lastzyklenzahl (siehe Bild 6.22) kann von einer Beobachtungsmethode im Sinne der DIN 1054:2005-01 bzw. DIN EN 1997-1:2009-09 bei Pfählen / Pfahlgruppen unter zyklischer Einwirkung nicht abgesehen werden.

# 7. Numerische Studien - Laborversuche

## 7.1. Verwendete Programmsysteme

Die numerischen Studien wurden mit den Programmsystemen *ABAQUS* und *PLAXIS* durchgeführt und die Ergebnisse miteinander verglichen.

Beide Programmsysteme bieten die Möglichkeit verschiedene lineare und nichtlineare Stoffgesetze zu benutzen sowie über definierte Schnittstellen benutzerdefinierte Stoffgesetze zu integrieren. Programmroutinen entsprechend den Anforderungen der jeweiligen Programme stehen grundsätzlich für verschiedene benutzerdefinierte Stoffgesetze zur Verfügung. Für das Stoffgesetz der Hypoplastizität ohne und mit intergranularer Dehnung wurde auf eine solche Programmroutine zurückgegriffen.

## 7.2. Konventionelle triaxiale Kompressionsversuche

Grundlage für die numerischen Studien sind u. a. durchgeführte konventionelle triaxiale Kompressionsversuche u. a. an sog. Berliner Sand. Die Ergebnisse der durchgeführten Triaxialversuche wurden aus Seip (1997) und Kudella et al. (2002) entnommen. Der verwendete Sand wurde aus einer Tiefe von 16,0 m aus der Baugrube D des Sony Centers im Bereich des Potsdamer Platzes entnommen. Die Sandprobe kann nach DIN EN ISO 14688 als Mittelsand, feinsandig, schwach grobsandig und nach DIN 18196 als enggestufter Sand (SE) beschrieben werden. Der Versuchssand wurde für den Triaxialversuch trocken mit einer Einbaudichte von $\rho = 1{,}709$ g/cm² eingebaut. Der Versuch wurde anschließend bei verschiedenen Zelldrücken bis zum Versagen deviatorisch belastet. Die numerische Studien in Form einer numerischen Rückrechnung wurde für Zelldrücke von $\sigma_3 = 350$ kN/m² und $\sigma_3 = 750$ kN/m² unter Ansatz verschiedener elastoplastischer Stoffgesetze und der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung ausgeführt. Die erforderlichen Parametersätze bezüglich der -plastischen Stoffgesetze entstammen den Empfehlungen in Wehnert & Vermeer (2004) sowie bezüglich der Hypoplastizität in Kudella et al. (2002) bzw. Mayer (2002). Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der numerischen Rückrechnung erfolgt über die Auswertung der Deviatorspannung q; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ und der Verformung $\varepsilon_1$ (Bild 7.1).

Erwartungsgemäß zeigt das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb ein lineares Spannungs-Verformungs-Verhalten und spiegelt somit nicht den tatsächlichen Verlauf der Versuchsreihe K350 wider. Das Stoffgesetz Hardening Soil sowie das Stoffgesetz zur Hypoplastizität zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsreihen K350 und K750 (Bild 7.1).

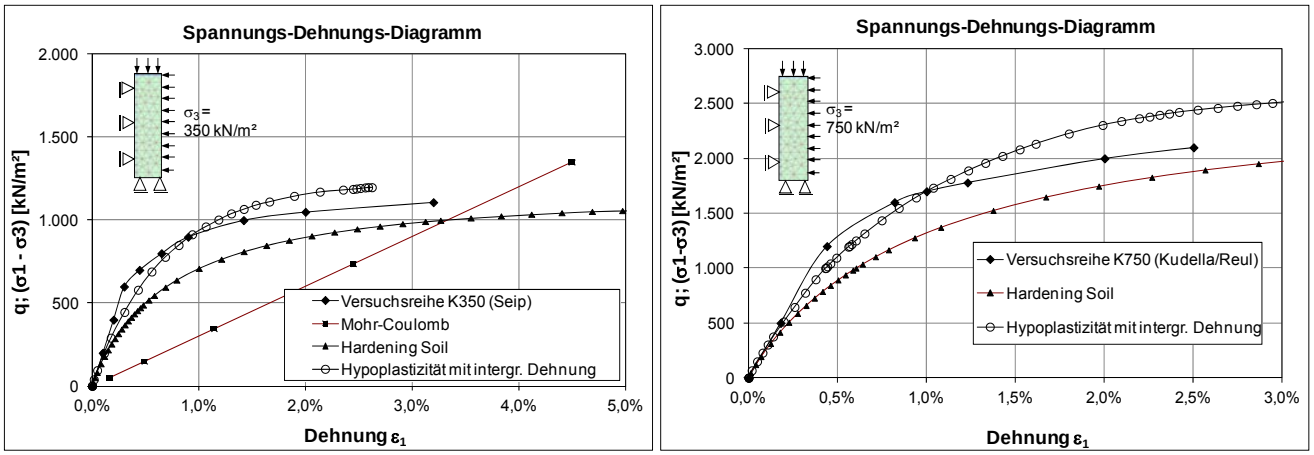



Bild 7.1 statischer Triaxialversuch – Versuchs- und Studienergebnisse

## 7.3. Zyklischer Oedometerversuch

Zur Beurteilung und Veranschaulichung von verschiedenen Stoffgesetzen wurden numerische Studien zum zyklischen Oedometerversuch durchgeführt. Beim Oedometerversuch wird eine kreisplattenförmige Bodenprobe in einen Probenaufnahmering eingebaut und stufenweise belastet. Mittels einer Auswertung der Spannungen und Dehnungen für einzelne Lastbereiche kann bei diesem Versuch der Steifemodul $E_s$ bei behinderter Seitendehnung ermittelt werden. Die Ergebnisdarstellung erfolgt üblicherweise mittels eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms.

Die Studie des Oedometerversuchs wurde mit den folgenden Laststufen durchgeführt:

| | |
|---|---|
| Belastung: | bis 1000 kN/m² |
| Entlastung | bis 50 kN/m² |
| Wiederbelastung: | bis 1000 kN/m² |
| Belastung: | bis 2000 kN/m² |
| Entlastung: | bis 50 kN/m² |
| Wiederbelastung: | bis 2000 kN/m² |
| Belastungsschleife: | 2000 und 1000 kN/m² (zykl. Lastspanne) |

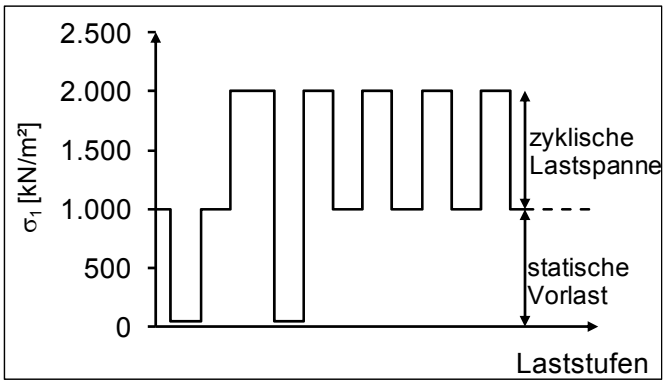


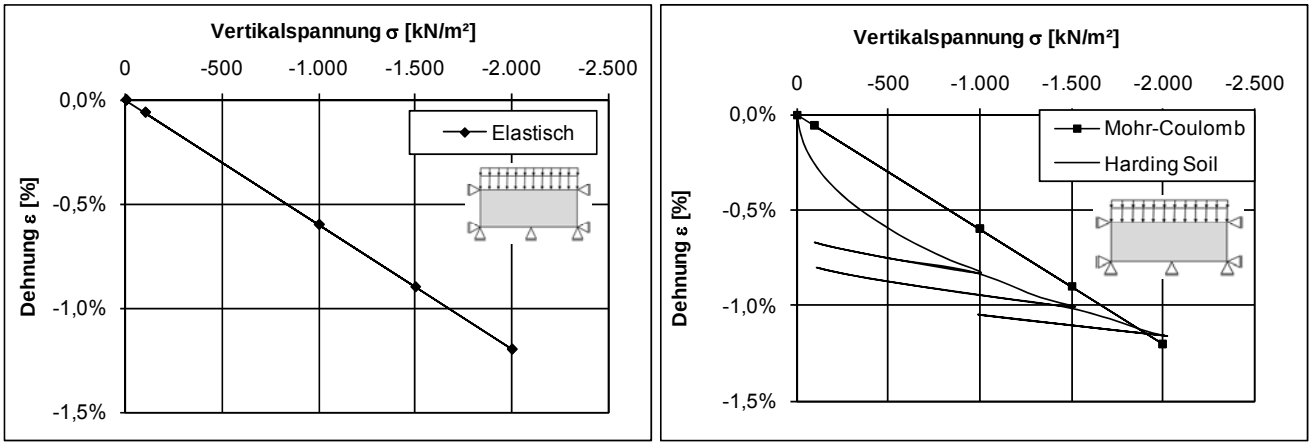

Bild 7.2 Oedometerversuch – Laststufen

Erwartungsgemäß zeigt das elastische und das elastoplastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten und ist somit nicht für die Abbildung zyklischer Einwirkungen geeignet (Bild 7.3).

Gleiches gilt für das elastoplastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Hardening Soil. Dabei wird zwar zwischen verschiedenen Steifigkeitsmoduli für die Belastung und Entlastung unterschieden, aber nicht zwischen Ent- und Wiederbelastungsmoduli. Eine Abbildung der Akkumulation von Verformungen infolge zyklischer Einwirkungen ist somit nicht möglich (Bild 7.3b).

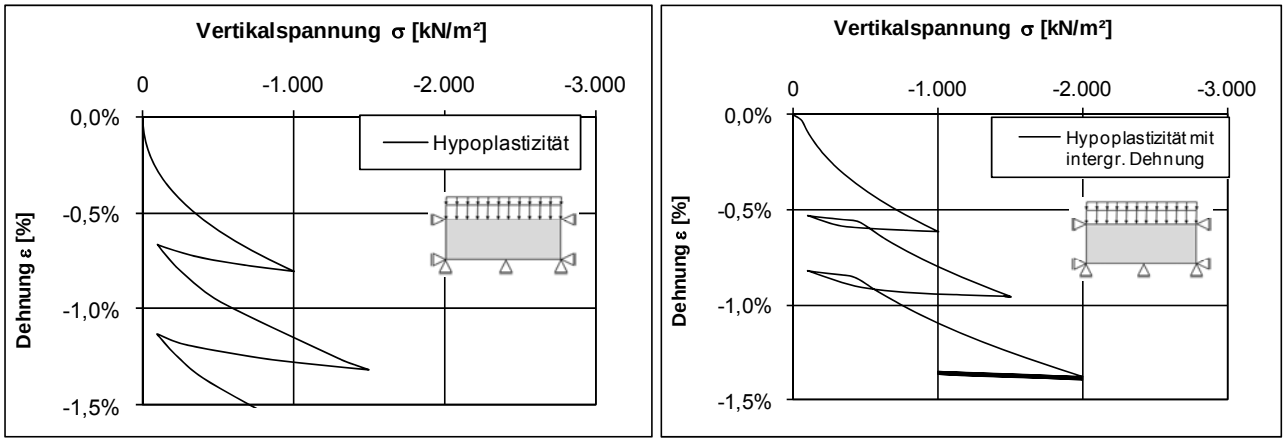
Das hypoplastische Stoffgesetz zeigt neben des differenzierten und realitätsnahen Erstbelastungs- und Entlastungsverlaufes eine exzessive Akkumulation der Verformung bei zyklischer Einwirkung. Eine numerische Abbildung zyklischer Einwirkungen mit dem hypoplastischen Stoffgesetz ist aufgrund des zu weichen Materialverhaltens für die Wiederbelastung somit nicht realistisch möglich. Es ergeben sich nach jedem Lastzyklus deutliche, große Verschiebungen, die sich unverhältnismäßig aufaddieren (Bild 7.3c).

Das erweiterte hypoplastische Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung weist hingegen nach ein realistischeres Verformungsverhalten bei zyklischer Einwirkung auf. Bei gleicher Spannungsgeschichte zeigt sich eine geringere Kompression als bei der Verwendung eines rein hypoplastischen Stoffgesetzes (Bild 7.3). Für die simulierte Belastungsschleife wurde nur eine geringfügige Akkumulation von Verformungen ermittelt. Es kommt bei den gewählten Einwirkungsgrößen zu keinem „Ratcheting“-Effekt. Die vorgenannten Ergebnisse zeigen eine weitestgehende Übereinstimmung mit der numerischen Rückrechnung der Versuchsergebnisse in Mayer (2000) (vergl. Bild 7.4).




a) elastisch

b) Mohr-Coulomb / Hardening Soil




c) Hypoplastizität

d) Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

Bild 7.3 zyklischer Oedometerversuch – Vergleich von Stoffgesetzen

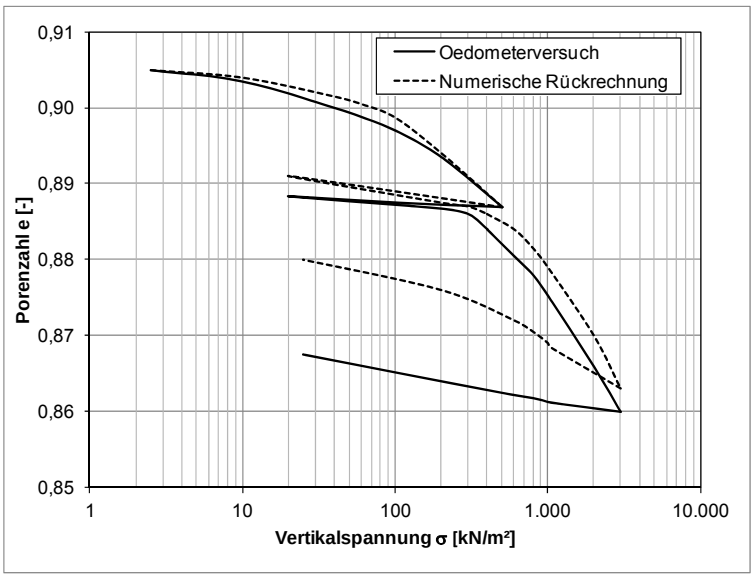



Bild 7.4 Oedometerversuch, Versuchsergebnisse und numerische Studien (Mayer, 2000)

Auf Grundlage des vorgenannten Oedometerversuchs wurde eine Sensitivitätsanalyse mit den Parametern des hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung durchgeführt. Die Variationsbetrachtung der einzelnen Parameter basiert auf den Angaben aus Herle (1997) und Kudella et al. (2002). Die Eingangsparameter sind in Tabelle 7.1 fett gekennzeichnet.

Tabelle 7.1 Parameter der Variationsstudie

| Granulat-steifigkeit | Kompressions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Po-renzahl | Porenzahl bei lockerster Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | | |
| **6.650** | **0,43** | **0,48** | **0,81** | **0,97** | **0,12** | **1,0** |
| 1.000 | 0,20 | 0,30 | 0,7 | 0,95 | 0,10 | 1,0 |
| 10.000 | 0,30 | 0,40 | 0,8 | 1,00 | 0,15 | 2,0 |
| 20.000 | 0,40 | 0,50 | 0,9 | 1,10 | 0,20 | 3,0 |
| | | 0,60 | 1,0 | | 0,25 | |

| Erhöhungs-faktor | Erhöhungs-faktor | intergranulare Dehnung | Exponent | Exponent |
|---|---|---|---|---|
| $m_R$ | $m_T$ | R | r | |
| **5,0** | **2,0** | **1,00e$^{-4}$** | **0,5** | **6,0** |
| 3,0 | 1,0 | 5,00e$^{-5}$ | 0,1 | 2,0 |
| 5,0 | 1,5 | 1,00e$^{-4}$ | 0,3 | 6,0 |
| 7,0 | 2,0 | 1,00e$^{-3}$ | 0,5 | 10,0 |
| | 3,0 | | | |

Die numerische Sensitivitätsanalyse des zyklischen Oedometerversuchs wurde mit den Laststufen und den vier Lastzyklen mit einer Lastspanne von 1000 kN/m² gemäß Bild 7.2 durchgeführt. Zur Darstellung der Ergebnisse wurde die Spannung über die Dehnung der Bodenprobe aufgetragen (Bild 7.5 bis Bild 7.10).

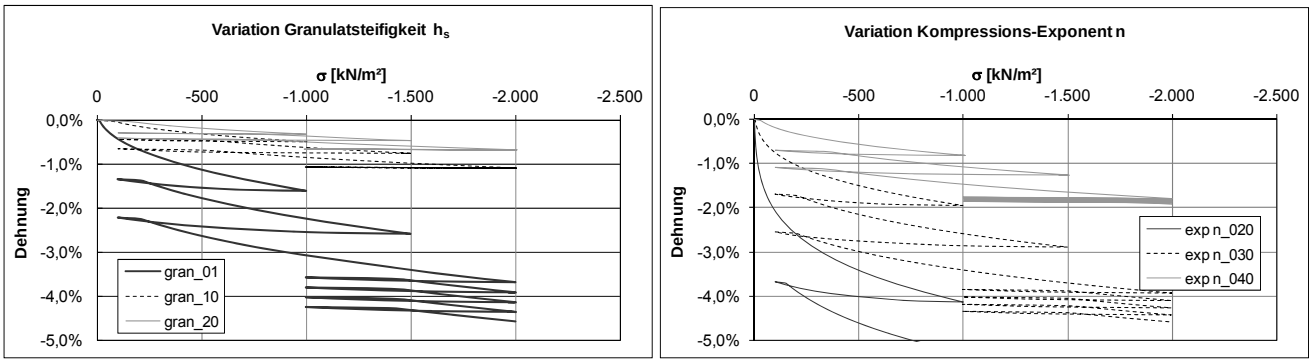



Bild 7.5 zykl. Oedometerversuch – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent

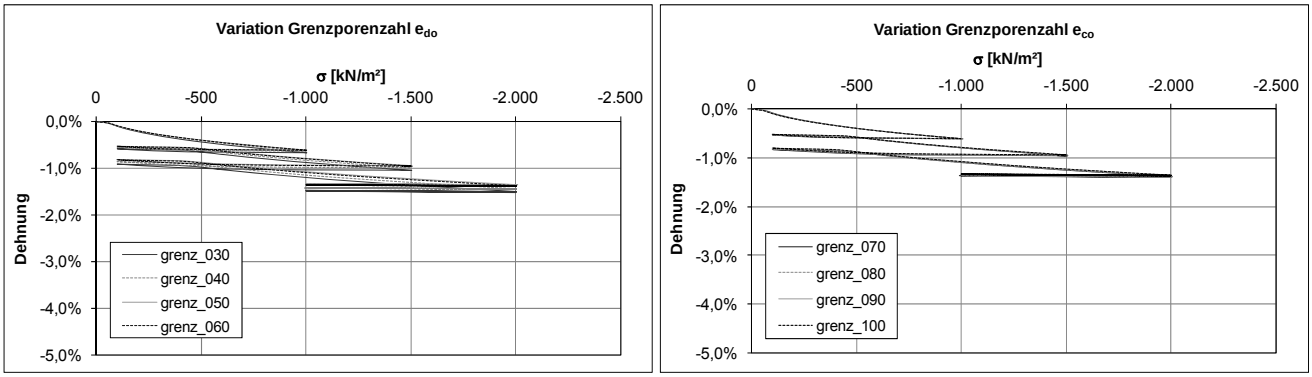



Bild 7.6 zyklischer Oedometerversuch – Variation Grenzporenzahl

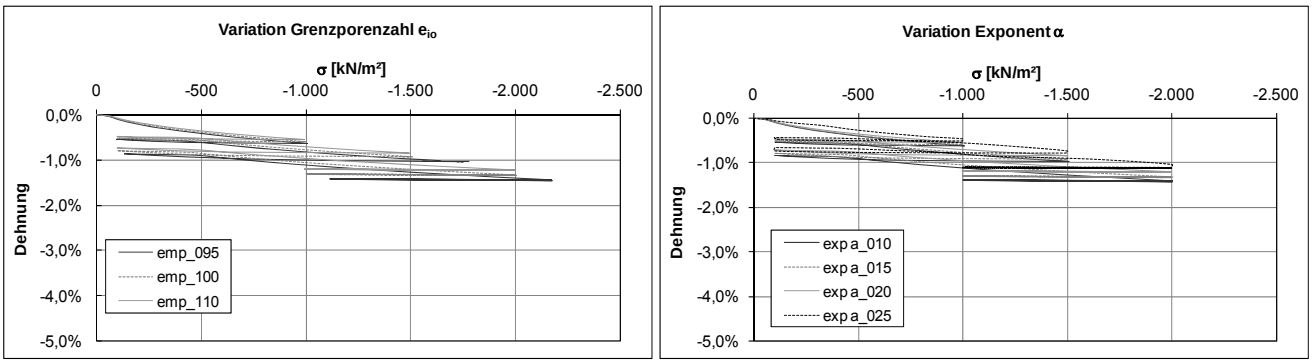



Bild 7.7 zykl .Oedometerversuch – Variation Grenzporenzahl / Exponent $\alpha$

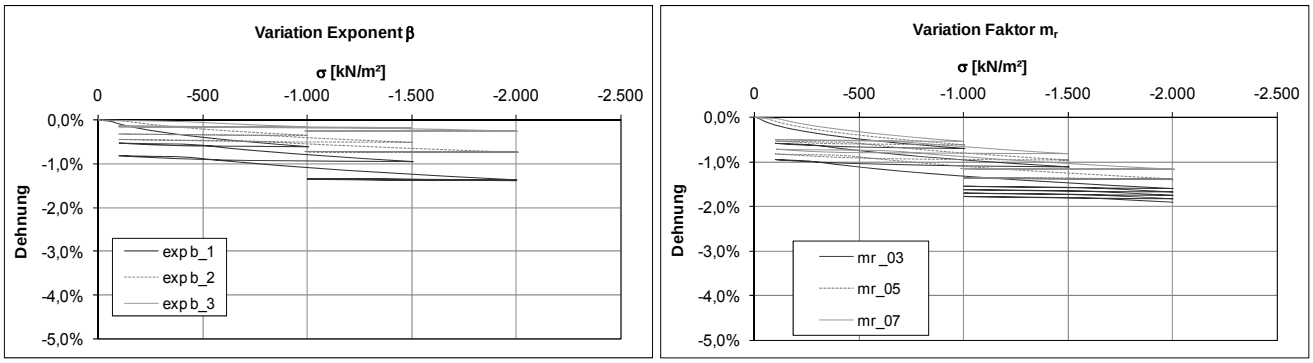



Bild 7.8 zykl. Oedometerversuch – Variation Exponent $\beta$ / Erhöhungsfaktor $m_R$

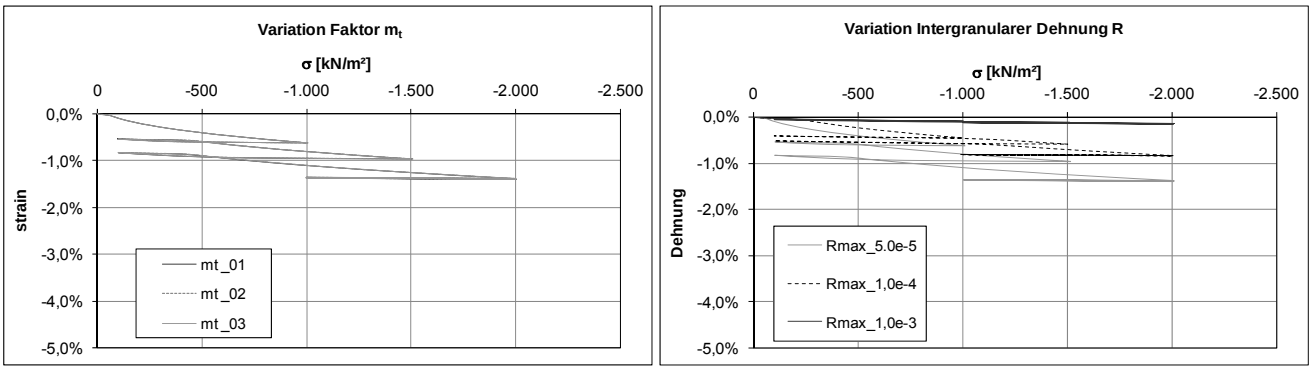



Bild 7.9 zykl. Oedometerversuch – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung

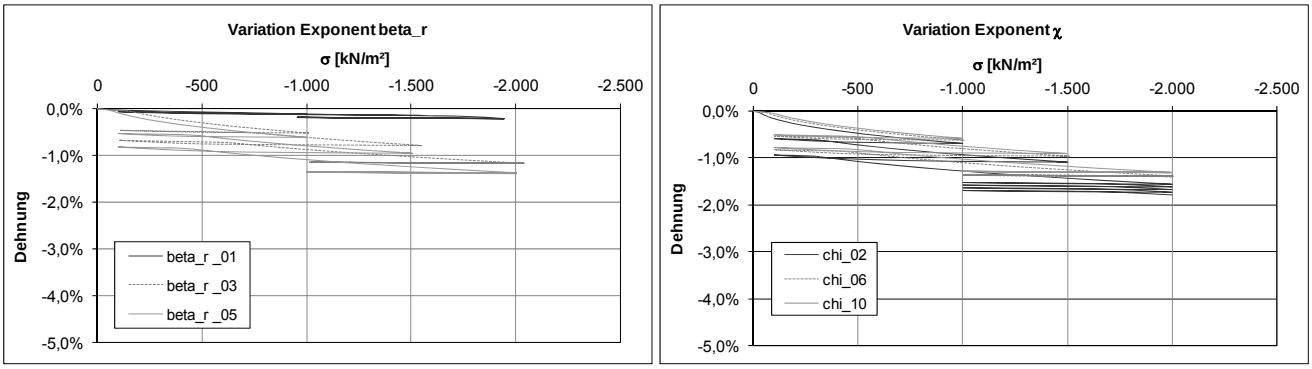



Bild 7.10 zykl. Oedometerversuch – Variation Exponent $\beta_r$ / Exponent $\chi$

Die Ergebnisse der numerischen Sensitivitätsanalyse des zyklischen Oedometerversuchs zeigen, dass die Parameter der Granulatsteifigkeit und des Kompressionsexponent (Bild 7.5) den größten Einfluss auf die ermittelten Dehnungen bzw. den Dehnungszuwachs infolge der zyklischen Belastung aufweisen. Bemerkenswert ist, dass die Grenzporenzahlen sowie die Parameter der intergranularen Dehnung nur einen geringfügigen Einfluss auf die ermittelten Dehnungen haben.

## 7.4. Zyklische Triaxialversuche

In Kapitel 7.2 konnte gezeigt werden, dass die Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung zu realistischen Resultaten führen kann. Weiterführende Studien und eine Rückrechnung des vorgestellten, zyklischen Triaxialversuchs von Hettler (1981, siehe Kap. 6.2) sollen nachfolgend zur Validierung herangezogen werden (Bild 7.11). Basierend auf den hypoplastischen Parametern für den Karlsruher Sand (Herle, 1997, Tabelle 7.2) wurden die Versuchsreihen 1 und 3 mit jeweils 11 Lastzyklen numerisch rückgerechnet. Reihe 1 wurde mit einem Zelldruck $\sigma_3$ von 80 kN/m² und Reihe 3 mit 400 kN/m² durchgeführt. Die zyklische axiale Spannung variierte in Abhängigkeit des Zelldruckes zwischen $\sigma_{1,min} = 1{,}5 \cdot \sigma_3$ und $\sigma_{1,max} = 3{,}2 \cdot \sigma_3$.

Tabelle 7.2 Parameter der Rückrechnung (Herle, 1997)

| Granulat-steifigkeit | Kompressions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Po-renzahl | Porenzahl bei lockerster Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | $\alpha$ | $\beta$ |
| 5.800 | 0,30 | 0,53 | 0,84 | 1,00 | 0,13 | 1,05 |

| Erhöhungs-faktor | Erhöhungs-faktor | intergranulare Dehnung | Exponent | Exponent |
|---|---|---|---|---|
| $m_R$ | $m_T$ | R | $\beta_r$ | $\chi$ |
| 5,0 | 2,0 | $1{,}0e^{-04}$ | 0,5 | 6,0 |

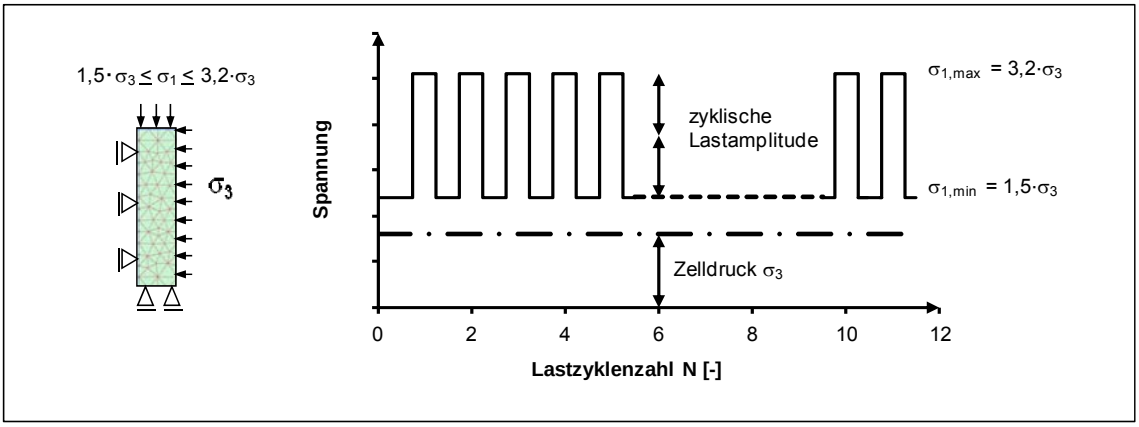
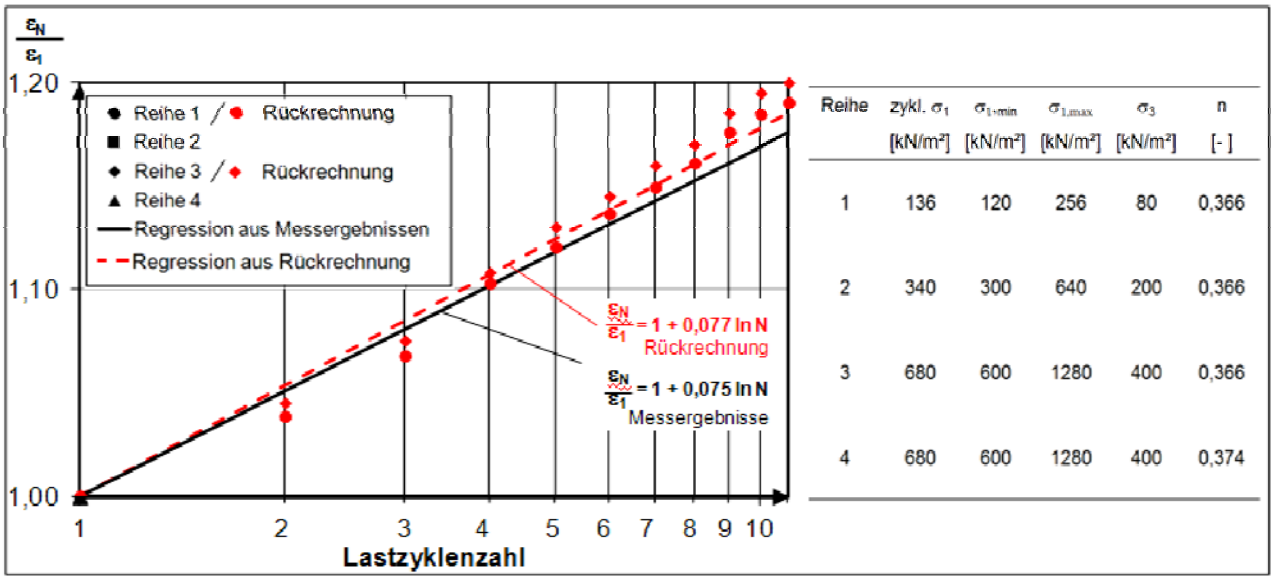



Bild 7.11 Vorgehensweise der numerischen Rückrechnung der Versuchsreihen von Hettler (1981)

Die Ergebnisse der numerischen Rückrechnung der Reihen 1 und 3 zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem von Hettler (1981) angegebenen linearen Zusammenhang zwischen Lastzyklenzahl und der Verformung (Bild 7.12, siehe auch Gl. 5.3). Die numerischen Studien wurden mit unterschiedlichen

Zelldrücken $\sigma_3$ durchgeführt. In Analogie zu den Ergebnissen von Hettler (1981) sind die Ergebnisse der numerischen Studien weitestgehend unabhängig vom vorherrschenden Spannungsniveau.




| Reihe | zykl. $\sigma_1$ [kN/m²] | $\sigma_{1,min}$ [kN/m²] | $\sigma_{1,max}$ [kN/m²] | $\sigma_3$ [kN/m²] | n [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 136 | 120 | 256 | 80 | 0,366 |
| 2 | 340 | 300 | 640 | 200 | 0,366 |
| 3 | 680 | 600 | 1280 | 400 | 0,366 |
| 4 | 680 | 600 | 1280 | 400 | 0,374 |

Bild 7.12 Ergebnisse der numerische Rückrechnung – zyklischer Triaxialversuch

In Anlehnung an die numerische Studie in Kapitel 7.3 wurde weiterführend eine Sensitivitätsanalyse für einen zyklischen Triaxialversuchs unter Berücksichtigung eines konstanten Zelldrucks von $\sigma_3$ = 100 kN/m² und einer zyklischen Lastspanne von zykl. $\sigma_1$ = 8,5 kN/m² durchgeführt. Insgesamt wurden 16 implizite Lastzyklen berücksichtigt (Bild 7.13).

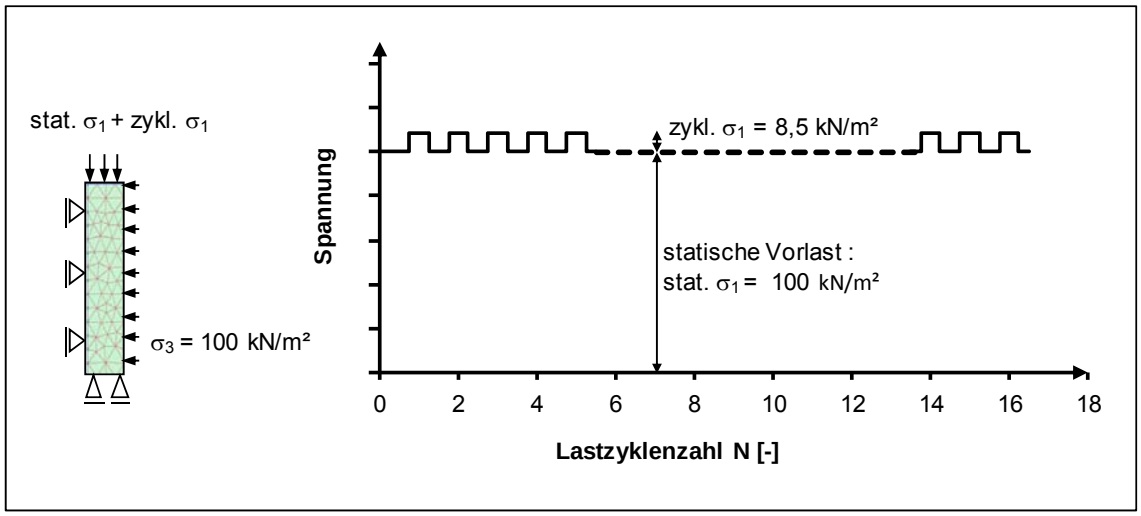



Bild 7.13 Variationsstudie: zyklischer Triaxialversuch

Nachfolgend werden die Ergebnisse dieser Sensitivitätsanalyse vorgestellt. Hierzu ist die Lastzyklenzahl N über die vertikale Verschiebung aufgetragen. Aufgrund der Beobachtungen und Ergebnisse der ersten 16 Lastzyklen sowie der kleinen zyklischen Lastspanne im Vergleich zum Zelldruck bzw. zur statischen Vorlast wurde eine halblogarithmische Darstellung gewählt sowie ein halblogarithmischer Ansatz gemäß Kapitel 3 zur Ermittlung von Verschiebungen bei ausgeprägter zyklischer Belastung. Mittels dieses Ansatzes wurden die vertikalen Verschiebungen für eine Lastzyklenzahl von N = 1.000.000 extrapoliert. Ausgehend von der Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel ($s_1$) nimmt die Verschiebung ständig zu, jedoch nimmt die Verschiebungsrate mit der Lastzyklenzahl logarithmisch

ab. In der halblogarithmischen Darstellung der vertikalen Verschiebung s (Setzung) über den Logarithmus der Lastzyklenzahl N zeigt sich eine Gerade mit einer definierten Steigung.

Die Variationsbreite der einzelnen Parameter basiert auf den Angaben aus Herle (1997) und Kudella et al. (2002). Die Eingangsparameter sind in Tabelle 7.1 fett gekennzeichnet.

Tabelle 7.3 Parameter der Sensitivitätsanalyse

| Granulat-steifigkeit | Kompressions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Po-renzahl | Porenzahl bei lockerster Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | $\alpha$ | $\beta$ |
| **6650** | **0,43** | **0,48** | **0,81** | **0,97** | **0,12** | **1,0** |
| 3000 | 0,39 | 0,30 | 0,7 | 0,90 | 0,10 | 1,0 |
| 6650 | 0,40 | 0,40 | 0,8 | 0,97 | 0,15 | 1,5 |
| 10000 | 0,43 | 0,48 | 0,9 | 1,10 | 0,20 | 2,0 |
| 20000 | | | 1,0 | | 0,25 | 3,0 |

| Erhöhungs-faktor | Erhöhungs-faktor | intergranularen Dehnung | Exponent | Exponent |
|---|---|---|---|---|
| $m_R$ | $m_T$ | R | $\beta_r$ | $\chi$ |
| **5,0** | **2,0** | **1,00e$^{-4}$** | **0,5** | **6,0** |
| 3,0 | 1,0 | 7,50e$^{-5}$ | 0,1 | 2,0 |
| 5,0 | 2,0 | 1,00e$^{-4}$ | 0,3 | 6,0 |
| 7,0 | 3,0 | 1,00e$^{-3}$ | 0,5 | 10,0 |

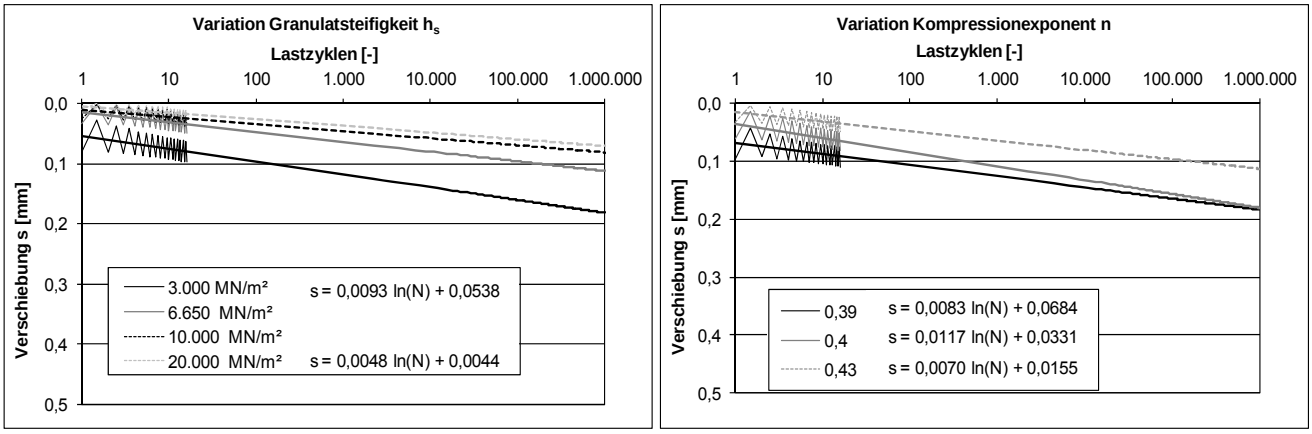
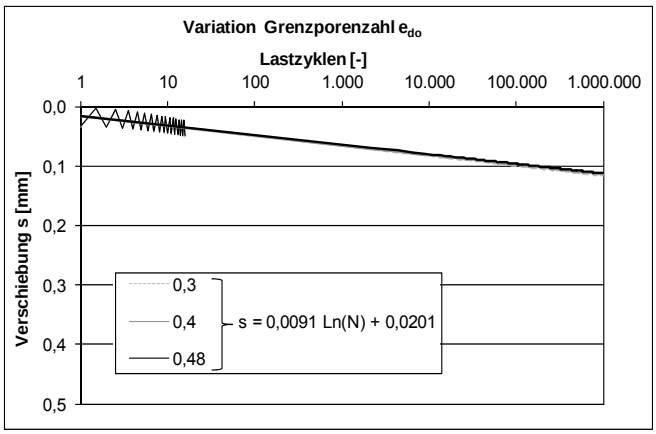



Bild 7.14 zyklischer Triaxialversuch – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent



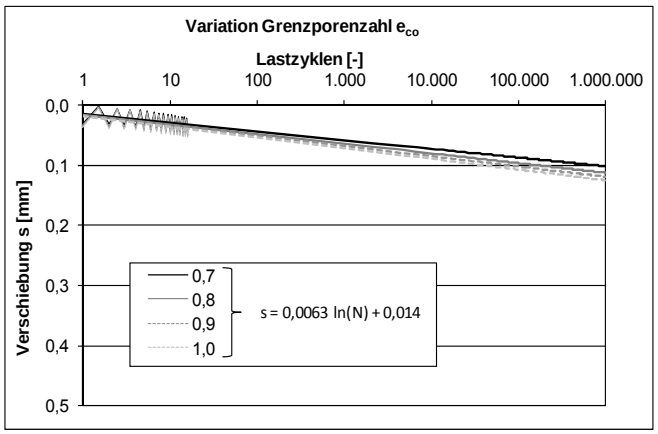
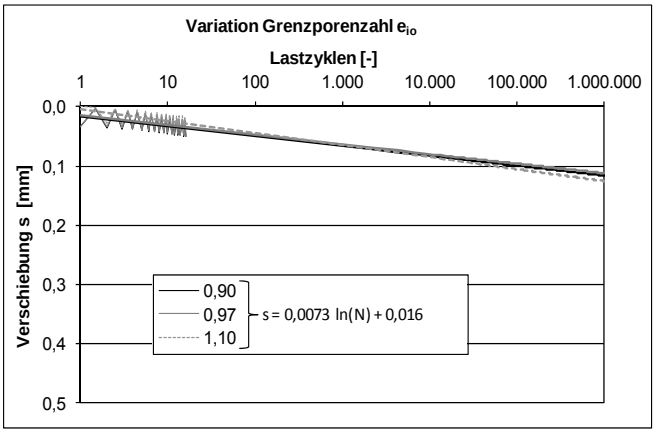




Bild 7.15 zyklischer Triaxialversuch – Variation Grenzporenzahl



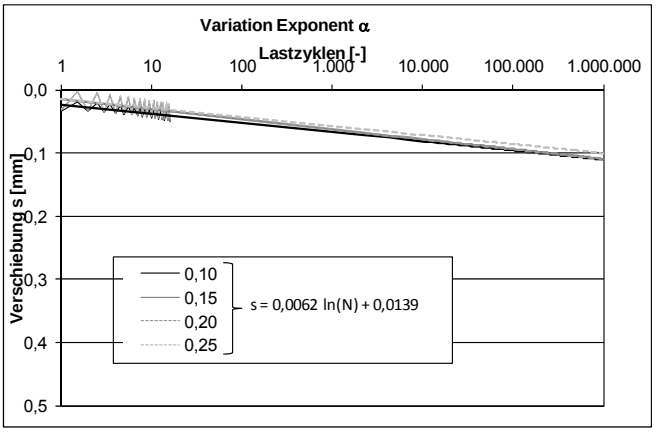
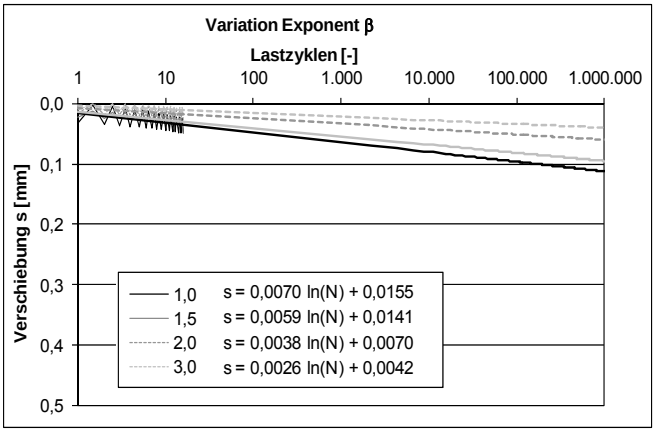




Bild 7.16 zyklischer Triaxialversuch – Variation Grenzporenzahl / Variation Exponent α



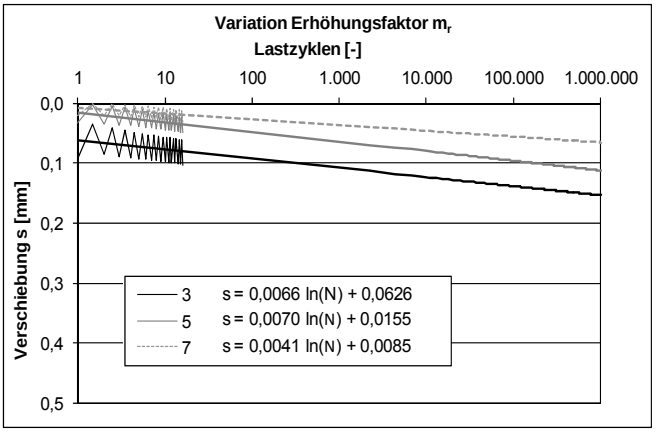




Bild 7.17 zyklischer Triaxialversuch – Exponent β / Erhöhungsfaktor $m_R$

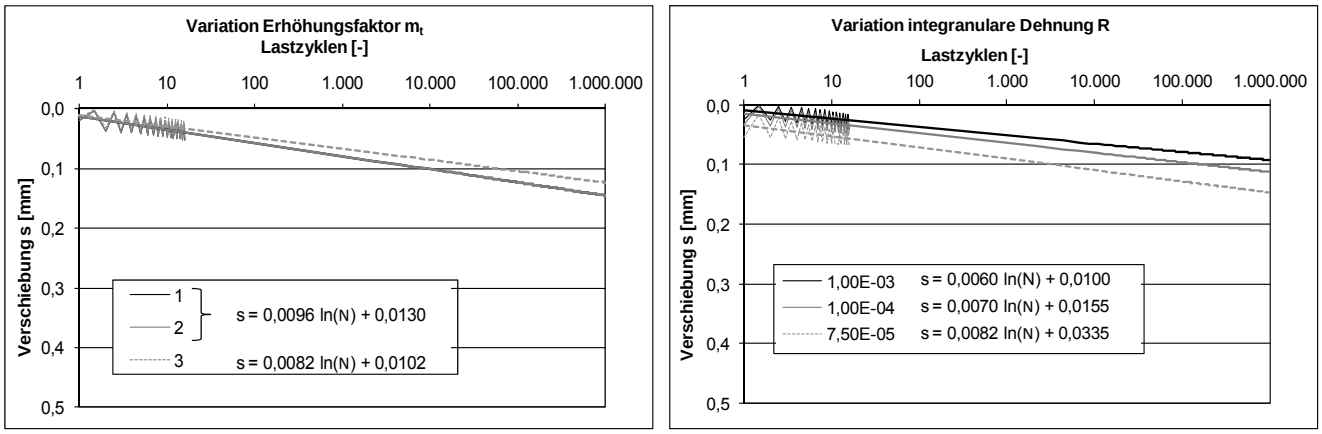



Bild 7.18 zyklischer Triaxialversuch – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung

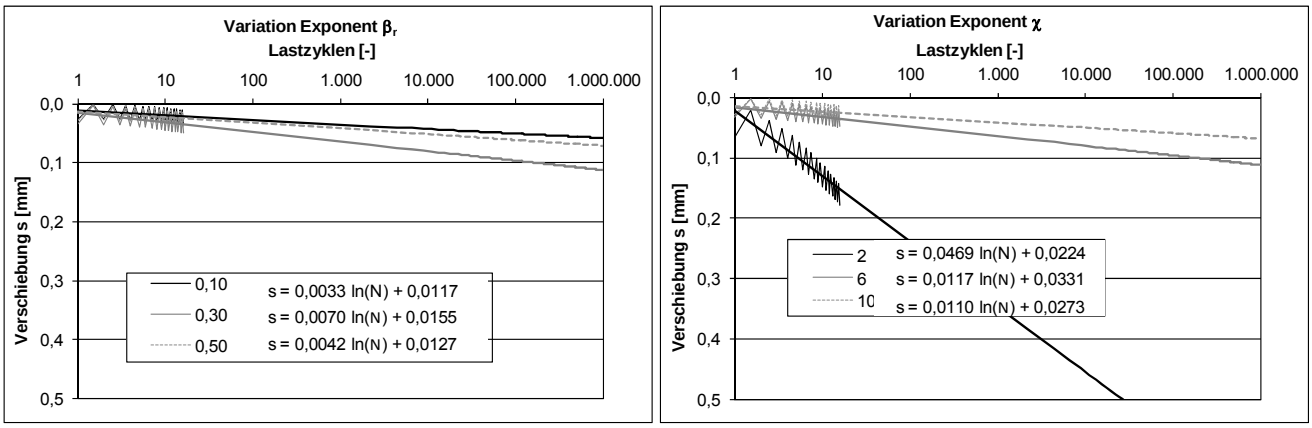



Bild 7.19 zyklischer Triaxialversuch – Variation Exponent $\beta_r$ / Exponent $\chi$

Die Ergebnisse der numerischen Sensitivitätsanalyse des zyklischen Triaxialsversuchs zeigen, dass mit zunehmender Lastzyklenzahl die reversiblen Verschiebungen gegenüber sich sukzessive akkumulierenden, irreversiblen Verschiebungen eine untergeordnete Rolle spielen. Den größten Einfluss auf die ermittelten irreversiblen Verschiebungen infolge der zyklischen Einwirkung weist der Exponent $\chi$ (Bild 7.19) auf. Die weiteren untersuchten Parameter haben nur geringfügigen Einfluss auf die irreversiblen Verschiebungen bzw. die Verschiebungsraten. Ausgenommen hiervon ist die Verschiebung beim ersten Lastwechsel.

# 8. Numerische Studien - Flachgründungen

## 8.1. Projektspezifische Einwirkungen

Die numerischen Studien von Magnetschnellbahnüberfahrten auf einem flachgegründeten Fahrweg des Typs II wurde auf Grundlage der in Kapitel 2 beschriebenen Baugrundverhältnisse und mit den Einwirkungen gemäß der Projektierungsrichtlinie (Transrapid, 2003) (Tabelle 8.1) durchgeführt. Das numerische Modell (Bild 8.1) wurde rotationssymmetrisch mit einem flächengleichen Fundament aufgebaut. Die Größe des numerischen Modells wurde mit Bezug auf die Beeinflussung der numerischen Ränder ausreichend groß gewählt (Bild 8.1).

Tabelle 8.1 projektspezifische Einwirkungen - Flachgründung

| *G1: Eigengewicht der Bauteile* | | *Q1+2: Massenkräfte inkl. Dynamik aus Fahrzeugeigengewicht und Nutzlast* | |
|---|---|---|---|
| Fundament - Flachgründung | | | |
| Länge | 9,0 m | Leergewicht | 19,0 kN/m |
| Breite | 4,2 m | Normalauslastung | 26,0 kN/m |
| Höhe | 1,1 m | Vollauslastung | 28,0 kN/m |
| Volumen | 41,6 m³ | Maximalauslastung | 30,0 kN/m |
| Fundamentfläche | 37,8 m² | Systemlänge Typ II | 12,4 m |
| Radius für ein kongruentes Kreisfundament | 3,5 m | | |
| Eigengewicht (Fundament) | 1040 kN | zykl. Lasten bezogen auf Fahrwegstyp II (Normalauslastung) | 322,0 kN |
| Spannung bezogen auf Fundamentfläche (Eigengewicht) | 27,5 kN/m² | zykl. Lastpanne infolge Überfahrt | 8,5 kN/m² |
| Fahrweg - Typ II | | | |
| Eigengewicht 2 Stahl-Fahrwegsträger | 450,0 kN | | |
| Sohlspannung infolge Eigengwicht Fahrweg | 11,9 kN/m² | | |
| Summe der Spannungen bezogen auf die Fundamentfläche | 39,4 kN/m² | Summe Q1 + Q 2 | 8,5 kN/m² |
| mittlere statische Belastung | 43,7 kN/m² | zyklische Lastspanne (zykl.σ) | 8,5 kN/m² |

## 8.2. Sensitivitätsanalyse Flachgründung – Magnetschnellbahn München

Die numerische Sensitivitätsanalyse wurden gemäß der Ausführungen in Kapitel 7 mit einem hypoplastischen Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung durchgeführt. Entsprechend der Lastermittlung (Tabelle 8.1) beträgt die zyklische Lastamplitude 4,25 kN/m². Insgesamt wurden 16 implizite Belastungsvorgänge berechnet. Dabei wurden zu Beginn der zyklischen Belastungsvorgänge die vertikalen Verschiebungen infolge der statischen Vorlast (39,4 kN/m²) zu null gesetzt. Aufgrund der Fundamentgröße und des damit einhergehenden hohen Grundbruchwiderstandes sowie der hierzu geringen zyklischen Lastspanne wurde ein halblogarithmischer Ansatz (Kap. 4.5) zur Prognose der Setzungen des Fundamentes gewählt.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Studien unter Berücksichtigung der Variation der hypoplastischen Parameter vorgestellt. Ausgehend vom nachfolgend definierten Parametersatz V00 wurden die einzelnen Parameter basierend auf den Angaben aus Kudella et al. (2002) variiert (Tabelle 8.2).

Tabelle 8.2 Parametersatz V00 der numerischen Studie - Flachgründung

| Kritischer Reibungswinkel | Granulatsteifigkeit | Kompressionsexponent | Porenzahl bei max. Scherverdichtung | kritische Porenzahl | Porenzahl bei lockerster Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varphi_c$ | $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | $\alpha$ | $\beta$ |
| **32** | **6.650** | **0,43** | **0,48** | **0,81** | **0,97** | **0,12** | **1,00** |
| untersuchte Bandbreite | 1.000 | 0,25 | 0,30 | 0,70 | 0,90 | 0,10 | 1,0 |
| | 6.650 | 0,30 | 0,48 | 0,81 | 0,97 | 0,12 | 2,0 |
| | 20.000 | 0,43 | 0,60 | 1,00 | 1,10 | 0,25 | 3,0 |

| Erhöhungsfaktor | Erhöhungsfaktor | Intergranulare Dehnung | Exponent | Exponent |
|---|---|---|---|---|
| $m_R$ | $m_T$ | R | $\beta_r$ | $\chi$ |
| **5,0** | **2,0** | **1,00e$^{-04}$** | **0,5** | **6,0** |
| 3,0 | 1,0 | 1,00e$^{-03}$ | 0,1 | 2 |
| 5,0 | 2,0 | 1,00e$^{-04}$ | 0,3 | 6 |
| 7,0 | 3,0 | 5,40e$^{-05}$ | 0,5 | 10 |

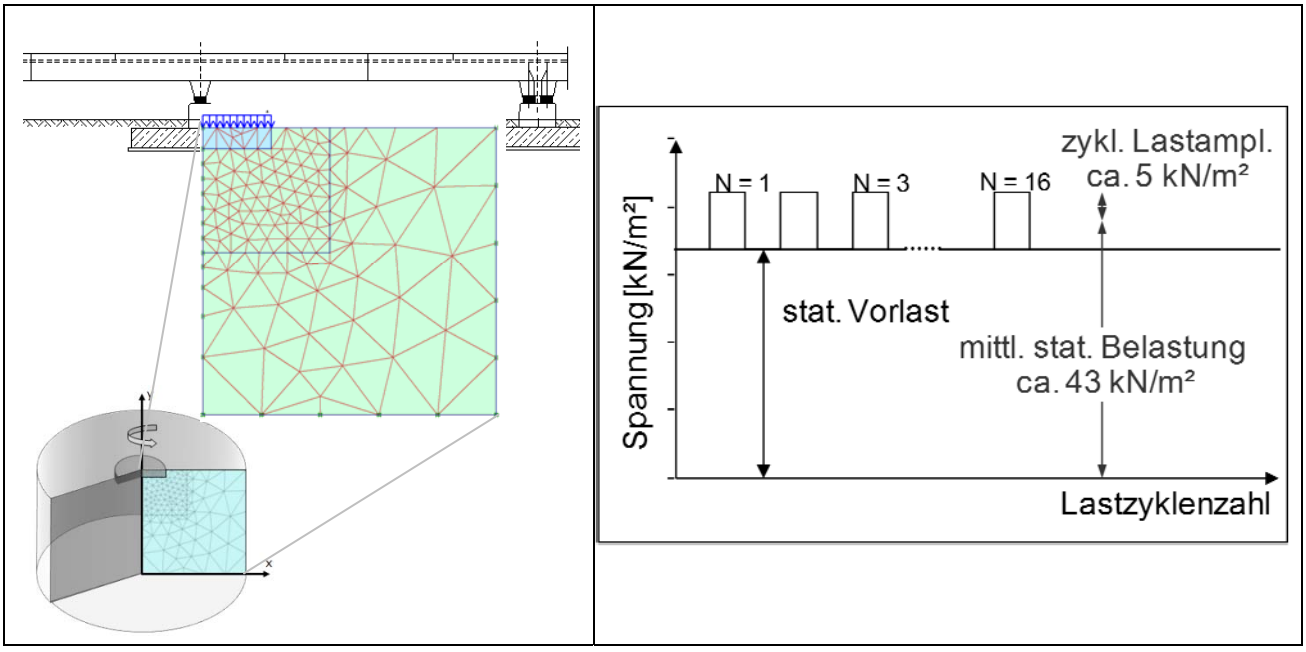
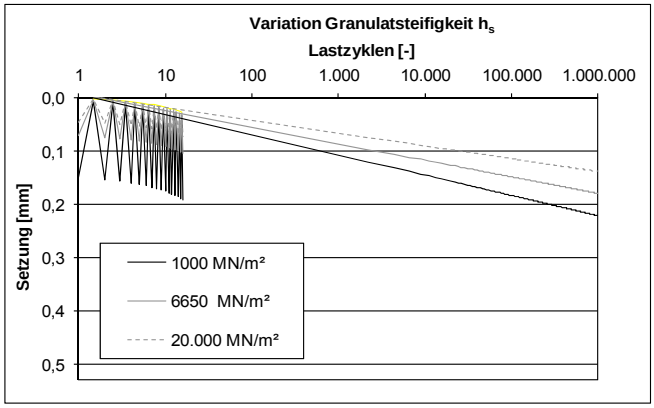
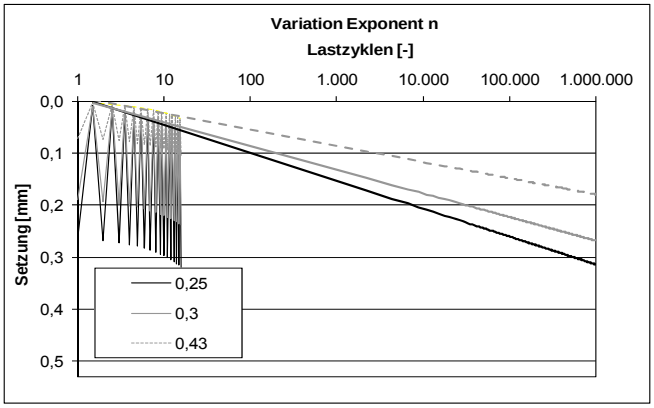



Bild 8.1 Numerisches Modell – Flachgründung

Zusätzlich zur halblogarithmischen Ergebnisdarstellung der Lastzyklen N über die vertikale Verschiebung (Setzung) werden Gleichungsterme der log. Regressionsfunktion sowie der plastische Setzungsanteil $s_{pl}$ für eine Lastzyklenzahl von N = 1.000.000 angegeben.

Bei Annahme eines Überfahrttaktes alle 10 Min, 16 Stunden pro Tag und 365 Tage im Jahr werden 1.000.000 Überfahrten nach 28,5 Jahren erreicht.

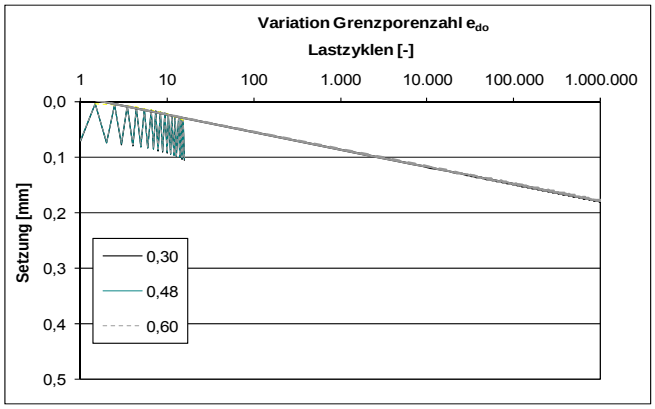


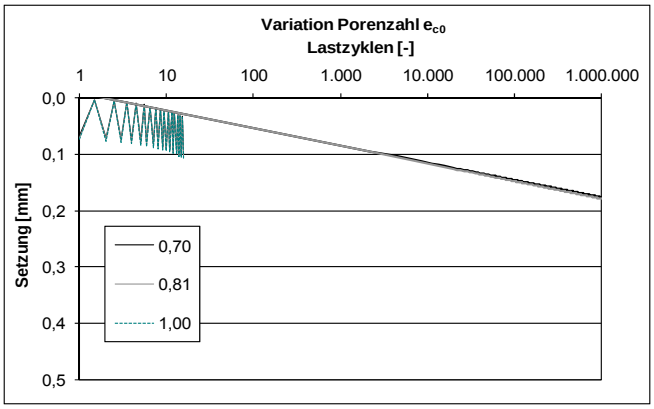




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $h_s$ | 1000 MN/m² | 6650 MN/m² | 20.000 MN/m² |
| m = | 0,0165 | 0,0135 | 0,0104 |
| b = | -0,0075 | -0,0077 | -0,0062 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,2209 | 0,1790 | 0,1378 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Exponent n | 0,25 | 0,30 | 0,43 |
| m = | 0,0233 | 0,0198 | 0,0135 |
| b = | -0,0084 | -0,0053 | -0,0077 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,3136 | 0,2681 | 0,1790 |

Bild 8.2 Flachgründung – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent

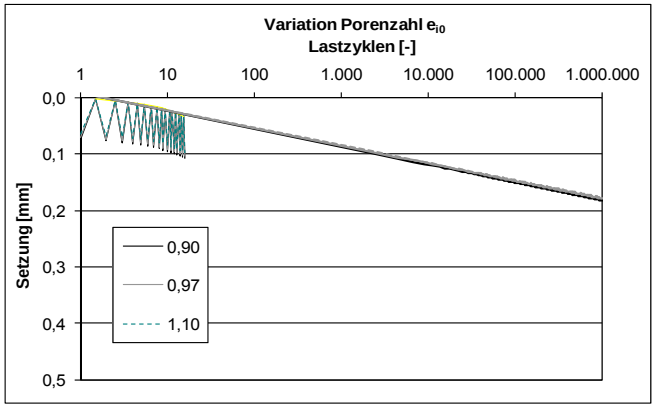


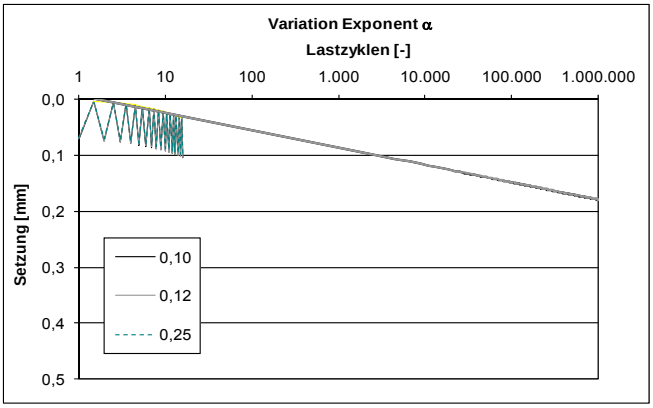




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $e_{d0}$ | 0,30 | 0,48 | 0,60 |
| m = | 0,0136 | 0,0135 | 0,0134 |
| b = | -0,0077 | -0,0077 | -0,0077 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,1799 | 0,1790 | 0,1776 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $e_{c0}$ | 0,70 | 0,81 | 1,00 |
| m = | 0,0133 | 0,0135 | 0,0137 |
| b = | -0,0076 | -0,0077 | -0,0078 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,1762 | 0,1790 | 0,1820 |

Bild 8.3 Flachgründung – Variation Grenzporenzahl

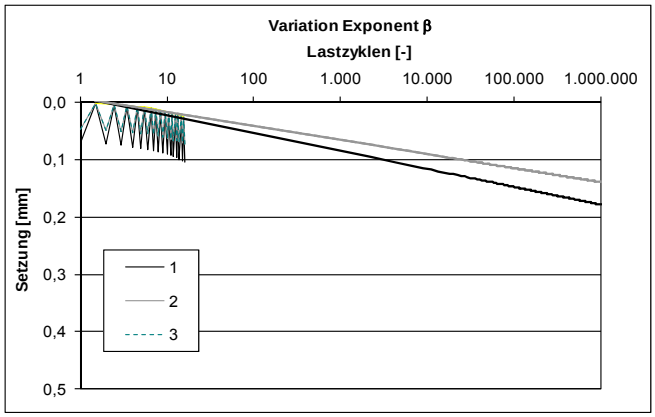


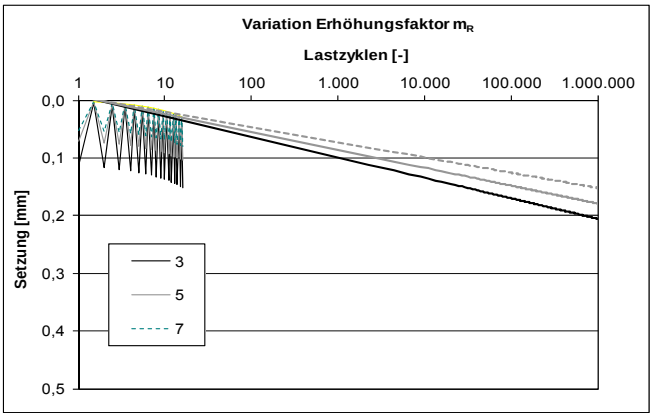




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $e_{i0}$ | 0,90 | 0,97 | 1,10 |
| m = | 0,0138 | 0,0135 | 0,0131 |
| b = | -0,0078 | -0,0077 | -0,0076 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,1824 | 0,1790 | 0,1732 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Exp. α | 0,10 | 0,12 | 0,25 |
| m = | 0,0135 | 0,0135 | 0,0133 |
| b = | -0,0077 | -0,0077 | -0,0076 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,1795 | 0,1790 | 0,1758 |

Bild 8.4 Flachgründung – Variation Grenzporenzahl / Exponent α

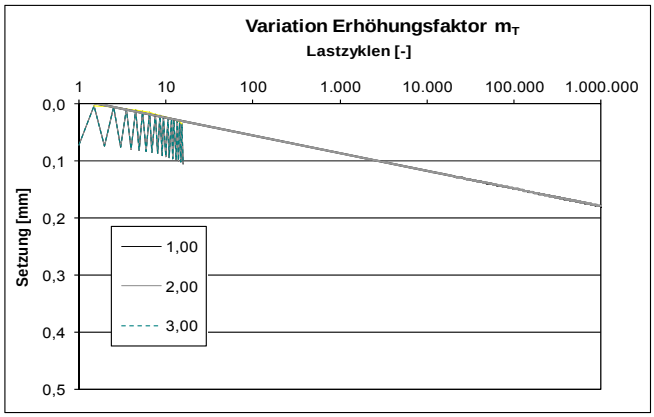


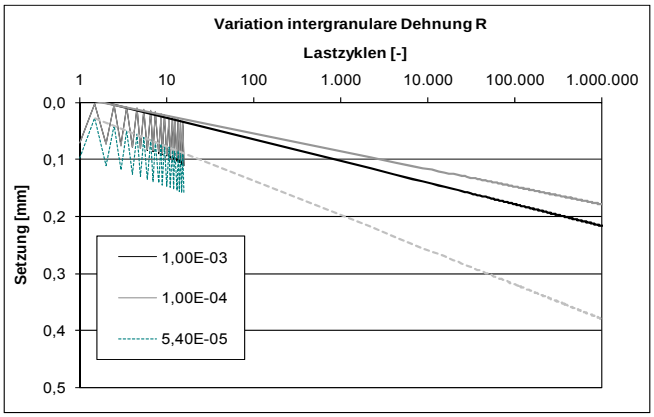




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Exp. β | 1,00 | 2,00 | 3,00 |
| m = | 0,0135 | 0,0106 | 0,0106 |
| b = | -0,0077 | -0,0063 | -0,0063 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,1790 | 0,1398 | 0,1398 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| mr | 3,00 | 5,00 | 7,00 |
| m = | 0,0154 | 0,0135 | 0,0115 |
| b = | -0,0078 | -0,0077 | -0,0068 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,2054 | 0,1790 | 0,1520 |

Bild 8.5 Flachgründung – Variation Exponent β / Erhöhungsfaktor $m_R$

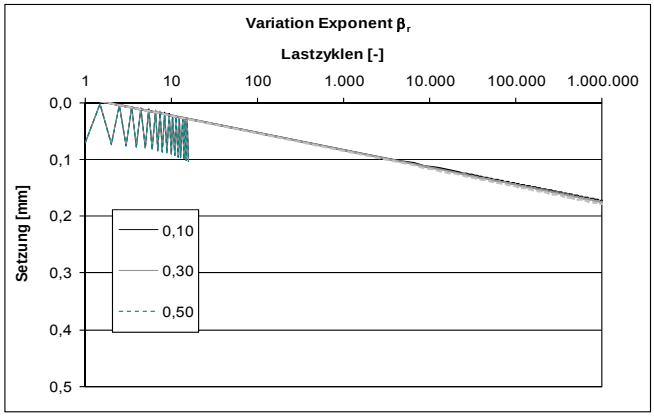


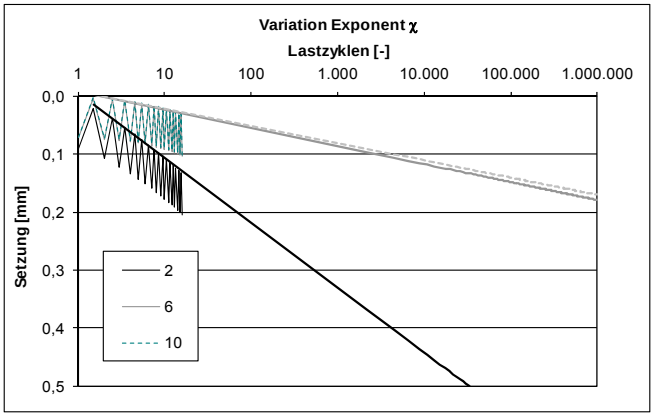




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $m_t$ | 1,00 | 2,00 | 3,00 |
| m = | 0,0135 | 0,0135 | 0,0135 |
| b = | -0,0077 | -0,0077 | -0,0077 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| s (N=1.000.000) | 0,1791 | 0,1790 | 0,1789 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| R | 1,00E-03 | 1,00E-04 | 5,40E-05 |
| m = | 0,0165 | 0,0135 | 0,0263 |
| b = | -0,0111 | -0,0077 | 0,0168 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| s (N=1.000.000) | 0,2168 | 0,1790 | 0,3801 |

Bild 8.6 Flachgründung – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung R




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Exp. $\beta_r$ | 0,10 | 0,30 | 0,50 |
| m = | 0,0131 | 0,0132 | 0,0135 |
| b = | -0,0080 | -0,0077 | -0,0077 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| s (N=1.000.000) | 0,1735 | 0,1751 | 0,1790 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | 2,00 | 6,00 | 10,00 |
| m = | 0,0485 | 0,0135 | 0,0129 |
| b = | -0,0049 | -0,0077 | -0,0083 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| s (N=1.000.000) | 0,6658 | 0,1790 | 0,1699 |

Bild 8.7 Flachgründung – Variation Exponent $\beta_r$ / Exponent $\chi$

Der Einfluss aller Parameter ist in Bild 8.8 zusammengestellt. Dabei sind die möglichen, extrapolierten Minimal- und Maximalwerte des irreversiblen Setzungsanteils für jeden Parameter mit einer Lastzyklenzahl von 1 Mio. unter Berücksichtigung der gewählten Variationsbreit sowie des Ausgangsparametersatzes (V00) dargestellt.

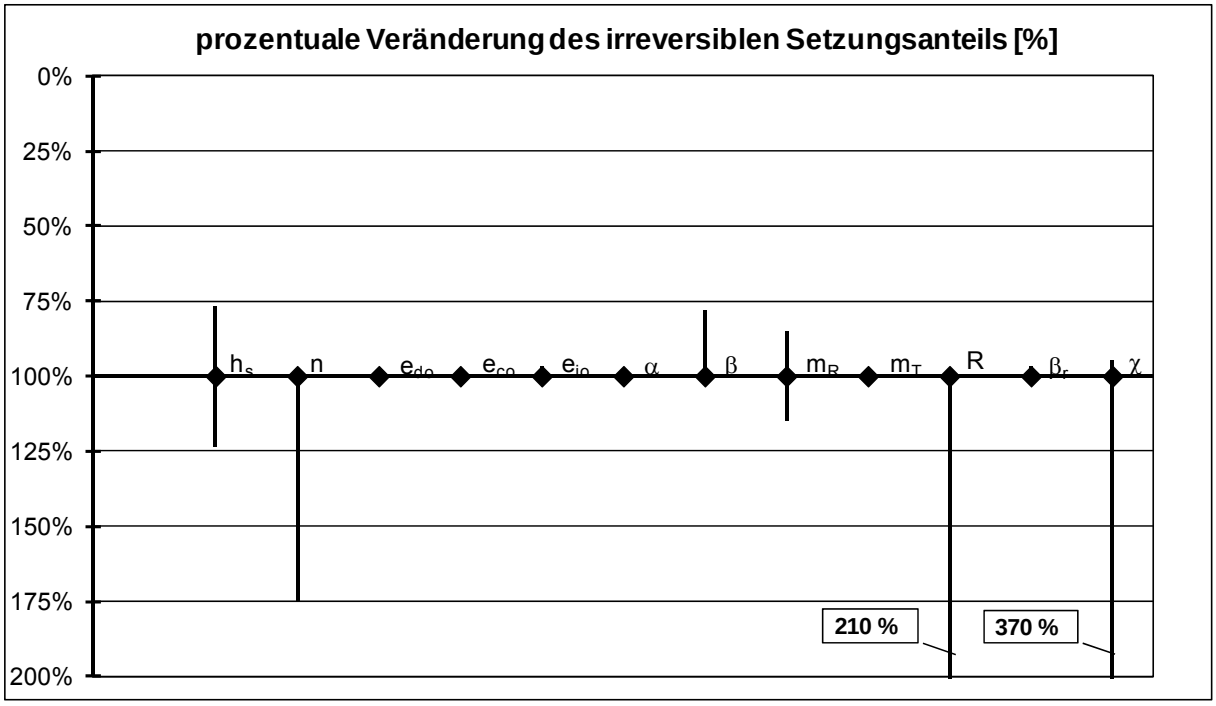



Bild 8.8 Prozentuale Veränderung des irreversiblen Setzungsanteils [%] in Abhängigkeit der Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes für N = 1 Mio.

Die Ergebnisse der numerischen Variationsstudie in Bezug auf die Flachgründung zeigen, dass die Parameter

- Granulatsteifigkeit $h_s$
- Kompressionsexponent n
- Intergranulare Dehnung R
- Exponent $\beta_r$
- Exponent $\chi$

den größten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse bezüglich der irreversiblen Verschiebungen aufweisen. Erwartungsgemäß sind die Parameter der intergranularen Dehnung R und der Exponent $\chi$ der Erweiterung des Stoffgesetzes der Hypoplastizität für den berechneten Fall bezüglich der irreversiblen Verschiebungen maßgebend.

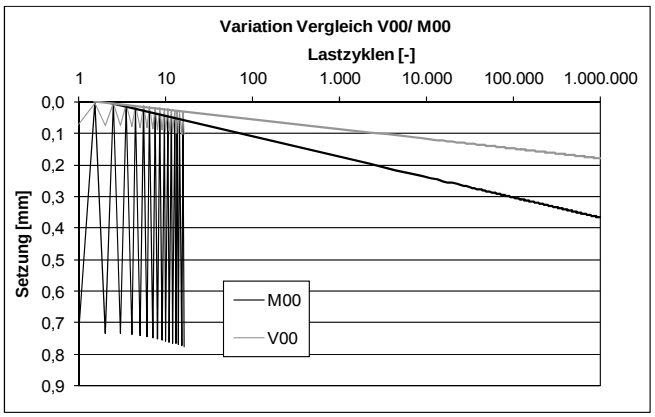
Die nachfolgend durchgeführte, ergänzende Sensitivitätsanalyse umfasst auch stoffgesetzbedingte Abhängigkeiten zwischen einzelnen Parametern wie zum Beispiel zwischen der Granulatsteifigkeit $h_s$ und dem Kompressions-Exponenten n (Kap. 5.4.2) sowie zwischen den Porenzahlen (Bild 5.11). Für die im Projektgebiet München anstehenden weitestgehend nichtbindigen Böden liegen bislang keine hypoplastischen Parameter vor. Anhand der detaillierten Schichtenbeschreibungen (u. a. Quick, 2004) und basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten Laborversuche (Kornverteilung, Ungleichförmigkeitszahl und Lagerungsdichten) sowie auf Grundlage von bereits ermittelten Parametern für vergleichbare Böden wurde der Parametersatz M00 für das hypoplastische Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung erarbeitet (Tabelle 8.3). Analog zur Vorgehensweise in Kap. 8.2 wurden die Berechnungen unter Berücksichtigung einer zyklischen Lastamplitude von 4,25 kN/m² durchgeführt. Hierzu wurden sieben wahrscheinlicher Parameterkombinationen betrachtet (Tabelle 8.3). Zusätzlich wurde der Parametersatz V00 (Kap. 8.2) zum Vergleich mit hinzugezogen.

Tabelle 8.3 Parameter der ergänzenden Variationsstudie - Flachgründung

| Parameter-kombination | 1 | | 2 | | | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Granulat-steifigkeit | Kompress-ions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Porenzahl | Porenzahl bei lockers-ter Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
| | $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | α | β |
| V00 | 6.650 | 0,43 | 0,48 | 0,81 | 0,97 | 0,12 | 1 |
| M00 | 3.000 | 0,30 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 0,1 | 1 |
| M00 b | 15.000 | 0,25 | 0,60 | 0,87 | 1,00 | 0,2 | 2 |
| M00 c | 10.000 | 0,40 | 0,40 | 0,74 | 0,85 | - | 3 |

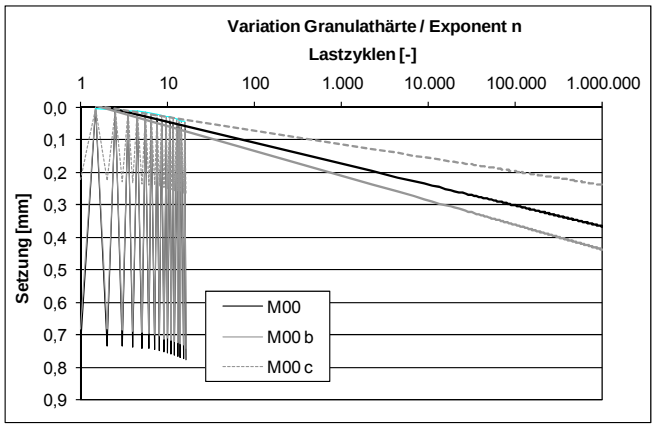
| Parameter-kombination | - | - | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Erhö-hungs-faktor | Erhö-hungs-faktor | Inter-granulare Dehnung | Exponent | Exponent |
| | $m_R$ | $m_T$ | R | $\beta_r$ | χ |
| V00 | 5 | 2 | $1{,}00e^{-04}$ | 0,5 | 6 |
| M00 | | | $1{,}00e^{-04}$ | 0,5 | 6 |
| M00 b | 5 | 2 | 1,00e-$^{03}$ | 0,5 | 5 |
| M00 c | | | - | 0,5 | 10 |

Bild 8.9 vergleicht die Ergebnisse der Studien mit dem Ausgangsparametersatz V00 (Kap. 8.2) und dem Parametersatz M00. Anschließend wurde auf Grundlage der oben genannten Parametersätze eine ergänzende numerische Sensitivitätsanalyse durchgeführt (Bild 8.9 bis Bild 8.12). Aufgrund der geringen Granulatssteifigkeit des Parametersatzes M00 zeigen sich große reversible Verschiebungen im Vergleich zum Parametersatz V00.

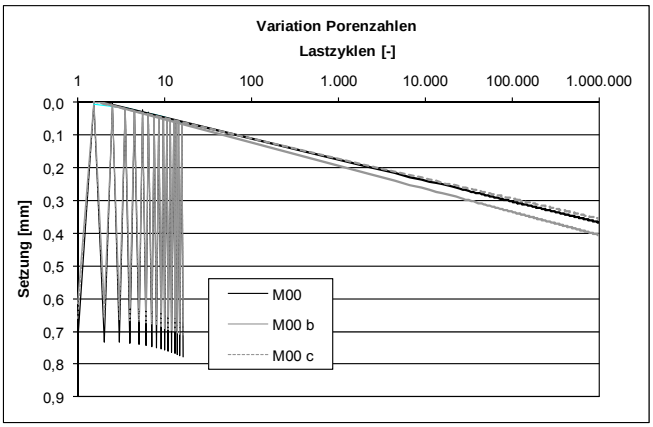



| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | |
|---|---|---|
| Parametersatz | M00 | V00 |
| m = | 0,0279 | 0,0135 |
| b = | -0,0184 | -0,0077 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | |
| s (N=1.000.000) | 0,3669 | 0,1790 |

Bild 8.9 Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – V00 (Kap. 8.2) / M00

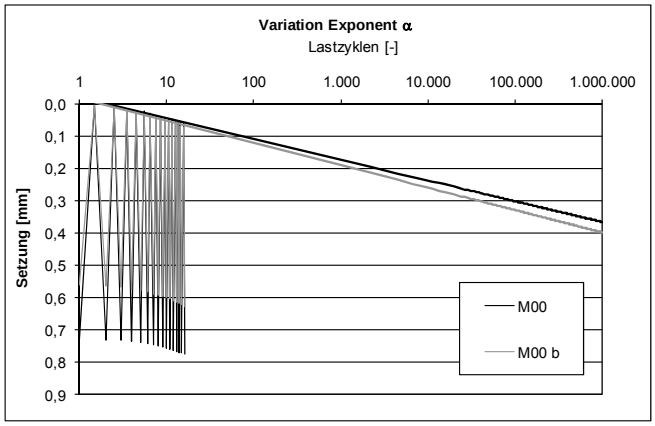



| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| $h_s$ / n | M00 | M00 b | M00 c |
| m = | 0,0279 | 0,0329 | 0,0181 |
| b = | -0,0184 | -0,0163 | -0,0109 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 0,4380 | 0,2392 |

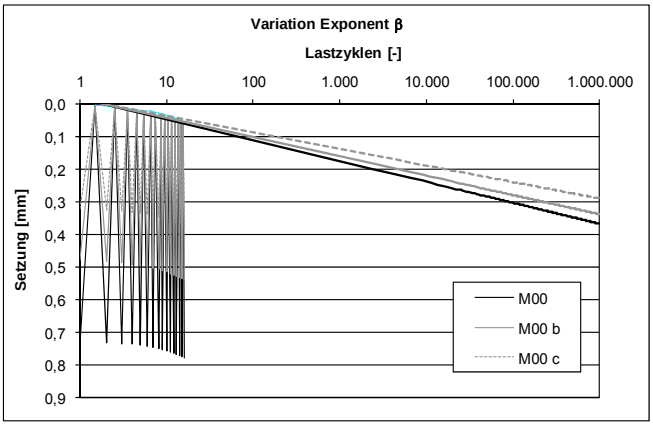



| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Porenzahlen | M00 | M00 b | M00 c |
| m = | 0,0279 | 0,0306 | 0,0267 |
| b = | -0,0184 | -0,0181 | -0,0134 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 0,4052 | 0,3554 |

Bild 8.10 Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation $h_s$ / n und Porenzahlen

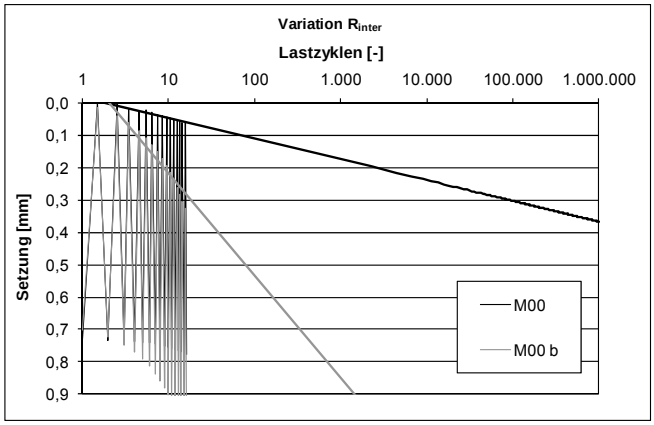


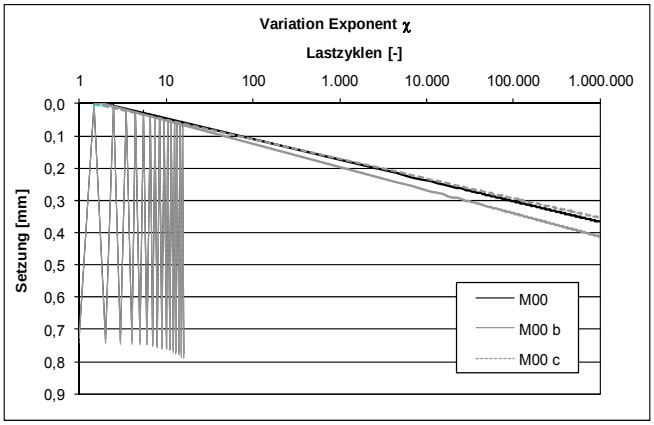

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | |
|---|---|---|
| Exp. α | M00 | M00 b |
| m = | 0,0279 | 0,0301 |
| b = | -0,0184 | -0,0161 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 0,3993 |




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Exp β | M00 | M00 b | M00 c |
| m = | 0,0279 | 0,0256 | 0,0219 |
| b = | -0,0184 | -0,0152 | -0,0131 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 0,3378 | 0,2895 |

Bild 8.11 Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation Exponent a und β




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | |
|---|---|---|
| | M00 | M00 b (R ) |
| Rinter | 1,0E-04 | 1,0E-03 |
| m = | 0,0279 | 0,1369 |
| b = | -0,0184 | -0,0963 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 1,7950 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | M00 | M00 b | M00 c |
| Exponent $\chi$ | 6 | 5 | 10 |
| m = | 0,0279 | 0,0313 | 0,0264 |
| b = | -0,0184 | -0,0206 | -0,0102 |
| **irreversible Setzung in [mm]** | | | |
| s (N=1.000.000 | 0,3669 | 0,4125 | 0,3545 |

Bild 8.12 Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation $R_{inter}$ / Exponent $\chi$

Es zeigen sich erwartungsgemäß große Unterschiede in Bezug auf den Betrag der reversiblen Verschiebungen. Insbesondere der Kompressionsexponent n steuert maßgeblich den elastischen Verschiebungsbetrag sowie untergeordnet die Granulatsteifigkeit. In Bezug auf die irreversiblen Verschiebungen weist die intergranulare Dehnung den größten Einfluss auf. Die Porenzahlen und der Exponent $\chi$ zeigen eher einen geringen Einfluss auf die Verschiebungen. Die irreversiblen Verschiebungsanteile erreichen für die vorgenannten Parameter unter Berücksichtigung der ergänzenden Variationsstudie einen maximalen irreversiblen Verschiebungsbetrag 1,8 mm (Bild 8.10). Die reversiblen Verschiebungen innerhalb eines Lastzyklus weisen Beträge von bis zu 0,8 mm auf.

Der Vergleich mit den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen für Unterbauten einer Magnetschnellbahn bei Ausführung von Einfeldträgern (Kapitel 2.4) zeigt, dass die zulässigen reversiblen und reversiblen Verschiebungsbeträge erreicht werden können und somit die Gebrauchstauglichkeit der Unterbauten respektive der Fahrwegträger bei einer ausgeprägt zyklischer Einwirkung nicht mehr gewährleistet werden kann.

# 9. Numerische Studien - Pfahlgründung

## 9.1. Numerische Rückrechnung der Pfahlprobebelastung Sony Center, Berlin

Bei dem gewählten Beispiel für die numerische Rückrechnung handelt es sich um die Pfahlprobebelastung für das Sony-Center in Berlin (Richter et al., 1998). Der Großbohrpfahl mit einem Durchmesser D = 0,88 m weist eine Länge von 23 m auf. Eine 11,6 m lange Hülse wurde im oberen Bereich installiert. Im Bereich des Lastabtrages liegen mitteldicht bis dicht gelagerte Sande vor (Bild 9.1). Der Probepfahl wurde mit acht Dehnungsgebern und einer Pfahlfußdruckmessdose ausgestattet.

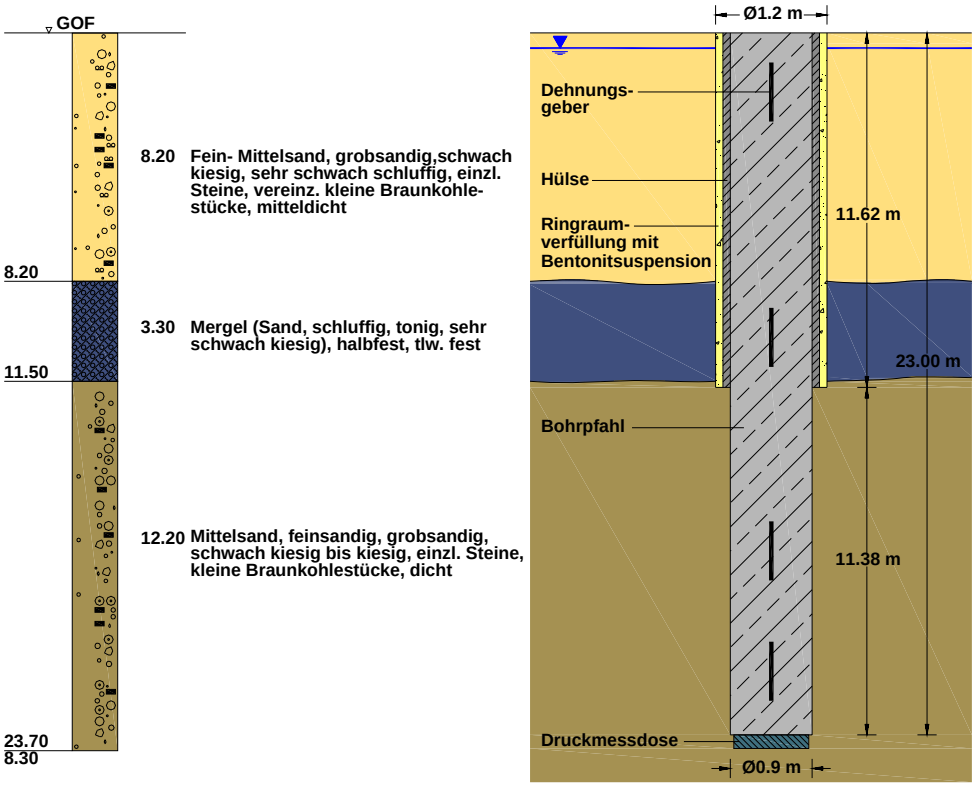



Bild 9.1 Pfahlprobebelastung Sony Center Berlin

Als Ergebnis der Probebelastung ist in Bild 9.2 die gemessene Widerstands-Setzungs-Linie bis zur festgelegten Grenzsetzung $s_1$ von 0,1 · D dargestellt (Richter et al., 1998). Der gemessene Gesamtpfahlwiderstand R betrug 8,5 MN. Der Bruchwert der Mantelreibung wurde zu $Q_z$ = 240 kN/m² und der Pfahlspitzenwiderstand zu $b_{ak}$ = 1.300 kN/m² bestimmt.

Bei einer numerischen Rückrechnung sind zur ingenieurtechnischen Abbildung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Tragwerk, insbesondere zwischen Boden und Pfahl verschiedene Konzepte möglich:

- Interface-Elemente: Bei Verwendung von Interface-Elementen wird mit einem entsprechenden Stoffgesetz zur Steuerung eine Relativverschiebung von benachbarten Knoten zugelassen (Reul, 2000).
- Idealer Kontakt: Hierbei werden konventionelle Kontinuumselemente im Übergangsbereich mit dem entsprechenden Stoffgesetz eingesetzt. Eine Relativverschiebung zwischen benachbarten Knoten kann nicht stattfinden (Reul, 2000; Rücksitz, 2003, Schmitt, 2006).
- Definition von Kontaktoberflächen (Master-Slave-Konzept). Der Kontakt zwischen Boden und Bauwerk wird durch miteinander in Wechselwirkung stehenden Kontaktflächen abgebildet (Moormann, 2009).

Die Versuche zum Kontaktverhalten zwischen Baugrund und Tragwerk von Reul (2000) an weggesteuerten Scherversuchen am Berliner Sand zeigen, dass bei rauen Betonbauteilen, wie zum Beispiel einem Ortbetonpfahl, das Verhältnis des Reibungswinkels der Kontaktfläche und des Reibungswinkels des Sands $\delta/\varphi = 1$ beträgt. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Ausbildung einer Scherfuge im Sand stattfindet. Insbesondere im Gebrauchszustand eines Pfahles ($s = 0{,}01 \cdot D$) hat sich gezeigt, dass ein idealer Kontakt mit Kontinuumselementen hinreichend genaue Ergebnisse liefert. Weitere Hinweise zur Netzgröße und -Diskreditierung wurden aus den Arbeiten Wehnert & Vermeer (2004) und Lehmann (2009) entnommen. In Bereichen von deutlichen Spannungs- und Verformungsgradienten wurde die Diskreditierung verfeinert.

Das für die numerische Rückrechnung modellierte Netz wurde ausreichend lokalspezifisch fein und ohne Kontaktelemente (Interfaces) rotationsymmetrisch aufgebaut. Für die numerische Rückrechnung der Pfahlprobebelastung wurden drei wesentliche Berechnungsschritte vollzogen. Der erste Schritt beschreibt den Primärspannungszustand, der zweite die Herstellung des Pfahles, diese Pfahlherstellung wird dadurch simuliert, das in den Elementen, die den Pfahl repräsentieren, die Materialeigenschaften mit dem sogenannten wished-into-place-Verfahren getauscht werden. Diese einfache Modellierung der Pfahlherstellung steht zunächst im Widerspruch zu den komplexen Verhältnissen bei der realen Herstellung eines Bohrpfahls. Katzenbach & Arslan (1995) haben jedoch an Messungen gezeigt, dass sich der In-situ-Spannungszustand seitlich des Pfahls nur unwesentlich ändert und somit diese einfache Methode angewandt werden kann. Zur Abbildung der Widerstands-Setzungslinie werden nach Beendigung der ersten Berechnungsschritte alle Verschiebungen im System zu Null gesetzt und im dritten Schritt mit der sukzessiven Belastung des Pfahls begonnen.

Die Spannungs-Verformungseigenschaften des Baugrundes wurden zunächst elastoplastisch und anschließend hypoplastisch mit den Kennwerten aus Kudella et al. (2002) und Rackwitz (2004) abgebildet.

Bei der numerischen Rückrechnung mit einem elastoplastischen Ansatz mit dem Hardening Soil Modell ist zu beachten, dass das dilatante Volumendehungsverhalten des Berliner Sandes eine Erhöhung der Normalspannung auf die Mantelfläche verursacht, was zu einer Überschätzung der Pfahltragfähigkeit führen kann. Die Dilatanz sollte daher mit Erreichen der lockersten Lagerung (Porenzahl $e_{max}$) begrenzt werden (Kap. 5.3.2). Für die Betonelemente wurden elastische Materialparameter berücksichtigt. Die berechnete Widerstands-Setzungs-Linie mit einem hypoplastischen Ansatz zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Verlauf (Bild 9.2).

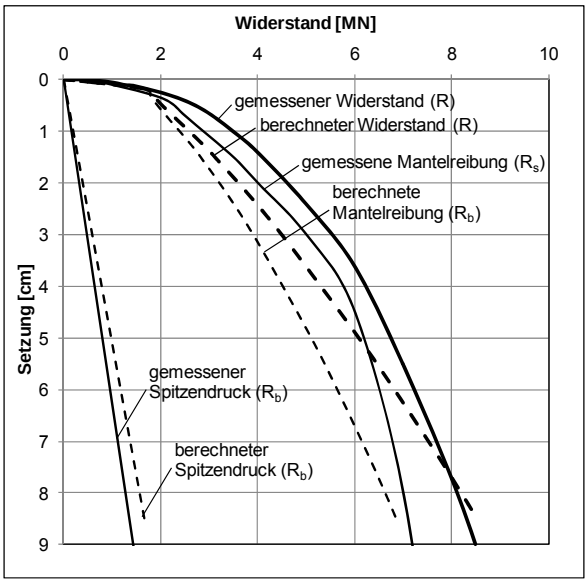



Bild 9.2 Gemessene und rückgerechnete Widerstands-Setzungs-Linie

## 9.2. Sensitivitätsanalyse Tiefgründung – Magnetschnellbahn München

Die numerische Studie für die Tiefgründung der Magnetschnellbahn München wurde auf Grundlage der in Kapitel 2 ermittelten Geometrie und Einwirkungen durchgeführt. Ausgehend von einer Pfahlgründung mit 6 Pfählen mit einer Länge von 10 m und einem Durchmesser von 0,9 m wurde ein rotationssymmetrisches numerisches Modell eines kongruenten Ersatzpfahls entwickelt. Dieser Ersatzpfahl idealisiert in Bezug auf die Gesamtfläche der Pfähle (Mantelfläche und Pfahlaufstandsfläche) die geplante Tiefgründung. Die Größe des numerischen Modells wurde mit Bezug auf die Beeinflussung der numerischen Ränder ausreichend groß gewählt (Bild 9.3).

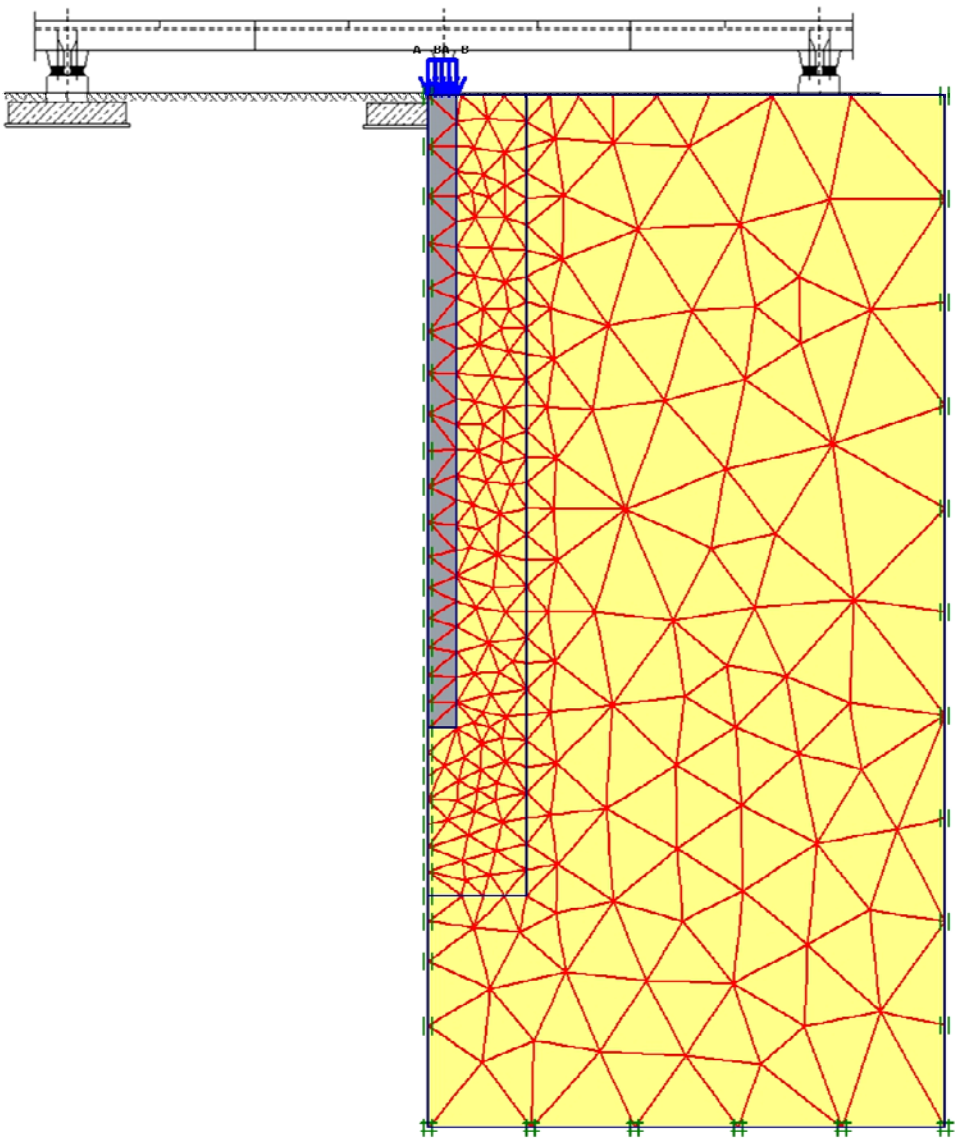


Bild 9.3 Numerisches Modell – Tiefgründung

Die Belastung der Tiefgründung wurde entsprechend der in Tabelle 9.1 ermittelten zyklischen Einwirkung von zykl. $\sigma = 84{,}4\ \mathrm{kN/m^2}$ vorgenommen. Insgesamt wurden 16 implizite Belastungsvorgänge berechnet. Dabei wurde zu Beginn der Belastungsvorgänge die Verschiebungen zu null gesetzt. Mittels einer logarithmischen Regressionsfunktion können die vertikalen Verschiebungen (Setzungen) des Pfahls ermittelt werden.

Tabelle 9.1 projektspezifische Einwirkungen – Tiefgründung

| *G1: Eigengewicht der Bauteile* | | | *Q1+2: Massenkräfte inkl. Dynamik aus Fahrzeugeigengewicht und Nutzlast* | |
|---|---|---|---|---|
| Fundament - Flachgründung | | | | |
| Länge | 8,7 | m | Leergewicht | 19,0 kN/m |
| Breite | 4,0 | m | Normalauslastung | 26,0 kN/m |
| Höhe | 1,0 | m | Vollauslastung | 28,0 kN/m |
| Volumen | 33,4 | m³ | Maximalauslastung | 30,0 kN/m |
| | | | Systemlänge Typ II | 12,4 m |
| Tiefgründung | 6 | Pfähle | | |
| Länge | 10 | m | | |
| Durchmesser | 0,9 | m | | |
| Gesamtmantelfläche | 169,6 | m² | | |
| Gesamtaufstandsfläche | 3,82 | m² | | |
| Pfahlradius für eine kongruente Pfahlaufstandsfläche | 2,2 | m | | |
| Eigengewicht (Fundament) | 835,2 | kN (ohne Pfähle) | zykl. Lasten bezogen auf Fahrwegstyp II (Normalauslastung) | 322,0 kN |
| Spannung bezogen auf Pfahlaufstandsfläche | 218,9 | kN/m² | zykl. Lastpanne infolge Überfahrt | 84,4 kN/m² |
| Fahrweg - Typ II | | | | |
| Eigengewicht 2 Stahl-Fahrwegsträger | 450,0 | kN | | |
| Pfahlaufstandsflächnspannung infolge Eigengwicht Fahrweg | 118,0 | kN/m² | | |
| Summe der Spannungen bezogen auf die Pfahlaufstandfläche | 336,9 | kN/m² | Summe Q1 + Q 2 | 84,4 kN/m² |
| mittlere statische Belastung | 379,1 | kN/m² | zyklische Lastspanne (zykl.σ) | 84,4 kN/m² |

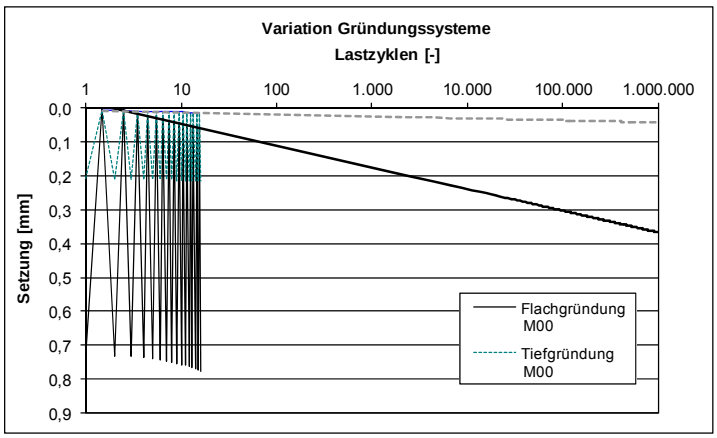
Nachfolgend werden die Ergebnisse der numerischen Studien unter Berücksichtigung der Sensitivitätsanalyse der hypoplastischen Parameter zusammengestellt. Ausgehend vom Parametersatz M00 wurden die einzelnen Parameter basierend auf den Angaben aus (Kudella et al., 2002) variiert. Die Variationsstudie umfasst auch stoffgesetzbedingte Abhängigkeiten zwischen einzelnen Parametern wie zum Beispiel zwischen der Granulatsteifigkeit $h_s$ und dem Kompressions-Exponenten n sowie zwischen den Porenzahlen. Die vertikalen Verschiebung dieser Variation und der Vergleich mit der Flachgründung ist nachfolgend darstellt (Bild 9.4).

Tabelle 9.2 Parametersätze der numerischen Studie – Tiefgründung

| Parameter-kombination | 1 | | 2 | | | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Granulat-steifigkeit | Kompress-ions-exponent | Porenzahl bei max. Scher-verdichtung | kritische Porenzahl | Porenzahl bei lockers-ter Lagerung | Pyknotropie Exponent | Pyknotropie Exponent |
| | $h_s$ | n | $e_{do}$ | $e_{co}$ | $e_{io}$ | α | β |
| M00 | 3000 | 0,30 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 0,1 | 1 |
| M00 b | 15000 | 0,25 | 0,60 | 0,87 | 1,00 | - | 2 |
| M00 c | 10000 | 0,4 | 0,40 | 0,74 | 0,85 | 0,2 | 3 |

| Parameter-kombination | - | - | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Erhö-hungs-faktor | Erhö-hungs-faktor | Inter-granulare Dehnung | Exponent | Exponent |
| | $m_R$ | $m_T$ | R | $\beta_r$ | χ |
| M00 | | | $1,0e^{-04}$ | 0,5 | 6 |
| M00 b | 5 | 2 | $1,0e^{-03}$ | 0,5 | 5 |
| M00 c | | | $5,0e^{-04}$ | 0,5 | 10 |

Bild 9.4 vergleicht die ermittelten Setzungen für die Flachgründung aus Kapitel 8 mit der Tiefgründung unter Berücksichtigung des Ausgangsparametersatzes M00.

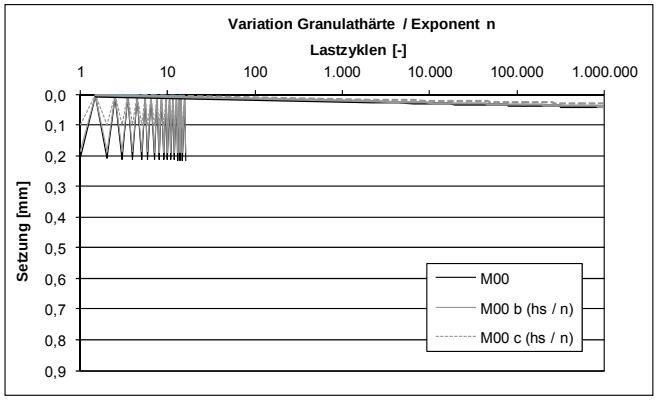


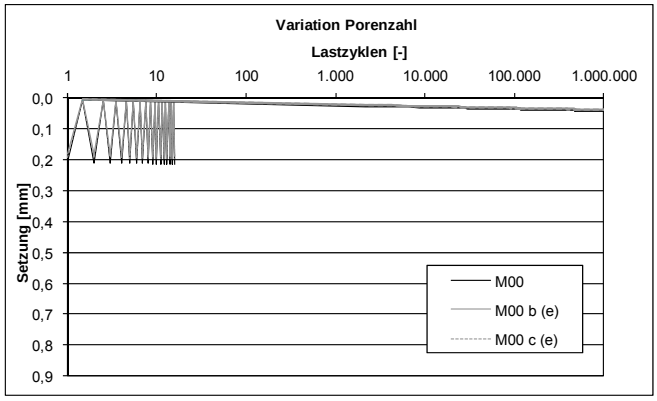

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | |
|---|---|---|
| Gründungs-system | Flachgründung M00 | Tiegründung M00 |
| m = | 0,0279 | 0,0027 |
| b = | -0,0184 | 0,0053 |
| irreversible Setzung in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,3669 | 0,0420 |

Bild 9.4 Vergleich der Setzungen

Erwartungsgemäß zeigt sich eine Reduktion der Setzungsbeträge bei Annahme einer Tiefgründung im Vergleich zu einer Flachgründung. Die reversiblen Verschiebungsbeträge verringern sich auf ca. 30 %; die irreversiblen auf ca. 10 %.

Aufbauend auf diesem Vergleich wurde analog zu Kapitel 8.2 eine Variantenstudie bezüglich wahrscheinlicher Parameterkombinationen des Stoffgesetzes durchgeführt (Tabelle 9.2).

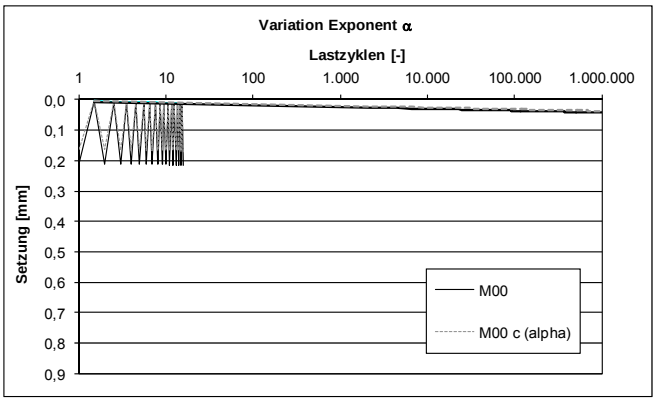


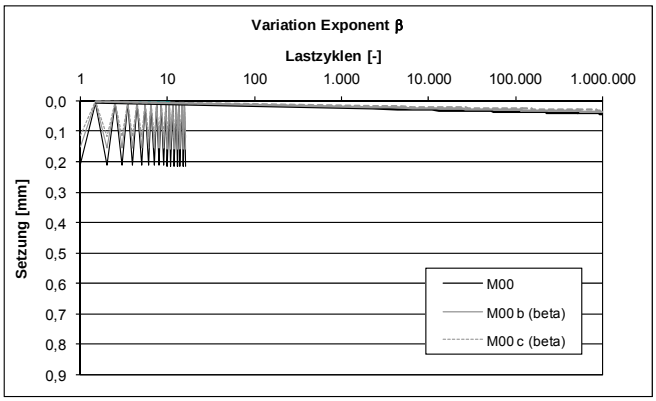




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | M00 | M00 b (hs / n) | M00 c (hs / n) |
| hs / n: | 3000 / 0,30 | 15.000 / ,25 | 10.000 / 0,4 |
| m = | 0,0027 | 0,0026 | 0,0022 |
| b = | 0,0053 | 0,0037 | 0,0000 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0394 | 0,0306 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| Porenzahl | M00 | M00 b (e) | M00 c (e) |
| $e_{d0}/e_{c0}/e_{i0:}$ | 0,8/0,8/0,4 | 1,0/0,87/0,74 | 1,2/1,0/0,85 |
| m = | 0,0027 | 0,0025 | 0,0025 |
| b = | 0,0053 | 0,0035 | 0,0040 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0382 | 0,0386 |

Bild 9.5 Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation $h_s$ / n und Porenzahlen

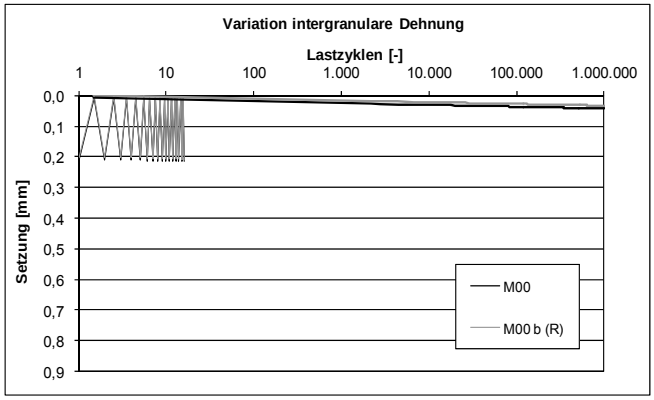


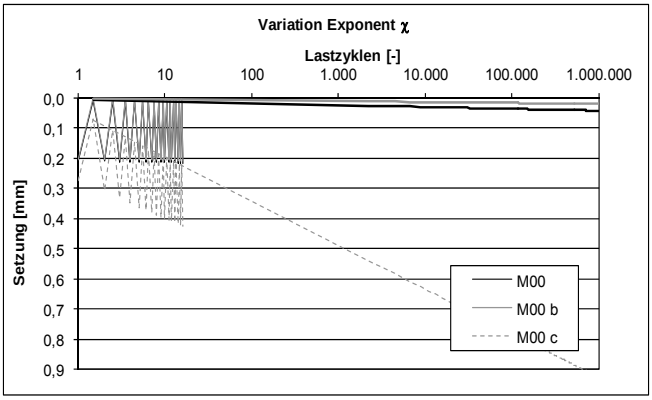




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | |
|---|---|---|
| | M00 | M00 c (alpha) |
| Exp. alpha | 0,1 | 0,2 |
| m = | 0,0027 | 0,0025 |
| b = | 0,0053 | 0,0026 |
| irreversible Setzung in [mm] | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0365 |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | M00 | M00 b (beta) | M00 c (beta) |
| Ex. Beta | 1,0 | 2,0 | 3,0 |
| m = | 0,0027 | 0,0024 | 0,0022 |
| b = | 0,0053 | 0,0022 | 0,0007 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0357 | 0,0308 |

Bild 9.6 Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation Exponent a und β




| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | M00 | M00 b (R) | M00 c (R) |
| Rinter | 1,0E-04 | 1,0E-03 | |
| m = | 0,0027 | 0,0025 | |
| b = | 0,0053 | -0,0016 | |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0325 | |

| log. Regressionsanalyse: s = m * ln(N) + b | | | |
|---|---|---|---|
| | M00 | M00 b | M00 c |
| Exponent χ | 6 | 5 | 10 |
| m = | 0,0027 | 0,0014 | 0,0635 |
| b = | 0,0053 | 0,0006 | 0,0486 |
| irreversible Setzung in [mm] | | | |
| $s_{(N=1.000.000)}$ | 0,0420 | 0,0195 | 0,9254 |

Bild 9.7 Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation $R_{inter}$ / Exponent χ

Es zeigen sich deutliche Unterschiede in Bezug auf den Betrag der reversiblen Setzungen. Insbesondere der Kompressionsexponent n sowie die Granulatsteifigkeit steuern maßgeblich den reversiblen Setzungsanteile. In Bezug auf die irreversiblen Setzungsanteile weist der Exponent χ den größten Einfluss auf.

Die irreversiblen Setzungsanteile erreichen für die vorgenannten Parameter unter Berücksichtigung der ergänzenden Variationsstudie einen Verschiebungsanteil 0,9 mm (Bild 8.10) und sind somit kleiner als die zulässigen Werte für Unterbauten einer Magnetschnellbahn bei Ausführung von Einfeldträgern (Kapitel 2.4). Die reversiblen Setzungsanteile sind vernachlässigbar klein. Unter Berücksichtigung der gewählten Gründung und der ausgeprägt zyklischen Einwirkungen kann die Gebrauchstauglichkeit der Fahrweggründungen gewährleistet werden.

## 9.3. Optimierungsmöglichkeiten der Tiefgründung

Die bisherigen Betrachtungen wurden auf Basis von Flachgründungen (Kapitel 8) und Pfahlgründungen (Kapitel 9) vorgenommen. Bei einer Flachgründung werden die Lasten über eine Fundamentplatte in den Baugrund eingeleitet, wohingegen bei einer Pfahlgründung mittels einer freistehenden Pfahlgruppe die Lasten ausschließlich über die Pfähle in den Baugrund abgetragen werden. Es wird als ingenieurtechnische Vereinfachung kein Kontakt zwischen der Pfahlkopfplatte und dem anstehenden Baugrund angenommen (Bild 9.8).

Bei der Ausführung einer Flachgründung kann es bei ausreichender Tragfähigkeit zu Setzungen bzw. Differenzsetzungen kommen, so dass der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht eingehalten wird und zulässige Werte überschritten werden (Kapitel 8.2). In solchen Fällen werden zusätzliche Maßnahmen, wie zum Beispiel eine Baugrundverbesserung oder eine Tiefgründung mittels Pfählen vorgesehen.

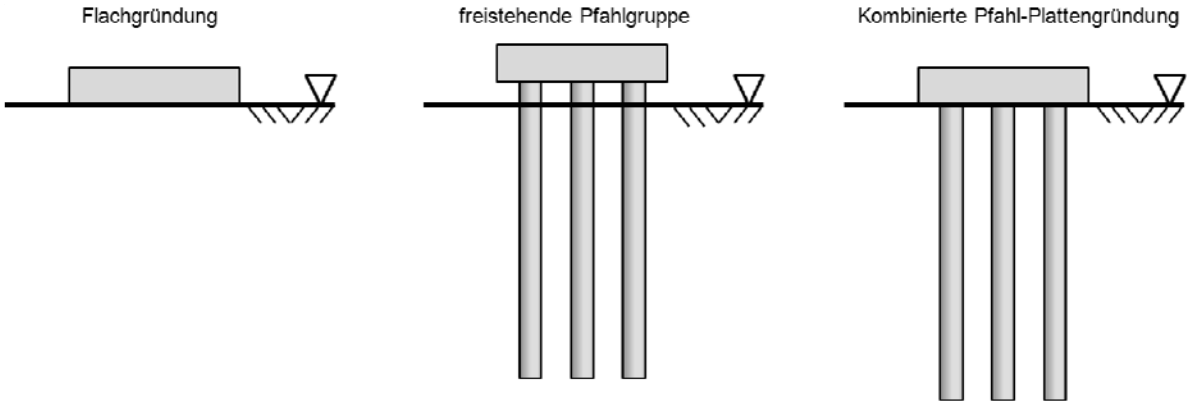



Bild 9.8 Gründungssysteme

Bei der Ausführung einer Tiefgründung mittels einer freistehenden Pfahlgruppe (Bild 9.8) richtet sich die Bemessung meist nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfähle. Aufgrund des Sicherheitsniveaus kommt es bei der Bemessung der Pfähle unter Berücksichtigung der Einwirkungen häufig zu geringen Setzungen bzw. Differenzsetzungen des Gründungssystems, die die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit weit unterschreiten (Kapitel 9.2). Ein solches Gründungssystem kann somit in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeitsbetrachtung optimiert werden. In diesem Fall ist die Ausführung einer kombinierten Pfahl-Plattengründung sinnvoll.

Die kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die die gemeinsame Tragwirkung der Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund erfasst (Hanisch et al. 2002). Somit werden bei der kombinierten Pfahl-Plattengründung die Fundamentplatte und Pfähle am Lastabtrag beteiligt (Bild 9.8). Dies führt insbesondere zur Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit. Die Pfähle unter der Fundamentplatte und die Beteiligung der Fundamentplatte am Lastabtrag führen zu einer Reduzierung der Setzungen im Vergleich zu einer Flachgründung. Die kombinierte Pfahl-Plattengründung wirkt somit als Setzungsbremse. Es besteht die Möglichkeit die Pfähle in Bezug auf die geometrischen Abmessungen (Durchmesser, Länge, Abstand, Anordnung, etc.) so zu wählen, dass die Randbedingungen der Gebrauchstauglichkeit für eine Gründung optimal eingehalten werden können. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit einer kombinierten Pfahl-Plattengründung erfordert eine detaillierte Betrachtung der Interaktionseinflüsse (Bild 9.9). Dies geschieht heutzutage mit einer dreidimensionalen numerischen Betrachtung unter Berücksichtigung adäquater Stoffgesetze.

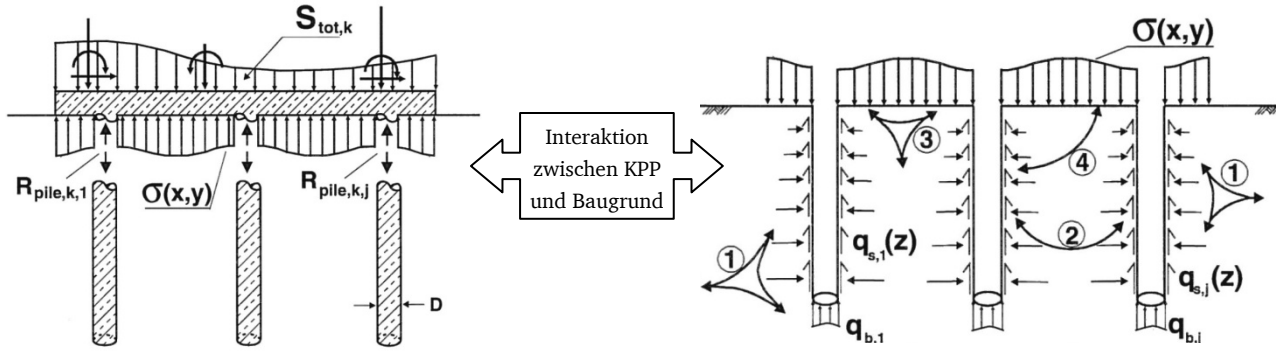



Bild 9.9 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit Interaktionseinflüssen (Hanisch et al. 2002)

Der Pfahlplatten-Koeffizient $\alpha_{KPP}$ beschreibt den Anteil der Einwirkung der über die Pfähle in den Baugrund abgetragen wird, bzw. welchen Anteil die Pfähle am Gesamtwiderstand haben. Der Pfahlplatten-Koeffizient $\alpha_{KPP}$ kann zwischen Faktoren 0 und 1 variieren (Bild 9.10). Diesbezüglich reagiert das geotechnische Verbundsystem mit entsprechenden Setzungen.

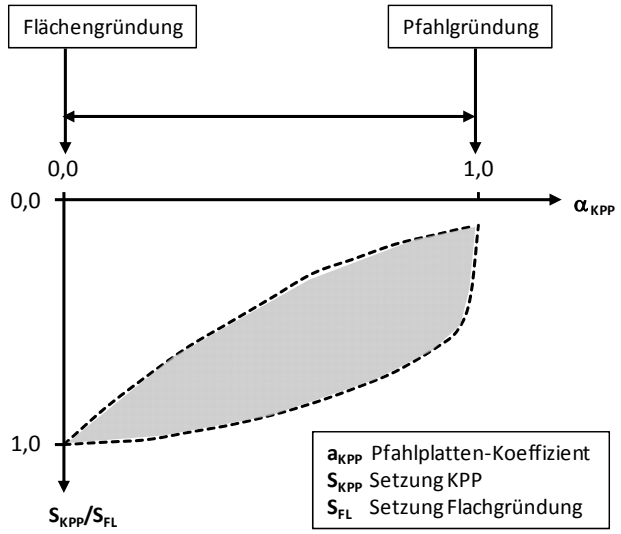



Bild 9.10 Qualitatives Beispiel für die mögliche Setzungsreduktion einer KPP in Funktion des Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}$ (Hanisch et al. 2002)

Insbesondere der in dieser Arbeit betrachteten zyklisch belasteten Gründungssystemen konnte gezeigt werden, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Flachgründung gewährleistet, jedoch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der ausgeprägten zyklischen Einwirkungen nicht eingehalten werden konnte.

Die Simulationen der ausgeprägt zyklisch belasteten Tiefgründung zeigten, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit eingehalten werden kann, aber die Setzungen deutlich kleiner als die zulässigen Werte ausfallen können. Die Ausführung einer kombinierten Pfahl-Plattengründung könnte für diesen betrachteten Fall ein gewisses Optimierungspotential in Bezug auf die Abmessungen der Pfähle mit sich bringen. Hierzu müssten allerdings die in dieser Arbeit vorgenommenen ebenen numerischen Simulationen und Stoffgesetzansätze in räumliche Betrachtungen zur Abbildung aller Interaktionseinflüsse einer kombinierten Pfahl-Plattengründung erweitert werden.

# 10. Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Prognose des Setzungsverhaltens von Gründungssystemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden. Nach einer kurzen Einführung wurde die Thematik anhand der Gebrauchstauglichkeitsanforderungen einer Magnetschnellbahn aufgezeigt. Insbesondere bei modernen Infrastrukturprojekten wie z. B. beim Bau von Magnetschnellbahnen oder bei Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn werden hohe Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gestellt, die es im Rahmen der Planung und Ausführung zu berücksichtigen gilt. Derzeit stehen für die Prognose von Setzungen und der Gebrauchstauglickeit von Gründungsystemen unter ausgeprägt zyklischer Einwirkungen nur grobe Bemessungshilfen zur Verfügung. Grundsätzlich kann beobachtet werden, dass bei einer gewissen Lastzyklenzahl und Größe der zyklischen Einwirkung die irreversiblen Verschiebungsanteile infolge einer Akkumulation überwiegen. Ursächlich hierfür sind u. a. Verdichtungsprozesse des Korngerüstes sowie Kornbruch und Kornabrieb.

Zu Beginn dieser Arbeit wurden die maßgebenden theoretischen Grundlagen sowie die bislang bekannten Ansätze zur Prognose von Setzungen unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung erarbeitet und zusammengestellt. Dabei wurden verschiedene Lösungsansätze aufgezeigt. Zum einen implizite Methoden, wonach jeder einzelne Lastzyklus berücksichtigt und berechnet, d. h. die Berechnung wird entsprechend der Lastzyklenzahl N-fach wiederholt und zum anderen explizite Methoden bei denen nicht jeder Lastzyklus betrachtet wird, sondern mit Hilfe von empirischen Korrelationen die Setzungen ermittelt werden.

Die implizite Ermittlung des Setzungsverhaltens der ersten Lastzyklen kann mittels numerischer Studien basierend auf einem adäquaten Stoffgesetz erfolgen. Die in der Geotechnik vornehmlich verwendeten Stoffgesetze werden in dieser Arbeit auch im Hinblick auf die Fragestellung bei zyklischen Einwirkungen beschrieben.

Eine umfangreiche Darstellung von zyklischen Laborversuchen sowie Gründungssystemen und Modellversuchen unter zyklischer Einwirkung liefert Kapitel 6. Aufbauend auf diesen vorliegenden Versuchsergebnissen wurde eine Vereinheitlichung der Ergebnisdarstellung und der Begrifflichkeiten durchgeführt, um eine bessere Vergleichbarkeit der verschiedenen Studien zu erzielen. Darauf aufbauend wurden die maßgebenden in-situ Versuchsergebnisse für zyklisch belastete Pfähle detailliert untersucht und ein Vorschlag zur Beurteilung des Pfahlverhaltens unter ausgeprägt zyklischer Einwirkung erarbeitet. Es erfolgte weiterführend zu den bislang gültigen normativen Überlegungen, welche bislang nur den Verhältniswert der zyklischen Lastamplitude zum statischen Pfahlwiderstand berücksichtigt, eine zusätzliche Betrachtung des Verhältniswertes der mittleren statischen Belastung zum statischen Pfahlwiderstand in die Beurteilung mit einzubeziehen.

Die weiterführende Betrachtung und der Vorschlag zur Beurteilung des Pfahlverhaltens unter zyklischer Einwirkung erfolgten auf Grundlage des Cyclic Stability Diagramms (Karlsrud, 1986; Lee & Poulos, 1991). Anhand dieser Interaktionsdarstellung ist ersichtlich, in wieweit insbesondere die jeweiligen Einwirkungen und Widerstände auf das Tragverhalten von Pfählen unter zyklischer Einwirkung Einfluss nehmen.

Ausgehend von den ausgewerteten Versuchsergebnissen wurden Grenzlinien für Lastzyklenzahlen mittels einer Regressionsanalyse bestimmt und Lastzyklenbeiwerte formuliert. Aus diesen erarbeiteten Zusammenhängen ist ersichtlich, dass normative Aussagen konkretisiert werden sollten.

Anschließend erfolgte eine Betrachtung und Einschätzung von gängigen geotechnischen Stoffgesetzen anhand von numerischen Studien von Laborversuchen. Es wurden die Grenzen und Möglichkeiten der vorgestellten Stoffgesetze in Hinblick auf die Abbildung zyklischer Einwirkungen aufgezeigt. Grundsätzlich zeigt sich, dass die Verwendung eines hypoplastisches Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung für die Ermittlung des Verschiebungserhaltens unter zyklischer Einwirkung unter bestimmten

Randbedingungen möglich ist. Hierfür wurden die ersten Lastzyklen implizit mittels numerischer Studie ermittelt und die Verschiebungen für ausgeprägt zyklische Einwirkungen mit einer großen Lastzyklenzahl entsprechend dem vorgestellten halblogarithmischen Ansatz abgeschätzt. Die Ergebnisse der numerischen numerischen Rückrechnung eines zyklischen Triaxialversuchs zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Darauf aufbauend wurden Variationsstudien einzelner Parameter des Stoffgesetzes durchgeführt. Erwartungsgemäß haben die Parameter der intergranularen Dehnung einen maßgebenden Einfluss auf das Verschiebungsverhalten.

Diese gewonnenen Erkenntnisse wurden umgesetzt, um das Verschiebungsverhalten von Flach- bzw. Tiefgründungen am Beispiel der ausgeprägt zyklischer Einwirkung einer Magnetschnellbahn zu ermitteln. Für beide Gründungssysteme wurden entsprechende Sensitivitäts- sowie numerische Rückrechnungen durchgeführt. Es zeigt an diesem Beispiel, das insbesondere für kleine Verhältniswerte der zyklischen Lastamplitude zum Grenzwiderstand eine plausible Ermittlung der irreversiblen Verschiebungen möglich ist.

Aufgrund der schwierigen und komplexen Prognose des Verschiebungsverhaltens sollte eine geplante Ausführung von Gründungssystemen unter einer ausgeprägt zyklischen Belastung in Anlehnung an die normativen Regelungen mit der Beobachtungsmethode messtechnisch begleitet werden. Mit der Beobachtungsmethode können zum Einen mögliche Versagenszustände rechtzeitig erkannt und zum Anderen weitere Erkenntnisse zum Verschiebungsverhalten gewonnen werden. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass die vorgestellten Ansätze zur Ermittlung von Verschiebungen im Hinblick auf die zum Teil hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Bauwerke mit relativ großen Unsicherheiten versehen sind und somit ergänzende Systeme der Nachjustierung vorgehalten werden sollten, um die Gebrauchstauglichkeit während der voraussichtlichen Nutzungsdauer zu gewährleisten.

## Abbildungsverzeichnis


| | | |
|---|---|---|
| Bild 1.1 | Moderner Verkehrswegebau (a) ICE Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, (b) Transrapid-Strecke Shanghai | 2 |
| Bild 2.1 | Antriebs-, Führ- und Tragfunktion (Schach et al., 2006) | 3 |
| Bild 2.2 | Antriebstechnik (Transrapid, 2009) | 3 |
| Bild 2.3 | Regelfahrwegträger | 4 |
| Bild 2.4 | Lageplan der Transrapid Versuchsanlange Emsland (Schach et al., 2006) | 5 |
| Bild 2.5 | Erschütterungsausbreitung verschiedener Hochgeschwindigkeitssysteme bei einer Geschwindigkeit von 240 km/h (U.S. Department, 2002) | 6 |
| Bild 2.6 | Erschütterungsausbreitung der Magnetschnellbahn TR08 bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h (U.S. Department, 2002) | 7 |
| Bild 2.7 | Erschütterungsspektrum für Fahrwegtyp II bei einer Geschwindigkeit von 180 km/h, 8 m Abstand zur Gleisachse (Jaquet & Heiland, 2007) | 7 |
| Bild 2.8 | zulässige irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger (Transrapid, 2004) | 9 |
| Bild 2.9 | zulässige irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Mehrfeldträger (Transrapid, 2004) | 9 |
| Bild 2.10 | zulässige reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger (Transrapid, 2004) | 10 |
| Bild 2.11 | zulässige reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Mehrfeldträger (Transrapid, 2004) | 10 |
| Bild 2.12 | irreversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung – Einfeldträger | 10 |
| Bild 2.13 | reversible Verschiebungen der Unterbauten in z-Richtung - Einfeldträger | 10 |
| Bild 2.14 | Trassenverlauf München Hauptbahnhof – Flughafen | 11 |
| Bild 2.15 | Regelschichtenprofil (Quick, 2004) | 12 |
| Bild 2.16 | Körnungsband der quartären Kiessande (Quick, 2004) | 13 |
| Bild 3.1 | Zeitverläufe dynamischer Lasten - Flesch (1993) | 15 |
| Bild 3.2 | Ingenieurtechnische Idealisierung von Zugüberfahren | 16 |
| Bild 3.3 | Begriffsdefinitionen in Anlehnung an DGGT (2002) | 17 |
| Bild 3.4 | Kinematik eines Festkörpers – Gross et al. 2006 | 18 |
| Bild 3.5 | Reaktion auf zyklische Belastung (a) lineare, (b) halblogarithmische Darstellung | 19 |
| Bild 3.6 | CLRL Diagramm nach Sangrey et al. (1978) / Schwarz (2002) | 20 |
| Bild 3.7 | Scherdehnung in Abhängigkeit des Plastizitätsindexes $I_P$ - Vucetic (1994) | 20 |
| Bild 3.8 | Wellenarten im Halbraum - DGGT (2002) | 21 |
| Bild 3.9 | Wellenarten im Halbraum - Haupt (1986) | 22 |
| Bild 3.10 | Verformungsverhalten von Sand – deviatorische (a) und hydrostatische (b) Be- und Entlastung (Arslan, 1980) | 24 |
| Bild 3.11 | Schematische Darstellung der Volumenveränderung bei Scherbeanspruchung | 25 |
| Bild 3.12 | Verdichtung – Holzlöhner (1986) (a) und Gudehus (2000) (b) | 26 |
| Bild 3.13 | Kornabrieb (Abrasion) – Festag (2003) | 26 |
| Bild 3.14 | Schematische Darstellung der Kornbiegemomente in Abhängigkeit bei unterschiedlicher Kornverteilung – Gotschol (2002) | 27 |
| Bild 3.15 | Veränderung der Kornverteilung infolge Kornbruch / -abrieb - Festag (2003) | 28 |
| Bild 3.16 | a) Ratcheting – Hibbitt (1998) b) Ratcheting – Niemunis (2006) | 28 |
| Bild 3.17 | Granulares Ratcheting eines dichtgelagerten Sandes im Triaxialversuch – Festag (2003) | 29 |
| Bild 3.18 | Bodenverflüssigung infolge Erdbebeneinwirkung (Studer, 2007) | 30 |
| Bild 4.1 | Computational model - Poulos & Fellow (1989) | 32 |
| Bild 4.2 | Vorgehensweise der expliziten Akkumulationsberechnung – Wichtmann (2005) | 33 |
| Bild 4.3 | Halblogarithmischer Ansatz | 34 |
| Bild 4.4 | Zweigeteilter halblogarithmischer Ansatz | 35 |
| Bild 4.5 | Doppelt-logarithmischer Ansatz – Steigung $\lambda < 1{,}0$ – schrittweises Versagen | 35 |

| | | |
|---|---|---|
| Bild 4.6 | Doppelt-logarithmischer Ansatz – Steigung $\lambda > 1{,}0$ – Shakedown | 36 |
| Bild 5.1 | Spannungs-Dehnungs-Verhalten für ideal-plastisches Fließen (a) und verfestigendes Werkstoffverhalten (b) | 38 |
| Bild 5.2 | Fließflächen des Mohr-Coulomb Modells ($c \neq 0$) im Hauptspannungsraum – Wehnert (2006) | 39 |
| Bild 5.3 | linear-elastisches, ideal-plastisches Werkstoffverhalten – Mohr-Coulomb (Wehnert & Vermeer, 2004) | 39 |
| Bild 5.4 | Fließflächen des Hardening Soil Modells ($c' = 0$; $m = 0$) im Hauptspannungsraum - Wehnert (2006) | 40 |
| Bild 5.5 | Darstellung der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen drainierten Triaxialversuch (Wehnert & Vermeer, 2004) | 40 |
| Bild 5.6 | Dilatancy cut-off - Begrenzung des Dilatanzverhaltens bei großen Verschiebungen (Plaxis, 2007) | 42 |
| Bild 5.7 | Oedometerversuchsergebnisse für lockeren Sand | 42 |
| Bild 5.8 | Verformungswege und Spannungsantworten (Fellin, 2002; Kolymbas, 1988) | 44 |
| Bild 5.9 | Versagenskriterium nach Matsuoka-Nakai aus Wichtmann (2005) | 45 |
| Bild 5.10 | Triaxialversuch mit unterschiedlichen Anfangsporenzahlen (Fellin, 2002) | 46 |
| Bild 5.11 | Bereich der möglichen Porenzahlen bei unterschiedlichem Druckniveau (Herle, 1997) | 47 |
| Bild 5.12 | Entwicklung der Porenzahl in Triaxialversuchen (Fellin, 2002) | 47 |
| Bild 5.13 | Schüttkegelversuch (Herle, 1997) | 50 |
| Bild 5.14 | Schüttkegelversuch (Herle, 1997) | 50 |
| Bild 5.15 | Oedometerversuch für kohäsionslosen Boden zur Bestimmung des Exponenten n (Herle, 1997) | 52 |
| Bild 5.16 | Abhängigkeit zwischen dem Exponent n, dem mittleren Korndurchmesser $d_{50}$ und der Ungleichförmigkeit U im Druckbereich 20 kN/m² < 3 $p_s$ < 2 MN/m² (Herle, 1997) | 53 |
| Bild 5.17 | Zusammenhang zwischen Porenanteil n und Porenzahl e | 53 |
| Bild 5.18 | Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl U und der Kornform (Herle, 1997) | 54 |
| Bild 5.19 | Abhängigkeit der Porenzahl von der Ungleichförmigkeitszahl U und der Kornform (Herle, 1997) | 55 |
| Bild 5.20 | Kompressionskurvenverlauf (Mayer, 2000) | 57 |
| Bild 5.21 | Intergranulare Dehnung im eindimensionalen Fall (nach Niemunis & Herle (1996) | 58 |
| Bild 5.22 | Intergranulare Dehnung im zweidimensionalen Fall (Niemunis & Herle, 1997) | 58 |
| Bild 5.23 | Steifigkeitsanpassung für die intergranulare Dehnung für $\rho = 1$ und $\rho = 0$ (Niemunis & Herle, 1997) | 59 |
| Bild 6.1 | Einwirkungsschema - Hodjera (1979) | 61 |
| Bild 6.2 | Grenzwerte für zyklische Lastspanne (≙σdyn) - Hodjera (1979) | 63 |
| Bild 6.3 | Verformungsverlauf – Hettler (1981) | 63 |
| Bild 6.4 | Verformungsverlauf (a) Axialdehnung / (b) Radialdehnung– Güttler (1984) | 64 |
| Bild 6.5 | Verlauf der Vertikaldehnung an Mittelsand - Helm et al. ( 2000) | 64 |
| Bild 6.6 | Verlauf der Verformung - Versuch S1 - Festag (2003) | 65 |
| Bild 6.7 | Verlauf der Verformung - Versuch G4 (Gabbro Edelbrechsand) - Festag (2003) | 66 |
| Bild 6.8 | Zeit-Setzungsverlauf für Sohlflächenkraft-Verhältnis (a) und normierte Setzungen in Abhängigkeit der Porenzahl und des Wassergehaltes (b) – Holzlöhner (1977) | 68 |
| Bild 6.9 | Setzungsverläufe von Tankanlagen auf Sand - Laue (1996) / Sweeney & Lambson (1991) | 68 |
| Bild 6.10 | Normierte Verschiebung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl in doppelt-logarithmischer Darstellung - Hettler (1981) | 69 |
| Bild 6.11 | Setzungsverläufe in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Laue (1996) | 70 |
| Bild 6.12 | Einfluss der mittleren statischen Belastung bzw. Vorbelastung – Laue (1996) | 70 |
| Bild 6.13 | mittlere bezogene Setzung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Heineke (2001) | 71 |

Bild 6.14 gemessene Verschiebungen der Schleuse Uelzen I, lineare und halblogarithmische Darstellung – v. Wolffersdorff & Schwab (2001) 72
Bild 6.15 Cyclic Stability Diagram – Karlsrud (1986) 73
Bild 6.16 Cyclic Interaction Diagramm - Poulos (1988) 74
Bild 6.17 Cyclic Stability Diagram - Lee & Poulos (1991) 74
Bild 6.18 Baugrundverhältnisse im Probefeld Dunkirk – Jardine & Standing (2000) 75
Bild 6.19 Cyclic Stability Diagram – Jardine & Standing (2000) 76
Bild 6.20 Auswertung der Verschiebungen, Zugschwellbelastung – Jardine & Standing (2000) 77
Bild 6.21 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse von Schwarz (2002) 78
Bild 6.22 Auswertung der Verschiebungen, Druck- und Wechselbelastung – Schwarz (2002) 79
Bild 6.23 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse von Schwarz (2002) -wassergesättigt 80
Bild 6.24 Verschiebungen – wassergesättigte Sande – Ergebnisse von Schwarz (2002) 80
Bild 6.25 Verschiebungen – wassergesättigte Sande, Detailauswertung – Ergebnisse von Schwarz (2002) 81
Bild 6.26 Verschiebungsrate s1 für N = 1 – Schwarz (2002) 82
Bild 6.27 Herleitung der "zulässigen Lastspannen" – Schwarz (2002) 83
Bild 6.28 Baugrundverhältnisse und Probepfahl in München – Bauer (1987) 84
Bild 6.29 Ergebnisse der Pfahlprobebelastung, München – Bauer (1986) 85
Bild 6.30 Ermittlung des Pfahlwiderstandes mit Hilfe des Hyperbelverfahrens 85
Bild 6.31 Cyclic Stability Diagram – Ergebnisse München 86
Bild 6.32 Auswertung der Verschiebungen – Pfahlprobebelastung München – Bauer (1987) 87
Bild 6.33 Baugrundverhältnisse und Probepfahl in Erding –Gruber et al. (1985) 88
Bild 6.34 Auswertung der Verschiebungen – München Erding - Gruber et al. (1985) 89
Bild 6.35 Baugrundverhältnisse und Probepfahl - Kempfert (1991) 90
Bild 6.36 Auswertung der Verschiebung – Kempfert (1991) 91
Bild 6.37 Baugrundverhältnisse und Probepfahl - FMPA (2002) 92
Bild 6.38 Auswertung der Verschiebung – FMPA (2002) 93
Bild 6.39 Baugrundverhältnisse und Probepfahl, NBS Nürnberg / Ingolstadt - Raithel (2003) 93
Bild 6.40 Cyclic Stability Diagramm – Ergebnisse von Raithel (2003) / Kempfert (1991) / FMPA (2002) 94
Bild 6.41 Auswertung der Verschiebung – Ergebnisse aus Raithel (2003) 95
Bild 6.42 Modellversuchsaufbau - Chan & Hanna (1980) 95
Bild 6.43 Ergebnis der Versuchsreihe – Druckschwellbelastung - Chan & Hanna (1980) 96
Bild 6.44 bezogene Verschiebung in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl - Hettler (1981) 97
Bild 6.45 Cyclic Stability Diagram – Zusammenstellung Modellversuche 98
Bild 6.46 Modellversuchsaufbau - Lee & Poulos (1991) 99
Bild 6.47 Auswertung der Verschiebung – Helm et al. (2000) 100
Bild 6.48 Anhaltswerte zulässiger Lastspannen bzw. -amplituden gemäß DIN 1054:2005 101
Bild 6.49 Zusammenstellung der maßgebenden Ergebnisse zur Ermittlung der charakteristischen Grenzbelastung 103
Bild 7.1 statischer Triaxialversuch – Versuchs- und Studienergebnisse 105
Bild 7.2 Oedometerversuch – Laststufen 106
Bild 7.3 zyklischer Oedometerversuch – Vergleich von Stoffgesetzen 107
Bild 7.4 Oedometerversuch, Versuchsergebnisse und numerische Studien (Mayer, 2000) 107
Bild 7.5 zykl. Oedometerversuch – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent 108
Bild 7.6 zyklischer Oedometerversuch – Variation Grenzporenzahl 108
Bild 7.7 zykl .Oedometerversuch – Variation Grenzporenzahl / Exponent α 109
Bild 7.8 zykl. Oedometerversuch – Variation Exponent β / Erhöhungsfaktor $m_R$ 109
Bild 7.9 zykl. Oedometerversuch – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung 109
Bild 7.10 zykl. Oedometerversuch – Variation Exponent βr / Exponent χ 109
Bild 7.11 Vorgehensweise der numerischen Rückrechnung der Versuchsreihen von Hettler (1981) 110
Bild 7.12 Ergebnisse der numerische Rückrechnung – zyklischer Triaxialversuch 111

| | | |
|---|---|---|
| Bild 7.13 | Variationsstudie: zyklischer Triaxialversuch | 111 |
| Bild 7.14 | zyklischer Triaxialversuch – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent | 112 |
| Bild 7.15 | zyklischer Triaxialversuch – Variation Grenzporenzahl | 113 |
| Bild 7.16 | zyklischer Triaxialversuch – Variation Grenzporenzahl / Variation Exponent α | 113 |
| Bild 7.17 | zyklischer Triaxialversuch – Exponent β / Erhöhungsfaktor $m_R$ | 113 |
| Bild 7.18 | zyklischer Triaxialversuch – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung | 114 |
| Bild 7.19 | zyklischer Triaxialversuch – Variation Exponent βr / Exponent χ | 114 |
| Bild 8.1 | Numerisches Modell – Flachgründung | 116 |
| Bild 8.2 | Flachgründung – Variation Granulatsteifigkeit / Kompressionsexponent | 117 |
| Bild 8.3 | Flachgründung – Variation Grenzporenzahl | 117 |
| Bild 8.4 | Flachgründung – Variation Grenzporenzahl / Exponent α | 118 |
| Bild 8.5 | Flachgründung – Variation Exponent β / Erhöhungsfaktor $m_R$ | 118 |
| Bild 8.6 | Flachgründung – Variation Erhöhungsfaktor $m_T$ / intergranulare Dehnung R | 119 |
| Bild 8.7 | Flachgründung – Variation Exponent βr / Exponent χ | 119 |
| Bild 8.8 | Prozentuale Veränderung des irreversiblen Setzungsanteils [%] in Abhängigkeit der Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes für N = 1 Mio. | 120 |
| Bild 8.9 | Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – V00 (Kap. 8.2) / M00 | 121 |
| Bild 8.10 | Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation $h_s$ / n und Porenzahlen | 122 |
| Bild 8.11 | Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation Exponent a und β | 122 |
| Bild 8.12 | Flachgründung – ergänz. Variationsstudie – Variation $R_{inter}$ / Exponent χ | 123 |
| Bild 9.1 | Pfahlprobebelastung Sony Center Berlin | 124 |
| Bild 9.2 | Gemessene und rückgerechnete Widerstands-Setzungs-Linie | 125 |
| Bild 9.3 | Numerisches Modell – Tiefgründung | 126 |
| Bild 9.4 | Vergleich der Setzungen | 128 |
| Bild 9.5 | Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation $h_s$ / n und Porenzahlen | 129 |
| Bild 9.6 | Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation Exponent a und β | 129 |
| Bild 9.7 | Tiefgründung – Sensitivitätsstudie – Variation $R_{inter}$ / Exponent χ | 130 |
| Bild 9.8 | Gründungssysteme | 131 |
| Bild 9.9 | Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit Interaktionseinflüssen (Hanisch et al. 2002) | 131 |
| Bild 9.10 | Qualitatives Beispiel für die mögliche Setzungsreduktion einer KPP in Funktion des Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}$ (Hanisch et al. 2002 | 132 |

## Tabellenverzeichnis


Tabelle 2.1 Ständige Einwirkungen (Transrapid, 2003) 8
Tabelle 2.2 veränderliche Einwirkungen (Transrapid, 2003) 8
Tabelle 2.3 Charakteristische bodenmechanische Kennwerte 13
Tabelle 3.1 Einstufung der Einwirkungsarten in Frequenzbereiche - Gotschol (2002) 16
Tabelle 3.2 CLRL-Wert - Definition - Sangrey et al. (1978) 19
Tabelle 3.3 Verformungsabhängige Definition - Leelantikul & Timmerman (1982) 20
Tabelle 3.4 Aufnehmbare Fließspannung granularer Materialien – Festag (2003) 27
Tabelle 5.1 Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes 48
Tabelle 5.2 Zusammenstellung verwendeter hypoplastischer Parametersätze 49
Tabelle 5.3 Zusammenstellung verwendeter hypoplastischer Parametersätze der intergranularen Dehnung 60
Tabelle 6.1 Versuchsdaten Jardine & Standing (2000) 76
Tabelle 6.2 Versuchsdaten Schwarz (2002) 78
Tabelle 6.3 Versuchsdaten Schwarz (2002) 80
Tabelle 6.4 zulässige / charakteristische Lastspannen (DIN 1054:2005-01) 83
Tabelle 6.5 Versuchsdaten - Bauer Schrobenhausen (1987) 86
Tabelle 6.6 Versuchsdaten – Gruber et al. (1987) 88
Tabelle 6.7 Bodenmechanische Kennwerte – El Mossallamy et al. (2004) 91
Tabelle 6.8 Versuchsdaten – Raithel (2003) / Kempfert (1991) / FMPA (2002) 94
Tabelle 6.9 Versuchsdaten – Chan (1980) / Hettler (1981) 98
Tabelle 6.10 Versuchsdaten – Lee & Poulos (1991) 99
Tabelle 6.11 Versuchsdaten – Helm et al. (2000) 100
Tabelle 6.12 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse 102
Tabelle 6.13 Lastzyklenbeiwerte stat F0 104
Tabelle 7.1 Parameter der Variationsstudie 108
Tabelle 7.2 Parameter der Rückrechnung (Herle, 1997) 110
Tabelle 7.3 Parameter der Sensitivitätsanalyse 112
Tabelle 8.1 projektspezifische Einwirkungen - Flachgründung 115
Tabelle 8.2 Parametersatz V00 der numerischen Studie - Flachgründung 116
Tabelle 8.3 Parameter der ergänzenden Variationsstudie - Flachgründung 121
Tabelle 9.1 projektspezifische Einwirkungen – Tiefgründung 127
Tabelle 9.2 Parametersätze der numerischen Studie – Tiefgründung 128

## Symbolverzeichnis und Notation

Das Verzeichnis umfasst die wichtigsten wiederkehrenden Symbole. Alle Symbole werden im Text näher definiert. Doppelbedeutungen einzelner Symbole sind möglich. Die physikalischen Größen werden auf die technischen Grundgrößen Kraft [K], Länge [L] und Zeit [T] zurückgeführt.

| Symbol | Einheit | Bedeutung |
|---|---|---|
| $A$ | $[L^2]$ | Querschnittsfläche |
| $A$ | [-] | Schwingungsamplitude |
| $A$ | [-] | logarithmische Setzungsrate (unabhängig von der Lastzyklenzahl) |
| $A_o$ | [-] | Schwingungsamplitude eines Referenzpunktes |
| $C_c$ | [-] | Kompressionsbeiwert |
| $C_N$ | [-] | empirische Konstante |
| $D_r$ | [-] | bezogene Lagerungsdichte |
| $E$ | $[K/L^2]$ | Elastizitätsmodul |
| $E_s$ | $[K/L^2]$ | Steifemodul |
| $E_{50}$ | $[K/L^2]$ | spannungsabhängiger Sekantenmodul, Triaxialversuch |
| $E_{oed}$ | $[K/L^2]$ | spannungsabhängiger Tangentenmodul, Oedometerversuch |
| $E_{ur}$ | $[K/L^2]$ | spannungsabhängiger Elastizitätsmodul bei Ent- Wiederbelastung |
| $E_{50}^{ref}$ | $[K/L^2]$ | Referenzwert für $E_{50}$ |
| $E_{oed}^{ref}$ | $[K/L^2]$ | Referenzwert für $E_{oed}$ |
| $E_{ur}^{ref}$ | $[K/L^2]$ | Referenzwert für $E_{ur}$ |
| zykl $\hat{F}$ | [K] | zyklische Lastamplitude |
| zykl $F$ | [K] | zyklische Lastspanne |
| stat $F$ | [K] | mittlere statische Belastung |
| $G$ | $[K/L^2]$ | Schubmodul |
| $K$ | $[K/L^2]$ | Kompressionsmodul |
| $K_0$ | [-] | Erdruhedruckbeiwert |
| $N$ | [-] | Lastzyklenzahl |
| $Q_z$ | [K] | zul. Zugwiderstand (Pfahl) |
| $R$ | [-] | Quasi-elastischer Dehnungsbereich der intergranularen Dehnung |
| $R_k$ | [K] | charakteristischer Pfahlwiderstand |
| $R_{1,k}$ | [K] | charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| $R_{2,k}$ | [K] | charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit |
| $T_I$ / $T_{III}$ | $[K/L^2]$ | maximale Hauptspannung / minimale Hauptspannung |
| $U$ | [-] | Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10}$ |
| $V_p$ | [-] | Porenvolumen |
| $V_s$ | [-] | Volumen der Festmasse |

| Symbol | Einheit | Bedeutung |
|---|---|---|
| b | [-] | Steigung der halblogarithmischen Geraden |
| c | [K/L²] | Kohäsion |
| d | [L] | Pfahldurchmesser |
| d | [L] | Korndurchmesser |
| $d_{50}$ | [L] | mittlerer Korndurchmesser |
| e | [-] | Porenzahl |
| $e_c$ | [-] | kritische Porenzahl |
| $e_{c0}$ | [-] | kritische Porenzahl bei $p_s = 0$ |
| $e_d$ | [-] | Porenzahl bei maximaler Verdichtung |
| $e_{d0}$ | [-] | Porenzahl bei maximaler Verdichtung bei $p_s = 0$ |
| $e_i$ | [-] | maximale Porenzahl bei isotroper Kompression |
| $e_{i0}$ | [-] | maximale Porenzahl bei isotroper Kompression bei $p_s = 0$ |
| $e_{max}$ | [-] | maximale Porenzahl nach Standardverfahren |
| $e_{min}$ | [-] | minimale Porenzahl nach Standardverfahren |
| $e_p$ | [-] | Porenzahl bei proportionaler Kompression |
| $e_{p0}$ | [-] | Porenzahl bei proportionaler Kompression bei $p_s = 0$ |
| $f_b$ | [-] | Druck- und porenzahlabhängiger Faktor |
| $f_c$ | [-] | Druck- und porenzahlabhängiger Faktor |
| $f^c$ | [-] | Fließbedingung der Kappe des Hardening Soil Modells |
| $f^s$ | [-] | Fließbedingung der deviatorischen Fließfläche des HS Modells |
| g | [-] | plastisches Potential |
| $h_s$ | [K/L²] | Granulatsteifigkeit |
| l | [L] | Pfahllänge |
| m | [-] | Exponent für die spannungsabh. Steifigkeiten im HS-Modell |
| $m_R$ | [-] | Steifigkeitserhöhung für 180°-Umkehr |
| $m_T$ | [-] | Steifigkeitserhöhung für 90°-Umkehr |
| n | [-] | Exponent im hypoplastischen Stoffgesetz |
| n | [-] | Porenanteil |
| $p^{ref}$ | [K/L²] | Referenzspannung |
| r | [L] | Radius |
| $r_e$ | [-] | relative Porenzahl |
| s | [L] | Setzung |
| $s_{el}$ | [L] | elastischer Setzungsanteil |
| $s_{pl}$ | [L] | plastischer Setzungsanteil |
| $s_1$ | [L] | Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel |
| $\dot{s}_1$ | [L/T] | Verschiebungsrate bei einer Lastzyklenzahl N = 1 |
| $u_N$ | [L] | Verschiebung des Fundamentes |
| $v_e$ | [-] | Referenzwert nach Ohde |
| w | [%] | Wassergehalt |
| $w_e$ | [-] | Exponent nach Ohde |
| $w_p$ | [%] | Proctorwassergehalt |
| $w_{pr}$ | [%] | optimaler Wassergehalt |

| Symbol | Einheit | Bedeutung |
|---|---|---|
| $\alpha$ | $[L^{-1}]$ | Abklingkoeffizient |
| $\alpha$ | [-] | Exponent im Faktor $f_d$ |
| $\beta$ | [-] | Exponent im Faktor $f_e$ |
| $\beta_r$ | [-] | Exponent der intergranularen Dehnung |
| $\gamma$ | [-] | Scherdehnung |
| $\gamma$ | $[K/L^3]$ | Wichte des feuchten Bodens |
| $\gamma_s$ | $[K/L^3]$ | Kornwichte |
| $\gamma_w$ | $[K/L^3]$ | Wichte des Wassers |
| $\delta_s$ | $[G/L^3]$ | Korndichte |
| $\delta_{pr}$ | [-] | Proctordichte |
| $\varepsilon$ | [-] | Verformung |
| $\varepsilon_1$ | [-] | Verformung nach dem ersten Lastwechsel |
| $\varepsilon_N$ | [-] | Verformung nach dem N-ten Lastwechsel |
| $\varepsilon_{som}$ | [-] | swept-out-of memory“ Dehnungspunkt |
| $\theta$ | [°] | Lode Winkel zur Definition des Spannungstensors |
| $\lambda$ | [L] | Wellenlänge |
| $\lambda$ | [-] | Steigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel (decay constante) |
| $\upsilon$ | [-] | Querdehnzahl (Poissonzahl) |
| $\upsilon_{ur}$ | [-] | Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung |
| $\sigma$ | $[K/L^2]$ | Normalspannung |
| $\sigma_{1,\ 2,\ 3}$ | $[K/L^2]$ | Hauptspannungen |
| $\sigma_{at}$ | $[K/L^2]$ | atmosphärischer Luftdruck ($\sigma_{at}$ = 100 kN/m²) |
| $\sigma_{dyn}$ | $[K/L^2]$ | Zyklische Lastspanne |
| zykl. $\sigma_{dyn}$ | $[K/L^2]$ | Zyklische Lastspanne |
| $\sigma_f$ | $[K/L^2]$ | Kornfestigkeit |
| $\sigma_{f\,=\,50}$ | $[K/L^2]$ | Spannung bei der 50 % der Körner Kornbruch unterliegen |
| $\tau$ | $[K/L^2]$ | Schubspannung |
| $\tau_f$ | $[K/L^2]$ | Scherfestigkeit |
| $\varphi$‘ | [°] | innerer Reibungswinkel des dränierten Bodens |
| $\varphi_c$ | [°] | kritischer Reibungswinkel |
| $\varphi_p$ | [°] | Peakreibungswinkel |
| $\chi$ | [-] | Exponent der intergranularen Dehnung |
| $\psi$ | [-] | Dämpfungskapazität |
| $\psi$ | [°] | Dilatanzwinkel |
| $\psi_m$ | [°] | mobilisierter Dilatanzwinkel |

| Symbol | Einheit | Bedeutung |
|---|---|---|
| $\mathbf{1}$ | | Einheitstenor der 2. Stufe |
| $\mathbf{D}$ | | Deformationsratentensor (Verformungsgeschwindigkeitstensor) |
| $\mathbf{N}$ | | lineare, tensorwertige Funktion 2. Ordnung |
| $\mathcal{L}$ | | lineare, tensorwertige Funktion 4. Ordnung |
| $\mathbf{T}$ | | Cauchy Spannungstensor |
| $\mathbf{T}^*$ | | Deviator von $\mathbf{T}$ |
| $\dot{\mathbf{T}}$ | | Zeitableitung von $\mathbf{T}$ (Spannungsrate) |
| $\mathring{\mathbf{T}}$ | | Jaumannsche Spannungsrate (Spannungstensor) |
| $\widehat{\mathbf{T}}$ | | auf den mittleren Druck bezogener Spanungstensor |
| $\widehat{\mathbf{T}}^*$ | | Deviator von $\widehat{\mathbf{T}}$ |
| $\mathbf{D}^{acc}$ | | Akkumulationsrate |

## Literaturverzeichnis


Arslan, U. (1980). Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand. Promotion an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 23.

Arslan, U. (1996). Geotechnische Aspekte bei der Grundlagenforschung zum Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund. Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik. Technische Universität Darmstadt. Heft 35.

Arslan, U., Katzenbach, R., Heineke. (1998). Model scale investigation to the long-term behaviour of the track under railway traffic. International conference on Soil-Interaction in Urban Civil Engineering, 8./9. October 1998, Darmstadt Geotechnics, No. 4, Vol. 2, 425-435.

Arslan, U., Katzenbach, R., Festag, G. (2000). Verhalten von Sand im zyklischen Triaxialkompressionsversuch, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32.

Alonso-Marroquin, F., Garcia-Rojo, R., Herrmann, H. J. (2004). Micro-mechanical investigation of the granular ratcheting. Proceedings of the International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena; Bochum-Germany.

Bauer Spezialtiefbau. Schrobenhausen. (1987). Bericht über eine Pfahlprobebelastung, BV: Kraftwerk Süd München. (unveröffentlicht)

Bauer, E., Wu, W. A (1993). Hypoplastic model for granular soils under cyclic loading. Modern Approaches to Plasticity, D. Kolymbas (ed.), 247-258. Elsevier.

Bauer, A., Baugeologisches Büro Bauer GmbH. (2005). Geotechnisches Gutachten, Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen, Planfeststellungsabschnitt 31 vom 30.06.2005 (unveröffentlicht)

Bauer, Baugeologisches Büro Bauer GmbH. (2005). Geotechnisches Gutachten, Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen, Planfeststellungsabschnitt 32 vom 30.06.2005 (unveröffentlicht)

Bea, Robert G. (1992). Pile Capacity for Axial Cyclic Loading. Poc. ASCE, Vol. 118, No. 1.

Becker, A. (2002). Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte teilgesättigte Sande. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern, Heft Nr. 5.

Böller, K. (2006). FEM-Analyse eines schmalen Leitungsgrabens unter dynamischer Verkehrsbelastung. Master-Thesis aus dem Fachgebiet Geotechnik, Hochschule für Technik Stuttgart.

Böhrnsen, J. (2002). Dynamisches Verhalten von Schüttgütern beim Entleeren aus Silos. Braunschweiger Schriften zur Mechanik Nr. 45.

BSH. (2012). Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie. BSH-Nr. 7005.

Chan, Sin-Fatt. (1980). Repeated Loading On Single Piles in Sand. Poc. ASCE, Vol. 106, No. 2.

Committee on soil dynamics of the geotechnical engineering division. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT9. 1978

Cudmani, R. (1996). Anwendung der Hypoplastizität zur Interpretation von Drucksondierwiderständen in nichtbindigen Böden. Geotechnik 19, Nr. 4.

Dietrich, T., Arslan, U. (1985). On the mechanics of media composed of rigid breakable grains. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, 443-448

Dietrich, T., Arslan, U. (1994). Settlement of Rigid Circular Cylinders lying on a Bed of Sand. Proc. XIII ICSMFE 1994, New Delhi, India, 725-728

DIN 1054:2005-01. Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DIN 1055-100:2001-03. Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln (Dokument zurückgezogen).

DIN EN 1990 Norm, 2010-12. Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Berichtigtes Dokument des Vorgängerdokumentes DIN EN 1990:2

DIN EN 1990/NA Norm, 2010-12. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung

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

El-Mossallamy, Y., Löschner, J., Schmidt, H. (2004). Kombinierte Pfahl-Plattengründung für eine Eisenbahnbrücke im tertiären Ton. Bauen in Boden und Fels. 4. Kolloquium 20. und 21. Januar 2004, Ostfildern, Hrsg.: Technische Akademie Esslingen -TAE-, Ostfildern, ISBN 978-3-924813-55-0.

DGGT. (1998). Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Empfehlung für statische und dynamische Pfahlprüfungen. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.

DGGT. (2002). Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. Berlin.

DGGT. (2007). Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. Berlin.

Erdmann, P., Adam, D. Kopf, F. (2006). Finite element analyzes of dynamic compaction techniques and integrated control methods. 6th conference on numerical methods in geotechnical engineering. 6. – 8. September 2006, Graz, Austria.

Fellin, W. (1999). Ein erster Einblick in die Hypoplastizität. Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), 144. Jg., Heft 11-12.

Fellin, W. (1999). Hypoplastizität für Einsteiger. Bautechnik, 77 Nr2000. 1.

Fellin, W. (2002). Hypoplastizität für leicht Fortgeschrittene. Bautechnik, 79 Nr. 12.

Festag, G. (2003). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 66.

FMPA. (2002). Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen. Otto-Graf-Institut, Universität Stuttgart. Flieden, Eisenbahnüberführung über die A66, Pfahlprobebelastung. IV.42/9022259 vom 10.07.– unveröffentlicht

Franke, E. (1982). Pfähle. Aufsatz im Grundbau Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 2, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Goldscheider, M., Gudehus, G. (1976). Gründung von Offshore-Bauwerken. Vorträge der Baugrundtagung, Nürnberg. S. 507-522.

Gotschol, A. (2002). Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Universität Gh Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 12.

Gudehus, G. (1990). Stoffgesetze. Grundbautaschenbuch, 4. Auflage Teil 1, S. 175-203.

Gudehus, G. (2000). Nichtlineare Bodendynamik in der Geotechnik, Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik.

Gudehus, G. (2003). Ratcheting und DIN 1054, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 64.

Guldenfels, R. (1996). Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht. Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik an der ETH Zürich. Band 209.

Gutjahr, S. (2003). Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand Fakultät Bauwesen der Universität Dortmund, Heft 25.

Güttler, U. (1984). Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 8, Ruhr-Universität Bochum.

Grabe, J., Mahutka, K.-P. (2005)Finite-Elemente-Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen. Bautechnik 82, Heft 9.

Gross, D., Hauger, W., Schnell, W., Wriggers, P. (2006). Technische Mechanik Band 4. 6. Auflage, Springer Verlag, Berlin.

Gruber, N., Koreck, H.-G., Schwarz, P. (1985). Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfahle. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Hrsg.: Vogt, N.; Floss, R., Heft 5.

Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G. (2002). Kombinierte Pfahl-Plattengründungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

Haupt, W. (1986). Ausbreitung von Wellen im Boden. Bodendynamik – Grundlage und Anwendung von Wolfgang Haupt (Hrsg.) Vieweg Verlag.

Heineke, S. (2001). Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 57.

Helm, J., Laue, J., Triantafyllidis, Th. (2000). Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischer Einwirkung, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 32, Ruhr-Universität Bochum.

Herle, I. (1997). Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, No. 142.

Hettler, A. (1981). Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, No. 90.

Hibbitt, (1998). H.D., Karlsson, B.I., Sorensen. ABAQUS Theory & User's Manual.

Hodjera, B. (1979). Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung. Geotechnik. 2, 1979,S.84-97.

Holler, S. (2006). Dynamisches Mehrphasenmodell mit hypoplastischer Materialformulierung der Feststoffphase. Dissertation, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik. RWTH Aachen.

Holtzendorff, K. (2003). Untersuchung des Setzungsverhaltens von Bahnschotter und der Hohllagenentwicklung auf Schotterbahnen. Technische Universität Berlin, Band 37: Veröffentlichungen des Grundbauinstituts. Hrsg.: S.A. Savidis. ISSN 0342-3905.

Holzlöhner U. (1977). Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn, BAM Bericht Nr. 48.

Holzlöhner U. (1978). Bleibende Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last. Bautechnik 55 Heft 5, S. 150 – 154.

Holzlöhner U. (1986). Langzeit und plastische Effekte, Bodendynamik- Grundlagen und Anwendungen von Wolfgang Haupt (Hrsg.).

Hu, Y. (2000). Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung. Universität Gh Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 8.

Huang, W,. Sloan, S.W. (2002). Hypoplastic analysis of cone penetration in sands. Numerical Models in Geomechanics - NUMOG VIII, Pande & Pietruszczak. Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 359.

Jardine, R.J. & Standing, R.J. (2000). Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, http://www.hse.gov.uk/research/otopdf/2000/oto00008a.pdf.

Jaquet, Th., Heiland, D. (2007). Admittanzbasiertes Erschütterungsverfahren beim Transrapid. 7. Dresdner Fachtagung Transrapid, 27. September 2007. Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rainer Schach, Technische Universität Dresden, Institut für Baubetriebswesen.

Katzenbach, R., Arslan, U. (1995). Foundation of tall buildings in Frankfurt Clay and Frankfurt Limestone – Examples for Soil-Structure-Interaction. Proceedings International Symposium „70 Years of Soil Mechanics“. Istanbul.

Katzenbach, R., Arslan, U. (1996). Geotechnische Aspekte bei der Grundlagenforschung zum Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 35.

Kayser, J. (2002). Baugrundverformungen an der Schleuse Uelzen I. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe • Hamburg • Ilmenau. AK - K1 / 2002-05

Kempfert, H.-G., Lauffer, J. (1991). Pfahlprobebelastung in weniger tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung. Geotechnik 14, S. 105 - 112

Klar, A. (2003). Model studies of seismic behavior of piles in sand. Research thesis. Israel Institute of Technology.

Kolymbas, D. (1978). Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 77.

Kolymbas, D. (1988). Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe. Habilitationsschrift, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 109.

Kolymbas, D. (2000). Introduction to Hypoplasticity (Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling). Balkema, Rotterdam.

Kolymbas, D. (2007). Geotechnik. Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Berlin - Heidelberg - New York: Springer. 2. korrigierte und erg. Auflage.

Konietzky, W.H. (2001). Coupled Three- Dimensional Analysis of the Slab Foundation for the Magnetic Levitation Transportation System (TRANSRAPID) in Germany. GeoOdyssey Conference.

Konietzky, H., Will, J., Heinrich, J. (2001). Coupled Three-Dimensional Analysis of the Slab Foundation for the Magnetic Levitation Transportation System (TRANSRAPID) in Germany. Proceedings of the XV$^{th}$ International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Krieg, S., Goldscheider, M. (1999). Viskoses Tragverhalten von Pfählen und seine Anwendungen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 60.

Kudella, P., Gudehus, G., Reul, O. (2002). Untersuchungen zur KPP mittels Hypoplastizität, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 58.

Laue, J. (1996). Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 25, Ruhr-Universität Bochum.

Lee, K. L., Seed, H. B. (1967). Drained strength characteristics of sands. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 93. Pp. 177 - 141.

Lee, C.Y., Poulos, H. G. (1991). Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore Calcareous Soil. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117. No. 11.

Leelanitkul, S., Timmerman, D.H. (1982). Deformation of sand under cyclic loading. Proc. Conf. on soil dynamics and earthquake engineering, Southampton U.K.

Lehmann, J. (2009). Numerische Rückrechnung von Pfahlprobebelastungen in verwitterten Kalk- und Sandsteinen. Vertieferarbeit. Technische Universität Darmstadt.

Leppert, C. (2007). Mehrphasenmodell für granulare Medien zur numerischen Untersuchung des Phasenübergangs bei der Entleerung von Silos. Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig.

Lutzenberger, S., Lutzens, J. (2007). Globale dynamische Reaktion der TRANSRAPID Fahrwegträger auf bewegte Lasten und Bestimmung der Schwingbeiwerte. 7. Dresdner Fachtagung Transrapid, Dresden.

Lutzenberger, S., Müller, G. (2007). Modellbildung zur Abschätzung der Erschütterungseinleitung bei Magnetschwebefahrzeugen. 7. Dresdner Fachtagung Transrapid, Dresden.

Mähr, M. (2000). Berechnung primärer Spannungsfelder nach der Methode der Finiten Elemente und mit dem hypoplastischen Stoffgesetz. Diplomarbeit. Leopold-Franzens-Universität Innsbruck.

Magnetschnellbahn (2007). Ausführungsgrundlagen Magnetschnellbahn. Eisenbahn-Bundesamt. Nr. 181 Bekanntmachung der Ausführungsgrundlagen

Mayer, P.-M. (2000)Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 151.

McDowell, G. R., Bolton M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. Géotechnique, Vo. 48 (5), 667 – 679.

Meißner, S., Arslan, U., Quick H. (2006). Displacement behavior of shallow foundations under cyclic loading, Maglev'2006 Deutschland. 6. Dresdner Fachtagung Transrapid, Dresden.

Meißner, S., Arslan, U., Quick H. (2007). Flachgründungen unter zyklischer Einwirkung der Magnetschnellbahn. 7. Dresdner Fachtagung Transrapid, Dresden.

Meißner, S., Arslan, U., Quick H. (2008). Raft and pile foundations under cyclic loading. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 1-6 October, Goa, India.

Mittag, J., Richter, Th. (2005). Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen. Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Prof. H.-G. Kempfert. Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 18.

Moormann, Ch., 2008. (2008). Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildung zur Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen. Habilitationsschrift. Darmstadt.

Müllerschön, H. (2000). Spannungs-Verformungsverhalten granularer Materialien am Beispiel von Berliner Sand Universität Stuttgart, Institut für Mechanik Dissertation.

Niemunis, A., Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials. 2:279-299.

Niemunis, A. (1993). Hypoplasticity vs. elastoplasticity, selected topics, Modern Approaches to Plasticity. D. Kolymbas (ed). pp. 278-307. Elsevier.

Niemunis, A. (1996). A visco- plastic model for clay and its FE-implementation, XI Colleque-Franco- Polonais en Mechanique des Sols et des Roches Appliquee. E. Demblicki, W. Cichy, L. Balachowski (Eds.). University of Gdansk.

Niemunis, A. (2003). Extended Hypoplastic Models for Soils. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 34, Ruhr-Universität Bochum.

Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2004). Explicit accumulation model for cyclic loading. Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum, Balkema, pp. 65 – 76.

Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2004). A high-cycle accumulation model for sand. Computers and Geotechnics, Vol. 32/4, pp. 245-263.

Niemunis, A. (2009). Über die Anwendung der Kontinuumstheorie auf bodenmechanische Probleme - Eine Vorlesung für Grundbau- und Tunnelbauvertiefer. WS 2005/2006. http://nutrimatic.gub.rub.de/Skripte-Auslagerung/vorle.pdf. Stand

Nilsen, B., Dahl, F., Holzhäuser, J., Raleigh, P. (2006). Abrasivity testing for rock and soils. Tunnels & Tunnelling International.

Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2005). Long term deformations in soils due to cyclic loading. Modern trends in Geomechanics, International Workshop Vienna.

Nübel, K., Karcher Ch. (1998). FE Simulations of granular material with a given frequency distribution of void as initial condition. Granular Matter Vo. 1. No. 3.

Ohde, J. (1939). Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauingenieur, Vol. 20, S.451-459.

Parker, E., D'Appolonia, S., Jardine, R., Julian, X. (1999). Jet grouting to improve offshore pile capacity: GLOBAL Project. 31st Offshore Technology Conference, Houston, 1999, Pages: 415-420.

Plaxis 2D Version 9. (2007). Scientific Manual Manual Version 9.0.

Poulos, H. G. (1981). Cyclic axial response of single pile. Poc. ASCE, Vol. 107, No. 1.

Poulos, H. G. (1988). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 114. No. 8.

Poulos, H. G. (1989). Cyclic axial loading analysis of piles in sand. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 115. No. 6.

Quast, P. (2003).Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. 1. EFUC-Konferenz 2003 in Suderburg. Session 9 – Notwendige Strategien der Wasserwirtschaft und anspruchsvolle Bauwerke des Wasserbaus.

Quick, H. (2004). Prof. Dipl.-Ing. H. Quick – Ingenieure und Geologen GmbH. Geotechnisches Gutachten, Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen, Planfeststellungsabschnitt 21/22 vom 5.10.2004 (unveröffentlicht).

Vogt, N., (2005). Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt. Geotechnisches Gutachten zur Entwurfsplanung – Trassenvariante Tiefführungen, Magnetschnellbahn München Hbf – Flughafen, Planfeststellungsabschnitt 1 vom 25.05.2005 (unveröffentlicht)

Rackwitz, F. (2003). Numerische Untersuchung zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probebelastungen. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 32.

Rackwitz, F., Savidis, S. (2004). Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen in Berliner Sand Bauingenieur 2004, Band 79.

Raithel, M., Kempfert, H.-G., Quick, H. (2003). Statische und zyklische Pfahlprobebelastungsergebnisse als Grundlage für Fahrwegsgründungen, Tagungsbeiträge des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, S. 395-414.

Raithel M., Linnemann J., Meißner S. (2003). Planung und Ausführung einer Pfahlprobebelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt. Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig – Pfahlsymposium.

Rebstock, D. (2005). Kleinbohrpfähle unter statischer und zyklischer Belastung – hypoplastische Simulationen. Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig – Pfahlsymposium.

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

Richter, Th. (2009). Zur Prognose der Gebrauchstauglichkeit von Gründungen mit Pfählen – Rechnung versus Erfahrung. Ohde Kolloquium 2009. Technische Universität Dresden.

Richter, Th., Reul, O., Arslan, U. (1998). Setzungen hoch belasteter Gründungen in Berliner Böden, Vergleich von Tief- und Flachgründung in Berechnung und Messung. Baugrundtagung Stuttgart.

Sangrey, D. Castro, G. Poulos, S. France, J. (1978.). Cyclic loading of sands, silts and clays. Earthquake, Engineering and Soil Dynamics, Vol. 2, pp. 836-851

Schach, R., Jehle, P., Naumann, R. (2006). Transrapid und Rad-Schiene-Hochgeschwindigkeitsbahn - Ein gesamtheitlicher Systemvergleich. Springer-Verlag Berlin.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics.

Schmitt, A. 2006. (2006). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen mit variabler Bodenverdrängung. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 70.

Schünemann, A. (2006). Numerische Modelle zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Eisenbahnschotter unter alternierender Beanspruchung. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 168.

Schwarz, P. (1998). Axial cyclic loading of small diameter injection piles in sand. International conference on Soil-Interaction in Urban Civil Engineering, , Darmstadt Geotechnics, No. 4, Vol. 2. 8./9. October 1998.

Schwarz, P. (1999). Axial zyklisch belastete Pfähle. Bericht über erweiterte Auswertungen. Neue Laborversuche und Modellversuche, ISBN 978-3-8167-5458-9, Fraunhofer IRB Verlag.

Schwarz, P. (2002). Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung. In: Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Hrsg.: Vogt, N., Floss, R., Heft 33.

Seip, M. (1997). Numerische Simulation großmaßstäblicher Belastungsversuche an Einzelfundamenten im Berliner Sand. Diplomarbeit. Technische Universität Darmstadt.

Stöcker, T. (2002). Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen. Universität Gh Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 13.

Stöcker, T., Kempfert, H.G. (2005)Numerische Modellierungen mit einem zyklisch-viskoplatischen Stoffansatz für granulare Böden. Bautechnik 82, Heft 1.

Studer, J., Laue, J., Koller, M. (2007). Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze, 3. völlig neu bearbeitete Auflage, Springer-Verlag Berlin.

Sweeney, M., Lambson, M. D. (1991). Long term settlements of storage tanks on sand. ECSMFE, Florence, Vol. 2. S. 587-591.

Terzaghi, K. (1936). Relation Between soil mechanics and foundation engineering. Proceed. Intern. Conf. SMFE, 1936, Vol.III, 13-18.

Thiel, G. (1988). Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 14, Ruhr-Universität Bochum.

Transrapid International GmbH & Co. KG. Der Transrapid – Fragen und Antworten. www.transrapid.de. Stand 2009

Transrapid International GmbH & Co. KG. Projektierungsrichtlinie Fahrweg, MSB München Hbf - München Flughafen Teil I, Regelausbildung Fahrweg vom 16.04.2004

Transrapid International GmbH & Co. KG. Projektierungsrichtlinie Fahrweg, MSB München Hbf - München Flughafen Teil II, Entwurfsgrundlage Fahrweg vom 16.04.2004

Transrapid International GmbH & Co. KG. Projektierungsrichtlinie Fahrweg, MSB München Hbf- München Flughafen Teil V, Empfehlungen zur Wahl des Fahrwegtyps und der Fahrweghöhe bei der Trassierung vom 16.04.2004

Transrapid International GmbH & Co. KG. Projektierungsrichtlinie Fahrweg, MSB München Hbf- München Flughafen. MSB Systemdokument, Richtlinie- Bemessungsgrundlagen Fahrweg, Entwurf vom 29.10.2003

Triantafyllidis, T., Wichtmann, T., Niemunis, A. (2004). Kumulatives und dynamisches Verhalten von Böden, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Savidis, Technische Universität Berlin.

Turner J.P., Kulhawy, F.H. (1990). Drained uplift capacity shafts under repeated axial loading. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116. No. 3.

U.S. Department of Transportation, Federal Railroad Administration. (2002). Vibration Characteristics of the Transrapid TR08 Maglev System, unveröffentlicht

Vucetic, M. (1994). Cyclic Threshold Shear Strains in Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 120. No. 12.

Wachter, S. (2009). Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 82.

Wehnert, M., Vermeer, P.A. (2004). Numerische Simulation von Probebelastungen an Großbohrpfählen; Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart. Beitrag zum 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels.

Wehnert, M. (2006). Ein Beitrag zu drainierten und unddrainierten Analyse in der Geotechnik, Universität Stuttgart.

Wichtmann, T. (2000). Prognose der Verdichtbarkeit des Sandes infolge zyklischer Belastung. Diplomarbeit. Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum.

Wichtmann, T. (2005). Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 38.

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T. (2005). Setzungsakkumulation in nichtbindigen Böden unter hochzyklischer Belastung. Bautechnik 82, Heft 1.

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T. (2005). FE-Prognose der Setzung von Flachgründungen auf Sand unter zyklischer Belastung. Bautechnik 82, Heft 12.

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T. (2001). Über das Erinnerungsvermögen von Sand unter zyklischer Belastung. Bautechnik 78. Heft 12. S.852-865.

Wörner, J. D. (1986). Ein Beitrag zur realistischen Beschreibung der Komponenten-Bauwerk-Wechselwirkung bei Erdbeben. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt.

von Soos, P. in Smoltczyk, U. (2001). Grundbautaschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Ernst & Sohn.

von Wolffersdorff, P.-A. (1996). Hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol. 1:251-271.

von Wolffersdorff, P.-A. (2004). Ausgewählte Probleme bei der Berechnung von Stützkonstruktionen mit der Methode der Finiten- Elemente. Geotechnical Innovation. Festschrift für Prof. Vermeer zum 60. Geburtstag.

von Wolffersdorff, P.-A. (2004). Implementation of Hypoplasticity. Plaxis User meeting, Karlsruhe.

von Wolffersdorff, P.-A., Schwab, R. (2001.). Schleuse Uelzen I - Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Vorgängen. Bautechnik 78, Heft 1.

Wu, W., Bauer, E. (1993). A hypoplastic model for barotropy and pyknotropy of granular soils. Modern Approaches to Plasticity, D. Kolymbas (ed.), 225-245, Elsevier.

Wu, W., Bauer, E, Kolymbas, D. (1996). Hypoplastic constitutive model with critical state for granular material. Mechanics of Materials, 23:45-69.

Youd, T.L. (1972). Compaction of sands by repeated shear straining. ASCE, Vol. 90, No. SM 7. S. 709 – 725.

ZTV E-StB 09. (2009). Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Ausgabe 2009

## Lebenslauf

| | |
|---|---|
| 28.09.1971 | Geboren in Frankfurt am Main |
| 1979 – 1983 | Grundschulbesuch der Freiligrath-Grundschule, Frankfurt |
| 1983 – 1989 | Helmholtzschule (Gymnasium), Frankfurt |
| 1989 – 1990 | Yuba City High School, Yuba City, USA |
| 1990 – 1992 | Schillerschule (Gymnasium), Frankfurt |
| 1992 – 2000 | Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Darmstadt mit Abschluss Diplom Ingenieur (TU) |
| 2001 – 2013 | Prof. Dipl.-Ing. H. Quick - Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt |
| 2007 – 2012 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Geotechnik des Instituts für Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen an der Technischen Universität Darmstadt |
| Seit 2014 | Prof. Quick und Kollegen - Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt<br>Geschäftsführer und Gesellschafter |