

Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von
ANNETTE LÄCHLER
aus Stuttgart

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt

Tag der mündlichen Prüfung: 17. Juni 2009

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2009

Mitteilung 63
des Instituts für Geotechnik
Universität Stuttgart, Deutschland, 2009

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer

©Annette Lächler
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten.
Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in
irgendeiner Form-durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes
Verfahren-reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von
Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt
werden.

Schlagwörter: Schlitzwände, Frischbetondruck, undrainiertes Verhalten,
numerische Modellierung mit Hilfe der FE-Methode

Druck: DCC Siegmар Kästl e.K., Ostfildern, Deutschland, 2009

ISBN 978-3-921837-63-4
(D93-Dissertation, Universität Stuttgart)

Vorwort des Herausgebers

Das Einbringen von Bauteilen in den Untergrund, wie etwa von Pfählen, Rüttelstopfsäulen oder einem Baugrubenverbau, ist ein wesentlicher Bestandteil des Grundbaus. Diese Installation von Bauteilen führt zu nicht unwesentlichen Veränderungen der Spannungen im Erdreich, und zu hieraus resultierenden Bodenverformungen. Bis vor etwa zehn Jahren wurden solche Auswirkungen von Installationsprozessen jedoch überhaupt nicht berücksichtigt, und in numerischen Analysen gilt noch immer die WIP-Simulation (wished-in-place), bei der die Herstellung von Bauteilen nicht simuliert wird.

In diesem Rahmen beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit den Verformungen des Baugrunds durch die Herstellung von Schlitzwänden. Der direkte Anlass zur Studie, ergab sich in Rotterdam, wo beim Bau eines S-Bahn-Tunnels umfangreiche Baustellenmessungen durchgeführt wurden. Frau Annette Lächler wurde als Angestellte der Ed. Züblin AG beauftragt diese Messungen auszuwerten. In dieser Studie wird deswegen die Rotterdamer Baustelle „Station Blijdorp“ als Referenzprojekt genommen. Als zweites Referenzprojekt wird eine gut dokumentierte Testlamelle in Singapur betrachtet, weil hier auch die Höhe des Suspensionsspiegels in der Lamelle variiert wurde. An Hand dieser Schlitzwandlamelle wird auch gezeigt, dass der Frischbetondruck erheblich auf die Verformungen einwirkt

Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt des Stuttgarter Instituts für Werkstoffe im Bauwesen danke ich für die Betreuung der Studie zum Frischbetondruck. Die Annahme, dass sich der Frischbetondruck hydrostatisch verteilt, ist nicht berechtigt, da der Beton vor allem bei tiefen Schlitzten ansteift und damit seine fließfähige Eigenschaft verliert. Die Frage ist, wie weit von oben betrachtet, der Frischbetondruck hydrostatisch angenommen werden soll. Diese sogenannte kritische Höhe ist einer der Gegenstände der Untersuchungen von Annette Lächler.

Bei den beiden Referenzprojekten handelt es sich um tiefe Schlitzwände in weichem Boden unterschiedlicher Lagendicke. Die numerischen Berechnungen wurden deswegen undrainiert, aber mit verschiedenen Methoden und Stoffmodellen durchgeführt. Zum Schluss werden wichtige Empfehlungen hinsichtlich der Modellierung des Frischbetondrucks, der undrainierten Herangehensweise und der einzusetzenden Stoffmodelle gegeben. Somit leistet Annette Lächler einen erheblichen wissenschaftlichen Beitrag an die Geotechnik. Darüber hinaus hat sie während ihrer Jahre am Institut für die Lehre einen enormen Beitrag geliefert.

Bedanken möchte ich mich beim Ministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst des Landes Baden-Württembergs für die Bereitstellung von Fördermitteln zur Durchführung dieser Arbeit.

Pieter A. Vermeer

Danksagung

Die vorliegende Dissertation ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Geotechnik entstanden. Neben meiner wissenschaftlichen Tätigkeit konnte ich viele Erfahrungen im administrativen und organisatorischen Bereich sowie im Bereich der Lehre sammeln. Diese Arbeit wäre aber nicht ohne die Unterstützung einiger Personen und Institutionen entstanden, bei denen ich mich im Folgenden bedanken möchte.

Mein besonderer Dank geht an erster Stelle an meinen Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer, der mich während meiner Forschungszeit am Institut stets gefördert, kontinuierlich und intensiv betreut und unterstützt hat. Auch danke ich meinem Mitberichter Herrn Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt für die Betreuung im Bereich der Betontechnologie.

Dem Ministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst des Landes Baden-Württembergs gilt mein besonderer Dank, das meine wissenschaftliche Arbeit zeitweise durch das Irene-Rosenberg-Stipendium finanziell gefördert hat.

Einen großen Dank auch an die Firma Ed. Züblin AG, insbesondere Herrn Christof Sänger, Herrn Dr.-Ing. Thomas Voigt und Herrn Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer, die mir die Möglichkeit gegeben haben im Rahmen eines BMBF-Forschungsprojekts messtechnisch die Herstellung einer Schlitzwand in Rotterdam zu betreuen und auszuwerten und die Messdaten anschließend für meine Dissertation nutzen zu dürfen.

Danken möchte ich auch meinen Kollegen des Instituts für Geotechnik für die anregenden und abwechslungsreichen Diskussionen, die oft auch über das Fachgebiet hinaus gingen und somit zu einem angenehmen Arbeitsklima führten. Besonderer Dank gilt folgenden Personen: Prof. Dr.-Ing. Thomas Benz, Dr.-Ing. Heiko Neher, Dr.-Ing. Markus Wehnert, Bernd Zweschper und den wissenschaftlichen Hilfskräften Daniel Bader und Thomas Bickel.

Dank an meine Freunde, die mich stets bestärkt und ermuntert haben.

Zuletzt möchte ich meinen lieben Eltern und meiner Familie für die unermüdliche und herzliche Unterstützung danken.

Annette Lächler

Für meine Eltern



Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
2	Untersuchungen zum Schlitzwandaushub	5
2.1	Eigenschaften von Stützflüssigkeiten	5
2.1.1	Zusammensetzung von Stützflüssigkeiten	6
2.1.2	Modell zur Beschreibung von Suspensionseigenschaften	6
2.2	Stabilität von Schlitzwänden	9
2.2.1	Stützwirkung von Suspensionen	9
2.2.2	Stand sicherheitsnachweise	10
2.2.3	Räumliche Erddruckkraft - Bruchkörpermodelle	12
2.2.4	FE-Analysen zur Schlitzwandstabilität	14
2.3	Modellierung des Schlitzvorgangs	17
3	Frischbetondruck in Schlitzwandlamellen	21
3.1	Stand der Technik	22
3.1.1	Definition und Eigenschaften des Frischbetons	22
3.1.2	Besonderheiten von Betonen und des Betoneinbaus bei der Schlitzwandbauweise	27
3.1.3	Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Frischbetondrucks	30
3.2	Aktuelle Messungen des Frischbetondrucks in Schlitzwandlamellen	41
3.3	Numerische Verfahren zur Berechnung des Frischbetondrucks	46
3.3.1	Beschreibung des Modells und der Materialparameter	46
3.3.2	Berechnung des Frischbetondrucks unter Anwendung der beschriebenen Materialkenngrößen und Vergleich mit Messergebnissen	49
3.4	Empfehlungen zur Modellierung der Betonage bei Schlitzwänden	54
3.4.1	Modellierung des Frischbetons	54
3.4.2	Modellierung und Simulation des Betonagevorgangs bei Schlitzwänden mit dem Spannungsansatz	56
3.4.3	Druckverlauf im Frischbeton über die Schlitztiefe	57
3.4.4	Bedeutung der kritischen Höhe	59
3.4.5	Empfehlungen für den Ansatz der kritischen Höhe	60
3.4.6	Schlussfolgerungen	62
4	Feldmessungen Rotterdam	65
4.1	Vorstellung des Messprogramms	65
4.2	Messungen während der Schlitzwandherstellung	69

4.2.1	Frischbetondruckmessungen	70
4.2.2	Inklinometermessungen	70
4.2.3	Ergebnisse der übrigen Messungen	78
4.3	Messungen während des Baugrubenaushubs	83
4.3.1	Steifenkraftmessungen	84
4.3.2	Inklinometermessungen	87
4.4	Kritische Anmerkungen zu den Feldmessungen	95
5	Anmerkungen zur numerischen Analyse undrainierter Spannungszustände	97
5.1	Materialverhalten	97
5.2	Möglichkeiten der Durchführung von undrainierten FE-Berechnungen . .	98
5.3	Bedeutung der undrainierten Scherfestigkeit und Steifigkeit	101
6	Nachrechnungen des Herstellungsvorganges von Schlitzwänden	107
6.1	Testlamelle in Singapur	107
6.1.1	Randbedingungen	107
6.1.2	Modellierung der Herstellung und Vergleich mit den Messdaten .	109
6.1.3	Schlussfolgerungen	116
6.2	Baugrube „Station Blijdorp“ Rotterdam	118
6.2.1	Modellierung der Herstellung der Schlitzwandlamellen und Vergleich mit den Messdaten	118
6.2.2	Modellierung des Baugrubenaushubs und Vergleich mit den Messdaten	122
7	Zusammenfassung und Empfehlungen	127
	Literaturverzeichnis	129
A	Verwendete Stoffgesetze	137
A.1	Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)	137
A.2	Das Hardening-Soil Modell (HS-Modell)	140
A.3	Das HS-Small Modell	143
B	Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 2	147
C	Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 3	151
D	Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 4	159
E	Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 6	163

Symbolverzeichnis

Griechische Symbole

γ	Wichte des feuchten Bodens	[kN/m ³]
$\gamma_{0,7}$	Scherdehnung, bei der die Steifigkeit in Erstbelastung auf 70% von G_0 abgefallen ist	[-]
γ_B	Frischbetonwichte	[kN/m ³]
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen nach DIN 1054	[-]
$\gamma_{G,dst}$	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständigen Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054	[-]
$\gamma_{G,stb}$	Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054	[-]
γ_k''	charakteristische Wert der Wichte des Bodens unter Auftrieb der stützenden Flüssigkeit	[kN/m ³]
γ_φ	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel $\tan \varphi$	[-]
γ_{pl}	plastische Schubverzerrungen	[-]
γ_r	Wichte des wassergesättigten Bodens	[kN/m ³]
γ_s	Scherdehnung	[-]
γ_{Sus}	Suspensionswichte	[kN/m ³]
$\dot{\gamma}_{Sus}$	Schergefälle	[1/s]
γ_w	Wichte des Wassers	[kN/m ³]
δ_a	Wandreibungswinkel	[°]
ε	Dehnung	[-]
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate	[-]
$\dot{\varepsilon}^{el}$	Dehnungsrate elastischer Anteil	[-]
$\dot{\varepsilon}^{pl}$	Dehnungsrate plastischer Anteil	[-]
η	globale Sicherheit	[-]
η_F	Anpassungsfaktor für die Fließgrenze	[-]
η_v	Viskositätskoeffizient	[kN s/m]
λ	Seitendruckbeiwert	[-]
$\dot{\lambda}$	plastischer Multiplikator	[-]
$\lambda(t)$	zeitabhängiger Seitendruckbeiwert	[-]
ν	Querdehnungszahl bzw. Poisson-Zahl	[-]
ν'	effektive Querdehnungszahl	[-]
ν_r	Querdehnungszahl abhängig von dem Hydratationsgrad r	[-]
ν_t	zeitabhängige Querdehnungszahl	[-]

ν_{28}	Querdehnungszahl einer Einphasen-Dichtwandmasse nach 28 Tagen	[-]
ν_{ur}	Querdehnungszahl für Ent- und Wiederbelastung	[-]
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate	[kN/m ²]
σ'_1/σ'_3	effektive Hauptspannungen	[kN/m ²]
$\sigma_{(k)}$	(charakteristische) Spannung	[kN/m ²]
σ_f	Bruchspannung	[kN/m ²]
σ_h	horizontale Spannung	[kN/m ²]
$\sigma_{h,max}$	maximale, horizontale Spannung	[kN/m ²]
σ_{ref}	vertikale Spannung	[kN/m ²]
σ_v	vertikale Spannung	[kN/m ²]
$\Delta\sigma'$	Änderung der totalen Spannung	[kN/m ²]
τ	Schubspannung	[kN/m ²]
τ_F	Fließgrenze	[kN/m ²]
τ_f	Scherfestigkeit	[kN/m ²]
φ	Reibungswinkel	[°]
φ'	effektiver Reibungswinkel	[°]
φ_{cv}	Restscherfestigkeit	[°]
φ'_k	charakteristischer Wert des Reibungswinkels	[°]
φ_{mob}	mobilisierter Reibungswinkel	[°]
φ_u	undrainierter Reibungswinkel	[°]
ϑ	Gleitflächenwinkel	[°]
ψ	Dilatanzwinkel	[°]

Lateinische Symbole

A	Porenwasserdruckbeigeber	[-]
a	Parameter zur Beschreibung der Zementsorte	[-]
B	Porenwasserdruckbeigeber	[-]
b	Parameter zur Beschreibung der Zementsorte	[-]
c_u	undrainierter Scherfestigkeit	[kN/m ²]
c_v	Konsolidationsbeiwert	[m ² /s]
D	Drainageweg	[m]
d_{10}	wirksamer Korndurchmesser	[mm]
E	Elastizitätsmodul	[kN/m ²]
E_0	Anfangssteifigkeit	[kN/m ²]

E_{50}	spannungsabhängiger Sekantenmodul aus dem Triaxialversuch	[kN/m ²]
E_a	aktiver Erddruck	[kN/m]
E_{ah}	aktiver horizontaler Erddruck	[kN/m]
E_B	Elastizitätsmodul des Betons nach 28 Tagen	[kN/m ²]
E_{oed}	spannungsabhängiger Tangentenmodul aus dem Oedometerversuch	[kN/m ²]
E_{50}^{ref}	Referenzmodul für E_{50}	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Referenzmodul für E_{oed}	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Referenzmodul für E_{ur}	[kN/m ²]
E_s	Steifemodul	[kN/m ²]
$E(t)$	zeitabhängiger Elastizitätsmodul	[kN/m ²]
E_u	undrainierter Elastizitätsmodul	[kN/m ²]
E_{ur}	spannungsabhängiger Elastizitätsmodul bei Ent- und Wiederbelastung	[kN/m ²]
e	Porenzahl	[-]
$e_{ah,(k)}$	(charakteristischer) aktiver horizontaler Erddruck	[kN/m ²]
f	Fließfunktion	[-]
f^c	Fließbedingung der Kappe des HS-Modells	[-]
f^s	Fließbedingung der deviatorischen Fließfläche des HS-Modells	[-]
f_{s0}	Druckgefälle	[kN/m ³]
G	Gewichtskraft	[kN/m]
g	plastisches Potential	[-]
g^s	plastisches Potential der deviatorischen Fließfläche des HS-Modells	[-]
H	Gesamthöhe des zu betonierenden Bauteils	[m]
h	Tiefe unterhalb der Endkote	[m]
h_E	Betonierhöhe beim Erreichen des Erstarrungsendes t_E	[m]
h_{krit}	kritische Höhe, Betonierhöhe bei maximalem horizontalem Frischbetondruck	[m]
h_{Sus}	Höhe des anstehenden Suspensionsspiegels	[m]
h_w	Höhe des anstehenden Wasserspiegels	[m]
I_D	Lagerungsdichte	[-]
I_p	Plastizitätszahl	[-]
K	Kompressionsmodul	[kN/m ²]
K'	effektiver Kompressionsmodul	[kN/m ²]

K_{ah}	Beiwert des aktiven horizontalen Erddrucks	[-]
K_0^{NC}	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden	[-]
K_{total}	totaler bzw. undrainierter Kompressionsmodul	[kN/m ²]
K_w	Kompressionsmodul des Wassers	[kN/m ²]
K_0	Erdruhedruckbeiwert	[-]
k	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
l_S	Länge der Schlitzwandlamelle	[m]
m	Exponent für die spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{50} , E_{oed} und E_{ur}	[-]
N	Normalkraft	[kN/m]
N_{30}	Schlagzahl beim SPT. Anzahl der Schläge pro 30 cm Eindringtiefe	[-]
NAP	Normaal Amsterdams Peil bzw. Meter über Normalhöhennull	[m]
n	Porenanteil	[-]
OCR	Überkonsolidationsverhältnis	[-]
P_{Sus}	Suspensionskraft	[kN/m]
p	isotrope Hauptspannung ($p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$)	[kN/m ²]
p_{ref}	Referenzspannung für die spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{50} , E_{oed} und E_{ur}	[kN/m ²]
$p_{Sus,(k)}$	(charakteristischer) Wert des hydrostatischen Drucks der stützenden Flüssigkeit	[kN/m ²]
$p_{w,(k)}$	(charakteristischer) Wert des hydrostatischen Drucks des Grundwassers	[kN/m ²]
q	Deviatorspannung ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$)	[kN/m ²]
q_a	asymptotische Deviatorspannung	[kN/m ²]
q_f	maximale Deviatorspannung	[kN/m ²]
R_f	Verhältnis zwischen q_f und q_a	[-]
$r(t)$	Hydratationsgrad	[-]
S_k	Stützkraft	[kN/m ²]
S_r	Sättigungszahl	[-]
s	Setzmaß	[-]
T_v	dimensionsloser Zeitfaktor	[-]
t	betrachteter Zeitpunkt nach Einbau des Betons	[h]
t_1	Bezugswert nach 1d	[kN/m ²]
t_e	Erstarrungsende	[h]
$t_{E,eff}$	effektives Erstarrungsende, Definition siehe Kapitel 3.1.1	[h]
U	Konsolidationsgrad	[%]

Δu	Porenwasserüberdruck	[kN/m ²]
v	Betoniergeschwindigkeit als vertikale Steiggeschwindigkeit	[m/h]
W_k	charakteristische Druckkraft des Wassers	[kN/m]
z	Parameter zur Berücksichtigung der Zementart	[-]

Abstract

Deformation behaviour in the construction of diaphragm walls forms the focus of this work. For two-stage diaphragm walls, two different construction processes are of particular importance. The trench excavation procedure and simultaneous slurry support, which stabilise the trench, and the concreting contractor procedure, which takes place once the reinforcing cage has been installed in the slurry-filled trench. In order to produce reliable distortion forecasts, numeric calculations have been made using the finite element method (FEM) in the case of complex construction projects. In Chapter 2 the trench excavation process is analysed. The main focus of this analysis are the composition and the properties of the excavation fluid, the rheological model for describing this slurry, and the supportive effect of the slurry on the slurry wall. Following on from this, spatial failure-wedge models are presented. These make stability studies possible, and are discussed and compared with results that have been gained using finite elements. To conclude, recommendations for the modelling of the excavation process are given using FEM.

The second significant construction process, the concreting of the diaphragm wall, is discussed in Chapter 3. Following a general overview of the current state of technology regarding the properties of fresh concrete, the current calculation procedures used to identify the pressure of fresh concrete are outlined. The current established approach for horizontal fresh concrete pressure in diaphragm walls was developed by Lings et al. In the course of this work, a statement is arrived at regarding critical height in connection with concreting speed using up-to-date measurements. Following this, current fresh concrete pressure measurements are presented along with a numerical procedure which can be used to define fresh concrete pressure during concreting. This approach is verified with fresh cement pressure measurements and, following on from this, recommendations are given for approaches to fresh concrete pressure in diaphragm wall panles and for modelling of the concreting process.

In Chapter 4 the effects of individual construction processes on the subsoil are discussed, particularly on the distortion behaviour of the soil, based on an extensive measurement project during a slurry wall construction and corresponding trench excavation.

In Chapter 5, general observations are presented on the numerical analysis of undrained tension conditions and the possibilities of a calculation using FEM are shown and discussed.

In conclusion, the improvements and modifications yielded by this work are applied to practical examples in Chapter 6. For this purpose, the construction of a diaphragm wall panel in Singapore is modelled and compared with the measurement results. Additionally, the construction of a total of seven diaphragm walls in Rotterdam and the

corresponding trench excavation is modelled in the context of the construction process presented in Chapter 4 and compared with the results of actual measurements.

Zusammenfassung

Das Verformungsverhalten bei der Herstellung von Schlitzwänden ist ein Schwerpunkt in der vorliegenden Arbeit. Bei Zweiphasen-Schlitzwänden spielen zwei Herstellungsvorgänge eine besondere Rolle. Der Vorgang des Aushubs des Schlitzes, das so genannte Schlitzen mit gleichzeitiger Suspensionsstützung zur Erhaltung der Stabilität des Schlitzes und der Betoniervorgang im Kontraktorverfahren, der nach dem Einbau der Bewehrung in den mit Suspension gefüllten Schlitz erfolgt. Um verlässliche Verformungsprognosen erstellen zu können, wird deshalb bei komplexen Bauvorhaben auf eine numerische Berechnung mit Hilfe der Finiten Elemente Methode zurück gegriffen.

In Kapitel 2 wird der Schlitzvorgang untersucht. Schwerpunkt der Untersuchung ist dabei die Zusammensetzung und die Eigenschaften von Stützflüssigkeiten, das rheologische Modell zur Beschreibung dieser Suspension und die Stützwirkung von Suspensionen auf die Schlitzwand. Darüber hinaus werden räumliche Bruchkörpermodelle vorgestellt, die Stabilitätsuntersuchungen ermöglichen und mit Ergebnissen, die mit Hilfe von Finiten Elementen gewonnen wurden verglichen und diskutiert. Abschließend werden Empfehlungen für die Modellierung des Schlitzvorganges mit der FE-Methode gegeben.

Der zweite wichtige Herstellungsvorgang, die Betonage der Lamelle, wird in Kapitel 3 diskutiert. Nach einem allgemeinen Überblick über den Stand der Technik hinsichtlich der Eigenschaften von Frischbeton, werden die gängigen Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Frischbetondrucks erläutert. Der bislang gängige Ansatz für den horizontalen Frischbetondruck in Schlitzwänden wurde von nach Lings et al. entwickelt.

Im Zuge dieser Arbeit wird mit Hilfe von aktuellen Messungen eine Aussage über die kritische Höhe in Abhängigkeit von der Betoniergeschwindigkeit getroffen. Es folgt die Vorstellung von aktuellen Frischbetondruckmessungen und ein numerisches Verfahren, mit dem der Frischbetondruck während der Betonage beschrieben werden kann. Dieser Ansatz wird mit Frischbetondruckmessungen verifiziert und darüber hinaus Empfehlungen zum Frischbetondruckansatz in Schlitzwandlamellen und zur Modellierung des Betonagevorgangs gegeben.

In Kapitel 4 werden die Effekte der einzelnen Herstellungsvorgänge auf den Untergrund, speziell auf das Verformungsverhalten des Bodens, anhand von einem umfangreichen Messprogramm während einer Schlitzwandherstellung und der anschließende Baugrubenaushub diskutiert.

In Kapitel 5 werden generelle Anmerkungen zur numerischen Analyse bei undrainierten Spannungszuständen vorgestellt und Möglichkeiten der Berechnung mit Hilfe der FE- Methode aufgezeigt und diskutiert. Die in dieser Arbeit gewonnen Neuerungen und Modifikationen werden abschließend im Kapitel 6 auf praktische Beispiele ange-

wendet. Hierzu wird die Herstellung einer Testlamelle in Singapur modelliert und mit den Messergebnissen verglichen. Ebenso werden die Herstellung von insgesamt sieben Lamellen und der anschließende Baugrubenaushub im Rahmen des im Kapitel 4 vorgestellten Bauvorhabens in Rotterdam modelliert und mit den Ergebnissen der Messungen verglichen.

Kapitel 1

Einführung

Die Schlitzwandbauweise gewinnt im innerstädtischen Bereich immer mehr an Bedeutung, da die Grundstückausnutzung immer tiefer gegründete Bauwerke erfordert. Die Bauwerke sind sehr häufig in unmittelbarer Nähe von Gebäuden und Verkehrsinfrastrukturbauwerken, so dass die Herstellung der Baugruben nur geringe Verformungen erlaubt. Zur Baugrubensicherung wird dann in der Regel auf verformungsarme Verbaukonstruktionen wie Schlitzwände oder Bohrpfahlwände zurückgegriffen. Die Verformungen sind zwar im Vergleich zu anderen Verbauarten gering, jedoch sind sie keineswegs vernachlässigbar. Üblicherweise wird bisher bei der Bewertung der Verformungen von Verbauwänden nur auf die im Rahmen der statischen Berechnung ermittelten Verformungen zurück gegriffen und die Einflüsse aus der Herstellung bzw. der Baugrundverformung vernachlässigt. Da diese Einflüsse jedoch gerade im innerstädtischen Bereich von besonderer Bedeutung sind, wird in dieser Arbeit nun der Schwerpunkt auf das Verformungsverhalten bei der Herstellung von Schlitzwänden gelegt.

Bei der Herstellung von Zweiphasen-Schlitzwänden spielen zwei Herstellungsvorgänge eine besondere Rolle. Der Vorgang des Aushubs des Schlitzes, das so genannte Schlitzen mit gleichzeitiger Suspensionsstützung zur Erhaltung der Stabilität des Schlitzes und der Betoniervorgang im Kontraktorverfahren, der nach dem Einbau der Bewehrung in den mit Suspension gefüllten Schlitz erfolgt.

Um verlässliche Verformungsprognosen erstellen zu können, wird deshalb bei komplexen Bauvorhaben auf eine numerische Berechnung mit Hilfe der Finite Elementen Methode zurück gegriffen. Prinzipiell sind dabei zwei verschiedene Berechnungsverfahren für die Modellierung einer tiefen Baugrube möglich. Die so genannte „WIP-Simulation“ (wished-in-place), bei welcher der Baugrubenaushub ausgehend vom Ruhedruckzustand simuliert wird. Das heißt, die Herstellung der Schlitzwand wird nicht simuliert. Hingegen wird bei der „WIM-Simulation“ (wall installation modelled) die Herstellung der Verbauwand mit berücksichtigt und die durch die Wandherstellung bereits induzierten Verformungen und Spannungsänderungen im Boden mit abgebildet. Wie Messungen der Bodenbewegungen während der Schlitzwandherstellung in Rotterdam und Singapur zeigten, spielt die Herstellung eine erhebliche Rolle in dem Verformungsverhalten des angrenzenden Erdreichs. Hierbei haben Untersuchungen von Schäfer [68] ergeben, dass bereits der Herstellungsvorgang von Schlitzwänden in überkonsolidierten Böden beträchtliche Bodenbewegungen und erhebliche Veränderungen des K_0 -Spannungszustandes hervorrufen kann.

Bisher sind in der Literatur noch keine Aussagen zu finden, wie detailliert eine „WIM-Simulation“ erfolgen soll, um die Verformungen möglichst realistisch abzubilden. Im

Zuge dieser Arbeit wird deshalb untersucht, wie die einzelnen Herstellungsvorgänge modelliert werden müssen und welche Effekte im Boden aus diesen Eingriffen in den Baugrund resultieren. Es wird untersucht, wie die Materialien, also zum einen die Suspension und zum anderen der Frischbeton simuliert werden können, aber auch der Herstellungsvorgang selbst zu modellieren ist.

Während der Spannungsverlauf für die Suspensionsstützung hinreichend genau hydrostatisch mit der Suspensionswichte angenommen werden kann, existieren in der Literatur für den Spannungsverlauf des Frischbetondrucks in Schlitzwandlamellen während der Betonage nur wenige Ansätze.

Mit Hilfe der FE-Methode werden die einzelnen Schritte der Schlitzwandherstellung simuliert, wobei undrainiertes Materialverhalten zugrunde gelegt wird. Die verschiedenen Möglichkeiten der Berechnung werden in dieser Arbeit aufgegriffen und in zwei Fallstudien dargestellt. Abschließend werden die rechnerisch ermittelten Ergebnisse mit den Messergebnissen verglichen.

Die beschriebenen Aufgabenstellungen werden mit nachfolgender Gliederung bearbeitet:

In **Kapitel 2** wird der Schlitzwandaushub untersucht. Dabei wird zunächst auf der Zusammensetzung und die Eigenschaften von Stützflüssigkeiten, die für diesen Herstellungsschritt erforderlich sind eingegangen. Das rheologische Modell zur Beschreibung dieser Suspension wird dargestellt. Anschließend wird die Stützwirkung von Suspensionen auf die Schlitzwand erläutert und die Bedingungen für die Schlitzwandstabilität während des Schlitzvorgangs aufgezeigt. Darüberhinaus werden räumliche Bruchkörpermodelle vorgestellt, die Stabilitätsuntersuchungen ermöglichen. Die quasi-analytischen Verfahren werden mit Ergebnissen, die mit Hilfe von Finiten Elementen gewonnen wurden verglichen und diskutiert. Abschließend werden dann Empfehlungen für die Modellierung des Schlitzvorganges mit der FE-Methode gegeben.

Der zweite wichtige Herstellungsvorgang, die Betonage der Lamelle, wird in **Kapitel 3** diskutiert. Nach einem allgemeinen Überblick über den Stand der Technik hinsichtlich der Eigenschaften von Frischbeton, sowohl im Hochbau als auch speziell bei Schlitzwandbetonen, werden die gängigen Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Frischbetondrucks erläutert.

Der bislang gängige Ansatz für den horizontalen Frischbetondruck in Schlitzwänden wurde von nach Lings et al. [44] entwickelt. Dabei haben Lings et al. den Frischbetondruck mit einer bi-linearen Druckfigur beschrieben und die so genannte kritische Höhe in Abhängigkeit der Schlitzwandtiefe definiert. Aktuelle Messungen bestätigen zwar den bi-linearen Verlauf, jedoch nicht die Definition der kritischen Höhe. Im Zuge dieser Arbeit wird der Ansatz weiter entwickelt und eine Aussage über die kritische Höhe in Abhängigkeit von der Betoniergeschwindigkeit getroffen.

Es folgt die Vorstellung von aktuellen Frischbetondruckmessungen und ein numerisches Verfahren, mit dem der Frischbetondruck während der Betonage beschrieben werden kann. Dieser Ansatz wird mit Frischbetondruckmessungen verifiziert und darüberhinaus Empfehlungen zum Frischbetondruckansatz in Schlitzwandlamellen und zur Modellierung des Betonagevorgangs gegeben.

Bei einem Bauvorhaben in Rotterdam wurde ein umfangreiches Messprogramm währ-

end einer Schlitzwandherstellung und dem anschließendem Baugrubenaushub ausgeführt. In **Kapitel 4** werden die Effekte der einzelnen Herstellungsvorgänge auf den Untergrund, speziell auf das Verformungsverhalten des Bodens, diskutiert. Zudem werden Spannungsänderungen im Boden und die Entwicklung der Steifenkräfte während des Baugrubenaushubs vorgestellt.

Besteht der Untergrund aus bindigen Böden, stellt sich die Frage, welches Materialverhalten dem jeweiligen Arbeitsschritt für den Boden zutreffend ist. In **Kapitel 5** werden generelle Anmerkungen zur numerischen Analyse bei undrainierten Spannungszuständen vorgestellt. Der Schwerpunkt liegt hierbei bei der Modellierung von undrainiertem Verhalten bei numerischen Berechnungen mit Hilfe der Finite Elementen Methode. Es werden Möglichkeiten der Berechnung aufgezeigt und die Vor- und Nachteile diskutiert.

Die in dieser Arbeit gewonnenen Neuerungen und Modifikationen werden abschließend im **Kapitel 6** auf praktische Beispiele angewendet. Hierzu wird die Herstellung einer Testlamelle in Singapur modelliert und mit den Messergebnissen verglichen. Ebenso werden die Herstellung von insgesamt sieben Lamellen und der anschließende Baugrubenaushub im Rahmen des im Kapitel 4 vorgestellten Bauvorhabens in Rotterdam modelliert und mit den Ergebnissen der Messungen verglichen.

Kapitel 2

Untersuchungen zum Schlitzwandaushub

Der Aushub von Schlitzwänden, das so genannte „Schlitzen“, stellt im Rahmen der Herstellung einer Schlitzwand ein bedeutsamer Arbeitsschritt dar. Zur Erhaltung der Stabilität des Schlitzes während des Aushubs des Bodens muss dieser gleichzeitig mit einer Suspension gestützt werden. Während des beschriebenen Herstellungsvorgangs verändert sich der Spannungszustand im Boden. Ausgehend vom Ausgangsspannungszustand wird beim Schlitzen ein Gleichgewichtszustand zwischen der Erddruckspannung und der hydrostatischen Spannung der Suspension angestrebt. In diesem Arbeitsschritt sind von wesentlichem Einfluss die Eigenschaften der Suspensionsstützung. In diesem Kapitel werden deshalb zunächst die Eigenschaften von Suspensionen und ihre Wirkungsweisen vorgestellt. Anschließend werden analytische Herangehensweisen zur Stabilität von Schlitzwänden dargestellt, diskutiert und mit Stabilitätsanalysen, die mit Hilfe der FE-Methode durchgeführt wurden, verglichen. Zudem werden noch einige Untersuchungen über die Modellierung der Stützflüssigkeit sowie über die Simulation des Aushubvorgangs dargelegt.

2.1 Eigenschaften von Stützflüssigkeiten

Während des Aushubs von Schlitzwänden wird der Erdkörper mit einer stützenden Flüssigkeit gestützt, die den kompletten Schlitz bis zu den Leitwänden füllt. Hierbei kommen Stützflüssigkeiten, in der Regel Bentonitsuspensionen, in Sonderfällen auch Polymerflüssigkeiten zum Einsatz. Der Aushub erfolgt intermittierend mit einem Schlitzwandgreifer oder kontinuierlich mit einer Schlitzwandfräse. Hierbei kommen Aushubwerkzeuge für Schlitzbreiten von 40 cm bis 200 cm zum Einsatz. Im Gegensatz zum Greifer, der den Boden löst und an die Oberfläche befördert, ist bei der Fräse ein kontinuierlicher Arbeitsfortschritt möglich. Das Material wird mittels Fräskopf gelöst und mit Hilfe einer Pumpe gefördert. Als Transportmedium wird die Stützsuspension verwendet. Die mit gelöstem Boden angereicherte Suspension wird zu einer Separieranlage transportiert und dort von dem gelösten Material getrennt. Anschließend wird die Suspension erneut als Stützflüssigkeit in den Schlitz zurückgeführt. Die Vor- und Nachteile der jeweiligen Verfahren sind in [59] ausführlich erläutert.

Im folgenden Kapitel werden nun die Zusammensetzung und die Eigenschaften von Suspensionen erläutert, bzw. auf ihre stofflichen Eigenschaften eingegangen.

2.1.1 Zusammensetzung von Stützflüssigkeiten

Wie bereits erwähnt, wird als Stützflüssigkeit in den meisten Anwendungsfällen eine Mischung aus Wasser und mineralischen Stoffen, eine Suspension von sehr festen, aber sehr feinkörnigen Bestandteilen gewählt. In der Regel werden hierfür Bentonite oder andere ausgeprägt plastische Tone verwendet. Tonsuspensionen oder auch Bentonitsuspensionen finden Anwendung bei Ortbeton-Schlitzwänden und bei Schlitzwänden im Zweiphasen-Verfahren. Ton-Zementsuspensionen bzw. Bentonit-Zementsuspensionen werden im Allgemeinen bei Dichtwänden und bei der Herstellung von Schmalwänden eingesetzt. In Ausnahmefällen kommen Polymerflüssigkeiten bei Ortbetonschlitzwänden und nur sehr feinkörnigen Boden zum Einsatz. Auf diese Art der Stützflüssigkeit wird hier nicht eingegangen, da ihre Anwendung nur in Ausnahmefällen genehmigt wird. Generell sind die Anforderungen an Suspensionen in DIN 4127 geregelt.

Die Eigenschaften von Stützflüssigkeiten hängen stark von der Wahl der Feststoffe ab. Im Regelfall werden Bentonite eingesetzt. Hierbei handelt es sich um ein tonmineralhaltiges Gestein, das als Hauptbestandteil das Montmorillonit, ein Dreischichtmaterial, besitzt. Als Nebenbestandteil sind Mineralien wie z.B. Feldspat, Quarz, Glimmer und Kaolinit vorhanden. Zudem weist das Gestein innerkristalline Quellfähigkeit auf, das aus sehr kleinen, plättchenförmigen, flexiblen Elementarteilchen mit großer Oberfläche aufgebaut ist. Aufgrund der negativen Oberflächenladungen besitzen Bentonite die Fähigkeit zum Kationenaustausch. Der Ionenaustausch findet durch Kontakt mit Salzwasser oder durch technische Verfahren (Soda-Aktivierung; Zugabe von NaCO_3) statt. Damit könne Ca-Bentonite (Naturbentonite) in hoch aktive Na-Bentonite (Industriebentonite) umgewandelt werden. Über den Grad der Aktivierung können bestimmte anwendungsspezifischen Eigenschafte, wie z.B. die Viskosität oder das Quell- und Wasseraufnahmevermögen, sowie die rheologischen Eigenschaften gezielt gesteuert und somit erheblich verbessern werden bzw. an die konkreten Aufgabenstellung angepasst werden. Beschwerten Stütz-Suspensionen werden zur Erhöhung der Dichte und damit des Feststoffgehalts, Füllstoffe wie z.B. Steinmehlen, Schwerspat, Eisenerz oder Sanden zugegeben. Zur Verbesserung des Fließverhaltens, der Verarbeitbarkeit und der Suspensionsstabilität werden bei Schlitzwänden, die mit beschwerten Suspensionen gestützt werden, spezielle Additive zugefügt. Hierfür haben sich Ligninsulfonate oder spezielle Silane bewährt. Um die genannten Bestandteile fließfähig zu machen, werden diese mit Wasser angemischt, das frei von organischen oder Salzbelastungen sein sollte.

2.1.2 Modell zur Beschreibung von Suspensionseigenschaften

Bei dem im Kapitel 2.1.1 beschriebenen Suspensionen handelt es sich physikalisch gesehen um thixotrope Flüssigkeiten, die sowohl eine dynamische, als auch eine statische Fließgrenze besitzen. Im Idealfall lässt sich das physikalische Verhalten einer derartigen Suspension als Newton'sche Flüssigkeit beschreiben, im Regelfall handelt es sich um eine Bingham'sche Flüssigkeit. Bei einer idealen Newton'sche Flüssigkeit mit linearviskosem Materialverhaltenszustand sind die Schubspannung τ und das Schergefälle $\dot{\gamma}$ linear abhängig, wobei sich die Abhängigkeit mit dem Viskositätskoeffizienten η_v wie

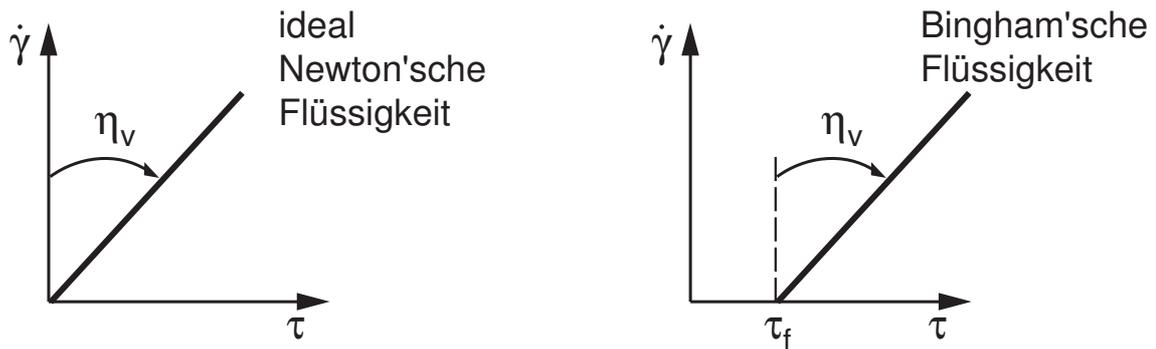


Abbildung 2.1: Gegenüberstellung der idealen Newton'schen mit der Bingham'schen Flüssigkeit

folgt beschreiben lässt:

$$\tau = \eta_v \cdot \dot{\gamma}. \quad (2.1)$$

In der Praxis zeigen viele Flüssigkeiten jedoch eine Anfangsscherfestigkeit, die dann ab einer bestimmten Grenzspannung als Bingham'sche Flüssigkeit beschrieben werden können. Nach Überschreiten der Grenzspannung, der so genannten Fließgrenze τ_f für $\tau(\dot{\gamma} = 0)$, verhält sich die Flüssigkeit dann wieder wie eine Newton'sche Flüssigkeit. Die Beziehung zwischen der Schubspannung τ und dem Schergefälle $\dot{\gamma}$ lautet dann wie folgt:

$$\tau = \tau_f + \eta \cdot \dot{\gamma}. \quad (2.2)$$

Die Beziehungen der beiden Flüssigkeiten sind in Abbildung 2.1 aufgezeigt. Bentonit-Suspensionen haben dagegen die Eigenschaft, unter Bewegung eine geringere Scherfestigkeit als im Ruhezustand zu haben. Diese Eigenschaft ist in Abbildung 2.2 dargestellt. Dabei kann man erkennen, dass nach Überschreiten der plastischen Scherfestigkeit mit geringeren Schubspannungen ein höheres Fließgefälle erreicht wird. Dieses Phänomen ist jedoch nur bis zu einem bestimmten Wert des Schergefalles wirksam. Bei höheren Schergefällen nimmt dann die Schubspannung wieder zu.

Als weitere Besonderheit ist zu erwähnen, dass in bewegten Bentonit-Suspensionen bei der Reduktion der Schubspannung der lineare Zusammenhang zwischen Schubspannung τ und dem Schergefälle $\dot{\gamma}$ erhalten bleibt, bis der Wert dyn τ_f und somit $\dot{\gamma} = 0$ erreicht bzw. das System in Ruhe ist. Diese Eigenschaft von Bentonitsuspensionen wird für die Stützung eines Schlitzes in der Schlitzwandbauweise nutzbar gemacht. Dabei stützt die Suspension die Oberflächen der Erdkörner, abhängig von der vorhandenen Fließgrenze, die ausreichend groß sein sollte, um ein Absinken der Körner aus dem Boden zu verhindern. In Abbildung 2.3 ist nach DIN 4127 die zeitliche Entwicklung der Fließgrenze dargestellt. Die Entwicklung, auch thixotrope Verfestigung genannt, findet nach Abschluss der Fließbewegung statt und hat ihren minimalen Wert bei der dynamischen Fließgrenze (dyn τ_f). Mit der Zeit nähert sich die Schubspannung asymptotisch ihrem maximalen Wert, der statischen Fließgrenze (stat τ_f). Dabei ist zu beachten, dass

der Vorgang stark temperaturabhängig ist. Ebenso darf der Unterschied zwischen der dynamischen und statischen Schubspannung nicht zu groß sein, da ansonsten Probleme bei der Betonage auftreten können, da die Suspension durch den Frischbeton nicht mehr verdrängt werden kann. Für Schlitzwandbetonite wird die statische Fließgrenze ausreichend genau nach 16 Stunden angenähert. Für die Bestimmung der Fließgrenze kommt das Kugelharfengerät und das Pendelgerät zum Einsatz. Die Prüfverfahren sind in DIN 4127 ([22]) geregelt.

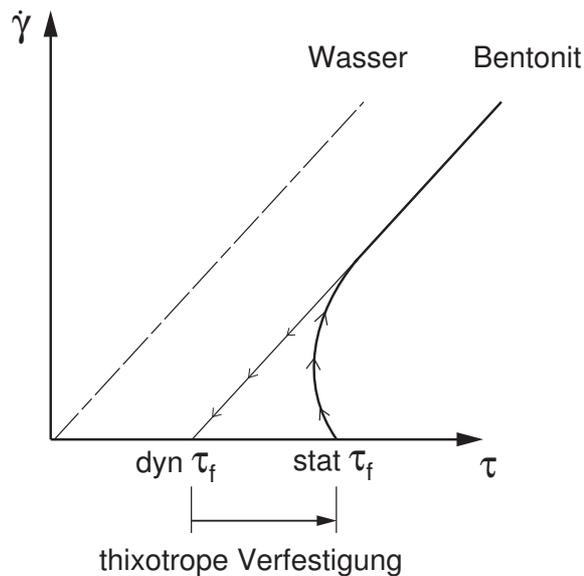


Abbildung 2.2: Beziehung zwischen Schergefälle und Schubspannung bei einer Bentonitsuspension

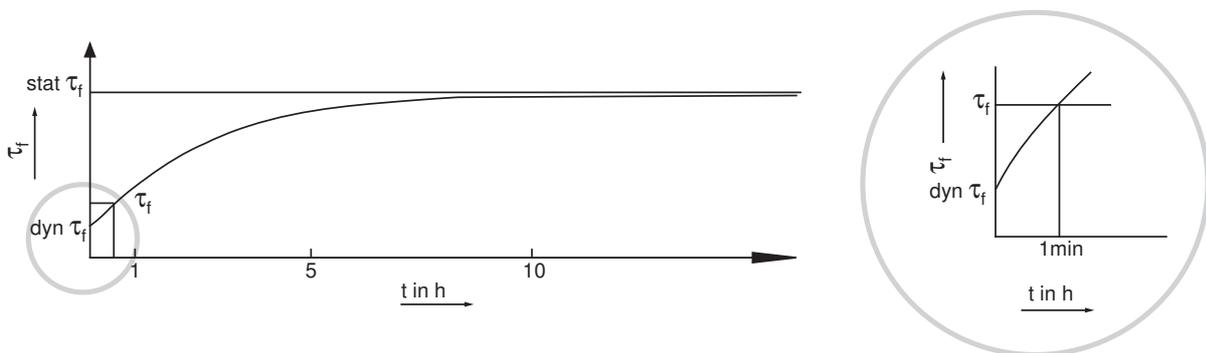


Abbildung 2.3: Thixotrope Verfestigung nach DIN 4127 [22]

2.2 Stabilität von Schlitzwänden

Nachdem vorangehend die Eigenschaften von Suspensionen erläutert wurden, wird nachfolgend die Wirkungsweise der Stützung des offenen Schlitzes beschrieben. Es folgt eine Darstellung der Schlitzwandstabilität mit Hilfe von verschiedenen Bruchkörpermodellen, die anschließend mit FE-Berechnungen verglichen werden. Abschließend wird eine Empfehlung ausgesprochen, wie der Aushub einer Schlitzwand modelliert werden kann.

2.2.1 Stützwirkung von Suspensionen

Bei der Übertragung der Stützkraft auf den Erdkörper unterscheidet man prinzipiell zwei Vorgänge. Die Übertragung durch Normalspannungen und die Übertragung durch statische Schubspannungen. Der erste Fall tritt für feinkörnige Böden ($d_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$) zu. Hierbei müssen die Feststoffpartikel der Suspension einen größeren Durchmesser besitzen als die Porenkanäle des Bodens. Die Suspensionsfeinteile werden am Boden abgefiltert und es entsteht hierdurch ein Filterkuchen, der sogenannte „äußere Filterkuchen“. Somit spielt bei der Übertragung der Stützkraft vorrangig der Anteil der Festkörper in der Suspension und nicht die Fließgrenze eine Rolle. Das Prinzip ist grafisch nach [90] in Abbildung 2.4 dargestellt.

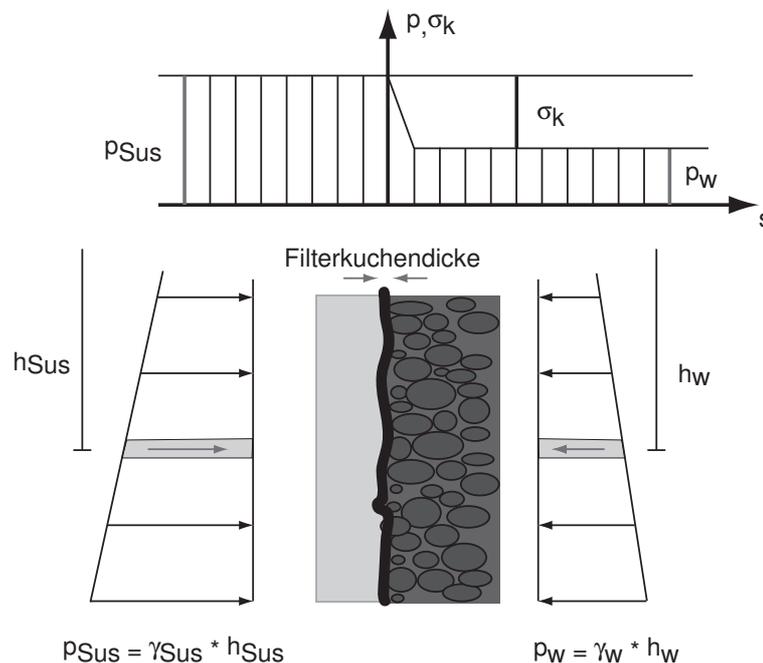


Abbildung 2.4: Ausbildung eines Filterkuchens bei feinkörnigem Bodenmaterial

Bei grobkörnigen Böden ($d_{10} > 0,2 \text{ mm}$) wird die Stützkraft über Schubspannungen übertragen. Der Vorgang am Korngerüst ist grafisch in Abbildung 2.5 erklärt. Bei diesem Vorgang wird eine geringe Scherfestigkeit der Stützflüssigkeit vorausgesetzt. Durch den

Aushub des Bodens wird die Suspension, deren suspendierende Partikel vernachlässigbar klein sind, in den Porenraum des vorhandenen Erdreichs gedrückt. Die Suspension wird über die Schubspannung am Korngerüst festgehalten. Zur Stagnation der Fließbewegung der Suspension in den Boden kommt es, sobald das über die Porenoberfläche gebildete Integral der Schubspannungen mit der Differenz zwischen Suspension und Grundwasser im Einklang ist. Es bildet sich hierbei ein sogenannter „innerer Filterkuchen“.

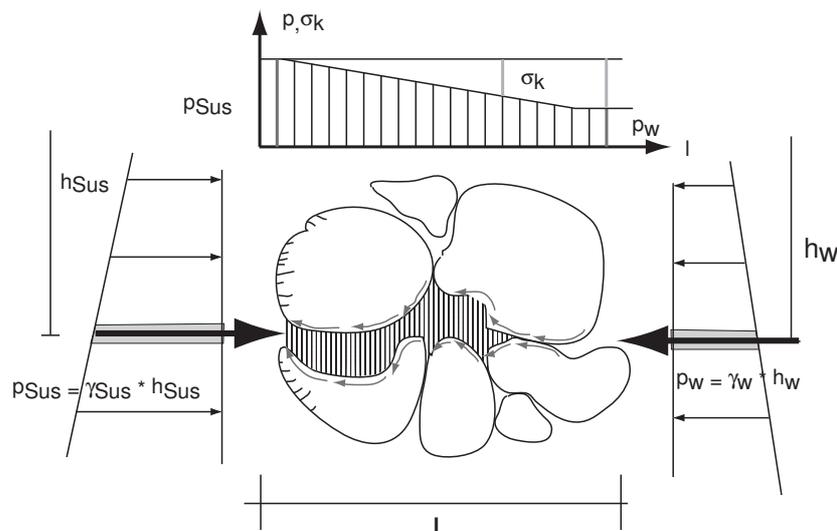


Abbildung 2.5: Übertragung der Stützkraft durch Schubspannungen

2.2.2 Standsicherheitsnachweise

Die Standsicherheit einer mit Stützflüssigkeit gestützten Erdwand wird nach DIN 4126 geführt. Dazu sind folgende Sicherheitsnachweise zu führen:

1. Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz und gegen Verdrängen der stützenden Flüssigkeit;
2. Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen;
3. Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden.

Für den **Nachweis, dass die stützende Flüssigkeit** nicht durch Zutritt von Grundwasser verdrängt wird, wird gefordert, dass der Stützdruck aus der stützenden Flüssigkeit

an jeder beliebigen Stelle der offenen Erdwand größer sein muss als der 1,05-fache höhere Druck des Grundwassers. Zudem muss während der Bauausführung der stützende Druck gleich bleiben, auch wenn ein Verlust der Stützflüssigkeit zum Tragen kommt. Eine Vorabschätzung des Verlustes, der z.B. durch Anschneiden einer neuen durchlässigeren Bodenschicht zu Stande kommt, ist unabdingbar.

Somit muss der charakteristische hydrostatische Druck des Grundwassers $p_{w,k}$ kleiner gleich dem charakteristischen hydrostatischen Druck der Suspension $p_{Sus,k}$ sein, wobei der Suspensionsspiegel dabei nicht höher als 0,2 m unter der Oberkante der Leitwand angesetzt werden darf. Die charakteristischen Drücke werden mit den gebräuchlichen Teilsicherheitsbeiwerten für günstige ($\gamma_{G,stab} = 0,95$) bzw. ungünstige ($\gamma_{G,dst} = 1,0$) Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A, Lastfall 3 nach DIN 1054 beaufschlagt. Es ergibt sich somit folgender Nachweis:

$$p_{w,k} \cdot \gamma_{G,dst} \leq p_{Sus,k} \cdot \gamma_{G,stab} \quad (2.3)$$

Im **Nachweis der Sicherheit gegen Abgleiten der Einzelkörner** wird gefordert, dass die Flüssigkeitsdruckdifferenz komplett vom Korngerüst übertragen wird. Bei diesem Nachweis der „inneren“ Standsicherheit, muss gezeigt werden, dass weder Einzelkörner noch Korngruppen in den gestützten Schlitz einbrechen. Sobald Einzelkörner aus der Erdwand herausfallen, ist die Gefahr einer Erosion im Boden vorhanden. Beim Nachweis muss die Wichte des Bodens unter Auftriebswirkung (γ_k'') der Stützflüssigkeit kleiner gleich dem Produkt aus der Fließgrenze τ_F mit dem Tangens des Reibungswinkel φ_k' des betrachteten Bodens, bezogen auf die maßgebende Korngröße d_{10} sein. Die Terme werden jeweils mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 Grenzzustand GZ 1C, Lastfall 2 erhöht bzw. abgemindert. Zudem wird ein Anpassungsfaktor $\eta_F = 0,6$ für die Fließgrenze aufgrund derer Schwankung während des Schlitzwandaushubs berücksichtigt. Somit folgt für den Nachweis folgende Gleichung:

$$\gamma_k'' \cdot \gamma_G \leq \frac{2 \cdot \eta_F \cdot \tau_F}{d_{10}} \cdot \frac{\tan \varphi_k'}{\gamma_\varphi} \quad (2.4)$$

Eine andere Nachweisform, die nicht in der DIN 4126 geregelt ist, kann über den Nachweis des Einzelkorns erfolgen. Das Verfahren nach Weiss ([93]) modelliert die Einzelkörner des Bodens als Konglomerat, das einer Kugelpackung gleicher Kugeln gleichgesetzt wird. Die Kugeln haben die Intention aus der Kugelpackung mit einem Winkel α aus der Wand heraus zurollen. Gleichzeitig wirken Schubkräfte in Größe der Fließgrenze τ_F . Die Kugel mit dem Durchmesser d und der Wichte γ_S wird am Herausrollen gehindert, wenn Folgendes gilt:

$$\tau_F \geq 0,15 \cdot d \cdot (\gamma_S - \gamma_{Sus}) \cdot \sin \alpha \quad (2.5)$$

Der Winkel α beläuft sich in der Regel zwischen $\alpha = 30^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$. Für den Standsicherheitsnachweis muss zudem ein maßgebender Korndurchmesser definiert werden, Weiss [93] empfiehlt hierbei den Korndurchmesser bei 25% Siebdurchgang (d_{25}).

Beim **Nachweis der Sicherheit gegen den Schlitz gefährdeten Gleitflächen im Boden** wird die „äußere“ Standsicherheit geprüft. Dazu ist nachzuweisen, dass in jeder beliebigen

Tiefe des offenen Schlitzes die Stützkraft S_k größer als die aktiven Erddruckkräfte E_{ah} sein muss. Reicht die Stützkraft der stützenden Flüssigkeit nicht aus, so löst sich ein monolithischer Block und rutscht über (gekrümmte) Gleitflächen in den offenen Schlitz hinein. Der Nachweis ist im Grenzzustand GZ 1A im Lastfall 1 oder 2 nach DIN 1054 wie folgt zu führen:

$$E_{ah,k} \cdot \gamma_{G,dst} \leq S_k \cdot \gamma_{G,stab}. \quad (2.6)$$

Der Nachweis muss in jeder Aushubsituation erfüllt sein. Die Stützkraft, die dabei nicht höher als 0,2 m unter der Oberkante der Leitwand angesetzt werden darf, setzt sich zusammen aus der hydrostatischen Druckkraft der stützenden Flüssigkeit $S_{H,k}$ abzüglich der Druckkraft des Grundwassers W_k , die nur angesetzt werden darf, wenn in jeder Aushubtiefe

$$S_k \geq 0,95(S_{H,K} - W_K) \quad (2.7)$$

oder das Druckgefälle $f_{s0} \geq 200 \text{ kN/m}^3$ beträgt. Das Druckgefälle bzw. die Strömungsmassenkraft ist der Differenzdruck zwischen der Suspension und dem Druck des Grundwassers, bezogen auf die Eindringlänge. Wird das Druckgefälle f_{s0} nicht exakt ermittelt, darf dieses bei Tonsuspensionen mit Hilfe der Grenzschubspannung und dem wirksamen Korndurchmesser wie folgt berechnet werden:

$$f_{s0} = \frac{2 \cdot \tau_F}{d_{10}} \quad (2.8)$$

Die Stützkraft S_k kann nun dem aktiven Erddruck gegenüber gestellt werden. Die Berechnung darf mit Hilfe von Bruchkörpermodellen ausgeführt werden, an den Seitenflächen dürfen Schubkräfte, die parallel zur Gleitfläche gerichtet sind, berücksichtigt werden. Die verschiedenen Ansätze und Bruchkörpermodelle sind im nachfolgenden Kapitel 2.2.3 dargelegt.

2.2.3 Räumliche Erddruckkraft - Bruchkörpermodelle

Beim Öffnen des Schlitzes im Boden bildet sich ein horizontales Spannungsgewölbe aus. Es kommt zur einer Erddruckumlagerung. Im Grenzzustand des Versagens bildet sich eine räumliche Bruchmuschel aus. Hieraus lässt sich eine unterlineare Abminderung des Erddrucks ermitteln, wobei die Erddruckkraft in Abhängigkeit der Tiefe h und Länge l_s des Schlitzes abgemindert wird. Das Prinzip ist in Abbildung 2.6 dargestellt.

Neben der in Abbildung 2.6 dargestellten Annahme einer Bruchmuschel existieren eine Vielzahl von räumlichen Erddrucktheorien, die jeweils von verschiedenen Bruchkörpermodellen und Ansätzen ausgehen. Exemplarisch werden hierfür nachfolgend einige Beispiele genannt. So greifen Huder [33] und Schneebeili [71] auf die Silotheorie zurück und gehen bei ihrem Ansatz von einer Diskretisierung des räumlichen Bodenkörpers mit Hilfe von vertikalen Elementscheiben aus. Dabei wird angenommen, dass der angrenzende Boden der Lamellenwandung absinkt und somit nach Silotheorie die vertikalen Spannungen errechnet werden können. Der Unterschied in den Verfahren von Huder und Schneebeili liegt im Ansatz der Schubkräfte. So bildet Huder ein Gleichgewicht

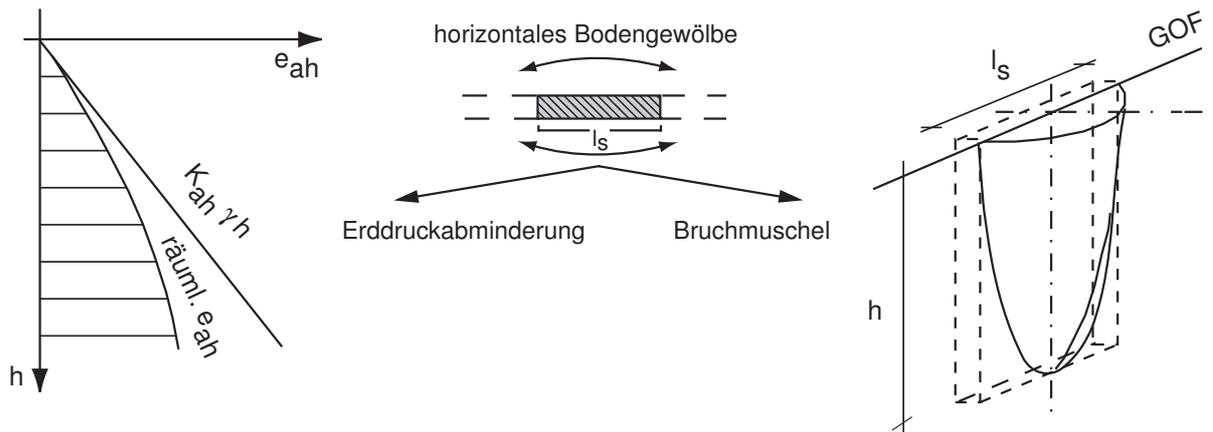


Abbildung 2.6: Gewölbebildung im Boden

am Balkenelement, die Spannung nimmt dann üblich der Silotheorie ab, hingegen bildet Schneebeli ein Gleichgewicht am bogenförmigen Element, so dass die Schubkräfte etwas größer ausfallen. In beiden Fällen wird die Erddrucktheorie nach Rankine verwendet. Die Methoden sind in den Abbildungen B.1 und B.2 im Anhang B zur Verdeutlichung dargestellt.

Ein weiterer Ansatz geht von einem räumlichen Bruchmonolithen aus. Dieser wird nach Prater [57] bzw. Walz und Prager [91] als Prisma definiert. Dabei wird die Erddruckabminderung durch die gleitflächenparallelen Schubkräfte an den Stirnflächen erzielt. Auch bei dieser Herangehensweise gibt es wieder Unterschiede beim Ansatz der Schubkräfte. Die Schubkraft resultiert aus dem Integral der Normalspannungen auf die Seitenflächen, multipliziert mit $\tan \varphi'$ und unter Berücksichtigung der Kohäsion. Bei diesem Verfahren kann man wiederum zwei Ansätze unterscheiden, dem „äußeren“ und „inneren“ Spannungsansatz. Prater hat für sein Modell den ersten Ansatz verwendet und einen linear mit der Tiefe ansteigenden vertikalen Spannungsverlauf, unabhängig von dem in dem Erdkeil vorhandenen Spannungen, gewählt (siehe dazu Träger und Adamczyk [83]). Der zweite Ansatz wird von Walz und Prager verwendet, dabei werden die vertikalen Spannungen den Spannungen im Inneren des Bruchkeils gleichgesetzt. Hierbei kommt die Elementscheibentheorie nach Terzaghi zum Einsatz. Die beiden Theorien sind in Abbildung B.3 grafisch erläutert.

Weitere Berechnungsverfahren greifen zur Bestimmung der räumlichen Erddruckkraft unmittelbar auf den auftretenden räumlichen Bruchkörper zurück. Als geometrische Randbedingung haben Piaskowski und Kowalewski [55] und Karstedt [36] einen Bruchkörper in Form eines parabolischen Zylinders bzw. einer logarithmischen Spirale als Ausbisslinie an der Geländeoberfläche gewählt. Die Größe der Ausbisslinie wird hierbei mit Hilfe des mittleren Stichts als Funktion der Schlitzlänge vorgegeben. Der Bruchkörper wird nach dem Ansatz von Piaskowski und Kowalewski aus der Mantelfläche entlang der Ausbisslinie und der Gleitfläche mit der Neigung des Gleitflächenwinkels ϑ beschrieben. Eine grafische Erläuterung ist in Abbildung B.4 gegeben. Karstedt hingegen teilt den Bruchmonolithen in senkrecht zur Ausbisslinie geneigte Element-

scheiben und führt eine Begrenzung dieser mit Hilfe einer logarithmischen Spirale ein, siehe Abbildung B.5. In beiden Fällen resultiert die Erddruckkraft aus dem reduzierten Gewicht des Gleitkörpers. Die Größe des Gleitflächenwinkels ϑ bzw. die Parameter der logarithmischen Spirale werden nach der Coulombschen Erddruck-Theorie so ermittelt, so dass die Erddruckkraft maximal ist.

Die Vor- und Nachteile der einzelnen Verfahren und Ansätze sind in [59] detailliert beschrieben.

2.2.4 FE-Analysen zur Schlitzwandstabilität

Ziel dieser Arbeit ist unter anderem, die Herstellung von Schlitzwänden numerisch zu simulieren. Deshalb wurde überprüft, inwieweit eine Übereinstimmung zwischen analytischen und numerischen Verfahren beim Nachweis der Standsicherheit erzielt werden kann. Gleichzeitig bietet sich mit Hilfe der Finite-Elemente Methode die Möglichkeit, die räumlichen Effekte zu visualisieren. Es soll gezeigt werden, dass bei einfachen Baugrundverhältnissen eine Übereinstimmung mit den Bruchkörpermodellen gegeben ist. Als analytischer Ansatz wird das Bruchkörpermodell von Lutz [48] gewählt. Für die numerische Untersuchungen werden Berechnungen im ebenen Fall, axial-symmetrisch und in der dreidimensionalen Ebene an einer Einzellamelle durchgeführt. Für die Stabilitätsanalyse wird eine Schlitzwandlamelle mit den Abmessungen von 1,2 m Breite und 8,0 m Länge gewählt, die Aushubtiefe beträgt 40,0 m. Der Grundwasserspiegel wird in einer Tiefe von 2,0 m unterhalb der Geländeoberfläche angesetzt, für den Untergrund wird locker gelagerter Sand gewählt. Für den Sand wird auf die Kenngrößen des intensiv experimentell untersuchten Hostun Sandes zurückgegriffen. Die Versuchsdurchführungen und deren Ergebnisse sind zum Beispiel bei Flavigny [30] und Desrues et al. [19] dokumentiert.

Für die Berechnung der Schlitzstabilität mit Hilfe des Bruchkörpermodells wurde das Berechnungsverfahren nach Lutz [48] gewählt. Die Entscheidung ist auf diesen Ansatz gefallen, da er relativ einfach anwendbar ist und dennoch hinreichende Ergebnisse liefert.

Bei diesem Verfahren wird ein prismatischer Bruchmonolith nach Walz und Prager [91] verwendet, bei dem die Verminderung des Erddrucks durch gleitflächenparallele Wandschubkräfte in den Seitenflächen berücksichtigt wird (siehe Abbildung 2.7).

Lutz [48] schlägt für nichtbindige Böden ein einfaches Rechenverfahren unter Einhaltung des Kräftegleichgewichts vor. Es wird zunächst die Geometrie der Schlitzwandlamelle festgelegt und ein Keilwinkel bestimmt. Durch Variation der Bruchkörpergeometrie, der Tiefe des Gleitkörpers und der Neigung des Keilwinkels kann mit Hilfe der Definition nach Fellenius

$$\eta = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{mob}} \quad (2.9)$$

die Geometrie des ungünstigsten Bruchkörpers gefunden werden, dessen Sicherheit, bezogen auf die Kräfte, am kleinsten ist. Im untersuchten Fall werden die Gewichtskraft

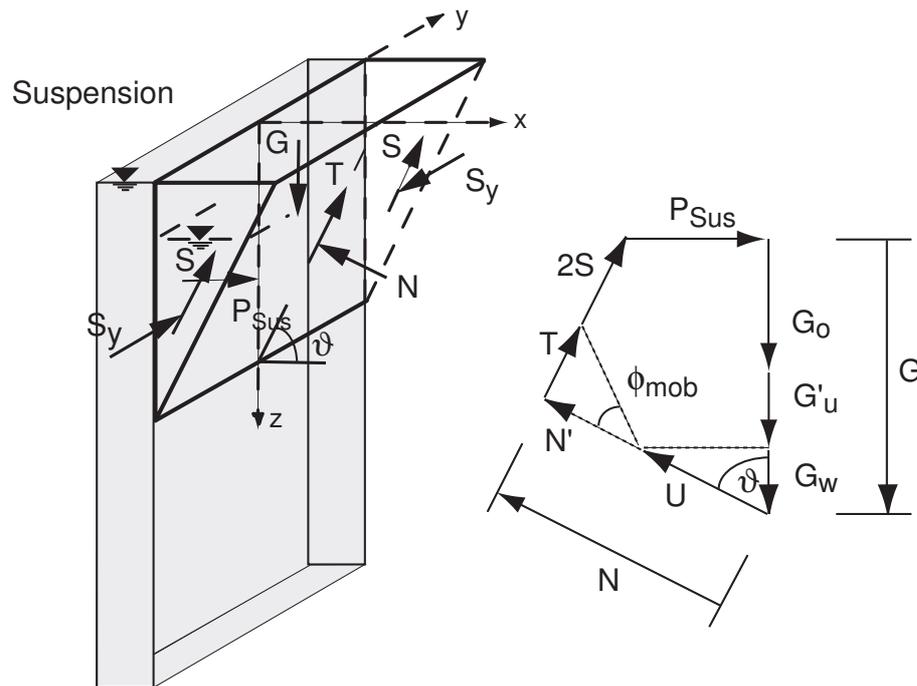


Abbildung 2.7: Verwendetes Bruchkörpermodell nach Lutz [48]

(G) des Bruchkörpers, die Schubkräfte an der Unterseite des Keils (T) bzw. an den Seitenflächen (S) und die stützende Wirkung der Suspension (P) ins Gleichgewicht gebracht. Der Sicherheitsfaktor ist abhängig von der Geometrie des Bruchkörpers (die anzusetzenden Kräfte), der Neigung des Keilwinkels und dem Reibungswinkel φ' des Bodens. Zur Verdeutlichung ist in Abbildung 2.7 der Bruchkörper mit den maßgebenden angreifenden Kräften und das dazugehörige Krafteck dargestellt. Für die Fallstudie ergibt sich bei einem lockeren Hostun Sand mit einem Reibungswinkel $\varphi' = 34^\circ$ und einer gesättigten Wichte $\gamma_r = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 2,1$.

Der Bruchkörper hat dabei eine kritische Tiefe von 19,5 m bei einer Länge von 8 m. Ab dieser Tiefe verringert sich der Sicherheitsbeiwert nicht mehr, er bleibt konstant. Im Folgenden wird der analytische Ansatz mit dem Bruchkörpermodell mit den Ergebnissen numerischer Analysen verglichen.

Für die numerischen Analysen wurden zweidimensionale, axialsymmetrische und dreidimensionale Berechnungen durchgeführt. Die Berechnungen im ebenen Fall wurden simuliert, um die räumlichen Effekte bei der Herstellung von Schlitzwandlamellen zu quantifizieren. In der 2D-Berechnung wird die Lamelle bei einer Breite von 1,2 m unendlich lang modelliert. Für den axialsymmetrischen Fall wird der Querschnitt des Schlitzes (1,2 m \times 8,0 m) in eine kreisrunde Fläche mit einem Radius von 1,75 m umgerechnet und modelliert. In allen numerischen Analysen wird der lockere Hostun Sand mit dem Hardening-Soil Modell abgebildet. Eine detaillierte Erläuterung des Stoffgesetzes ist in Kapitel A.2 beigefügt.

Für die Standsicherheitsbetrachtung war eine Modellierung mit Hilfe eines sehr feinen

Tabelle 2.1: Materialparameter von dem Hostun Sand (locker gelagert) und dem Rotterdamer Klei für das HS-Modell / HS-Small Modell

Parameter		Lockerer Houston Sand	Rotterdamer Klei
γ	[kN/m ³]	14,04	-
γ_r	[kN/m ³]	18,83	16,0
φ'	[°]	34,0	27,0
c'	[kN/m ²]	(3,0) 0	15,0
ψ	[°]	0,0	0,0
ν_{ur}	[-]	0,2	0,2
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	12.000	4.300
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	16.000	1.200
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	60.000	14.400
m	[-]	0,75	0,9
G_0	[kN/m ²]	170.000	100.000
γ_{07}	[kN/m ³]	2×10^{-4}	3×10^{-4}

Netzes notwendig. In der 2D-Analyse besteht das Netz aus 6.000 6-knotigen Dreieckselementen, für die Berechnungen im dreidimensionalen Fall wurde ein Modell mit 62.000 15-knotigen Elementen benutzt. Die Modelle und Netze sind in Abbildung 2.8 illustriert. Die Parameter der Berechnung wird in Tabelle 2.1 dokumentiert. Um realistische Bodenverhältnisse zu simulieren, wurde der Sandschicht in den oberen 2 m (oberhalb des Grundwasserspiegels) eine Kapillarkohäsion von 3 kN/m² zugeordnet. Für die Suspension wurde eine Wichte von 11 kN/m³ angesetzt. Bei den numerischen Berechnungen wurden die Aushubschritte zwischen 10 m bis 40 m in 2 m-Schritten berücksichtigt. Die Suspensionsstützung während des Aushubs der Lamelle wurde mit Kräften modelliert, die bei jedem Aushubschritt horizontal an den Seitenflächen und vertikal auf der Unterseite der Lamelle angesetzt wurden. Die Ermittlung der Stabilität erfolgte mit Hilfe der so genannten Phi-c-Reduktion. Bei diesem Verfahren werden die Scherparameter φ' und die Kohäsion c' nach der Fellenius-Regel schrittweise bis zum Bruch reduziert.

Die Ermittlung des Sicherheitsfaktors der Stabilität erfolgte mit zwei unterschiedlichen Ansätzen. Beim ersten Ansatz - in Tabelle 2.2 mit „in einem Schritt“ bezeichnet wird der Schlitz in einem Rechenschritt bis in die jeweilige Tiefe ausgehoben und danach die Phi-c-Reduktion durchgeführt. Beim zweiten Ansatz hingegen, in Tabelle 2 mit „in 2 m Schritten“ bezeichnet, wird sukzessive ab einer Tiefe von 10 m in 2 m-Schritten ausgehoben und jeweils im Anschluss an den Aushub erfolgt eine Phi-c-Reduktion. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sind in Tabelle 2.2 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Sicherheitsfaktoren sowohl bei der 3D-Berechnung als auch bei der axialsymmetrischen Berechnung ab einer bestimmten Tiefe, in 20 m bzw. 26 m, gleich bleiben. Erwartungsgemäß wird der geringste Sicherheitsfaktor im 2-dimensionalen Fall ermittelt. Es war lediglich ein Aushub des unendlich langen Schlitzes bis in eine Tiefe von 14 m möglich. Die axialsymmetrischen Berechnungen belegen erfahrungsgemäß,

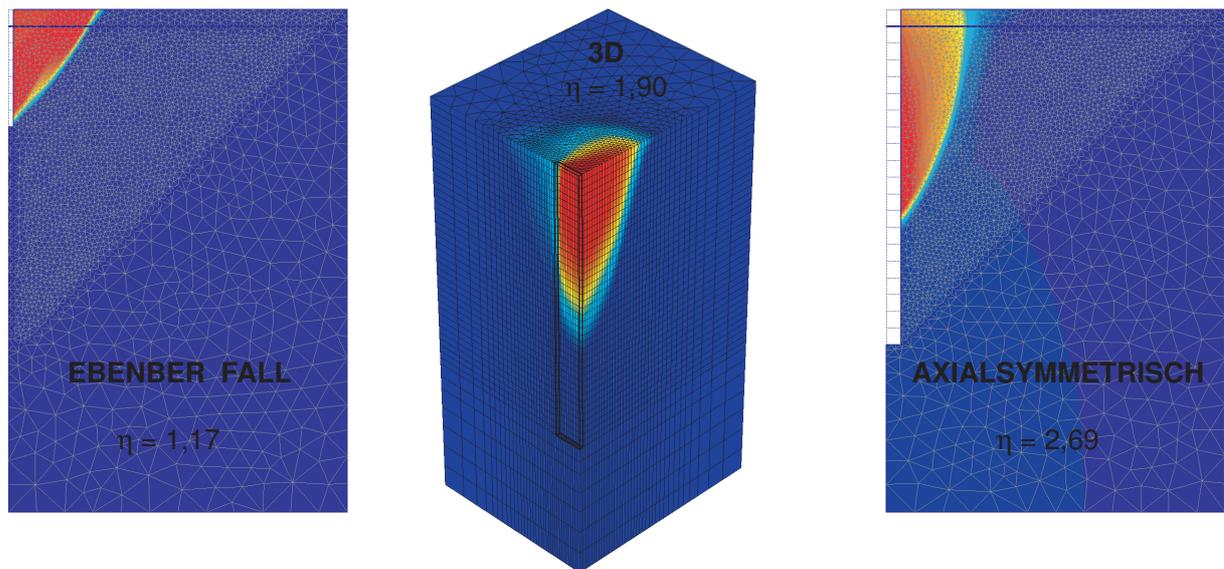


Abbildung 2.8: Bruchkörper der 2D, 3D und axialsymmetrischen numerischen Analysen und der dazugehörige berechnete Sicherheitsfaktor η

dass ein kreisrunder Querschnitt die optimale Geometrie mit die größten Sicherheiten liefert. Verglichen mit der analytischen Berechnung, die einen kritischen Bruchkörper von 19,5 m und einer Sicherheit von 2,1 ergeben hat, stimmt die numerische 3D Berechnung mit einem Sicherheitsfaktor von 1,9 und einer Tiefe des Bruchkörpers von ca. 20 m sehr gut mit diesem Ansatz überein. In Abbildung 2.8 sind die inkrementellen Verschiebungen der jeweiligen numerischen Berechnung dargestellt. Als weiteres wesentliches Ergebnis konnte gezeigt werden, dass es keinen entscheidenden Unterschied macht, wie der Aushub modelliert wird, die Sicherheitswerte sind nahezu identisch.

2.3 Modellierung des Schlitzvorgangs

Nachdem in den vorangehenden Kapiteln detailliert auf Stützflüssigkeiten und deren physikalische Beschreibung eingegangen wurde und des Weiteren die Stabilität von Schlitzwänden diskutiert wurde, wird nun detailliert auf die Modellierung des Schlitzwandaushubs mit Hilfe der FE-Methode eingegangen.

Bei den bisher vorgestellten Analysen wurde für die Simulation der Suspension immer ein Spannungsansatz genutzt. Das heißt, dass die an der Suspension auf die Schlitzwand wirkenden Kräfte stets als „Stützspannung“ ins Programm eingeführt wurde. Ein Vorteil des Spannungsansatzes ist die Flexibilität bezüglich der Variation der Suspensionswichte. Auch kann damit sehr einfach und schnell der Suspensionsspiegel modelliert werden. Nachrechnungen haben gezeigt (siehe Kapitel 6), dass mit diesem Ansatz die horizontalen Verformungen, die aus diesem Herstellungsvorgang resultieren, gut abgebildet werden können. Zudem ist es relativ aufwendig, die Suspension mit Materialparametern zu beschreiben. Das thixotrope Verhalten der Stützflüssigkeit kann mit den

Tabelle 2.2: Vergleich der errechneten Sicherheitsfaktoren

Tiefe	zweidimensional		axial-symmetrisch		dreidimensional	
	in einem Schritt	in 2 m Schritten	in einem Schritt	in 2 m Schritten	in einem Schritt	in 2 m Schritten
10 m	1,53	1,54	3,21	3,21	2,24	2,24
12 m	1,31	1,31	3,02	3,02	2,07	2,07
14 m	1,17	1,19	2,92	2,92	1,97	1,97
16 m	0,94	0,94	2,84	2,84	1,92	1,91
18 m	0,81	-	2,79	2,79	1,90	1,90
20 m	0,74	-	2,76	2,76	1,89	1,89
22 m	0,68	-	2,73	2,73	1,89	1,89
24 m	0,61	-	2,72	2,72	1,89	1,89
26 m	0,60	-	2,71	2,71	1,89	1,89
28 m	0,57	-	2,70	2,70	1,89	1,90
30 m	0,53	-	2,69	2,69	1,90	1,90
32 m	0,52	-	2,69	2,69	1,90	1,90
34 m	0,49	-	2,69	2,69	1,90	1,90
36 m	0,47	-	2,69	2,69	1,90	1,90
38 m	0,46	-	2,69	2,69	1,90	1,90
40 m	0,45	-	2,69	2,69	1,90	1,90

in konventionellen FE-Rechenprogrammen vorhandenen Stoffgesetzen nicht modelliert werden. Aufgrund der guten Übereinstimmung mit gemessenen Werten wird empfohlen den Spannungsansatz für die Modellierung des Schlitzwandaushubs zu verwenden.

Jedoch stellt sich bei der Modellierung des Aushubs die Frage, wie genau und realitätsnah der Aushub modelliert werden muss, um die korrekte Abbildung des Verformungsverhaltens des Bodens erzielen zu können. Hierzu wurden eine Schlitzwand mit einer Tiefe von 20 m dreidimensional modelliert. Als Untergrund wurde Rotterdamer Klei und Hostun Sand gewählt, deren Materialverhalten mit dem HS-Modell abgebildet wurde. Die Materialparameter sind in Tabelle 2.1 aufgezeigt. Das Grundwasser steht bis 2 m unter der Geländeoberfläche.

Für die Modellierung des Aushubvorgangs wurde der Spannungsansatz gewählt, wobei für die Suspension eine Wichte von $\gamma_{Sus}=11 \text{ kN/m}^3$ angesetzt wurde. Variiert wurden die Anzahl der Schritte für den Schlitzvorgang und anschließend die horizontalen Verformungen miteinander verglichen. Untersucht wurden insgesamt vier Varianten, wobei die Modellierung des Schlitzens in einem Schritt, in 5, 10 und 20 Schritten ausgeführt wurde. Das bedeutet, dass 20 m in einem Schritt (also der gesamte Schlitz) ausgehoben wurde, bzw. der Aushub in 5 (10, 20) Schritten in jeweils 4 m (2 m, 1 m) Segmenten erfolgte. Die Ergebnisse für den Schlitz im Hostun Sand bzw. Rotterdamer Klei sind in Abbildung 2.9 bzw. 2.10 aufgezeigt. Hierbei konnte gezeigt werden, dass es keinen Unterschied in den horizontalen Verformungen ausmacht, ob der Schlitz in 20 Schritten, also in 1 m Segmenten, oder in einem Schritt, also in einem Aushub von

20 m, ausgehoben wird. Die Verformungen sind quasi identisch und bei der Modellierung des Schlitzvorgangs in einem Schritt der Aufwand deutlich geringer. Es wurde zudem ein nichtbindiger und bindiger Untergrund gewählt, um diesen Effekt auch bei deutlich größeren horizontalen Verschiebungen herauszuarbeiten.

Ergänzend ist anzumerken, dass die Verformungen an der Geländeoberfläche nicht realistisch sind, da in der Praxis diese durch die Leitwand begrenzt werden. Auf eine Modellierung der Leitwand wurde bei diesen Untersuchungen der Einfachheit halber verzichtet. Darüberhinaus treten oberhalb des Grundwasserspiegels Zugspannungen auf, so dass bei der Modellierung mit dem Untergrund aus Hostun Sand eine Kapillarkohäsion von z.B. 3 kN/m^2 anzunehmen ist, was ebenfalls zu einer Reduktion der Verformungen im oberen Bereich des Bodens führt. Abschließend ist hier noch anzumerken, dass die Verformungen, die aus dem Schlitzvorgang resultieren, deutlich besser mit Hilfe des HS-Small Modells abgebildet werden können. In Kapitel 6 wird dieser Sachverhalt noch detailliert dargestellt. Zur Verdeutlichung werden in Abbildung B.6 auch die horizontalen Verformungen aus den Untersuchungen mit Hilfe des HS-Small Modells dargestellt. Die Bewegungen sind dabei merklich geringer. Mit dieser Modellierung können die Verformungen des Untergrunds beim Schlitzvorgang deutlich besser dargestellt werden.

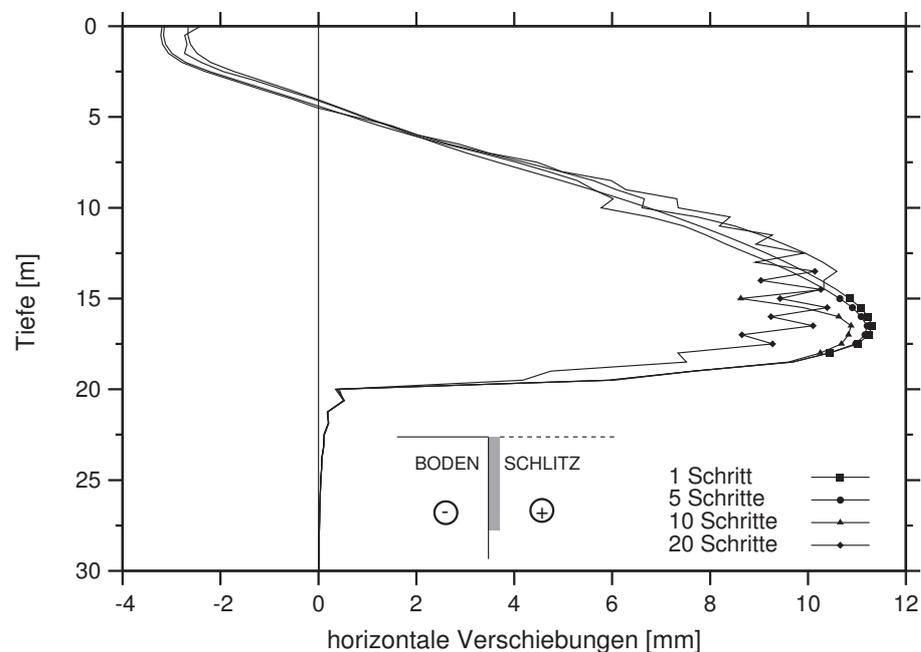


Abbildung 2.9: Horizontale Verformungen in Abhängigkeit von der Modellierung im Hostun Sand

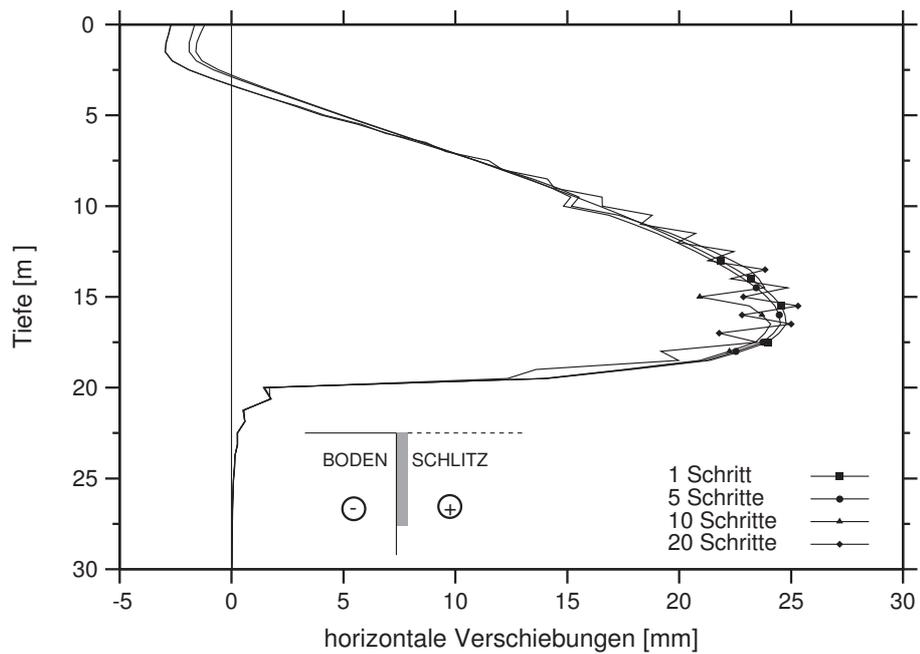


Abbildung 2.10: Horizontale Verformungen in Abhängigkeit von der Modellierung im Rotterdamer Klei

Kapitel 3

Frischbetondruck in Schlitzwandlamellen

Im vorherigen Kapitel wurden ausführlich Nachweisverfahren über den Aushub eines Schlitzes vorgestellt. Nun folgen Untersuchungen für die zweite Herstellungsabfolge im Zuge einer Schlitzwandherstellung - die Betonage des Schlitzes. Die Betonage einer Schlitzwand unterscheidet sich von den Betoniervorgängen im Hochbau sowohl in der Herstellung, als auch in der Zusammensetzung des Betons. Damit kann der Ansatz des Frischbetondrucks, der sich während der Betonage einstellt, nicht aus dem Hochbau übernommen werden. Für die Druckverteilung in Schlitzten direkt nach der Betonage liegen derzeit nur wenige, überwiegend nicht schlüssige Ansätze vor. Um jedoch gerade im innerstädtischen Bereich genauere Prognosen zum Verformungsverhalten im Umfeld des Schlitzes treffen zu können, muss der Druckverlauf im Schlitz während der Herstellung bekannt sein. In der Modellierung des Betonagevorgangs kommt damit der Ansatz eines zutreffenden Spannungsverlaufs eine große Bedeutung zu, da dieser einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten des umliegenden Bodens hat. Ziel der Arbeit ist es, mit Hilfe von aktuellen und älteren Messungen des Frischbetondrucks in Schlitzwänden und unter Zuhilfenahme von Ansätzen des Frischbetondrucks aus dem Hochbau und unter Anwendung der Finite-Elemente Methode eine Aussage über den hinreichend zutreffenden Spannungsverlauf nach der Betonage treffen zu können.

Zunächst wird in diesem Kapitel auf die geschichtliche Entwicklung und die der Forschungsaktivitäten im Hinblick auf die Bestimmung des Frischbetondrucks im Hochbau und dann speziell bei Schlitzwänden eingegangen. Es folgt eine detaillierte Zusammenstellung zum aktuellen Stand der Technik zur Berechnung des Frischbetondrucks. Darüberhinaus werden in der Literatur dokumentierte und aktuelle, auch einige in situ Messungen und Messungen an Modell- und Elementversuchen des Frischbetondrucks in Schlitzwandlamellen und den daraus abgeleiteten Ergebnissen vorgestellt und diskutiert. Es folgen Nachrechnungen des Frischbetondrucks der in situ Messungen mit Hilfe der Finite-Elemente Methode. Dieser Ansatz wird für weitere Untersuchungen genutzt und daraus eine allgemein gültige Aussage über den Ansatz der kritischen Höhe abgeleitet. Darüberhinaus werden generelle Empfehlungen zur Modellierung des Betonagevorgangs bei Schlitzwänden erteilt.

3.1 Stand der Technik

3.1.1 Definition und Eigenschaften des Frischbetons

Der Werkstoff Beton verändert von der Anmischung bis zum Aushärten seine Eigenschaften hinsichtlich der Verarbeitbarkeit, Struktur, Festigkeit und auch Verformbarkeit in erheblichem Umfang. Diese zeitlichen Veränderungen der Eigenschaften sind hauptsächlich geprägt von der Art und Zusammensetzung des Betons, wobei das Bindemittel, in der Regel Zement, eine große Rolle spielt. Das Abbindeverhalten wird nach dem zeitabhängigen Erhärtungszustand des Bindemittels in Phasen eingeteilt, die die Begriffe *Frischbeton*, *grüner Beton*, *junger Beton* und *Festbeton* tragen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Fokus insbesondere auf den Frischbeton gelegt, da in diesem Zeitraum die maßgebenden Verformungen während der Betonage der Schlitzwand eintreten. Soll diese frühe Phase der Betonentwicklung definiert werden, so zeigt sich allerdings in der Literatur, dass keine allgemein gültige Definition für den Frischbeton existiert.

So unterscheiden Wierig & Gollasch [96] übergeordnet zwischen *Frischbeton* und *Festbeton*. Der zeitliche Beginn von Frischbeton ist durch den Mischvorgang gegeben. Der anschließende Ansteifungs- und Erstarrungsvorgang kann nicht mehr in festen Altersstufen oder Zeitspannen definiert werden, da diese Vorgänge stark vom Mischungsverhältnis und den Kenndaten der Betonausgangsstoffe abhängen und kontinuierlich ineinander übergehen. Als Zeitpunkt des Erstarrungsendes bzw. als Beginn der Erhärtungsphase wird der Übergang vom Frischbeton zum Festbeton mit dem Beginn der messbaren Festigkeit nach der klassischen Betontechnologie definiert. Darin bildet der *junge Beton* die erste Phase, die mit der maximalen Erhärtungsgeschwindigkeit abschließt.

Eine andere Definition haben Grübl et al. [31] formuliert. Hierbei wird der *junge Beton* als Übergangsphase zwischen Erstarrungsbeginn und Erhärtung beschrieben. Dabei ist der Übergang der jeweiligen Reaktionsphasen fließend.

Nach DIN EN 206-1 [25] wird Frischbeton als Beton bezeichnet, der fertig gemischt ist, sich noch in einem verarbeitbaren Zustand befindet und durch ein gewähltes Verfahren verdichtet werden kann. Ähnlich lautet eine Definition in der DIN 18218 [21], in welcher der Frischbeton als ein Gemisch aus Zement, Gesteinskörnung und Wasser, das noch nicht erstarrt ist, beschrieben wird.

Die Dauer der einzelnen Phasen hängt stark vom Mischungsverhältnis und den Eigenschaften der Ausgangsstoffe ab. Sobald der Zement mit dem Wasser in Kontakt getreten ist, beginnen chemische Reaktionen, die nach Grübl et al. [31] in drei Hydratationsstufen eingeteilt werden. Die wesentliche Verbindung, die bei diesem Vorgang entsteht ist das Calciumsilikathydrat, auf dem die Festigkeitsbildung beruht. In der ERSTEN HYDRATATIONSPHASE, die ca. 4 bis 6 Stunden nach dem ersten Kontakt des Zements mit Wasser eintritt, bilden sich in dem zunächst noch plastischen Zementleim geringe Mengen an Calciumhydroxid und Trisulfat. Anschließend folgt die so genannte Ruheperiode, in der hauptsächlich eine Umstrukturierung der Kristalle stattfindet. Das Trisulfat, in der Gestalt von feinen Säulen auf der Oberfläche des Calciumaluminats, formt sich zu einer längeren Nadelstruktur und verbindet somit die einzelnen Zementkörner im Zement-

leim und bewirkt somit das Ansteifen. Die Mischung verhält sich zu diesem Zeitpunkt thixotrop, d.h. dieses Stadium kann durch mechanische Einwirkungen weitestgehend wieder aufgehoben werden.

Die Zeit ab 4 bis 6 Stunden bis zu einem Tag wird mit der ZWEITEN HYDRATATIONS-PHASE beschrieben. In dieser Phase wird hauptsächlich das Trisulfat gebildet, das für die Erstarrung maßgebend ist. Zudem tritt eine Verstärkung der Hydratation der Calciumsilikate ein, die zur Verfestigung des Gefüges durch Bildung von langfasrigen, ineinander verschlungenen Kristallen führt. Diese Zeit wird auch Beschleunigungsphase genannt.

In der DRITTEN HYDRATATIONS-PHASE, etwa nach einem Tag, wird das Gefüge zunehmend verdichtet und gefestigt. Nun wachsen in die noch vorhandenen Poren kurzfasrige Calciumsilikat- und Calciumaluminathydrat- Kristalle hinein, das in den ersten beiden Hydratationsphasen gebildete Trisulfat wandelt sich in Monosulfat um.

Die Dauer der Phasen hängt zum einen mit der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung der Ausgangsstoffe und den Herstellbedingungen zusammen. Zum anderen bewirken Betonzusatzstoffe und Betonzusatzmittel, die in die chemisch-mineralogischen Reaktionen mit einwirken, eine Veränderung des Erstarrungsverhaltens. Als Betonzusatzstoffe sind beispielsweise die puzzolanischen Stoffe wie Traß oder Steinkohleflugasche zu nennen. Bei deren Verwendung wird der Erstarrungsbeginn etwas hinausgezögert und die Hydratationswärme verringert sich. Der Beton lässt sich deutlich besser verarbeiten und die Sulfatbeständigkeit verbessert sich. Latent hydraulische Stoffe, wie zum Beispiel Hüttensand wirken durch die basische Anregung festigkeitsbildend und im Vergleich zu Portlandzementen verläuft die Hydratation meist langsamer.

In Abbildung 3.1 sind nach Locher et al. [45] schematisch die Hydratationsphasen dargestellt.

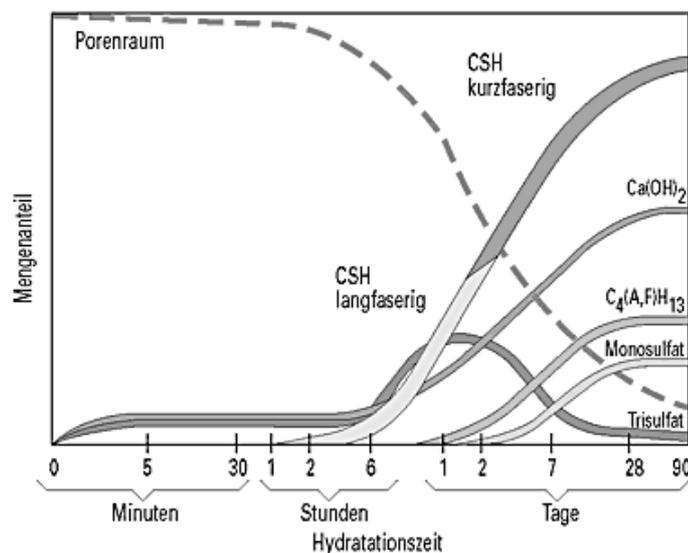


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen (Locher et al. [45])

Da wie bereits erwähnt die Erstarrungszeit je nach Art des Betons sehr unterschiedlich ausfällt und somit nicht auf eine fixe Zeit definiert werden kann, wurden Verfahren zur Ermittlung der Erstarrungszeit entwickelt. Um die Erstarrungszeiten der Betone zu bestimmen, sind prinzipiell zwei Methoden üblich. Zum einen die direkten Verfahren, wobei die Struktur der Betonprobe zerstört wird oder zum anderen die indirekten Verfahren, die eine zerstörungsfreie Methode darstellen.

Zu den direkten Versuchen gehören einfache Verformungsversuche und Eindringversuche. Hierzu zum Beispiel der Verformungsversuch mit dem Knetbeutelverfahren, das in Reinhardt et al. [60] beschrieben wird. Bei diesem Verfahren wird die Betonprobe in einen PE-Sack gefüllt, der stündlich getastet und geknetet wird, um somit den Fortgang des Erstarrungszustandes zu ermitteln. Mit diesem Verfahren kann der Erstarrungsbeginn des Betons mit einer Genauigkeit von ca. ± 30 Minuten und das Erstarrungsende mit einer Genauigkeit von ± 15 Minuten bestimmt werden. So definiert sich nach diesem Verfahren zum Beispiel das Erstarrungsende, wenn der Beton in dem verschlossenen PE-Sack maximal 30 mm eindrückbar ist. Lässt sich der Beton nicht mehr eindrücken, so ist dieser erstarrt und somit ist das Erstarrungsende erreicht.

Eindringversuche für Mörtel und Betone sind in DIN EN 480-2 [26] und für Leim in DIN EN 196-3 [24] beschrieben. Dabei wird mit Hilfe des Vicat-Penetrationsgerätes die Erstarrungszeit nach DIN EN 480-2 bestimmt. Die Erstarrung beginnt bei einer Eindringtiefe von 36 mm und einer Druckspannung von 10 N/mm^2 . Dringt die Nadel nur noch 2,5 mm ein, ist das Erstarrungsende des Betons bzw. Mörtels erreicht.

Weitere Eindringversuche sind nach ASTM C (2005) [2] und in den Empfehlungen des DAfStb (1991) [15] beschrieben. In den „ASTM Standards“ werden die Erstarrungszeiten über die Druckspannung, die in einem bestimmten Zeitrahmen mit einer bestimmten Eindringtiefe in die Probe über eine Nadel aufgebracht werden muss, definiert. Hierzu wird eine Nadel (10 ± 2) Sekunden ($25 \pm 1, 5$) Millimeter in die Probe eingedrückt. Sobald eine Druckspannung von $3,5 \text{ N/mm}^2$ gemessen wird, ist der Erstarrungsbeginn erreicht, das Erstarrungsende wird bei $27,5 \text{ N/mm}^2$ festgesetzt.

Der deutschen Ausschuss für Stahlbeton [15] empfiehlt, das Erstarrungsverhalten mit dem Versuch der Betonsonde nach Humm zu ermitteln. Dabei wird ein Rundstab mit den Abmessungen von einer Dicke von 20 mm und einer Länge von 500 mm auf die Probe gestellt und mit einem Fallgewicht in die Probe eingeschlagen. Die Erstarrungszeiten lassen sich aus der Anzahl der gemessenen Schläge und der Eindringtiefe des Stabs ermitteln.

Bei den indirekten Verfahren ist als einfachste Methode die Messung der Temperaturentwicklung zu erwähnen. Hierbei wird allerdings nur eine Aussage über das Erstarrungsende gegeben. Weitere indirekte Verfahren basieren auf der Ultraschalltechnik. Hierbei werden nach Reinhardt [62] folgende Methoden unterschieden: das Durchschallungsverfahren, das Impact-Echo-Verfahren und die Analyse der reflektierten Energie von Ultraschallwellen. Bei diesen Verfahren muss beachtet werden, dass das Erstarrungsverhalten bei den einzelnen Versuchen unterschiedlich definiert wird und die richtige Interpretation viel Erfahrung erfordert.

Zur Beschreibung der Erstarrungszeit wird im Rahmen dieser Arbeit ein so genanntes „effektives Erstarrungsende“ $t_{E,eff}$ eingeführt. Das effektive Erstarrungsende wird defi-

niert als das Erstarrungsende des Betons, nachgewiesen durch eines der oben genannten Verfahren, abzüglich des Zeitraums zwischen der Herstellung des Betons und dem Beginn des Betoneinbaus.

Neben diesen eher beschriebenen Ansätzen zur Charakterisierung des Erstarrungsverhaltens von Beton, ist für die numerische Betrachtung auch eine physikalische Beschreibung des Erstarrungsvorganges mit den üblichen Stoffparametern erforderlich.

Der Elastizitätsmodul des Frischbetons hängt von den E-Moduln der Zuschlagstoffe und des Zementsteins ab und kann in Abhängigkeit der jeweiligen Volumenanteile näherungsweise ermittelt werden. Dabei prägt hauptsächlich der Betonzuschlag die Steifigkeit des Betons. Aus diesem Grund ist nach Reinhardt [61] die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls schneller als jene der Druckfestigkeit. CEB [12] hat einen entsprechenden Ansatz für die Steifigkeitsentwicklung des Frischbetons entwickelt. Dabei wird die zeitliche Entwicklung der Steifigkeit des Frischbetons $E(t)$ in Abhängigkeit vom E-Modul E_B nach 28 Tagen und einem Parameter z zur Berücksichtigung der Zementart wie folgt beschrieben:

$$E(t) = [\exp(z \cdot (1 - (\frac{28}{t/t_1})^{0,5}))]^{0,5} \cdot E_B. \quad (3.1)$$

Der Beiwert z steuert die Steifigkeitszunahme unmittelbar nach dem Einbau wobei unter Bezug auf deutsche Normzemente folgende Beiwerte empfohlen werden:

Festigkeitsklasse des Zements	-	32,5 R	42,5 R
	32,5 N	42,5	52,5
Beiwert z	0,38	0,25	0,20

In Gleichung 3.1 beschreibt t den betrachteten Zeitpunkt, t_1 spiegelt das Bezugsalter mit einem Tag wieder. In Abbildung 3.2 sind exemplarisch die resultierenden Verläufe für einen Beton C25/30 mit $E_B=30.500 \text{ N/mm}^2$ und die Zementfestigkeitsklassen von 32,5 ($z=0,38$), 42,5 ($z=0,25$) und 52,5 ($z=0,2$) vergleichend über einen Zeitraum von 50 Tagen dargestellt. Dabei kann man erkennen, dass nach 1,5 - 2,5 Tagen (abhängig von der Zementfestigkeitsklasse) bereits ca. 65% des Elastizitätsmoduls E_B erreicht werden. Der weitere Anstieg des E-Moduls ist sehr gering, was auf die Altersunabhängigkeit des Betonzuschlages zurückzuführen ist und sich damit auf das Verformungsverhalten auswirkt.

Die Steifigkeitsentwicklung im frühen Alter, ab 5 Stunden, haben Wierig & Gollasch [96] untersucht. Hierfür wurde der Prüfkörper mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit so lange belastet bis die vorgegebene Dehnung von 100, 200 und 1000 $\mu\text{m/m}$ erreicht war. Der Elastizitätsmodul wurde dann aus der aufgetragenen Spannung und der Dehnung als Sekantenmodul ermittelt. Der Verlauf der Steifigkeit wurde mit folgender Gleichung beschrieben:

$$E(t) = 12,88 \cdot \ln t - 23,11. \quad (3.2)$$

Ein weiterer Parameter zur Beschreibung der Steifigkeit ist die Querkontraktionszahl ν ,

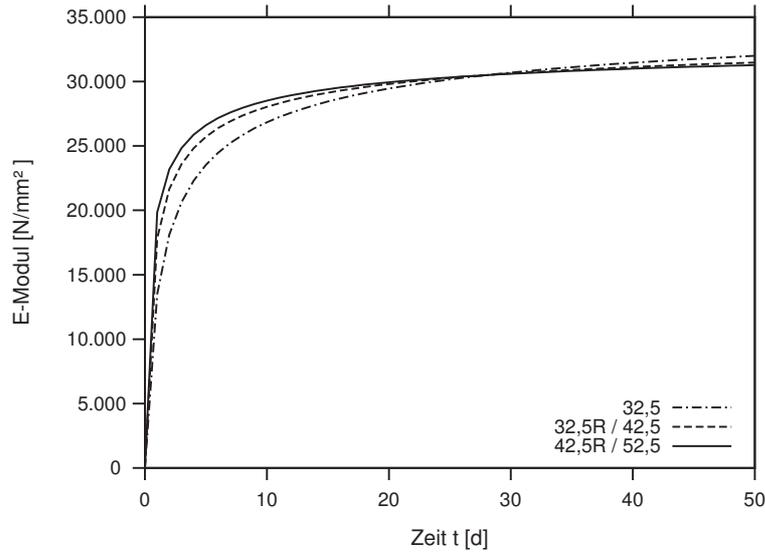


Abbildung 3.2: Zeitliche Entwicklung des E-Moduls eines Betons bei Verwendung von verschiedenen Zementklassen nach CEB [12]

die für „flüssigen“ Beton zu 0,5 angenommen werden kann und für ausgehärtetem Beton 0,2 beträgt.

In der Literatur finden sich einige Ansätze zum zeitlichen Verlauf der Querkontraktionszahl. Für Einphasendichtwände hat Mayer [49] den Verlauf der Steifigkeitszunahme mit Hilfe des Querkontraktionswerts ν_{28} nach 28 Tagen und dem Verhältnis E/E_B wie folgt abgeschätzt:

$$\nu(t) = 0,5 - (0,5 - \nu_{28}) \cdot E(t)/E_B. \quad (3.3)$$

Die Querkontraktionszahl nach 28 Tagen wird von Kayser [37] mit $\nu_{28}=0,11$ angegeben. Sie ist sehr niedrig und resultiert aus Abschätzungen für Einphasen-Dichtwandmassen. Üblicherweise sind Querkontraktionszahlen für Zementleime und Betone deutlich höher. Aus diesem Grund sollte der Ansatz von Kayser mit einem minimalen Wert für $\nu_{28}=0,2$ vergleichend betrachtet werden.

Eine in der Anfangsphase abweichend verlaufende Entwicklung der Querkontraktionszahl beschreibt De Schutter [18] mit folgender Näherungsfunktion in Abhängigkeit von dem Hydratationsgrad r :

$$\nu(r) = 0,18 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot r}{2}\right) + 0,5 \cdot \exp(-10 \cdot r). \quad (3.4)$$

Der Verlauf der Querkontraktionszahl ist in Abbildung C.1 dargestellt. Danach fällt in der Anfangsphase die Querkontraktionszahl auf ungefähr $\nu=0,1$ ab und stellt sich nach Abschluss der Hydratation bei ca. $\nu=0,2$ ein. Zur Darstellung des Reifegrads bzw. Hydratationsgrads in Abhängigkeit von der Zeit gibt es verschiedene Näherungsansätze, z.B. von Wesche, zitiert in [29]. Danach kann der Verlauf am Reifegrad ab $r(t)=0,3$ wie

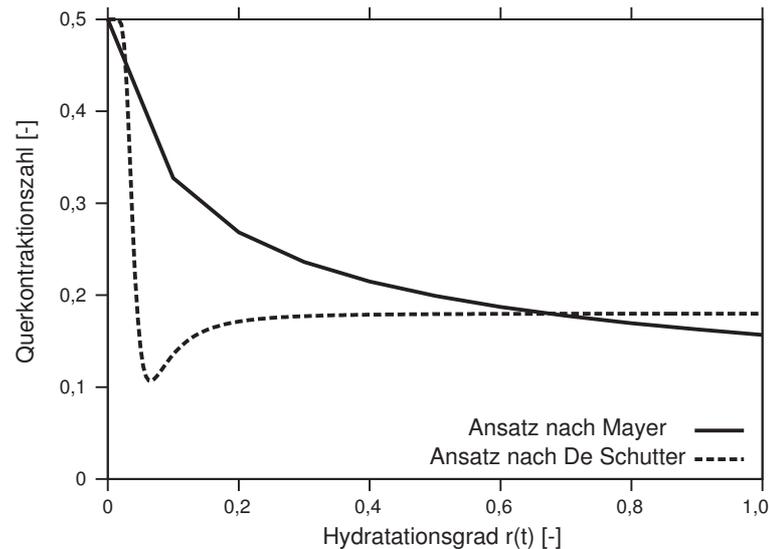


Abbildung 3.3: Zeitliche Entwicklung der Querkontraktionszahl von jungem Beton

folgt bestimmt werden:

$$r(t) = \exp(a \cdot t^b). \quad (3.5)$$

In Gleichung 3.5 beschreiben die Parameter a und b die Eigenschaften der verwendeten Zementsorte. Zum Beispiel für einen CEM III 32,5 ist $a = -74,8$ und $b = -1,5$.

In Abbildung 3.3 ist die zeitliche Entwicklung der verschiedenen Ansätze der Querkontraktionszahl dargestellt. Man erkennt ein rasches Abfallen bei dem Ansatz von De Schutter. Erst nach sechs Tagen nähern sich die Kurven an. Die Querkontraktionszahl bleibt nach De Schutter danach konstant, während der Ansatz für Einphasenschlitzwände nach Mayer weiterhin einen Abfall ausweist.

Eine weitere Abschätzung für die Querkontraktionszahl Selbstverdichtenden Frischbetone findet man bei Proske [58]. Ausgehend von $\nu = 0,5$ (Flüssigkeit) reduziert sich der Wert bis zum Erstarrungsende (Quasi-Festbeton) auf $\nu = 0,25$, wobei folgender Ansatz zu Grunde gelegt wird:

$$\nu(t) = 0,499 - 0,25 \cdot (t/t_{E,eff})^{1,5}. \quad (3.6)$$

Der zeitliche Einfluss wird hierbei mit der bezogenen Zeit beschrieben, das Verhältnis betrachteter Zeitpunkt t zu effektivem Erstarrungsende $t_{E,eff}$.

3.1.2 Besonderheiten von Betonen und des Betoneinbaus bei der Schlitzwandbauweise

Auf die Anforderungen und Einflüsse des Frischbetons sowie die Mischungskonzepte für Betone im Hochbau wird in dieser Arbeit nicht eingegangen, verwiesen wird hierzu

zum Beispiel auf Grübl et al. [31] oder auf den Betonkalender [61]. Des Weiteren wird auf die Normen DIN EN 206-1 [25] in Verbindung mit der DIN1045-2 [20] verwiesen.

Da die Betontechnologie aus dem Hochbau nicht deckungsgleich auf die Herstellung von Schlitzwänden übertragen werden kann, werden im Folgenden die Besonderheiten der Schlitzwandbetone und der Einbau des Schlitzwandbetons vorgestellt. Der wesentliche Unterschied liegt in der Betonage. Bei Schlitzwänden kommt das später detailliert beschriebene Kontraktorverfahren zum Einsatz und erfordert somit Betonzusammensetzungen, die für dieses Verfahren speziell geeignet sind. Die Rahmenbedingungen bezüglich der Herstellung von Schlitzwänden und die Eigenschaften der zu verwendenden Betone sind in der DIN EN 1538 [23] geregelt. Im Gegensatz zum Hochbau, in dem sehr unterschiedliche Ausgangsstoffe, Frischbetonrezepturen, Festbetoneigenschaften, Schalungsformen und -typen sowie verschiedene Verdichtungs- und Witterungsbedingungen zur Anwendung kommen, bestehen bei Schlitzwänden hinsichtlich der Betontechnologie „einfachste“ Anforderungen in Bezug auf Festigkeitsklassen und Einbaukonsistenzen. Hinsichtlich des zu verwendenden Betons sind bei Schlitzwänden folgende Grenzwerte vorgeschrieben:

- der Zuschlag muss gut abgestuft sein; die Zuschlagkörner müssen < 32 mm oder kleiner als $1/4$ des lichten Abstands der Längsbewehrungsstäbe sein;
- der Sandgehalt > 40 % Massenanteil und Mehlkornanteil liegen zwischen 400 kg/m^3 und 550 kg/m^3 ;
- es kommen langsam hydratisierende Zemente (CEM II/III) zum Einsatz. Der Zement (Typ I nach ENV 206) darf durch Zusatzstoffe wie Flugasche oder Hochofenschlacke ersetzt werden;
- der anrechenbare Anteil von Flugasche im Wasserzementwert liegt bei Flugasche/-Zement $\leq 0,33$ in Massenanteilen;
- die Festigkeitsklasse entspricht C20/25 bis C30/37;
- der Wasserzementwert darf 0,6 nicht überschreiten;
- die Frischbetonkonsistenz (Konsistenzklasse F5) muss unmittelbar vor dem Betonieren einen Slump zwischen 160 mm und 220 mm entsprechen - ein Slump zwischen 180 mm und 210 mm wird empfohlen;
- es folgt eine kontinuierliche Förderung des Betons im Kontraktorverfahren ohne Nachverdichtung;
- die Temperatur im Boden beträgt im Mittel 10° C .

In Tabelle 3.1 sind exemplarisch die Rezepturen von drei Kontraktorbetonen zusammengestellt. Hierfür wurden die Rezeptur der Schlitzwände in Rotterdam (siehe Kapitel 4) ausgewählt und zudem zwei Beispiele aus der Literatur [79] aufgenommen.

Tabelle 3.1: Zusammenstellung von Rezepturen für Kontraktorbetone

Bauwerk		Beispiel 1 Schlitzwand	Beispiel 2	Beispiel 3
Betonfestigkeitsklasse		B25	B35	B25
Konsistenzbereich		K3	KR	KF
Zementart & Festigkeitsklasse		CEM III/B 42,5 LH/HS	CEM III/B 32,5 NW/HS/NA	CEM III/B 32,5 NW/HS/NA
Zementgehalt	[kg/m ³]	320	380	400
Wasserzementwert		0,55	0,47	0,5
Wassergehalt	[kg/m ³]	188	178	200
Zuschlag				
Sieblinienbereich		A/B 32	A/B 16	A/B 16
Gehalt	[kg/m ³]	1798	1845	1695
Betonzusatzmittel		FM	BV/FM	BV

Wie bereits erwähnt, wird der Beton beim Betonieren einer Schlitzwandlamelle im Kontraktorverfahren eingebaut. Bei diesem Verfahren wird ein Schüttrohr, das zunächst noch mit Bentonitsuspension gefüllt ist und in der Regel einen Durchmesser von 150 mm bis 300 mm besitzt, bis zur Sohle abgelassen. Um eine Berührung des Betons mit dem Wasser zu verhindern, wird vor der Betonage ein Gummiball in das Rohr gesteckt, der, sobald der Betonvorrat im Trichter für das ganze Schüttrohr ausreicht, gelöst wird. Die Suspension wird von dem Ball infolge des Betondruck aus dem Rohr getrieben. Der Ball entweicht dann aus dem Rohr zur Oberfläche. Die Schüttrohre sind im allgemeinen an einer Übergabekonstruktion mit Trichtern aufgehängt. Der eingebaute Beton verdrängt während des Betoniervorgangs kontinuierlich die Stützflüssigkeit nach oben aus dem Schlitz, die dort abgepumpt und recycled wird. Zur weiteren Vermeidung der Entmischung des Betons muss während des Betoniervorgangs das Rohr mindestens um ein Maß, gleich der Lamellenlänge, jedoch mindestens 3 m, unterhalb der Oberfläche des Betons eingetaucht bleiben. Bei dem Betoniervorgang muss ein horizontales Ausbreitmaß < 2,5 m gewährleistet sein, dementsprechend ist die Anzahl der Schüttrohre zu wählen. So werden Schlitzwandlamellen ab einer Länge von ca. 5 m oder auch Eckschlitze gleichzeitig mit mehreren Schüttrohren betoniert. Es wird empfohlen pro Bewehrungskorb ein Schüttrohr zu benutzen, ein gleichmäßiges Ansteigen des Betons über den Lamellenquerschnitt soll gewährleistet sein.

Strömungsberechnungen [79] haben gezeigt, dass bei diesem Einbauverfahren eine Aufwölbung der Betonoberfläche entsteht, die bis zu einer Entfernung der doppelten Eintauchtiefe des Rohres auftritt. Durch den stetigen Fortschritt werden die Aufwölbungen steiler, dadurch entstehen Spannungen im Beton, die dazu führen können, dass der angehäuften Beton abgeschoben wird. Diese Abschiebungen finden statt, sobald Grenz-

schubspannungen von $0,5$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ N/mm² überschritten werden. Durch diesen Vorgang kommt es zu Entmischungen des Frischbetons und zu unzulässigen Suspensionsinschlüssen. Um dies zu verhindern, muss die Eindringtiefe des Kontraktorrohrs auf die Betoniergeschwindigkeit abgestimmt sein. Um Bentoniteinschlüsse zu vermeiden, sollte gleichmäßig und durchgehend betoniert werden mit einer Mindestbetoniergeschwindigkeit von 3 m/h. Nach Triantafyllidis [82] sollen Betonierunterbrechungen über 15 Minuten vermieden werden, Unterbrechungen über 30 Minuten sind unzulässig, da diese die Festigkeitsausbildung der Schlitzwand gefährden.

3.1.3 Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Frischbetondrucks

Frischbetondruck im Hochbau

In dieser Arbeit werden die Begriffe „Frischbetondruck“ und „Druck“ vereinfachend für die horizontale Komponente des Betondrucks verwendet. Für die Ermittlung des Frischbetondrucks auf Schalelemente im Hochbau werden bislang Rechenansätze mit unterschiedlicher Herleitung verwendet. Eine Zusammenstellung findet man beispielsweise in dem Sachstandsbericht „Frischbetondruck fließfähiger Betone“ [17]. Da diese Ansätze für die weiteren Schritte nur von untergeordneter Bedeutung sind, wird im Zuge dieser Arbeit auf die entsprechenden Ansätze nur kurz eingegangen; für weitere Details siehe [17]. Neben Ansätzen, die empirisch mit Hilfe rheologischer Kennwerte abgeleitet werden, werden auf bodenmechanischer Grundlage bzw. aus der Silotheorie abgeleitete Ansätze am häufigsten gebraucht. Ebenso werden in der Silotheorie Ansätze mit konstantem Materialverhalten und ein Ansatz unter Berücksichtigung zeitabhängiger Reibung zwischen Frischbeton und Schalungswand durch rheologische Kennwerte angewendet. Daneben finden sich Rechenmodelle mit hydrostatischem Ansatz oder eine Berechnung des Frischbetondrucks über den Wasserverbrauch, auf die jedoch aufgrund mangelnder Praxisrelevanz nicht eingegangen wird.

Die Ergebnisse und Berechnungsverfahren aus der Grundlage **empirischer Ansätze** resultieren aus Versuchsreihen und können somit nur im Rahmen der bei den entsprechenden Versuchen vorliegenden Rahmenbedingungen, wie zum Beispiel der Konsistenzklasse, des Erstarrungsverhaltens oder der Betonierhöhe, angewendet werden. Details zu den Berechnungsansätzen, aus denen man den maximalen Betonierdruck ermitteln kann, findet man in [17] oder [58].

Bei dem **rheologischen Ansatz** wird der Frischbetondruck über rheologische Kenngrößen wie Viskosität, Fließgrenze, Thixotropie des Betons ermittelt. Hierzu haben Khatyat & Assaad [38] Versuche zum thixotropen Verhalten durchgeführt.

Bei dem **bodenmechanischen Ansatz ohne Erstarrung** wird in der Modellvorstellung der Beton als Boden nach der Erddrucktheorie angenommen. Durch Gewölbewirkung wird hierbei die vertikale Spannung σ_v reduziert durch den Seitendruckbeiwert λ , der vom Winkel φ der inneren Reibung des Frischbetondrucks abhängt. Die Reibung zwischen der Schalung und dem Frischbeton wird vernachlässigt, das Erstarrungsverhalten nicht berücksichtigt. Somit gilt für den horizontalen Frischbetondruck σ_h für kohäsions-

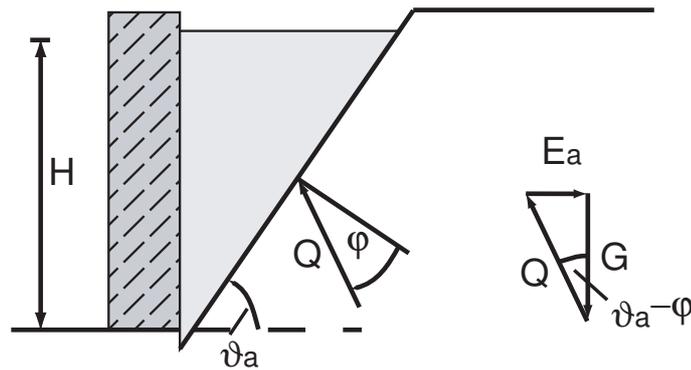


Abbildung 3.4: Erdkeil beim Bruchmechanismus zur Berechnung des Erddrucks nach Coulomb

loses Material:

$$\sigma_h = \lambda \cdot \gamma_B \cdot h. \quad (3.7)$$

Der Seitendruckbeiwert kann mit bodenmechanischen Ansätzen abgeleitet werden, wobei zwei Fälle in Betracht kommen. Der Grenzfall „Versagen der weichen, nachgiebigen Wand“ kann nach der Theorie von COULOMB angewendet werden. Hierbei nimmt der Betondruck den Minimalwert an. Bodenmechanisch wird dies als „aktiver Erddruck“ bezeichnet. Abbildung 3.4 zeigt den Bruchmechanismus mit Versagen auf einer ebenen Gleitfuge mit der Neigung ϑ_a gegen die Horizontale. Durch Gleichgewichtsbildung aller am Erdkeil angreifenden Kräfte, also der Gewichtskraft G , der Erddruckkraft E und der Schnittkraft Q (zur Vereinfachung wurde der Wandreibungswinkel δ_a zu Null gesetzt) kann der Erddruck für kohäsionslosen Boden wie dargestellt grafisch ermittelt werden. Analytisch kann das Gleichgewicht wie folgt ausgedrückt werden:

$$E_a = G \cdot \tan(\vartheta_a - \varphi) \quad \text{mit} \quad G = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \vartheta_a. \quad (3.8)$$

Die Extremalbedingung $dEd\vartheta_a = 0$ führt auf $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$ und somit zum aktiven Erddruck:

$$E_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \cdot (45^\circ - \varphi/2). \quad (3.9)$$

Der aktive Erddruckbeiwert K_a bzw. der Seitenbeiwert für Frischbeton λ_a kann nach COULOMB damit wie folgt definiert werden:

$$K_a = \lambda_a = \tan^2 \cdot (45^\circ - \varphi/2). \quad (3.10)$$

Im zweiten Grenzfall wird die Stützwand als unbeweglich angenommen wobei sich somit der Erdruhedruck einstellt. Die Bodenteilchen erfahren keine Relativverschiebung

zueinander, der Erdkörper ist demnach ungestört. Der Erddruckbeiwert K_0 bzw. λ_0 wird hierbei nach der empirischen Beziehung nach JAKY wie folgt definiert:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi. \quad (3.11)$$

Bei der Betonage von Schlitzwänden wird der Beton direkt ohne Schalung eingebaut, womit der seitlich anstehende Boden einen unverschieblichen Rand darstellt. Als Versagensmechanismus ist demnach ein aktiver Bruch anzunehmen. Somit ist als Berechnungskonzept beim bodenmechanischen Ansatz ohne Erstarrung der Seitendruckbeiwert λ_a gemäß Gleichung 3.10 relevant.

Die Zeitabhängigkeit des Reibungswinkels hat Ritchie [63] aus Versuchen abgeleitet. Zusätzlich zu dem Winkel φ der inneren Reibung bei Rüttelbetonen hat er eine Abhängigkeit zwischen dem Winkel φ , der Verdichtbarkeit und dem Setzmaß s festgestellt. Bei dem **bodenmechanischen Ansatz mit Erstarrung** ändert sich der Seitendruckbeiwert λ aufgrund der Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens mit der Zeit. Durch den Ansteifungs- bzw. Erstarrungsprozess, verringert sich im Laufe der Zeit der Seitendruckbeiwert λ . Der Winkel φ der inneren Reibung erhöht sich hingegen. Als Betondruckbeiwert wird wiederum das Verhältnis der horizontalen und vertikalen Spannungen zu einem bestimmten Zeitpunkt t definiert. Auch bei diesem Ansatz wird die Reibung zwischen der Schalung und dem dem Frischbeton vernachlässigt. Bei diesem Ansatz gibt es zwei prinzipielle Herangehensweisen. In der ANNAHME I wird die Veränderung des Seitendruckbeiwerts λ auf den Druckzuwachs nur in einem bestimmten Zeitintervall bezogen. Durch die Integration der Druckzuwächse über eine definierte Schalungshöhe, die mit der Änderung der Zeit bei einer bestimmten Betoniergeschwindigkeit v gleichzusetzten ist, resultiert folgende Gleichung:

$$\sigma_h = \int_0^t v \cdot \gamma_B \cdot \lambda(t) dt. \quad (3.12)$$

Hieraus ergibt sich eine unterlineare Zunahme des Seitendrucks, der Druckzuwachs verringert sich im Verlauf des Ansteifens und Erhärtens, jedoch nimmt der absolute Frischbetondruck kontinuierlich zu. Dieser Ansatz ist sehr umstritten, trotzdem wurde er in der DIN 18218 angewendet. Im Zuge der Entwicklung der DIN 18218 wurde die ANNAHME II entwickelt, dann aber wieder verworfen. Bei dieser zweiten Herangehensweise des bodenmechanischen Ansatzes, wird die Veränderung des Seitendruckbeiwerts auf die gesamte Vertikalspannung angewendet:

$$\sigma_h = v \cdot t \cdot \gamma_B \cdot \lambda(t). \quad (3.13)$$

Hieraus resultiert, dass der Druck zunächst ansteigt und zum Erstarrungsende wieder abfällt.

Der **Ansatz** nach der **Silotheorie** geht auf das Berechnungsverfahren von Janssen [35] zurück. Durch Ansatz einer Schubspannung zwischen dem Beton und der Schalung verringern sich sowohl der vertikale aber auch der horizontale Betondruck.

Für nicht gerüttelten Fließbeton hat Böhm [10] einen Ansatz für den maximalen Frischbetondruck ermittelt, Vanhove [85] hat den Ansatz der Silotheorie für Selbstverdichten-

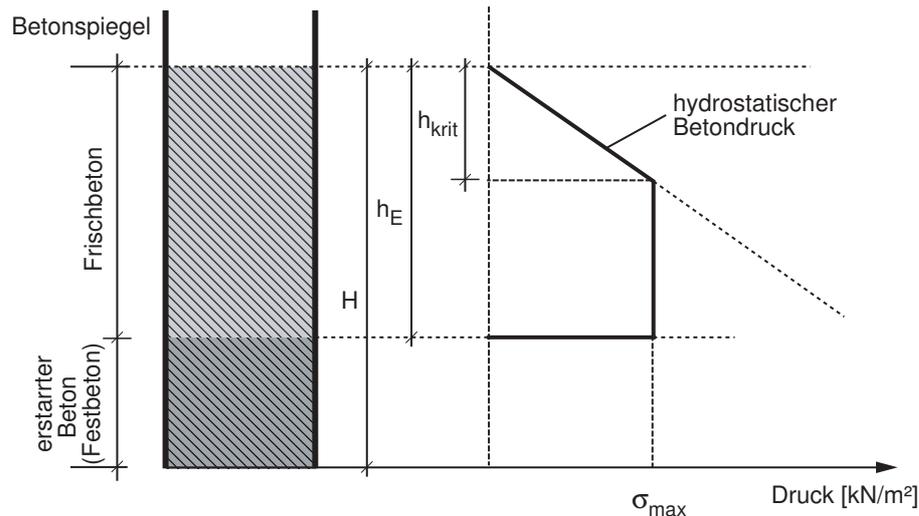


Abbildung 3.5: Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe aus DIN 18218 [21]

den Beton erweitert. Vanhove hat Materialversuche durchgeführt, um den für den Ansatz benötigten Reibungskoeffizienten herauszufinden.

Der Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen wird in der deutschen Norm DIN 18218 [21] geregelt. Darin wird der maximal mögliche Frischbetondruck für verschiedene Betoniergeschwindigkeiten und Konsistenzklassen in Abhängigkeit des Erstarrungsverhaltens vorgegeben. Der Ansatz für den Druck beruht auf Untersuchungen nach Böhm [10], Specht ([76] und [77]). Darin wird der horizontale Frischbetondruck durch Integration der Horizontalzuwächse über die Schalungshöhe, die abhängig von der differentiellen Veränderung der Betoniergeschwindigkeit und Änderung der Zeit ist, bestimmt. Bedingungen für die Anwendung ist der Einbau des Betons von oben, einer bestimmten Frischbetontemperatur sowie die Verdichtung mit einem Innenrüttler. Durch Anpassungsfaktoren werden Einflüsse aus Temperatur und dem Einsatz von Verzögerern berücksichtigt. Jedoch kann mit diesem Ansatz nur der Frischbetondruck auf lotrechte Schalelemente ermittelt werden. Zudem gibt DIN 18218 [21] keinerlei Informationen über die Größe der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Angaben zum inneren Reibungswinkel des Betons an. In Abbildung 3.5 ist exemplarisch eine Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe dargestellt. Die maximale Größe des Frischbetondrucks $\sigma_{h,max}$ ist laut DIN 18218 [21] abhängig von der Betoniergeschwindigkeit v , der Konsistenz des Frischbetons und dem Erstarrungsende t_E . Aus Bemessungsdiagrammen in der DIN 18218 [21] kann zur maximalen Größe des Frischbetondrucks $\sigma_{h,max}$ auch die hydrostatische Druckhöhe h_{krit} entnommen werden. Mit diesen Kenngrößen lässt sich der Bemessungsfrischbetondruckverlauf nach Abbildung 3.5 ermitteln. Der Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe $h_E = v \cdot t_E$ ist nach Abbildung 3.5 anzunehmen. Der maximale Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ ergibt sich aus $\sigma_{h,max} = \gamma_B \cdot h_{krit}$ bis zur hydrostatische Druckhöhe h_{krit} . Bei einer Schalungshöhe $H > h_E$ tritt der Frisch-

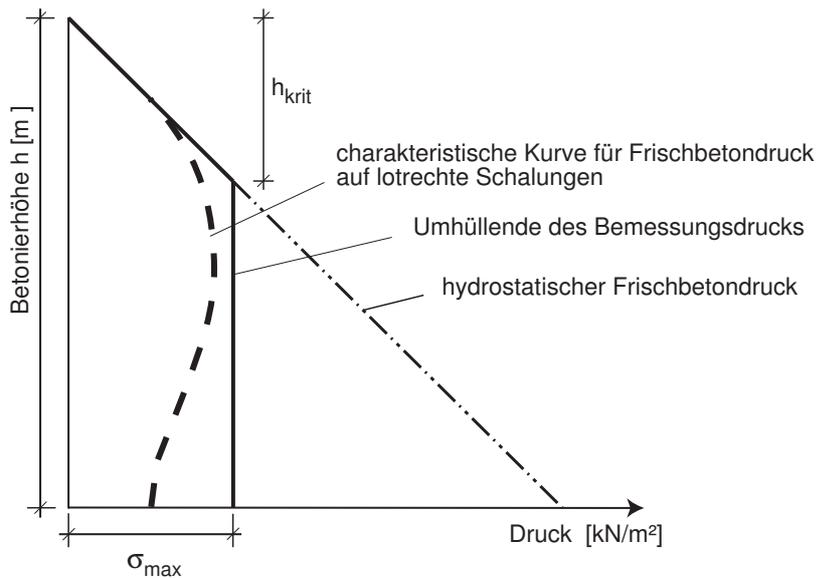


Abbildung 3.6: Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe nach Clear und Harrison [13]

betondruck als Wanderlast über die Schalungshöhe auf.

In England wird üblicherweise die Berechnungsmethode für den Frischbetondruck auf Schalungen nach den Empfehlungen der Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) von Clear und Harrison [13] angewendet. Der Ansatz basiert auf einer empirisch abgeleiteten Gleichung für einen maximalen Druck. Die Autoren Clear und Harrison [13] leiten an Hand einer Vielzahl von Frischbetondruckmessungen auf Schalungen einen rechnerischen Ansatz her. Der Verlauf des Frischbetondrucks ist in Abbildung 3.6 abgebildet. Es ist ersichtlich, dass dieser Ansatz große Ähnlichkeiten mit dem Frischbetondruckansatz nach DIN 18218 [21] hat. Der Frischbetondruck steigt bei einer gegebenen Höhe der Schalung bis auf einen maximalen Wert und fällt anschließend leicht ab. Bis zu einer Höhe h_{krit} ist der Frischbetondruck hydrostatisch anzusetzen, bei größeren Höhen bleibt der zur Höhe h_{krit} gehörende maximale Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ konstant. Die kritische Höhe h_{krit} und somit der maximale Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Folgende Einflüsse sind laut Clear und Harrison [13] für die Berechnung unter anderem von Bedeutung: die Betontemperatur beim Einbau, die Zementart, die Steighöhe, die maximale Betonierhöhe, die Wichte des Betons und dessen Konsistenz.

In den vergangenen Jahren sind die bauausführenden Unternehmen verstärkt dazu übergegangen, weichere und fließfähigere und damit leichter verarbeitbare Betone zu verwenden, um die immer schlanker und dichter bewehrten Betonbauteile betonieren zu können, bessere Oberflächeneigenschaften zu erzielen und den Einbauaufwand zu reduzieren. Der Einsatz dieser selbstverdichtender Betone (SVB) wird seit 2003 in einer Richtlinie des DAfSb [16] geregelt. Darin wird die Aussage getroffen, dass der volle Flüssigkeitsdruck anzusetzen ist, falls keine anderen Nachweise vorliegen. In DIN 18218

[21] wird der maximale Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ für Betoniergeschwindigkeiten bis maximal 3 m/h dargestellt. Einen Berechnungsansatz für den Frischbetondruck bei Verwendung von SVB hat Proske [58] in seiner Dissertation dargestellt. Er entwickelte ein analytisches Modell zur Berechnung des Frischbetondrucks auf Schalungselemente, basierend auf die Silotheorie. Zudem werden in seinem Ansatz die zeitlich veränderlichen Eingangparameter Reibung und Seitendruckbeiwert berücksichtigt. Die Materialparameter wurden aus Versuchen abgeleitet. Im Folgenden soll nur der Ansatz des maximalen Frischbetondrucks aufgezeigt werden. Proske hat hierbei zwischen drei verschiedenen Ansätzen verschiedener Randbedingungen und Materialparameter unterschieden. In der ersten Annahme wird der Frischbetondruck als eine Newton'sche Flüssigkeit angesehen, d.h. dem Frischbeton wird keine innere Reibung zugeschrieben und somit ist der Druck über die Schalungshöhe wie folgt hydrostatisch anzusetzen:

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_B \cdot h. \quad (3.14)$$

Der zweite Ansatz basiert auf 3.12 und beschreibt das Erstarrungsmodell ohne Berücksichtigung der Silowirkung. Die unbekannt Parameter in diesem Modell sind die Betoniergeschwindigkeit v , die Frischbetonwichte γ_B und das effektive Erstarrungsende $t_{E,eff}$.

$$\sigma_{h,max,2} = 0,42 \cdot \gamma_B \cdot v \cdot t_{E,eff} \geq 10. \quad (3.15)$$

Ein weiterer Ansatz von Proske nimmt den Effekt der Silowirkung mit in Betracht. Die Ergebnisse des maximalen Frischbetondrucks hat Proske grafisch dargestellt. Eingangparameter sind hierfür die Querschnittslänge- und breite des betrachtenden Bauteils und die Betoniergeschwindigkeit v .

Frischbetondruck in Schlitzwänden

Eine zum Hochbau äquivalente DIN-Norm zum Ansatz des Frischbetondrucks in Schlitzwänden existiert nicht. Der Ansatz für den Frischbetondruck nach DIN 18218 [21] kann aus folgenden Gründen jedoch nicht verwendet werden: Aus den Diagrammen zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks können nur Werte für die Konsistenzklasse F5 bei einer maximalen Betoniergeschwindigkeit von ca. 3,4 m/h ermittelt werden. Laut DIN EN 1538 [23] darf die gemittelte Steiggeschwindigkeit des Betons bei der Herstellung von Schlitzwänden nicht weniger als 3 m/h betragen. In der Praxis sind Betoniergeschwindigkeiten bis zu 10 m/h oder größer üblich. Die Betonage erfolgt im Kontraktorverfahren. Somit wird nicht mechanisch verdichtet. Darüberhinaus steht der Schlitz vor bzw. während der Betonage unter Suspensionsstützung, die Ansätze in der DIN 18218 [21] sind nicht für Schalelemente unter Wasser entwickelt worden.

Ein gängiger Ansatz in der Praxis für den Frischbetondruck in Schlitzwänden wurde von Lings et al. [44] ermittelt.

Lings et al. stützt sich auf den Ansatz von Clear und Harrison [13], bei dem die Betonage unter Wasser durchgeführt wurde. Lings et al. nehmen an, dass der Frischbe-

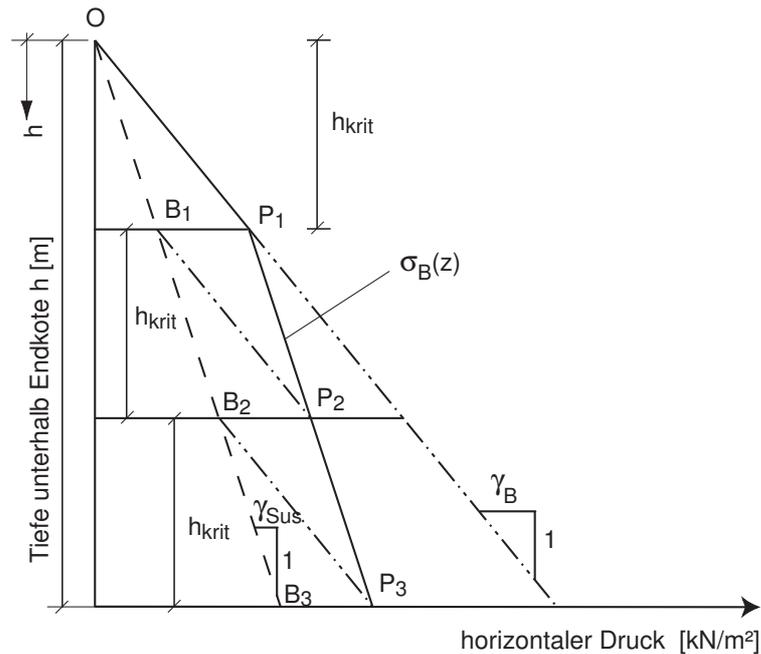


Abbildung 3.7: Exemplarischer Frischbetondruckverlauf in einem Suspensions gestützten Schlitz nach Lings et al. [44]

tondruckverlauf innerhalb eines suspensionsgestützten Schlitzes mit dem horizontalen Druckverlauf auf eine Schalung unter Wasser vergleichbar ist.

Bei dem Ansatz nach Clear und Harrison erfolgt die Bestimmung der kritischen Höhe h_{krit} unter Wasser bzw. innerhalb eines mit suspensiongefüllten Schlitzes quasi identisch einer Schalung an der Luft. In Abbildung 3.7 ist der idealisierte Verlauf des Frischbetondrucks innerhalb eines Suspensions gefüllten Schlitzes nach Lings et al. dargestellt.

Die durchgezogene Linie stellt den Endzustand des Betonierens und damit den maximalen Frischbetondruck dar (Punkte O-P₁-P₂-P₃). Bis zu einer Betonierhöhe von h_{krit} verhält sich der Frischbetondruck demnach hydrostatisch (Punkte O-B₁-B₂-P₃), danach verschiebt sich das „Dreieck“ mit steigender Betonierhöhe nach oben bis der Endzustand erreicht ist. Kennzeichnend ist somit, dass der Frischbetondruck beim Ansatz von Lings et al. innerhalb eines suspensionsgefüllten Schlitzes bis zur kritischen Höhe h_{krit} hydrostatisch verläuft. Bei größeren Betonierhöhen verläuft der Frischbetondruck anschließend parallel zur hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung (gestrichelte Linie). Dieser bi-lineare Verlauf des horizontalen Frischbetondrucks kann wie folgt mathematisch beschrieben werden:

$$p_B(z) = \begin{cases} \gamma_B \cdot h & h \leq h_{krit} \\ \gamma_{Sus} \cdot (h - h_{krit}) + (\gamma_B \cdot h_{krit}) & h > h_{krit}. \end{cases} \quad (3.16)$$

Lings et al. stützen sich hinsichtlich ihres Ansatzes auf drei in situ Messungen, die teilweise von ihnen durchgeführt wurden und die in Abbildung 3.8 dargestellt sind. So ist der maximale Frischbetondruck über die Tiefe von den in situ Messungen „Lion Yard“ ,

Cambridge, „Telefonhust“, Oslo und „Sevilla U-Bahn“ dargestellt. Die Schlitzwand in Cambridge in dem steifen bis sehr steifen Gault Ton hatte eine Breite von 0,6 m, eine Länge von 5 m und eine Tiefe von 17 m. Aus den maximalen horizontalen Drücken hat Lings mit dem bi-linearen Ansatz eine kritische Höhe von 5 m abgeleitet. Die Geometrie der Schlitzwand in Oslo war nahezu identisch mit einer Breite von 1,0 m, einer Länge von 5 m und einer Tiefe von 20 m. In dem tonigen Untergrund ergab sich nach Lings et al. eine kritische Höhe von 6 m. Für die Betonage der Verbauwand (0,6 m breit und 3,4 m lang) in Sevilla wurden entsprechend aus den Messungen eine kritische Höhe von 10 m ermittelt. Die Wand war dort 25 m in Mergel eingebunden. Wie man leicht aus den Messergebnissen in Abbildung 3.8 erkennen kann, lassen sich die Messwerte gut mit diesem bi-linearen Ansatz annähern und somit eine kritische Höhe bestimmen. Diese bi-lineare Kurve ist bis zur kritischen Höhe gleich dem hydrostatischen Frischbetondruck, darunter nimmt der Druck ab, die Kurve verläuft parallel zur hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Lings hat aus den drei Messungen eine Abhängigkeit zur Schlitzwandtiefe abgeleitet und daraus seine Empfehlung für die kritische Höhe von jeweils einem Drittel der Schlitzwandtiefe ausgesprochen. Diese Druckfigur mit der Annahme, dass die kritische Höhe ein Drittel der Schlitzwandtiefe beträgt, ist momentan in der einschlägigen Literatur der gängige Ansatz. Neuere Messungen und Untersuchungen haben zuvor den bi-linearen Verlauf bestätigt, hingegen ist die Annahme der kritischen Höhe mit einem Drittel der Schlitzwandtiefe nur als eine auf der sicheren Seite liegende Einschätzung anzusehen (siehe dazu Kapitel 3.2 ff.). Kritikpunkt ist hierbei insbesondere die Verknüpfung der kritischen Höhe mit der Schlitzwandtiefe (alle drei Schlitzwände hatten verschiedene Tiefen), da dieser Parameter unabhängig vom Abbindeprozesses des Betons ist. Vielmehr hat die Betoniergeschwindigkeit, wie aus dem Schalungsdruck im Hochbau bekannt (siehe dazu Kapitel 3.1.3), einen signifikanten Einfluss. Hinzu kommt, dass nur bei dem Projekt „Lion Yard“ die Betoniergeschwindigkeit bekannt war. Darüberhinaus kann mit diesem Ansatz lediglich der Spannungszustand nach der Betonage beschrieben werden.

Die im obigen Abschnitt beschriebenen „Schwächen“ des Ansatzes von Lings wurde mit dem nachfolgenden Ansatz umgangen. Hiermit kann zu jedem beliebigen Zeitpunkt der Spannungsverlauf berechnet werden. Loreck [46] hat mit Hilfe von Modell- und Elementversuchen, die im Anschluss vorgestellt werden, eine analytische Lösung zur Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Herstellung von Schlitzwänden entwickelt. Das Berechnungsverfahren berücksichtigt die thixotropen Eigenschaften des Betons durch den sukzessiven Baufortschritt und die daraus über die Schlitzwandtiefe entstehende zeitliche Entwicklung des Betons. Darüber hinaus kann in dem Berechnungsmodell die Betoniergeschwindigkeit variiert werden. Zudem wird der zeitliche Versatz zwischen dem Anmischen des Betons und dem Einbau des Schlitzes berücksichtigt. Auch wird die Unterdrückung der Strukturbildung durch den am Kontraktorrohr aufsteigenden Beton und die Zeit, die der Beton zur Restrukturierung benötigt, beachtet. Die horizontale Betondruckverteilung resultiert aus dem Produkt der vertikalen Spannung mit dem zeitabhängigen Seitendruckbeiwert.

Die vertikale Spannung wird unter Berücksichtigung der genannten Eigenschaften und einer Verminderung durch die mobilisierten Schubspannung ermittelt. Sowohl die

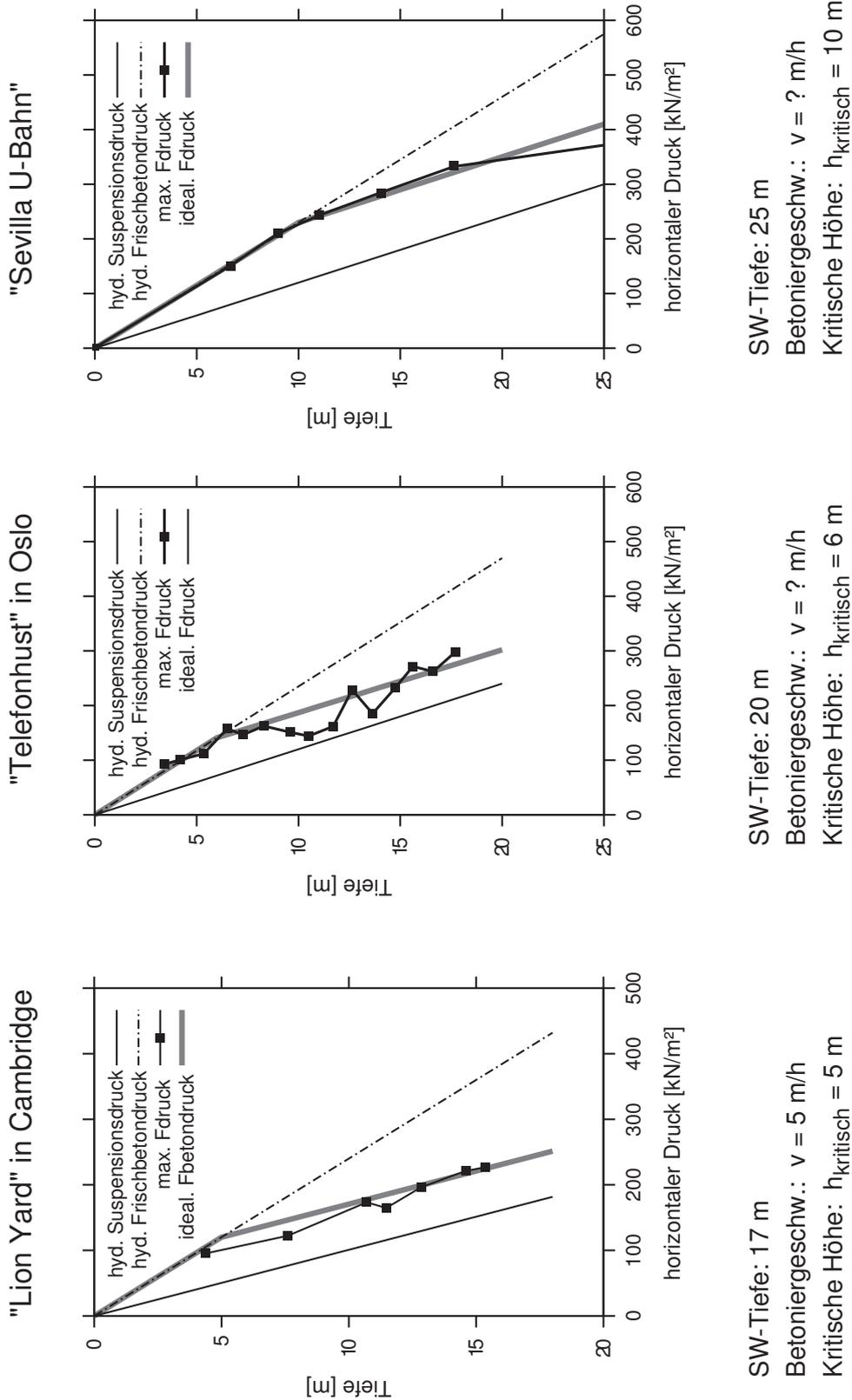


Abbildung 3.8: Frischbetondruckmessungen nach Lings et al. [44]

zeitliche Entwicklung der Schubspannung als auch die Entwicklung des Seitendruckbeiwerts basieren auf Modell- und Elementversuche nach Loreck [46].

Im Zuge seiner Dissertation hat er diese Versuche durchgeführt, um die grundsätzlichen Mechanismen für die Entwicklung des Frischbetondrucks in Schlitzwänden zu klären. Dabei wurden Versuche an einem „typischen“ Kontraktorbeton durchgeführt. Ziel der Untersuchungen und Versuche war es, herauszufinden, ob im bereits plastischen, ansteifenden Beton die Ausbildung eines Siloeffekts möglich ist und somit eine Reduktion der Vertikalspannung aus Eigengewicht herbei geführt wird. Zudem wurde die Entwicklung des Seitendrucks während der Betonage untersucht. Darüberhinaus sollte die Fragestellung geklärt werden, welches Modell (siehe dazu Gleichung 3.12 und 3.13) für die Berechnung des Seitendrucks zutrifft.

Untersuchungen zum Siloeffekt hat Loreck [46] anhand eines „Modellschlitzes“ in der Zentrifuge im Maßstab 1:20 durchgeführt. Das Schlitzmodell hatte eine Höhe von 1 m und einer Länge von 0,5 m und war mit insgesamt 5 Totaldruckmessgebern und 3 Porenwasserdruckmessgebern ausgestattet. Details zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung siehe [46]. Aus den Versuchen wurde deutlich dass eine Reduktion des Seitendrucks im Laufe des Ansteifprozesses des Betons erfolgte. Zudem wurden die Vertikalspannungen an der Sohle der Frischbetonsäule gemessen, um somit die Silowirkung von den Einflüssen einer Selbsttragwirkung abgrenzen zu können. Es konnte eine Abnahme des Sohldrucks während der Versuchsdurchführung gemessen werden, was darauf hinweist, dass ein Teil des Gewichts über Schubspannungen (\equiv Siloeffekt) abgetragen wird.

Weiterhin zeigten die Messungen der Versuche, dass die Porenwasserdrücke identisch mit den gemessenen totalen Spannungen waren. Somit kann man davon ausgehen, dass sich im Korngerüst des bereits erhärteten Betons keine effektiven Spannungen einstellen. Daraus kann man schließen, dass nicht die effektiven Spannungen die Kraftübertragung übernehmen, sondern durch die kohäsiven Eigenschaften des Frischbetons die Lastübertragung erfolgt.

Da im Zentrifugenmodell Scherkraftübertragung zwischen dem Beton und den Seitenwänden nachgewiesen wurde, hat Loreck in einer weiteren Versuchsreihe Ankerausziehversuche ausgeführt, um die mobilisierbare Schubspannung zu ermitteln. Hierfür wurden besandete PVC-Rohre aus ansteifendem Beton kraftgesteuert herausgezogen. Die Versuche haben folgende Ausgleichskurven ergeben:

$$\tau(t) = -0,52 + \exp\left(\frac{t}{4}\right)^{2,5} \quad t[h] \leq 5h. \quad (3.17)$$

Untersuchungen zur Entwicklung des Seitendrucks wurden mit Hilfe eines Elementversuchs durchgeführt. Hierbei wurde eine Betonprobe in einer starren Schalung unter einer langandauernden Lastzunahme durch ein Druckkissen belastet. Die sukzessive Lasterhöhung diente dabei zur Simulation der fortschreitenden Betonage. Um Wand Schubspannung und Wasserangabe zu vermeiden, wurde eine HDPE-Folie um die Probe gelegt. Für die Versuche wurde ein Portland-Kalkstein-Zement, Typ CEM II/A-LL 32,5 R verwendet. Das Versuchsprogramm umschloss sowohl konstante Belastungen als auch Be- und Wiederbelastungszyklen. In der Abbildung 3.9 sind die Versuchsergebnisse zu-

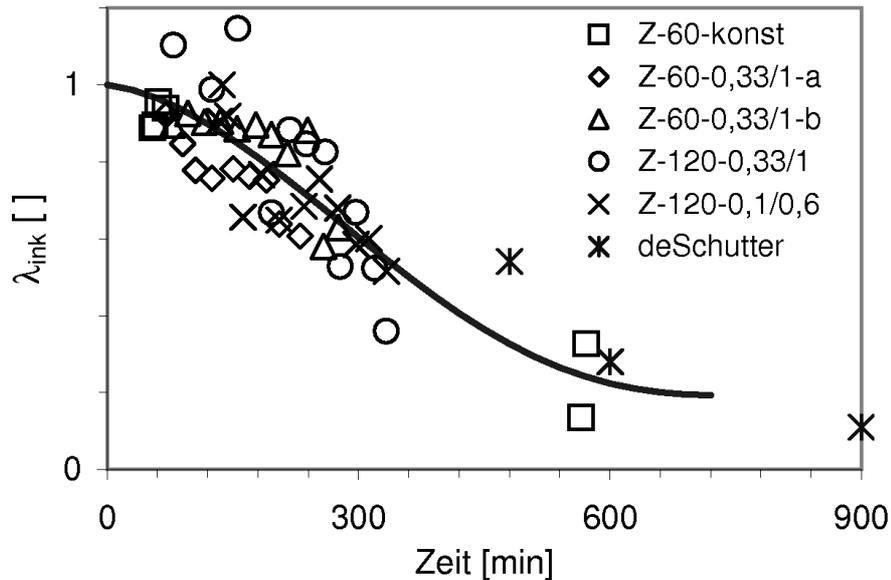


Abbildung 3.9: Messwerte des Seitendruckbeiwerts in Abhängigkeit des Betonalters nach Loreck [46]

sammengefasst und zusätzlich mit Ergebnissen von De Schutter [18] ergänzt. Die Entwicklung des Seitendruckbeiwerts kann danach mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$\lambda(t) = \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{15} \cdot \left(\frac{t}{11}\right)^{1,2}\right) \cdot \left(\cos\left(\frac{\pi \cdot t}{11}\right) + 2\right) \quad \text{mit } t[h] \leq 12h. \quad (3.18)$$

Bei den Versuchen zur Entwicklung des Seitendruckbeiwerts hat Loreck herausgefunden, dass die Entwicklung des Seitendruckbeiwerts durch die ANNAHME I, Gleichung 3.12 beschrieben werden kann. Wesentliches Ergebnis der Versuche war, dass die Reduktion der Seitendruckbeiwerte infolge des Ansteifens des Versuchsbetons sich nur auf zusätzlich aufgebrachte Zusatzspannung auswirkt. Ein Druckabbau infolge des Ansteifens findet nicht statt.

In Abbildung 3.10 wird beispielhaft die Nachrechnung der Baustellenmessung Cambridge mit dem erläuterten Spannungsansatz nach Loreck dargestellt. Das Projekt wurde bereits beschrieben und die maximalen Werte des Frischbetondrucks wurden vorgestellt. In der Nachrechnung sind die Messergebnisse des Frischbetondrucks zu unterschiedlichen Zeiten, den analytischen Berechnungen vergleichend gegenüber gestellt. Dabei kann man erkennen, dass mit Hilfe dieses Berechnungsmodells die Entwicklung des Frischbetondrucks zu verschiedenen Zeitpunkten gut wiedergegeben werden kann. Kritik liegt jedoch darin, dass für diesen Ansatz sehr viele Parameter notwendig sind und somit für eine rasche und überschlägige Voraussage zur kritischen Höhe für die Praxis weniger geeignet ist.

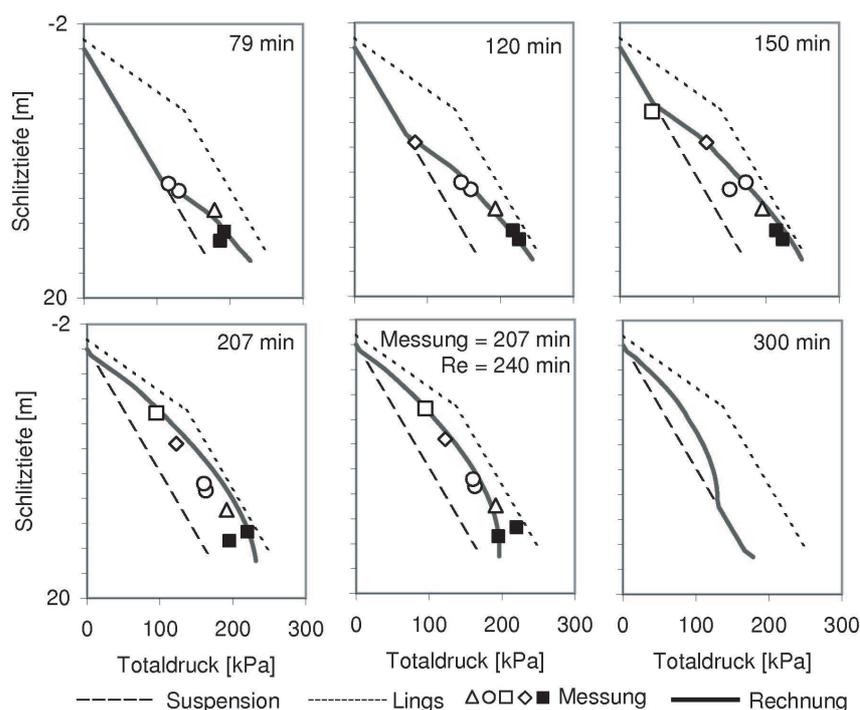


Abbildung 3.10: Nachrechnung der Baustellenmessung Cambridge aus Loreck [46]

3.2 Aktuelle Messungen des Frischbetondrucks in Schlitzwandlamellen

In diesem Abschnitt werden aktuelle Messungen zum Frischbetondruck bei zwei Schlitzwandlamellen in Rotterdam (Niederlande) vorgestellt. Die Messungen wurden im Zuge der Schlitzwandarbeiten zur Herstellung einer tiefen Baugrube („Station Blijdorp“) vorgenommen. Das Messprogramm wird in Kapitel 4 detailliert vorgestellt. Hierbei wird häufig die Höhenbezeichnung NAP verwendet. Der Begriff steht für „Normaal Amsterdams Peil“, dem Amsterdamer Normalpegel. In Deutschland ist dies die amtliche deutsche Bezugsfläche für Höhen über dem Meeresspiegel.

In zwei Messquerschnitten (Lamelle 34 und Lamelle 36) erfolgte eine messtechnische Kontrolle des Bauablaufs während der Herstellung der Baugrube. Hierbei wurden unter anderem der Suspensions- und Frischbetondruck und die Temperatur des abbindenden Betons in der Schlitzwand gemessen.

Zur Tiefe hin wurden jeweils in Abständen von 5 m kombinierte Druck-Temperaturmessgeber in die 41 m tiefen Schlitzwandlamellen 34 und 36 (siehe Abbildung 4.3) installiert. Die Messgeber wurde dazu an einem Stahlrohr (Aussendurchmesser 200 mm) befestigt, das nach dem Einbringen der Bewehrungskörbe und vor dem Betonieren in den noch mit Suspension gefüllten Schlitz eingebracht wurde.

In den Abbildungen 3.11 und 3.13 ist jeweils der Druckverlauf während den ersten 20 Stunden nach Betonierbeginn dargestellt. Der Ausgangswert in der jeweilige Tiefenlage

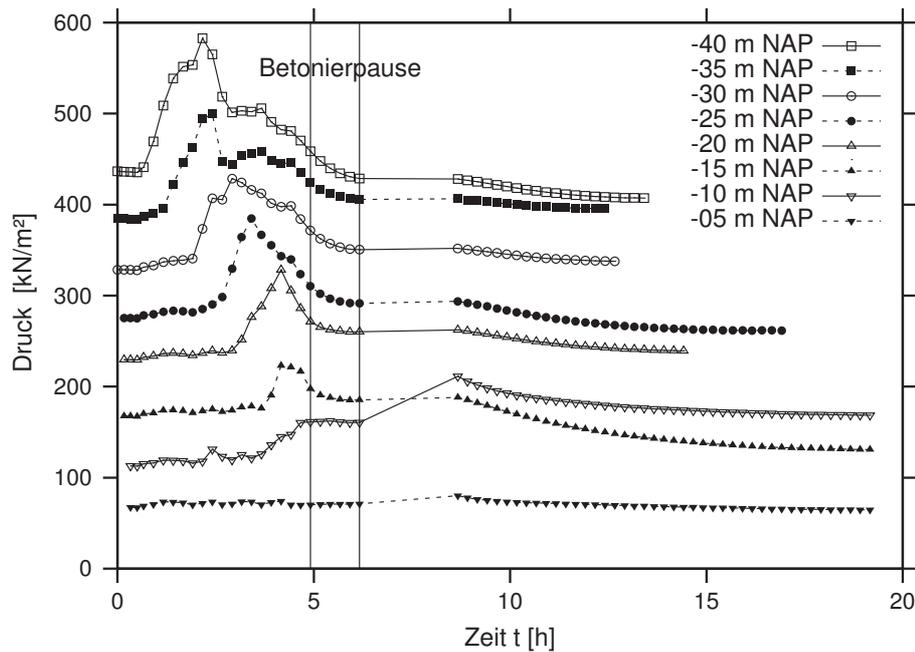


Abbildung 3.11: Frischbetondruckverlauf in unterschiedlichen Tiefen mit der Zeit in Lamelle 34 der Baugrube „Station Blijdorp“, Rotterdam

entspricht dem dort herrschenden hydrostatischen Suspensionsdruck vor der Betonage. Der maximale Frischbetondruck tritt am tiefsten liegenden Messgeber als erstes auf. Die Maximaldrücke der anderen, höher liegenden Messgebern folgen jeweils zeitversetzt. Der Druckanstieg und -abfall in den unterschiedlichen Tiefenlagen hängt direkt vom Ansteigen des Betonierspiegels im Schlitz und dem Ansteifen (Beginn der Hydratation) des Betons ab. Das Ansteifen des Betons erfolgt ca. 1 bis 2 Stunden nach dem Einbringen des Betons. Nach dem Betonierspiegeldurchgang (Druckanstieg) in der jeweiligen Tiefe vergehen durchschnittlich 12 bis 13 Stunden bis in etwa wieder das Anfangsdruckniveau (hydrostatischer Suspensionsdruck) erreicht wird.

Die Betonage der Lamelle 34 wurde durch eine Betonierpause unterbrochen, diese wird in den Messergebnissen durch zwei Plateaus (Bereiche, in denen sich die Messwerte nicht ändern) bei den in einer Tiefe von -5 m NAP und -10 m NAP installierten Messgebern deutlich. In Folge eines Stromausfalls wurden im Anschluss an die Betonierpause für ca. zweieinhalb Stunden keine Messwerte aufgezeichnet, was allerdings auf die Aussagekraft der Ergebnisse ohne Einfluss ist.

Der durchschnittliche maximale Frischbetondruckanstieg während der ersten 20 Stunden beträgt in Lamelle 34 102 kN/m^2 und 69 kN/m^2 bei der Herstellung der Lamelle 36. Der Grund für den ungleichen Druckanstieg ist die unterschiedliche Betoniergeschwindigkeit in den beiden Lamellen. Die Größe des Frischbetondrucks in einer bestimmten Tiefe wird somit auf der einen Seite durch den steigenden Betonierspiegel erhöht, aber auf der anderen Seite durch den zeitlich unterschiedlichen Ansteifungsprozess, abhängig von dem Schlitzwandbeton beeinflusst. Der Frischbetondruck hängt damit stark von der Betoniergeschwindigkeit ab. Eine hohe Betoniergeschwindigkeit hat

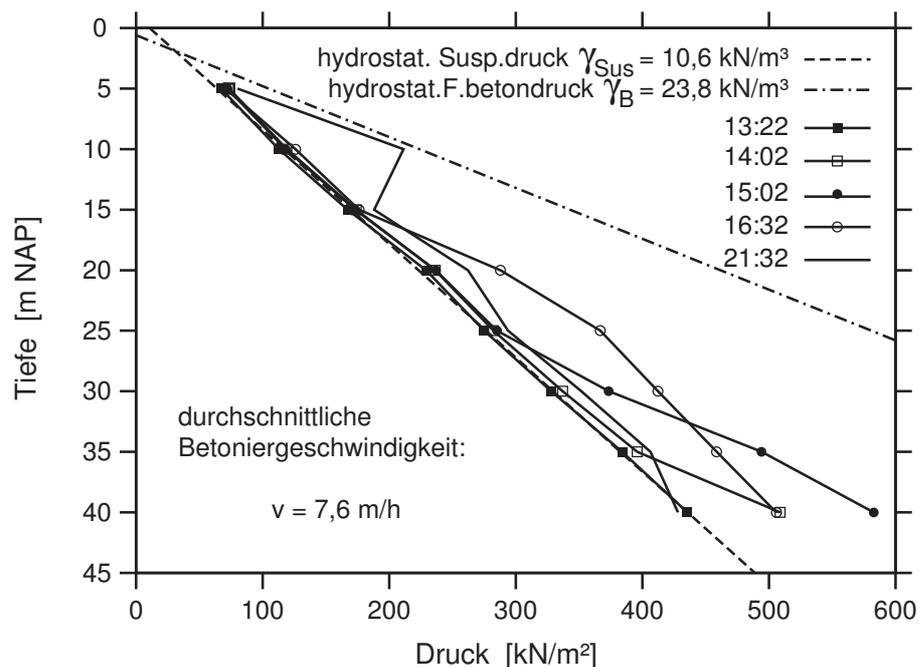


Abbildung 3.12: Frischbetondruckverteilung über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten in Lamelle 34

einen hohen maximalen Frischbetondruck zur Folge, da in diesem Fall der Einfluss eines schnell steigenden Betonierspiegels überwiegt. Im Gegensatz dazu hat eine niedrige Betoniergeschwindigkeit einen niedrigen maximalen Frischbetondruck zur Folge. Wird ein schnell ansteifendender Beton benutzt, sinkt der maximale Druck, bei langsam aushärtenden Zementen steigt er hingegen.

In Bild 3.12 ist die Entwicklung des Frischbetondrucks in Lamelle 34 (siehe Abbildung 4.4) während des Betoniervorgangs dargestellt. Die hydrostatische Suspensionsdruckverteilung und die hydrostatische Frischbetondruckverteilung sind darin als Referenzlinien enthalten. Dabei hatte die Suspension einen Überstand oberhalb des NAP, betoniert wurde nur bis in eine Tiefe von 0,6 m NAP.

Die erste Messung um 13:22 Uhr bestätigt erwartungsgemäß die theoretische hydrostatische Suspensionsdruckverteilung. Zu diesem Zeitpunkt wurde mit dem Betonieren der Lamelle 34 begonnen. Die zwei folgenden Frischbetondruckkurven (14:02 und 15:02) verlaufen im unteren Bereich nahezu parallel zu der hydrostatischen Frischbetondruckverteilung und entsprechen darüber der hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Aus dem Verlauf der Kurven kann man ableiten, dass der Frischbetondruck zunächst linear mit dem Betonierspiegel ansteigt. Der Abbindeprozess des Betons hat zu diesem Zeitpunkt noch nicht begonnen. Die Kurve um 16:32 Uhr folgt bis in eine Tiefe von 15 m NAP der hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung und verläuft danach bis 25 m NAP parallel zur hydrostatischen Frischbetondruckverteilung. Anschließend knickt sie ab und verläuft wieder parallel zur hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Zu diesem Zeitpunkt sind die Frischbetondrücke in einer Tiefe von 35 m NAP und 40 m NAP kleiner, als bei der Messung um 15:02 Uhr. Der Abbindevorgang hat folglich

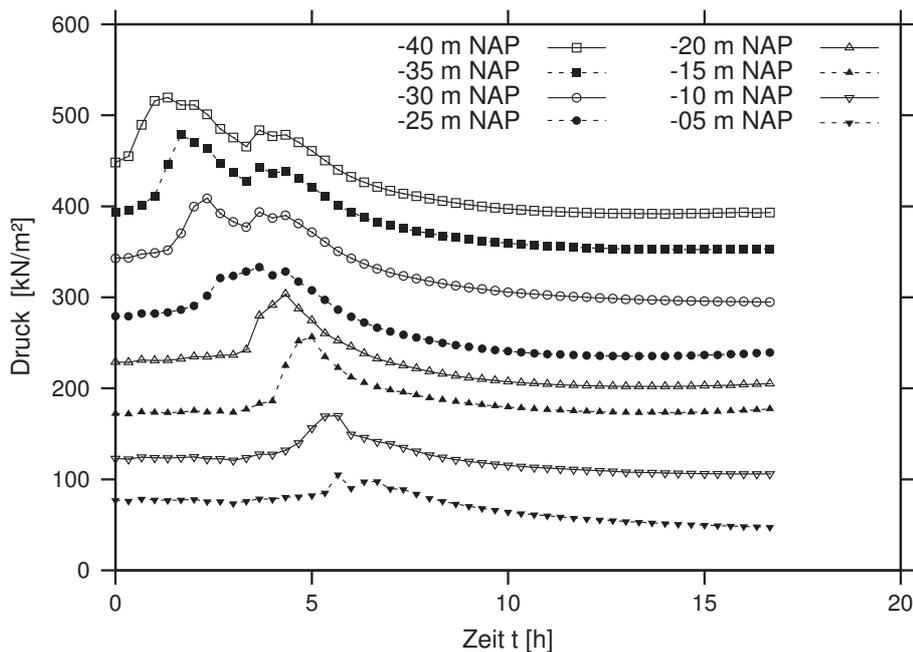


Abbildung 3.13: Frischbetondruckverlauf in unterschiedlichen Tiefen mit der Zeit in Lamelle 36 der Baugrube „Station Blijdorp“, Rotterdam

bereits begonnen. Ein höherer Betonierspiegel im Schlitz erzeugt somit keinen höheren Frischbetondruck mehr, vielmehr wird der Frischbetondruck aufgrund des Abbindevorgangs reduziert. Die Kurve um 21:32 Uhr zeigt, dass sich der Frischbetondruck zu diesem Zeitpunkt bis in eine Tiefe von 10 m NAP hydrostatisch verhält. Die tiefer liegenden Messgeber zeigen dagegen annähernd einen hydrostatischen Suspensionsdruckverlauf. Der Abbindevorgang ist in diesen Bereichen demnach schon weit fortgeschritten. Betrachtet man den gesamten Betonierprozess lässt sich feststellen, dass sich der Frischbetondruck in einer bestimmten Tiefe zunächst hydrostatisch verhält (ungefähr die ersten beiden Stunden, vgl. Abbildung 3.11 und 3.13), ehe er aufgrund des Abbindevorgangs abnimmt.

Vergleicht man nun den Frischbetondruck von Lamelle 34 mit Lamelle 36 (Abbildung 3.12 und 3.14), kann man ein ähnliches bis vergleichbares Verhalten bei der Druckverteilung feststellen. Unterschiede bei beiden Lamellen war allein die Betoniergeschwindigkeit, die bei Lamelle 34 im Durchschnitt 7,6 m/h und bei Lamelle 36 durchschnittlich 6,5 m/h betrug. Die Betonage in Lamelle 36 erfolgte kontinuierlich, hingegen war in Lamelle 34 bis in eine Tiefe von 15 m die Betoniergeschwindigkeit bei 8,66 m/h, sie nahm dann in den nächsten 5 m auf 8,0 m/h ab und reduzierte sich in den letzten 10 m auf eine Geschwindigkeit von 5 m/h.

Die erste Messung der Betonage an Lamelle 36 um 13:02 bestätigt ebenfalls die erwartete theoretische hydrostatische Suspensionsdruckverteilung.

Die ersten zwei Frischbetondruckkurven sind in beiden Lamellen erwartungsgemäß nahezu parallel zur theoretischen hydrostatischen Frischbetondruckverteilung. Die drit-

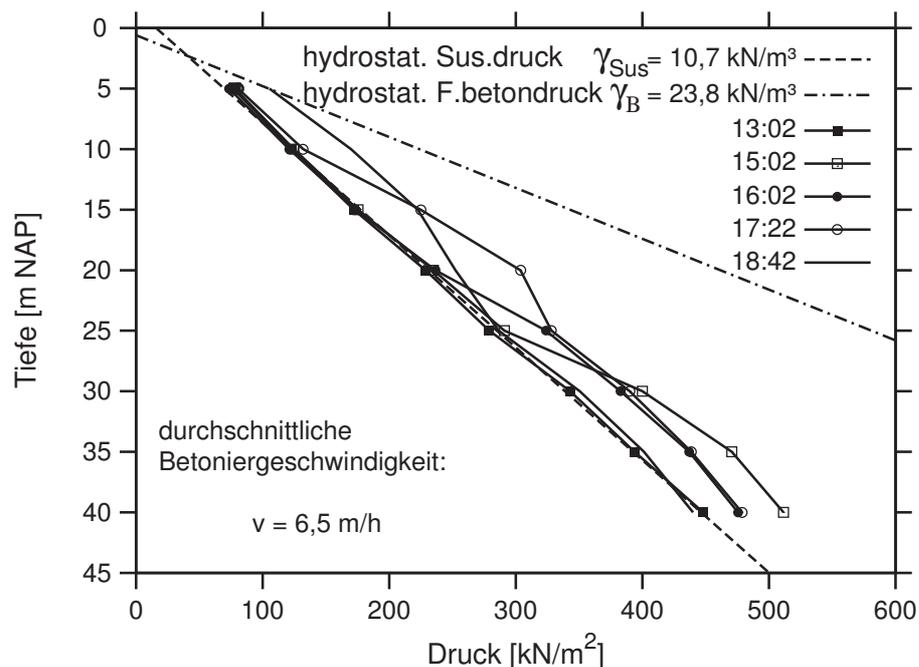


Abbildung 3.14: Frischbetondruckverteilung über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten in Lamelle 36

te Messkurve, die Betonierhöhe liegt zu diesem Zeitpunkt bei ca. 25 m, zeigt jedoch für Lamelle 36 im unteren Bereich einen leichten Rückgang; der Beton hat bereits mit dem Ansteifen begonnen. Grund für die Abweichungen der Messkurven ist die deutlich langsamere Betoniergeschwindigkeit von 6,5 m/h bei Lamelle 34 (7,6 m/h). Jedoch kann man analog zu den Messungen für Lamelle 34 mit zunehmender Betonierhöhe einen Verlauf von einem hydrostatischen Frischbetondruck in einen hydrostatischen Suspensionsdruck feststellen. Die Frischbetondruckverteilung am Ende der Betonage der Lamelle 36, zeigt einen annähernd hydrostatischen Frischbetondruckverlauf bis in eine Tiefe von 8,0 m NAP, anschließend knickt die Messkurve ab und geht in eine Kurve mit der Steigung des hydrostatischen Suspensionsdruck über.

In Bild 3.15 sind die maximalen Frischbetondrücke von Lamelle 34 und Lamelle 36 gegenüber ihrer Tiefenlage aufgetragen. Analog zu Bild 3.12 sind in diesem Diagramm die hydrostatische Suspensionsdruckverteilung und die hydrostatische Frischbetondruckverteilung als Referenzkurven enthalten. Es ist deutlich erkennbar, dass in Lamelle 34, hervorgerufen durch die höhere Betoniergeschwindigkeit, die maximalen horizontalen Drücke größer als jene von Lamelle 36 sind. Jedoch kann man einer Tiefenlage von ca. 15 m erkennen, dass die Drücke aus Lamelle 36 höher sind. Begründen lässt sich das durch die starke Reduktion der Betoniergeschwindigkeit in Lamelle 34 im höheren Bereich.

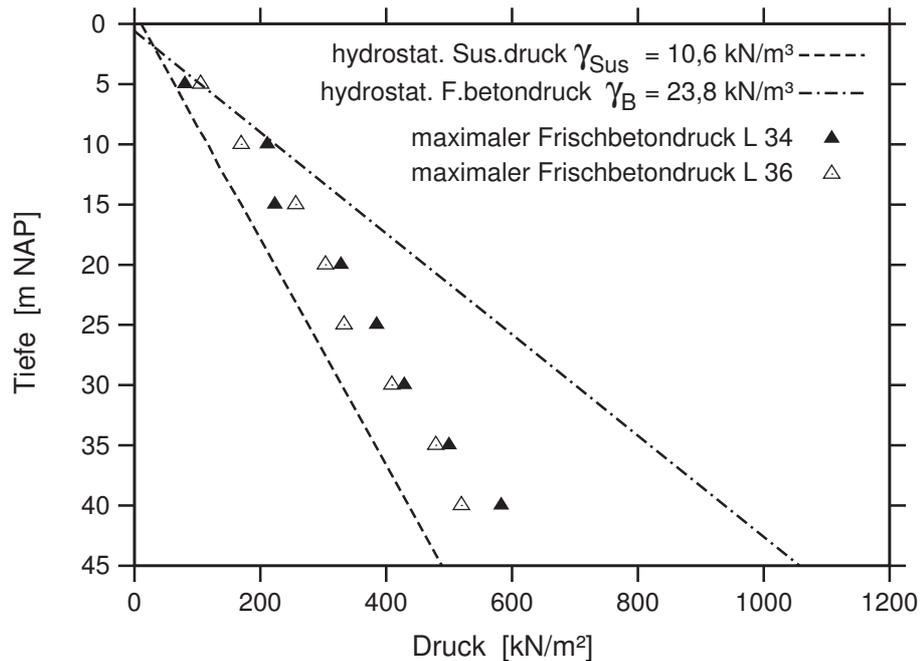


Abbildung 3.15: Zusammenstellung der maximalen Frischbetondrücke über die Tiefe

3.3 Numerische Verfahren zur Berechnung des Frischbetondrucks

In diesem Kapitel wird nun ein numerischer Ansatz mit Hilfe der Finite-Elemente Methode entwickelt, um den Spannungsverlauf während der Betonage von Schlitzwänden darstellen zu können. In 3.1.3 wurden die derzeit bekannten Ansätze zur Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Herstellung von Schlitzwänden dargelegt. Dabei hat Lings einen bi-linearen Verlauf des Frischbetondrucks und eine pauschale Aussage über die kritische Höhe am Ende der Betonage vorgeschlagen. In dem Ansatz nach Loreck ist es möglich mit Hilfe eines numerischen Verfahrens die Spannungszustände während der Betonage zu ermitteln. Er greift hierbei auf gängige Berechnungsmethoden im Hochbau zur Reduktion des Seitendruckbeiwerts, den er in Elementversuchen ermittelt hat, zurück. Die Vor- und Nachteile wurden hierbei dargelegt. Ziel ist es nun mit Hilfe der Finite-Elemente Methode durch die zeitliche Anpassung der Materialparameter, den Spannungsverlauf während der Betonage simulieren zu können.

3.3.1 Beschreibung des Modells und der Materialparameter

Die Berechnungen basieren auf der Finite-Elemente Methode und können, da kein signifikanter räumlicher Einfluss vorhanden ist, 2-dimensional durchgeführt werden. Es wird eine unendlich lange Schlitzwand mit einer Tiefe von 50 m modelliert und in 1 m Segmente aufgeteilt. Das Finite-Elemente-Netz besteht aus 15-knotigen Dreieckselementen. In allen numerischen Analysen wurde der Boden mit dem Parametersatz von locke-

rem Hostun Sand [19] mit dem Hardening-Soil-Modell abgebildet. Der Frischbeton wurde zeitlich abhängig mit Materialparametern mit dem Mohr-Coulomb-Modell beschrieben. Zwischen den Elementen der Schlitzwand und dem Boden wurden keine Interface-Elemente modelliert. Die Simulation des Betoniervorgangs wurde elementweise durchgeführt. Das heißt die Materialparameter wurden pro Element je nach zeitlichem Fortgang der Betonage angepasst.

Für die Simulierung des Frischbetons in Abhängigkeit von der Zeit, wurde der Elastizitätsmodul, die Querdehnzahl und der Reibungswinkel entsprechend verändert.

Der Frischbeton wird anfänglich als Flüssigkeit angesehen, der sukzessive die Parametereigenschaften von Beton annimmt. Für die Steifigkeitsparameter wurde diese Annahme genutzt, um den Anfangszustand abbilden zu können, da Messungen für den Elastizitätsmodul lediglich erst ab 5 Stunden existieren.

Für die **Querdehnzahl** wurde die Abschätzung nach Proske (siehe Gleichung 3.6), abhängig von dem effektiven Erstarrungsende gewählt. Die Querdehnzahl wird dabei anfänglich mit 0,499 angenommen und nichtlinear abnehmend bis zum Erstarrungsende auf den Wert für Beton mit 0,25 gesetzt.

Der **Elastizitätsmodul** wird im frühen Stadium, bevor der Beton das effektive Erstarrungsende $t/t_{E,eff}$ erreicht hat, mit einer Näherung nach Proske und im weiteren Verlauf mit Hilfe eines auf der Grundlage der Versuchsreihen basierenden Ansatzes nach Wierig & Gollasch [96] beschrieben. Für die Versuche wurde ein Portlandzement PZ 45 F (CEM I 42,5) verwendet und im Verhältnis 1 : 0,45 mit Wasser vermischt. Anzumerken ist jedoch hierbei, dass der Portlandzement CEM I deutlich schneller erstarrt, als die Zemente (CEM III), die für die Herstellung von Schlitzwänden genehmigt sind. Die in den Versuchen gemessenen Werte starten ab einer Zeit von ca. 5 h. Diese Zeit wird für die Beschreibung der Steifigkeitszunahme als der Zeitpunkt definiert, an dem der Schlitzwandbeton ein effektives Erstarrungsende erreicht hat.

Mit der für den frühen Zeitraum gewählten Näherungsfunktion nach Proske wird die Steifigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von dem effektiven Erstarrungsende wie folgt beschrieben:

$$E(t) = 0,25 \cdot \exp\left(5 \cdot \frac{t}{t_{E,eff}}\right)^{1,3} \quad [MN/m^2] \quad \text{für} \quad 0 \leq t/t_{E,eff} \leq 1. \quad (3.19)$$

Mit Hilfe dieser Exponentialfunktion mit einem Elastizitätsmodul von $0,25 \text{ MN/m}^2$ beginnend, wird somit die Entwicklung der Steifigkeit im frühen Stadium bis zu dem in den Versuchen von Wierig & Gollasch gemessenen Anfangswert beschrieben. Die Gleichung 3.19 gilt deshalb nur bis zu dem Zeitpunkt $t/t_{E,eff}$. Die weitere Entwicklung der Steifigkeit kann dann für die bezogene Zeit $t/t_{E,eff} > 1$ mit dem Ansatz von Wierig & Gollasch beschrieben werden.

$$E(t) = 12,88 \cdot \ln \cdot t - 23,11 \quad [MN/m^2] \quad \text{für} \quad t/t_{E,eff} > 1. \quad (3.20)$$

Zur Verdeutlichung ist die zeitliche, aus den beiden Ansätzen zusammengesetzte Steifigkeitsentwicklung in der Abbildung 3.16 exemplarisch für $t_{E,eff} = 7 \text{ h}$ in zwei Diagrammen mit zwei verschiedenen Maßstäben dargestellt.

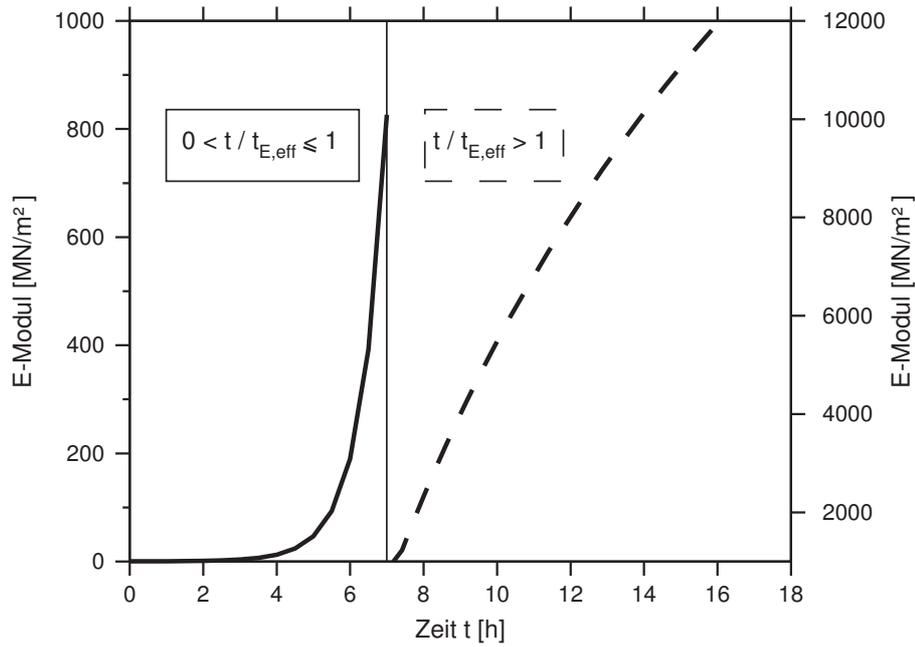


Abbildung 3.16: Zeitliche Entwicklung des E-Moduls nach Proske [58] und Wierig & Gollasch [96]

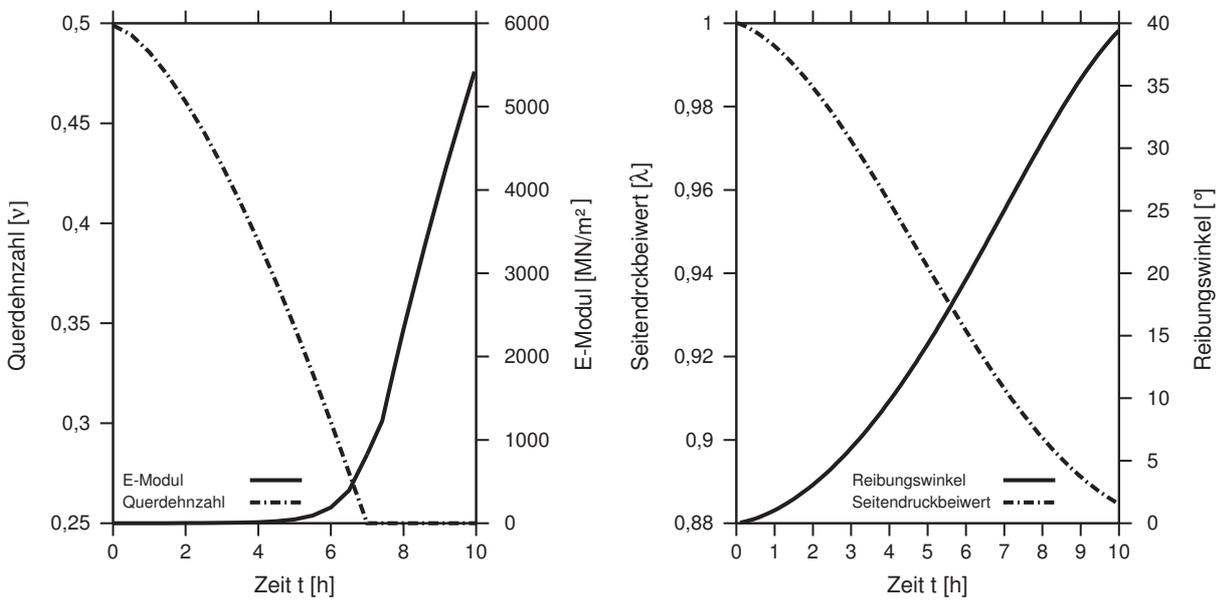


Abbildung 3.17: Zeitliche Entwicklung der Einflussparameter zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften

Für den Ansatz des **Reibungswinkels**, wird auf den in Kapitel 3.1.3 erläuterten, aus der Erddrucktheorie abgeleiteten Ansatz für den Seitendruckbeiwert λ_a zurück gegriffen. Der zeitlich abhängige Reibungswinkel $\varphi(t)_{ges}$ ergibt sich danach aus der Rückrechnung zu:

$$\varphi(t)_{ges} = 2 \cdot (-\arctan \sqrt{\lambda(t)} + 45^\circ) \quad [^\circ]. \quad (3.21)$$

Der zeitlich veränderliche Seitendruckbeiwert wird nach Gleichung 3.18 aus der Versuchsreihe nach Loreck [46] entnommen.

Die zeitliche Entwicklung der vorhergehend erläuterten Parameter zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften ist zusammenfassend, exemplarisch für $t_{E,eff} = 7 \text{ h}$, in Abbildung 3.17 dargestellt.

3.3.2 Berechnung des Frischbetondrucks unter Anwendung der beschriebenen Materialkenngrößen und Vergleich mit Messergebnissen

Um die Eignung der vorab beschriebenen Materialkenngrößen zu bestätigen, werden nachfolgend mittels numerischen Berechnungen die während der Betonage verschiedener Schlitzwandlamellen aufgezeichneten Messergebnissen nachvollzogen. Hierbei werden insgesamt vier Betoniervorgänge mit dem gewählten numerischen Ansatz simuliert. Dabei handelt es sich um die Messungen in Rotterdam, die bereits in 3.2 detailliert vorgestellt wurden. Aus der Literatur wurden zwei weitere Messungen zur Nachrechnung herangezogen, die Schlitzwandherstellung „Lion Yard“ in Cambridge nach [44] und eine Messung, die in Amsterdam durchgeführt wurde [97].

Zwei Schlitzwandlamellen in Rotterdam, Baugrube „Station Blijdorp“

Die Schlitzwand in Rotterdam hat eine Tiefe von 41 m, eine Breite von 1,2 m und ist 8,0 m (Lamelle 34) bzw. 7,3 m (Lamelle 36) lang. Das komplette Messprogramm wird in Kapitel 4 bzw. die Ergebnisse aus der Frischbetondruckmessung in Kapitel 3.2 dargestellt. Bei dieser Baumaßnahme wurde ein Beton mit der Betonfestigkeitsklasse C 20/25 und einem Zement CEM III 42,5 LH HS eingebaut. Die genaue Betonrezeptur ist in Tabelle 3.1 „Schlitzwand 1“ ersichtlich. Als effektives Erstarrungsende wurde $t_{E,eff} = 7 \text{ h}$ gewählt.

Die Betonage der Lamelle 34 dauert acht Stunden, wobei die Betonage durch eine ca. 1,5 h lange Betonierpause unterbrochen wurde. Anfangs wurde mit einer Betoniergeschwindigkeit von ca. 8,66 m/h betoniert, die sich dann bei einer Betoniertiefe zwischen 15 m und 10 m auf 8 m/h reduzierte. Nach der Betonierpause, der Betonlevel lag dabei bei ca. 10 m unter Geländeoberfläche, wurde die Geschwindigkeit auf ca. 5,0 m/h reduziert.

In Abbildung 3.18 sind exemplarisch für zwei Zeitpunkte der Frischbetondruck über die Tiefe dargestellt. Zur Orientierung dient die Kurve des hydrostatischen Suspensionsdrucks. Die ersten Vergleichskurven, die Messung um 16:32 Uhr bzw. das Rechen-

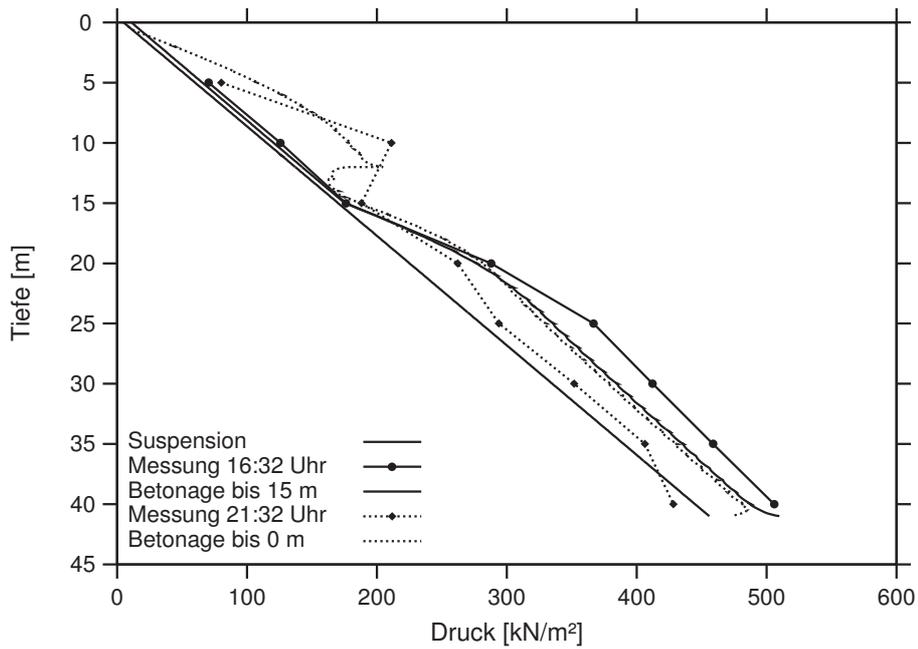


Abbildung 3.18: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

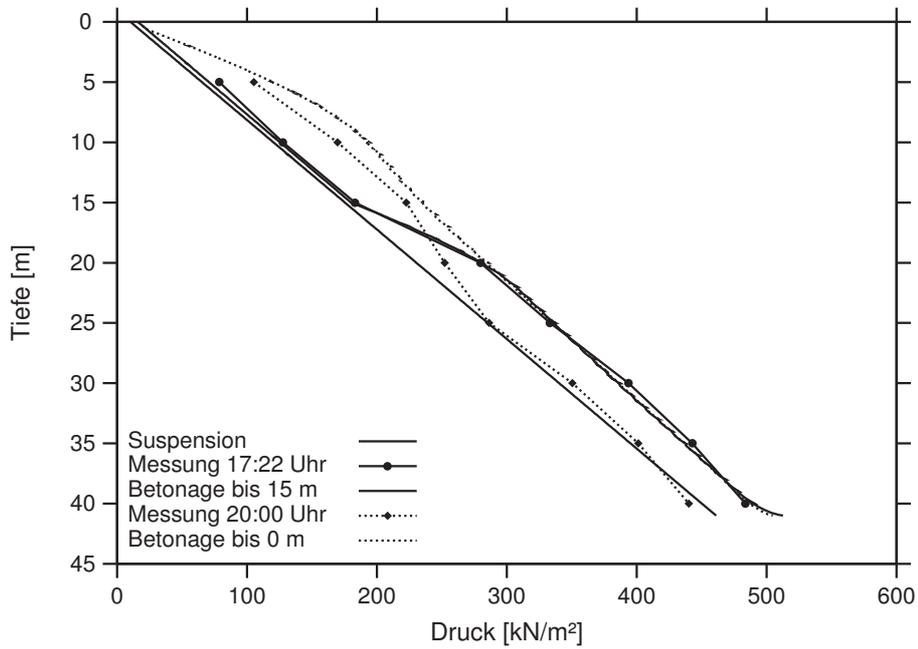


Abbildung 3.19: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 36 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

ergebnis, die Simulation der Betonage bis in eine Tiefe von 15 m mit den genannten Betoniergeschwindigkeiten, zeigen eine gute Übereinstimmung. Die Kurven sind bis in eine Tiefe von ca. 20 m deckungsgleich, die Rechenergebnisse liefern lediglich einen geringeren Druck im tieferen Bereich. Das kann damit zusammenhängen, dass die Suspensionswichte in diesem Bereich etwas höher liegt als in der Rechnung angenommen, hervorgerufen durch Sandregen - in der Tiefenlage ist bei dem Projekt eine sehr mächtige Sandschicht vorhanden. Das Kurvenpaar für den Zeitpunkt direkt nach der Fertigstellung der Schlitzwandlamelle 34, decken sich ebenfalls nahezu. Auch wird aus den Kurven ersichtlich, dass auch die Betonierpause mit diesem Ansatz simuliert werden kann. Im Anhang B, Abbildungen C.2 bis C.6 sind weitere Vergleichskurven für verschiedene Zeitpunkte dargelegt. In der Abbildung C.7 wurden die maximalen Spannungen aus der Rechnung den Maximalwerten der Messung in der jeweiligen Tiefenlage gegenüber gestellt. Der maximale Spannungsverlauf bis in eine Tiefe von ca. 20 m ist nahezu identisch, hingegen im unteren Bereich ist eine Diskrepanz von ca. 30 kN/m^2 zu erkennen, was wie bereits erwähnt, an einem höheren Suspensionsdruck im tieferen Bereich in den Sandschichten liegen kann.

Die Betonage der Lamelle 36 erfolgte nahezu kontinuierlich mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von $6,5 \text{ m/h}$. In Abbildung 3.19 sind ebenso exemplarisch zwei Vergleichskurven gewählt worden, weitere Diagramme finden sich noch im Anhang B, Abbildungen C.8 bis C.10. Hierfür wurden äquivalent zu den Vergleichen von Lamelle 34 der Betonierfortschritt bis in eine Tiefe von 15 m und das Betonierende gewählt. Nachdem knapp zwei Drittel der Lamelle ausbetoniert war, zeigten die Messkurve und die Kurve aus der Simulation quasi Deckung. Am Ende der Herstellung liegt der rechnerische Frischbetondruck etwas höher als die Messergebnisse, im Vergleich zu den Auswertungen von Lamelle 34. Das hängt mit der größeren Betoniergeschwindigkeit in Lamelle 36 am Ende der Betonage zusammen. In Lamelle 34 wurde diese auf ca. $5,0 \text{ m/h}$ reduziert, Lamelle 36 hingegen wurde konstant über die komplette Tiefe mit ca. $6,5 \text{ m/h}$ betoniert. Der Vergleich der maximalen Werte ist in Abbildung C.11 abgebildet. Die Kurven sind nahezu deckungsgleich und spiegeln eine gute Übereinstimmung wieder.

Die Suspension hatte bei diesem Bauprojekt knapp einen Meter Überstand über der Geländeoberkante. Der Suspensionsstand während bzw. insbesondere gegen Ende der Betonage ist nicht bekannt, so dass die Nachrechnungen der Betonage der letzten 5 m kritisch zu bewerten ist.

Die Auswertungen haben gezeigt, dass die Betonage in guter Genauigkeit mit diesem numerischen Verfahren nachgebildet werden kann. Auch ist zu erkennen, dass die Simulation der Betonage von Lamelle 36 deutlich bessere Ergebnisse erzielt hat, was eindeutig an der nahezu gleichmäßigen Betoniergeschwindigkeit und dem reibungslosen Baubetrieb zuzuordnen ist. Jedoch ist es auch möglich, Störungen, die sich während des Baubetriebs einstellen können, zu simulieren, wie man deutlich an der Simulation der Betonierpause an Lamelle 34 erkennen kann.

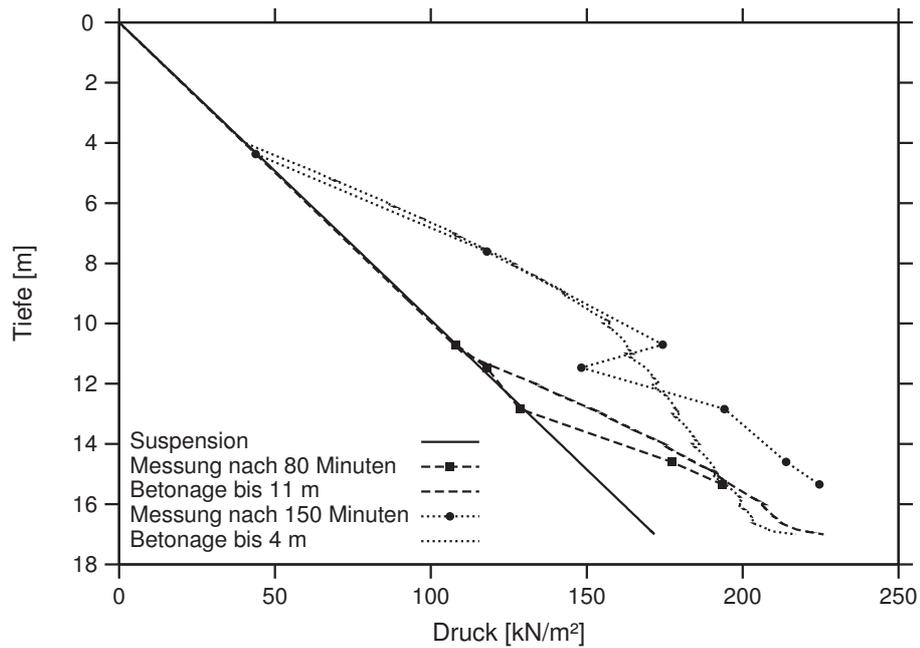


Abbildung 3.20: Frischbetondruckverteilung in Cambridge über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

Schlitzwandlamelle in Cambridge, Baugrube „Lion Yard“

Die Messergebnisse sind von Lings et al. [44] entnommen. Die Schlitzwandlamelle ist deutlich weniger tief und breit als im vorherigen Beispiel, sie liegt bei 17 m Tiefe und bei einer Breite von 5 m. Die Länge der Einzellamelle beträgt äquivalent zu Rotterdam 8 m. Für die Messung des Frischbetondrucks wurden sieben Erddruckmessdosen in Kombination mit sieben pneumatischen Piezometern installiert. Die Messdosen wurden jeweils zwischen der Schlitzwand und dem anstehendem Erdreich eingebaut. Drei Messgeräte Richtung Baugrube (Tiefenlage: 10,7 m, 12,8 m und 15,4 m) und vier davon auf der Rückseite der Schlitzwand in Richtung Baugrund (Tiefenlage: 4,4 m, 7,6 m und 14,6 m). Die Messgeräte wurden an den Bewehrungskörben befestigt. Die Initialmessung ergab, dass die Messgeräte auf Baugrubenseite einen geringeren Suspensionsdruck, ca. 20 kN/m^3 , anzeigten.

Für den Schlitzwandbeton kam ein Portlandzement (70%) mit Flugasche (30%) zum Einsatz. Es wurde für die numerische Modellierung ein effektive Erstarrungsende von $t_{E,eff} = 7 \text{ h}$ gewählt. Die Betoniergeschwindigkeit lag im Mittel bei 5 m/h. In Abbildung 3.20 sind vergleichsweise die Messungen nach 80 Minuten und 150 Minuten mit den Berechnungen, Betonage bis 11 m bzw. Betonage bis 4 m gegenüber gestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Messungen und den Rechenergebnissen. Das Messgerät in der Tiefenlage von 11,47 m zeigt eine nicht nachvollziehbare Messung an. Der Druck ist eindeutig zu gering für die Tiefenlage, eine Druckreduktion in dieser Tiefe und bei diesem Betonierfortschritt ist nicht erklärbar. Aus diesem Grund wird die Messung nicht zu dem Vergleich herangezogen. Im Anhang B ist in Abbildung C.12

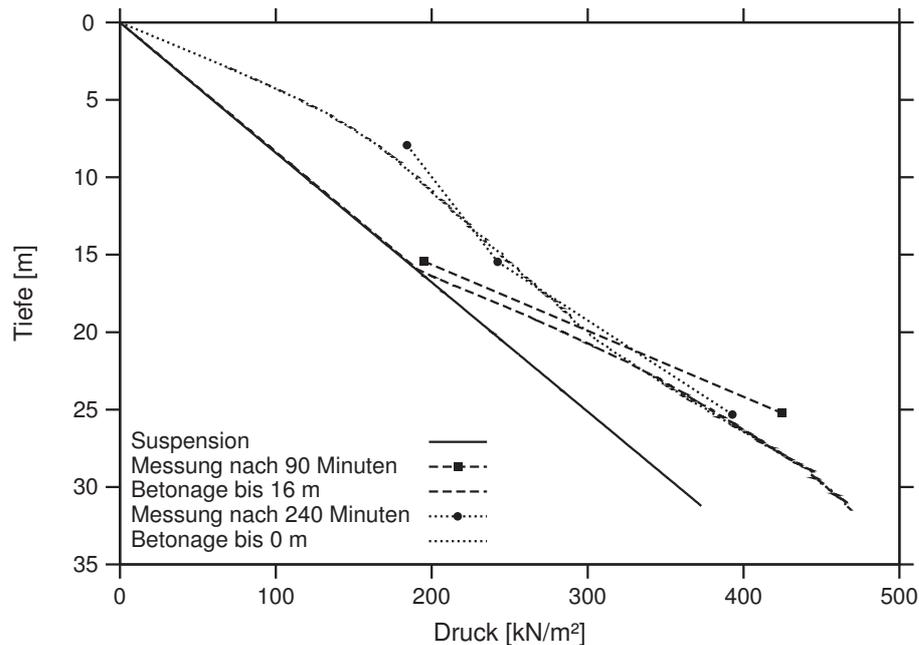


Abbildung 3.21: Frischbetondruckverteilung in Amsterdam über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

das Ergebnis kurz nach der Fertigstellung der Schlitzwand aufgezeigt. Ebenfalls zeigt sich im Vergleich der maximalen Werte (Abbildung C.13), dass der gewählte numerische Ansatz eine gute Übereinstimmung im Spannungsverlauf aufzeigt. Die Ergebnisse der Nachrechnung sind fast deckungsgleich mit den Messwerten.

Schlitzwandlamelle in Amsterdam, Baugrube am „Mondriaan Tower“

Das Messprogramm wurde im Zuge der Erstellung einer neuen Metrotrasse, der „Nord-Südlinie“ in Amsterdam, durchgeführt. Das Projekt sieht vor, einen unterirdischen Haltepunkt mit einem Neubau, dem „Mondriaan Tower“, mit zu integrieren. Die tiefe Baugrube wurde in Schlitzwandbauweise hergestellt und umfangreich messtechnisch untersucht ([97]). Für die Messung des Frischbetondrucks, wurden Piezometer in drei Tiefenlagen angeordnet. Die betreffende Schlitzwand hatte eine Tiefe von 35 m, eine Länge von 2,7 m und eine Breite von 0,8 m. Die Betonrezeptur ist nicht bekannt, es wurde wieder ein effektive Erstarrungsende von $t_{E,eff} = 7 h$ angenommen. Die Betonage der Schlitzwand erfolgte auf den ersten 15 m mit einer relativ hohen Geschwindigkeit von 15 m/h. Danach reduzierte sich der Fortschritt bis in eine Tiefe von 5 m auf 8 m/h, am Ende betrug die Betoniergeschwindigkeit 7 m/h.

In Abbildung 3.21 sind die Messungen nach 90 Minuten und 240 Minuten dargestellt, d.h. bis zu diesem Zeitpunkt wurde bis in eine Tiefe von 16 m betoniert bzw. die Schlitzwand fertig gestellt.

Die Vergleichskurven sind nahezu deckungsgleich, die Messungen zeigen in beiden Fällen einen etwas höheren Frischbetondruck an. Das kann eventuell damit zusammen-

hängen, dass die Suspension einen Überstand hatte und somit der Druck bei den Messungen höher lag.

Zusammenfassend kann man also festhalten, dass die Nachrechnungen der Frischbetondrücke in vier verschiedenen Lamellen gezeigt haben, dass die Spannungen zu verschiedenen Zeitpunkten der Betonage sehr gut abgebildet werden können. Von Vorteil ist insbesondere, dass beim gewählten Ansatz lediglich zwei Parameter, die Betoniergeschwindigkeit und das Erstarrungsende des Betons benötigt werden. Das gewählte numerische Verfahren eignet sich somit gut für eine baupraktische Vorhersage des Frischbetondruckverlaufs in Schlitzwandlamellen.

3.4 Empfehlungen zur Modellierung der Betonage bei Schlitzwänden

In diesem Kapitel werden Empfehlungen ausgesprochen, wie die numerische Modellierung des Betoniervorgangs bei Schlitzwänden durchgeführt werden kann. Zunächst wird die Modellierung des Frischbetons während der Betonage untersucht. Dabei wird vergleichend analysiert, inwieweit sich die Ergebnisse bei der Modellierung mittels Spannungsansatz von denen mit Modellierung mit Hilfe von Materialparametern unterscheiden, und die jeweiligen Rechenergebnisse mit Messwerten verglichen.

Mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen wird weiter untersucht, wie die Modellierung effektiv und einfach gestaltet werden kann. Ziel hierbei ist es zu überprüfen, wie weit die einzelnen Arbeitsvorgänge in weitere Einzelschritte zerlegt werden müssen. Die Intention der Studien ist, Empfehlungen für Anwender zu erarbeiten, wie möglichst einfach und schnell die Modellierung des Betoniervorgangs von Schlitzwänden durchgeführt werden kann.

3.4.1 Modellierung des Frischbetons

Bei den nachfolgenden Vergleichsberechnungen mit verschiedenen Modellierungsansätzen des Frischbetons während der Betonage von Schlitzwänden soll primär untersucht werden, mit welchem Ansatz die Verformungen, die sich aus dem Herstellungsvorgang im umliegenden Erdreich einstellen, am besten nachvollziehen lassen. Dazu wird der sich in der Struktur und Festigkeit zeitlich verändernde Frischbeton bei der Simulation der Betonage verschieden modelliert.

Zunächst wird die Eignung des Materialansatzes betrachtet. Hierbei wird in Abhängigkeit von der Zeit der Beton mit Materialparametern beschrieben. Der Ansatz wurde bereits in Kapitel 3.3.1 ausführlich beschrieben. Im nächsten Schritt werden dann der Spannungsansatz nach Lings et al. vergleichend betrachtet, bei dem der Herstellungsvorgang mit Hilfe von Ersatzspannungen modelliert wird, wobei allerdings dazu die Kenntnis der kritischen Höhe notwendig ist.

Um einen „objektiven“ Vergleich zwischen den zwei Methoden vornehmen zu können, werden Messdaten, die während der Herstellung einer Schlitzwand durchgeführt wur-

den, zu Hilfe genommen. Dazu wird auf Messungen von dem Projekt „Station Blijdorp“ in Rotterdam zurückgegriffen. Bei diesem Projekt ist die Betoniergeschwindigkeit, die Zusammensetzung des Betons und der Frischbetondruck aus der Betonage und somit die kritische Höhe bekannt. Damit sind alle Randbedingungen für beide Ansätze hinreichend bekannt. Darüberhinaus sind auch die Materialparameter für den Untergrund ausreichend untersucht, so dass eine Modellierung des Materialverhaltens der Bodenschichten ebenfalls gut möglich ist. Teile des Messprogramms und zwar der Frischbetondruck wurden schon vorgestellt, einen Einblick und Details finden sich in Kapitel 4.

Für die Untersuchung wurde die Herstellung der Lamellen 32 bis 34 nachvollzogen. Mittig von Lamelle 34 wurden die Frischbetondruckmessungen und in einem Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand wurden Inklinometermessungen ausgeführt. Details zu der dreidimensionalen Modellierung mit Hilfe der FE-Methode finden sich im Kapitel 6. Bei dem Materialansatz wurde der Betoniervorgang für die Lamellen 32 und 33 mit einer kontinuierlichen Betoniergeschwindigkeit von $v = 6\text{m/h}$ modelliert.

Für Lamelle 34 wurde der Betonierfortschritt, wie detailliert in Kapitel 3.2 bzw. 3.3.2 beschrieben, simuliert. Als Spannungsansatz wurde eine Druckfigur nach dem bi-linearen Ansatz nach Lings et al. mit einer kritischen Höhe von jeweils 7 m gewählt. Die Betonage wurde im ersten Fall in 41 Schritten durchgeführt (der 41 m tiefe Schlitz wurde in 1 m Segmente eingeteilt) und beim Spannungsansatz in 8 Schritten. In Abbildung 3.22 sind die Ergebnisse der FE-Rechnungen für die beiden Varianten und die Messungen abgebildet. Dazu werden die relativen horizontalen Verformungen des Bodens, die aus der Betonage von Lamelle 34 resultieren, in einem Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand gegenübergestellt.

Es ist klar ersichtlich, dass die Verformungen, die aus der Berechnung mit dem Spannungsansatz resultieren, näher an den Messergebnissen liegen, als die Ergebnisse aus dem Materialansatz. Die Verformungen die sich aus den Berechnungen des Materialansatzes ergeben, sind ca. 50% geringer als der Spannungsansatz. Zur generellen Überprüfung, dass der Materialansatz auch in allen Fällen geringere horizontale Verformungen bei der Betonage hervorruft, wurde ergänzend ein Testschlitz modelliert. Hierzu wurden eine Schlitzwand mit einer Tiefe von 20 m dreidimensional modelliert. Als Untergrund wurde der Rotterdamer Klei gewählt, dessen Materialverhalten mit dem HS-Modell abgebildet wurde. Das Grundwasser wurde bis 2 m unterhalb der Geländeoberfläche angenommen. Für die Modellierung der Betonage wurde für den Spannungsansatz eine kritische von Höhe von 5 m gewählt. Für den Materialansatz wurde eine Betoniergeschwindigkeit von 4 m/h gewählt (siehe dazu Kapitel 3.4.5). Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.23 dargestellt. Die horizontalen Verformungen betragen bei dem Materialansatz nur ca. zwei Drittel der horizontalen Verformungen des Spannungsansatzes.

Diese Untersuchungen haben damit ergeben, dass die mittels Spannungsansatz ermittelten Verformungen näher an den gemessenen Werten liegen. Der Materialansatz hat hingegen zu geringe Verformungen im Erdreich hervorgebracht. Sofern insbesondere Verformungen bei der Betonage von Schlitzwänden von Bedeutung sind, sollte der Spannungsansatz für die Modellierung des Betoniervorgangs bei Schlitzwandlamellen

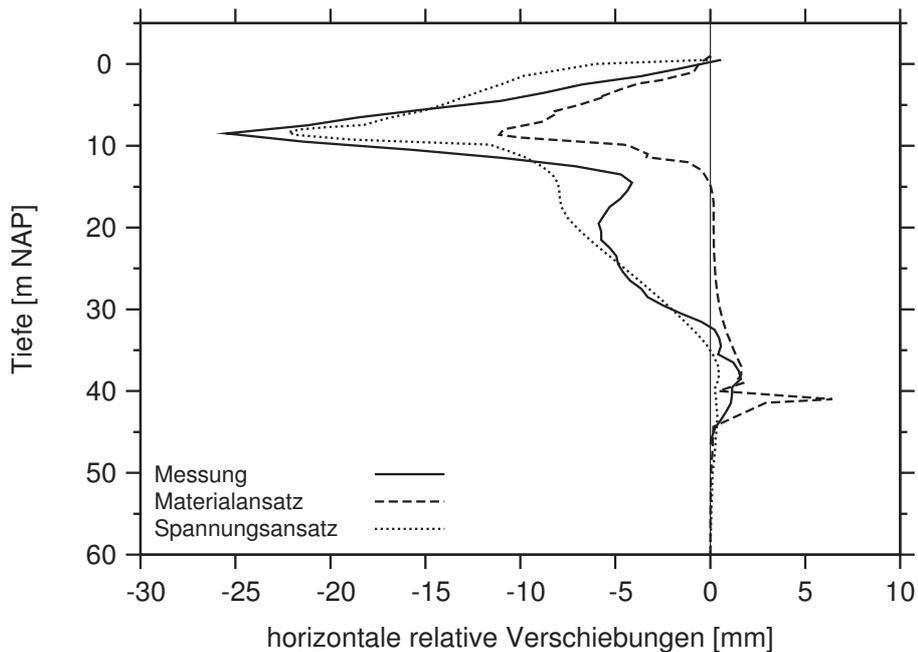


Abbildung 3.22: Vergleich der relativen horizontalen Verformungen nach der Betonage von Lamelle 34

herangezogen werden. Zur Beschreibung des Betonagefortgangs eignet sich dagegen der Ansatz dann, wenn möglichst genau der Spannungszustand ermittelt werden soll.

3.4.2 Modellierung und Simulation des Betonagevorgangs bei Schlitzwänden mit dem Spannungsansatz

Nachdem die Modellierung des Materials Frischbeton während der Betonage im vorherigen Kapiteln diskutiert wurde, richtet sich der Schwerpunkt nun auf die Simulation des Betoniervorgangs an sich bei Schlitzwänden. Wie bereits in Kapitel 2 und 6 noch untermauert („WIP-Simulation“), ist es unabdingbar den Herstellungsvorgang der Schlitzwand genau zu simulieren, um die Veränderungen der Spannungen und Verformungen im Boden erfassen zu können, die in den meisten Fällen signifikant und damit nicht vernachlässigbar sind.

Im Folgenden wird deshalb untersucht, ob der Betoniervorgang in „Einzelschritten“ simuliert werden muss oder ob ein „großzügiger“ Austausch der Stützsuspension gegen den Beton zulässig ist.

Hierzu wird die Betonage einer Schlitzwand mit einer Tiefe von 20 m dreidimensional modelliert. Als Untergrund wurde wiederum der Rotterdamer Klei und der Hostun Sand gewählt, deren Materialverhalten mit dem HS-Modell abgebildet wurde. Die Randbedingungen sind gleich dem Testschlitz von Kapitel 3.4.1. Für die Modellierung der Betonage wurde der modifizierte Spannungsansatz mit einer kritischen Höhe von 5 m gewählt. Für die Suspension wird die Wichte mit $\gamma_{Sus} = 11 \text{ kN/m}^3$ und eine Wichte für den Frischbeton mit $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Wie bereits schon beim Schlitzvorgang

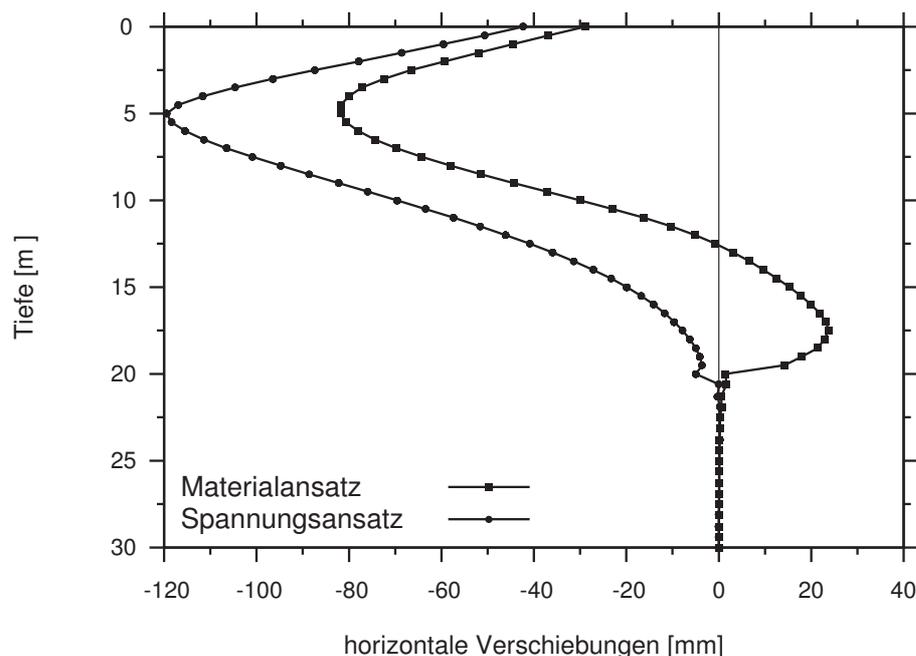


Abbildung 3.23: Vergleich der relativen horizontalen Verformungen bei einer Testlamelle

untersucht, werden die Anzahl der Schritte für die Betonage variiert und anschließend die horizontalen Verformungen miteinander verglichen. Untersucht wurden insgesamt vier Variationen. Dabei wurde die Modellierung der Betonage in einem Schritt, in 5, 10 und 20 Schritten ausgeführt. Das bedeutet, dass 20 m Betonage in einem Schritt (also der gesamte Schlitz) modelliert wurde, bzw. der Herstellungsvorgang in 5 (10, 20) Schritten mit jeweils 4 m (2 m, 1 m) Zuwachs an Betonierhöhe variiert wurde.

In Abbildung 3.24 sind die horizontalen Verformungen für den Klei in Abhängigkeit von der Modellierung vergleichend dargestellt. Die Ergebnisse für den nichtbinden Boden sind im Anhang C, Abbildung C.14 ersichtlich. Die Kurven liegen nahezu deckungsgleich übereinander, nur im Bereich der maximalen Verformungen sind kleine Abweichungen vorhanden. Die Abweichungen sind jedoch so gering - sie liegen bei 8 kN/m^2 - so dass diese vernachlässigt werden können. Als Ergebnis ist deshalb festzuhalten, dass die Modellierung der Betonage einer Schlitzwand in einem Schritt erfolgen kann und nicht sukzessive in mehreren Schritten modelliert werden muss. Es ist somit ausreichend, den modifizierten bi-linearen Spannungsansatz für die Simulation der Betonage anzusetzen, um diesen Herstellungsschritt hinreichend genau abzubilden.

3.4.3 Druckverlauf im Frischbeton über die Schlitztiefe

Zunächst wird der in der Praxis übliche Ansatz von Lings mit dem bi-linearen Verlauf nochmals aufgegriffen und mit den vorgestellten Ergebnissen der bereits bekannten und neuen Messungen verglichen. Für die Messungen ausgewertet von Lings et al. sei auf Abbildung 3.8 verwiesen. Hierbei soll nur kurz auf die kritische Höhe eingegangen wer-

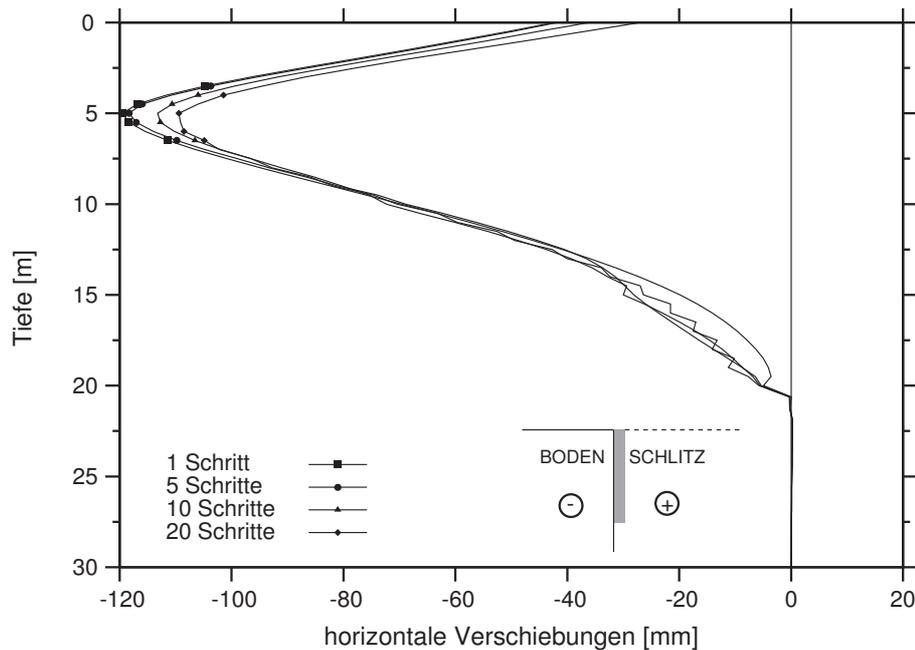


Abbildung 3.24: Horizontale Verformungen in Abhängigkeit der Modellierung im Klei

den. Aus den idealisierten Frischbetondruckverläufen resultiert in allen drei Messungen eine kritische Höhe von ca. 5 m bis 10 m. Die Betoniergeschwindigkeit ist nur bei dem Bauvorhaben „Lion Yard“ in Cambridge mit $v=5$ m/h bekannt. Lings et al. stellen einen Zusammenhang zwischen der Schlitzwandtiefe und der kritischen Höhe aus diesen drei Projekten her, in dem sie das prozentuale Verhältnis der kritischen Höhe zur Tiefe mitteln und somit insgesamt die kritischen Höhe zu einem Drittel der Schlitzwandtiefe ableiten. Nach Meinung der Autorin ist dieses Vorgehen nicht korrekt und auch nicht auf andere Bauvorhaben übertragbar, da die wesentlichen Faktoren für die Ausbildung der kritischen Höhe in der Betoniergeschwindigkeit und im Abbindeverhalten des Betons liegen und unabhängig von der Schlitzwandtiefe sind. Die These von Lings et al. wird auch bei den aktuellen Messungen in Rotterdam widerlegt. Bei diesem Projekt wurden an zwei Schlitzwandlamellen mit gleicher Tiefe Messungen durchgeführt, die kritische Höhe jedoch ist aufgrund der verschiedenen Betoniergeschwindigkeiten nicht identisch.

Für den Vergleich der Messungen in Rotterdam wurden die maximalen Frischbetondrücke aufgetragen und diese mit dem bi-linearen Ansatz nach Lings angenähert. In der Abbildung 3.25 sind nun getrennt nach Lamellen die Ergebnisse dargestellt.

Auch bei diesen Messungen kann man in Form des bi-linearen Ansatzes den Frischbetondruckverlauf idealisieren. Die kritische Höhe kann bei Lamelle 34 zu ca. 8 m angesetzt werden, bei Lamelle 36 zu ca. 7 m. Die Unterschiede resultieren aus den unterschiedlichen durchschnittlichen Betoniergeschwindigkeiten. In Lamelle 34 lag diese bei ca. 7,6 m/h, in Lamelle 36 bei ca. 6,5 m/h. Zusätzlich sind in den Diagrammen der bi-linearen Ansatz nach Lings et al. dargestellt. Nach Lings et al. hätte sich eine kritische Höhe von ca. 13 m ergeben müssen, was nur mit einer deutlich größeren Betonierge-

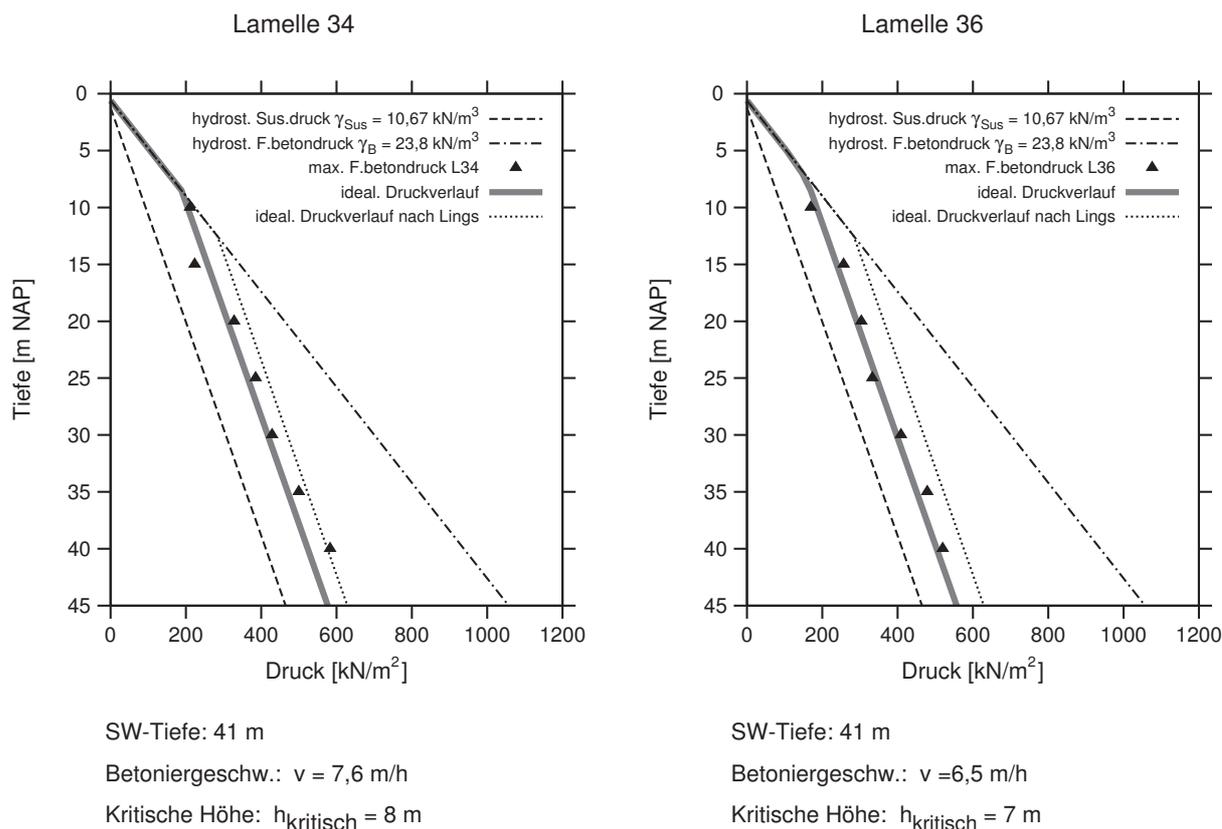


Abbildung 3.25: Zusammenstellung der maximalen Frischbetondrücke über die Tiefe für die Messungen in Rotterdam

schwindigkeit (ca. 14 m/h, siehe Kapitel 3.4.5) möglich gewesen wäre.

Die Auswertungen zeigen klar, dass eine Näherung des Spannungszustandes nach der Betonage gut mit einem bi-linearen Verlauf nachgebildet werden kann, jedoch die Annahme von Lings et al., dass die kritischen Höhe ein Drittel der Schlitzwand beträgt, hier nicht zutreffend ist.

3.4.4 Bedeutung der kritischen Höhe

Wie im vorherigen Kapitel erläutert, können mit dem bi-linearen Ansatz nach Lings et al. auch die neuen Messungen in Rotterdam gut nachgebildet werden. Abweichungen ergeben sich jedoch im Ansatz der Größe der kritischen Höhe. In diesem Kapitel soll nun gezeigt werden, welche Bedeutung diese Kenngröße auf das Verformungsverhalten im anliegenden Erdreich hat. Um den nicht zu vernachlässigenden Effekt und die Bedeutung der kritischen Höhe zu verifizieren, wurde dafür ein Testschlitz mit Hilfe der FE-Methode modelliert und eine dreidimensionale Berechnung durchgeführt. Die Betonage des 20 m tiefen Schlitzes erfolgte mit dem bi-linearen Spannungsansatzes nach Lings, wobei die kritische Höhe zwischen 4 m bis 10 m variiert wurde. Das entspricht einer Betoniergeschwindigkeit von ca. 3 m/h bis ca. 10,5 m/h (siehe Kapitel 3.4.5). Als

Untergrund wurde der weiche Klei aus Rotterdam gewählt (Materialparameter siehe Tabelle 2.1) und dieser mit dem HS-Modell nachgebildet.

In Abbildung 3.26 sind die horizontalen Verformungen, die sich jeweils aus den verschiedenen Ansätzen ergeben, dargestellt.

Die Berechnungen zeigen deutlich, dass die Größe der kritischen Höhe einen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Bodens hat. Es wurde bewusst ein weicher, bindiger Boden gewählt, um die Bedeutung der kritischen Höhe klar herauszuarbeiten. So treten etwa um den Faktor vier unterschiedliche Verschiebungen beim Vergleich der Ansätze von $h_{krit} = 4\text{ m}$ und $h_{krit} = 10\text{ m}$ auf. Hierbei ist in der Tiefe von 10 m eine Spannungsdifferenz von ca. 80 kN/m^2 vorhanden, die unter anderem diesen großen Verformungsunterschied hervorruft. Wenn man den Empfehlungen von Lings et al. folgen würde und würde die kritische Höhe zu einem Drittel der Schlitzwandtiefe mit $h_{krit} = 6,7\text{ m}$ annehmen, dann würden verglichen mit den Verformungen des Ansatzes $h_{krit} = 10\text{ m}$ die horizontalen Verformungen nur bei zwei Drittel des Maximalwertes liegen.

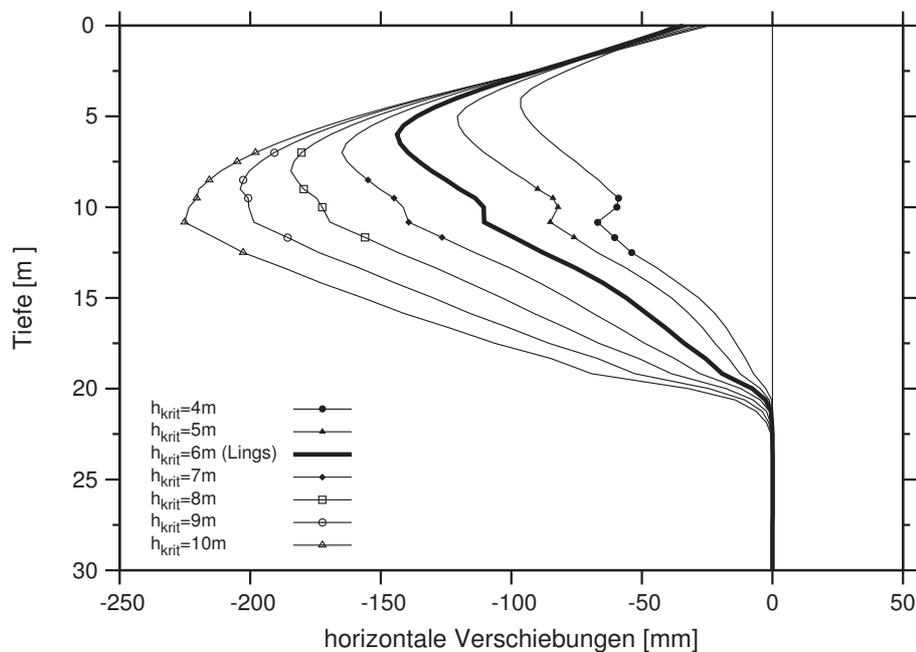


Abbildung 3.26: Einfluss der kritischen Höhe auf das Verformungsverhalten

3.4.5 Empfehlungen für den Ansatz der kritischen Höhe

Wie die vorherigen Kapitel gezeigt haben, kann für die Modellierung der Betoniervorgangs bei FE-Rechnungen auf den bi-linearer Spannungsansatz zurückgegriffen werden. Dieser schließt die maximalen Frischbetondrucke während der Betonage mit ein und wie in Kapitel 3.4.2 ausgeführt, ist der Endzustand und somit auch die Modellierung in einem Schritt ausreichend. In diesem Abschnitt soll nun der Ansatz für die kritische Höhe,

die wie zuvor gezeigt, eine signifikante Bedeutung hat, diskutiert und mögliche Lösungen dargestellt werden, damit vorab in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit und des Abbindeverhaltens des Betons eine Aussage bezüglich ihrer Größe getroffen werden kann.

Zur Bestimmung der Größe der kritischen Höhe werden nachfolgend numerische Variationsberechnungen ausgeführt, um daraus eine Systematik ableiten zu können. Bezüglich der Druckverteilung im Frischbeton wird hierbei auf den numerischen Ansatz, der in Kapitel 3.3.1 vorgestellt wurde, zurück gegriffen. Die Variationen der verschiedenen Randbedingungen (Betoniergeschwindigkeit und Abbindeverhalten) erfolgten an der unendlich langen Schlitzwand mit einer Tiefe von 50 m (Modellierung erfolgte demzufolge zweidimensional). Im Modell wurde der Suspensionsstand an der Geländeoberkante angenommen und die Wichte der Suspension betrug $\gamma_{Sus} = 11 \text{ kN/m}^3$, die des Frischbetons $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$.

Es wurden Berechnungen der Betonage des Schlitzes mit Betoniergeschwindigkeiten zwischen 3 m/h und 15 m/h und verschiedene Betone, mit einem effektiven Erstarrungsende des Zements zwischen $t_{E,eff}=5 \text{ h}$ bis $t_{E,eff}=7 \text{ h}$, ausgeführt. Die Bandbreite der Betoniergeschwindigkeiten ergeben sich aus der Begrenzung nach DIN EN 1538 [23] (minimale Betoniergeschwindigkeit $v = 3 \text{ m/h}$) und die obere Grenze aus baubetriebstechnischer Sicht.

Mit insgesamt 39 numerischen Berechnungen wurde der Druckverlauf des Frischbetons im Schlitz für die genannten Randbedingungen bestimmt. Die kritische Höhe für die einzelnen Ergebniskurven wurden dadurch bestimmt, dass grafisch Tangenten parallel zum hydrostatischen Suspensionsdruckverlauf und zum hydrostatischen Frischbetondruckverlauf zum Schnitt gebracht wurden. Die Ergebnisse dieser grafischen Auswertung sind in Abbildung 3.27 aufgetragen. Erwartungsgemäß spielt im Gegensatz zu Lings et al. die Schlitzwandtiefe keine Rolle, da sich der Frischbetondruck erst im letzten Betonierschritt, die Betonage bis zur Geländeoberkante auswirkt. Ferner ist der Einfluss des effektiven Erstarrungsendes ($t_{E,eff}=5 \text{ h}$ bis $t_{E,eff}=7 \text{ h}$) relativ untergeordnet, so dass dies für die kritische Höhe ohne Bedeutung ist. Mit ausreichender Genauigkeit können deshalb die drei auf die Erstarrungszeit bezogenen Kurven gemittelt werden und die kritische Höhe in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit v [m/h] mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$y(v) = 0,78 \cdot v + 1,78 \quad [m]. \quad (3.22)$$

Die Empfehlung wird nun an zwei Messungen verifiziert. Dabei werden Nachrechnungen der Betonage von Projekten verglichen, deren Betoniergeschwindigkeit nahezu gleichmäßig verlaufen sind. Zum einen die Schlitzwandlamelle 36 in Rotterdam und zum anderen die Lamelle in Cambridge.

In Cambridge erfolgte die Betonage mit einer Geschwindigkeit von ca. 5 m/h. Daraus resultiert nach Gleichung 3.22 eine kritische Höhe von 5,7 m. Aus den Messungen während der Betonage haben Lings et al. mit ihrem bi-linearen Ansatz nach Lings eine kritische Höhe von ca. 5 m abgeleitet. Die Lamelle 36 in Rotterdam wurde fast kontinuierlich mit einer Geschwindigkeit von 6,5 m/h betoniert und mit dem bi-linearen Ansatz

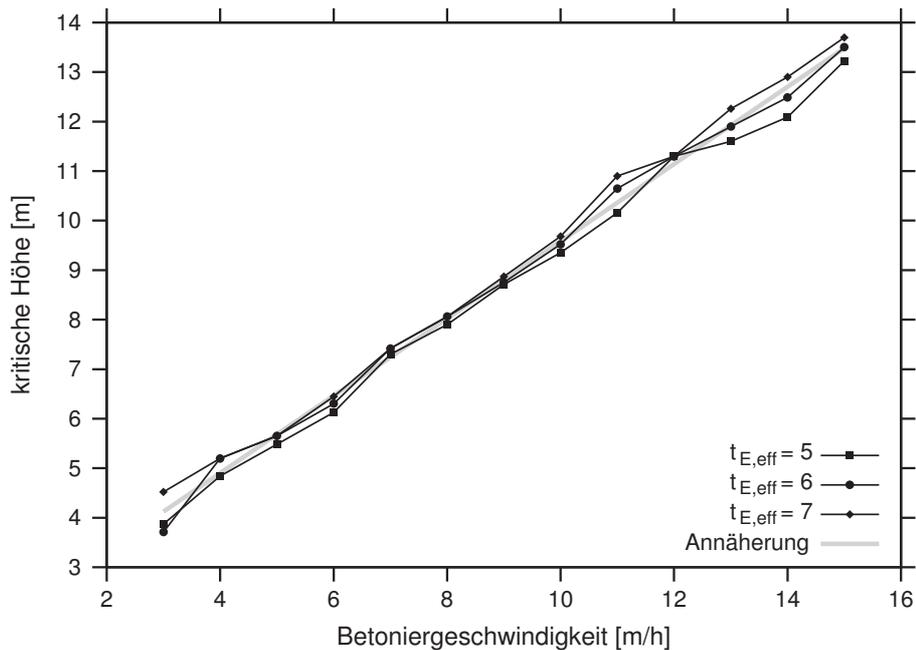


Abbildung 3.27: Kritische Höhe in Abhängigkeit von der Betoniergeschwindigkeit und dem effektiven Erstarrungsende $t_{E,eff}$

lässt sich eine kritische Höhe von ca. 7 m ermitteln. Nach obiger Gleichung ergibt sich in diesem Fall aus der numerischen Fallstudie eine kritische Höhe von 6,9 m.

Beide Ergebnisse bestätigen, dass die numerischen Untersuchungen mit Hilfe der FE-Methode plausible, auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern und somit mit hinreichender Genauigkeit einen Ansatz für die kritische Höhe geben.

3.4.6 Schlussfolgerungen

Mit Hilfe numerischer Berechnungen wurde die Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Betonage von Schlitzwänden untersucht. Um den Herstellungsvorgang simulieren zu können, muss der Spannungsansatz, der sich während des Herstellungsprozess einstellt, bekannt sein. Meist wird dafür auf den aus der Literatur bekannte bi-linearen Ansatz nach Lings et al. zurück gegriffen, der für den Endspannungszustand der Betonage zutrifft. Neue Messungen haben den bi-linearen Verlauf zwar bestätigt, jedoch die Größe der kritischen Höhe, also den Knick zwischen dem hydrostatischen Frischbetondruckverlauf und dem Suspensionsdruck im Drittel der Schlitzwandhöhe nicht bestätigt. Von Loreck wurde eine numerische Methode entwickelt, mit der der Spannungsverlauf während der Betonage berechnet werden kann. Nachteilig an diesem Ansatz ist die hohe Anzahl der Parameter zur Beschreibung des Druckverlaufs. Im Zuge dieser Arbeit wurde nun ein numerischer Ansatz mit Hilfe der FE-Methode entwickelt, mit dem der Frischbetondruck während der Betonage von Schlitzwänden beschrieben werden kann. Dieser Ansatz wurde an Messungen verifiziert.

In weiteren Untersuchungen wurde auch nachgewiesen, dass für die praktische Durch-

führung der Berechnung der Spannungsansatz zur Simulation des Frischbetondrucks besser geeignet ist als der Materialansatz, das dieser im Vergleich zum Materialansatz bessere Übereinstimmungen im Verformungsverhalten des anliegenden Baugrunds ergibt. Bedeutsam ist auch das Ergebnis, dass es ausreichend ist, die Betonage in einem Schritt mit dem bi-linearen Ansatz zu Modellieren, um die maximalen Verschiebungen in einer FE-Berechnung abbilden zu können. Darüber hinaus wurde in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit Empfehlungen für die Größe der kritischen Höhe gegeben. Mit den genannten Hinweisen ist eine hinreichend genaue Prognose des Verformungsverhaltens des Baugrunds möglich, ohne dabei den Bauablauf detailliert zu kennen.

Kapitel 4

Feldmessungen Rotterdam

4.1 Vorstellung des Messprogramms

Das messtechnische Untersuchungsprogramm wurde im Rahmen eines Forschungsprojekts durchgeführt. Dafür wurde ein Bauvorhaben in Rotterdam, Niederlande ausgewählt. Bei diesem Projekt, auch „Statenwegtracé“ genannt, werden zwei Tunnelröhren im Zentrum von Rotterdam für eine neue Eisenbahnverbindung hergestellt. Die tiefe Baugrube für die Haltestation „Blijdorp“ wird in Schlitzwandbauweise ausgeführt. Im Bereich von fünf ausgewählten Schlitzwandlamellen wurde ein umfangreiches Messprogramm installiert, mit dem der komplette Bauablauf von der Herstellung der Schlitzwände bis zum Aushub der Baugrube erfasst werden konnte.

Der Baugrundaufbau entlang der Strecke Statenwegtracé ist vereinfacht in einem geologischen Längsprofil in Abbildung 4.1 dargestellt. Die zuoberst anstehenden anthropogenen Ablagerungen bestehen zum größten Teil aus Sanden, die in den zwanziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts in Rotterdam-Blijdorp aufspült wurden, um das Gebiet bebaubar zu machen.

Die darunter folgende, so genannte Westland Formatie setzt sich aus holozänen Ton- und Torflagen zusammen. Es handelt sich dabei um fluviale, sehr heterogene Ablagerungen, wobei die Übergänge von Tonen zu organischen Böden fließend sind. Die folgenden pleistozänen Sandlagen werden auch als Formatie van Kreftenheye bezeichnet und bestehen aus groben bis sehr groben Sanden, örtlich auch aus z.T. kantigen Kiesen. Die darunter folgende Formatie van Kedichem besteht aus den pleistozänen Wechsellagen von Sand, Lehm, Ton und Torf. Der Grundwasserspiegel steht im Mittel über die ganze Strecke gesehen bei ungefähr -2,5 m NAP an.

Bei der Station Blijdorp besteht der Baugrund aus einer ca. 4 m bis 5 m mächtigen Auffüllung aus Sand. Darunter steht eine ca. 10 m bis 14 m mächtige Weichschicht aus Wechsellagen von Tonen und Torfen an. Diese Ton- und Torflagen stammen aus dem Holozän und werden von einer 18 m bis 21 m mächtigen Sandschicht aus dem Pleistozän unterlagert. Darunter folgen Wechsellagen aus Sand, Lehm, Ton und Torf mit unterschiedlicher Mächtigkeit, die ebenfalls aus dem Pleistozän stammen. Der Grundwasserspiegel steht im Mittel ca. 1,9 m unter NAP an.

Die Abmessungen der Baugrube Station Blijdorp betragen: Länge 126 m, Breite 24 m (Achsabstand) sowie Tiefe 21,5 m. Die Schlitzwände sind, bei einer Dicke von 1,2 m bzw. 1,5 m (nicht im Bereich des Messprogramms), 41,5 m tief. Der Abstand der vorhandenen Bebauung beträgt zum Teil weniger als 10 m. Der Bauablauf sieht aufgrund der Lage

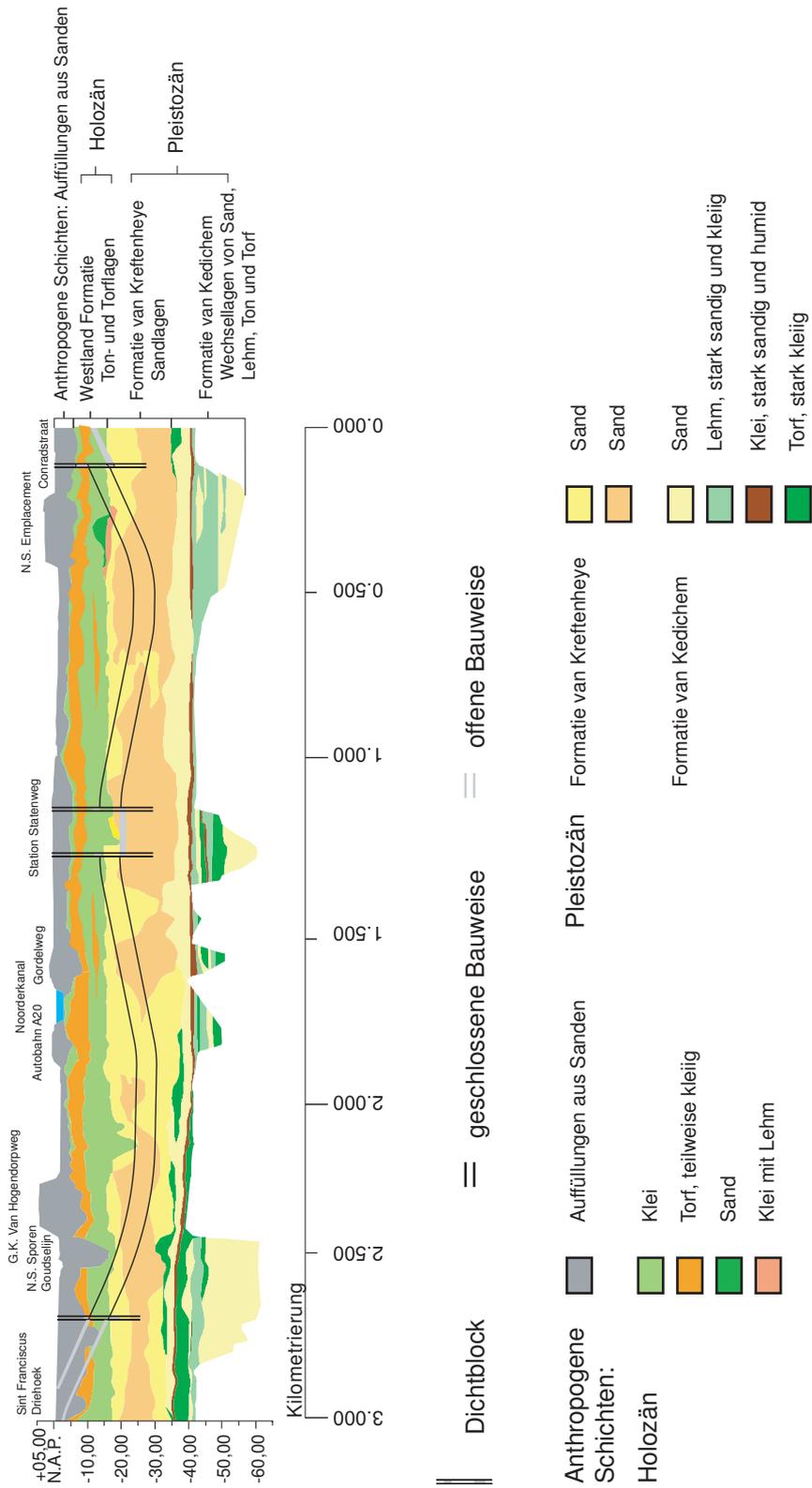
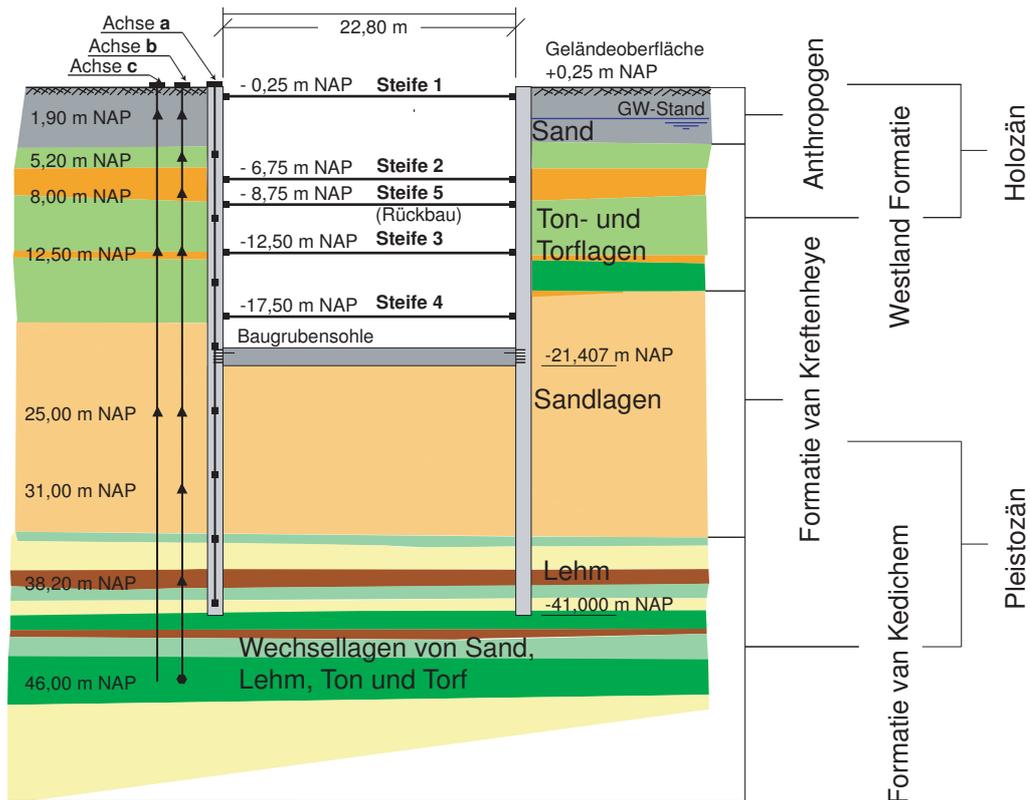


Abbildung 4.1: Geologisches Längsprofil der Statenwegtracé



Achse a: Druckgeber und Temperaturmesser / 2-fach Inklinometer (während Baugrubenaushub)
 Achse b / c: 2-fach Inklinometer / 8-fach Extensometer / Piezometer / Druckgeber

- Oberflächenmesspunkte
- Druckgeber / Temperaturmesser
- ▲ Extensometer / Piezometer / Druckgeber
- Extensometer

Abbildung 4.2: Geologischer Querschnitt durch die Baugrube mit Darstellung des Messprogramms

der Baugrube in den weichen Schichten des Holozäns eine vierfache Aussteifung der Baugrube vor. Beim Bau der Station in der Baugrube musste eine weitere Steifenlage aufgrund einer notwendigen Umsteifung eingebaut werden (vgl. Abb. 4.2).

Das Messfeld ist in ein Raster mit fünf Achsen (Achse a-e) parallel und mit sieben Achsen (Achse I-VII) orthogonal zur Schlitzwand eingeteilt. Die Achsen I bis VII haben einen konstanten Abstand von 3,95 m und beginnen bei Lamelle 36. Die Rasterabstände in den Achsen a bis e, beginnend mittig in der Lamellenachse, variieren zwischen 2,5 m und 11,8 m, wobei die Abstände von der Baugrube Richtung Bebauung deutlich größer werden.

In den Schnittpunkten der Achsen werden die Verformungen der Oberflächenpunkte mit Hilfe eines Tachymeters geodätisch erfasst. Die Messungen im Baustellenbereich erfolgten digital (Achse a-c), ausserhalb des Bauzauns (Achse d-e) werden die vertikalen

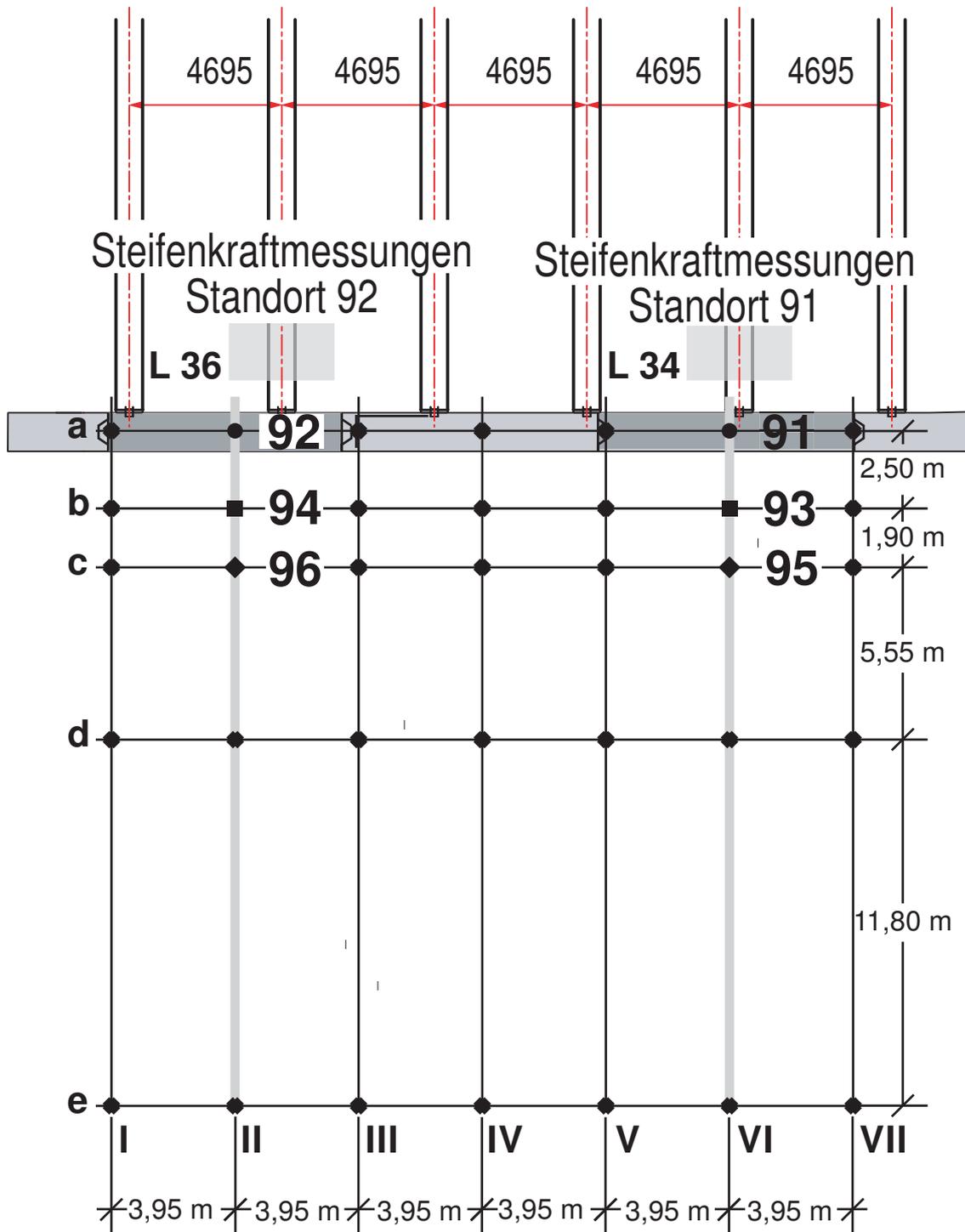


Abbildung 4.3: Lageplan der Messpunkte

Bewegungen analog gemessen. Eine Übersicht über die gesamte Messinstallation (Lageplan) ist in Abb. 4.3 gegeben. In zwei Hauptachsen (Achse II und Achse VI), die nahezu mittig in den Lamellen 34 und 36 angeordnet sind, wird der Bauablauf während der Herstellung der Baugrube intensiv messtechnisch kontrolliert. In diesen Achsen werden Vertikal- und Horizontalverformungen des Baugrunds sowie Porenwasser- und Erd-drücke in der Nähe der Schlitzwand gemessen. Des Weiteren werden in den Hauptachsen der Suspensions- und Frischbetondruck sowie die jeweilige Temperatur in der Schlitzwand als auch die Horizontalverformungen der Schlitzwand messtechnisch erfasst.

Abbildung 4.2 zeigt einen Querschnitt durch die Baugrube mit der Anordnung der Messgeräte. In Achse a sind in 5 m Abständen über die gesamte Tiefe der Schlitzwandlamellen 34 und 36 (Achse II und VI) kombinierte Druck- und Temperaturmessgeber installiert. Die insgesamt acht Messgeber je Lamelle dienen der Erfassung des Druck- und Temperatur-Verhaltens der Suspension und des Frischbetons bzw. des erstarrenden Betons im Schlitz. Zusätzlich werden die horizontalen Verformungen der fertig gestellten Schlitzwand während des Baugrubenaushubs mit Hilfe eines Inklinometerrohrs, das vor der Betonage in den Schlitz eingebaut wird, gemessen. Die Tiefenlage der installierten sieben Druckmessgebern und Piezometern in der Achse II bzw. VI sind in den Achsen b und c ebenfalls gekennzeichnet. Die Druckmessgeber dienen der Erfassung der totalen Spannungsänderungen im Untergrund, die Piezometer der Erfassung des Porenwasserdrucks. Die vertikalen Verformungen im Untergrund werden mit Hilfe von 8-fach Extensometern gemessen. Die Messpunkte der Extensometer befinden sich in der gleichen Tiefe wie die Druckmessgeber und die Piezometer.

Die horizontalen Verformungen im Untergrund werden, wie die der Schlitzwand, mit Hilfe von Inklinometerrohren erfasst. Die eingebaute Messtechnik in Achse c (siehe Abbildung 4.2) entspricht der von Achse b mit dem Unterschied, dass nur in drei Tiefenlagen 1,9 m, 12,5 m und 25 m Druckmessgeber und Piezometer installiert sind. Das Messprogramm hat eine Laufzeit von insgesamt 17 Monaten, so dass vollständig die Herstellung von einigen Schlitzwandlamellen und den anschließenden Baugrubenaushub begleitet werden kann.

4.2 Messungen während der Schlitzwandherstellung

Die Schlitzwände im Bereich der Messfelder wurden innerhalb von 37 Tagen mit einer Unterbrechung von 22 Tagen hergestellt. Die Übersicht über die zeitliche Abfolge und die Hauptachsen der Messfelder sind in Abbildung 4.4 gegeben. Dabei wurden die Lamellen 32 bis 34 im Läuferverfahren hergestellt. Anschließend folgte die Herstellung im Sprungverfahren, mit zunächst Lamelle 38, Lamelle 35, 37 (deren Herstellung teilweise parallel erfolgte) und am Schluss Lamelle 36.

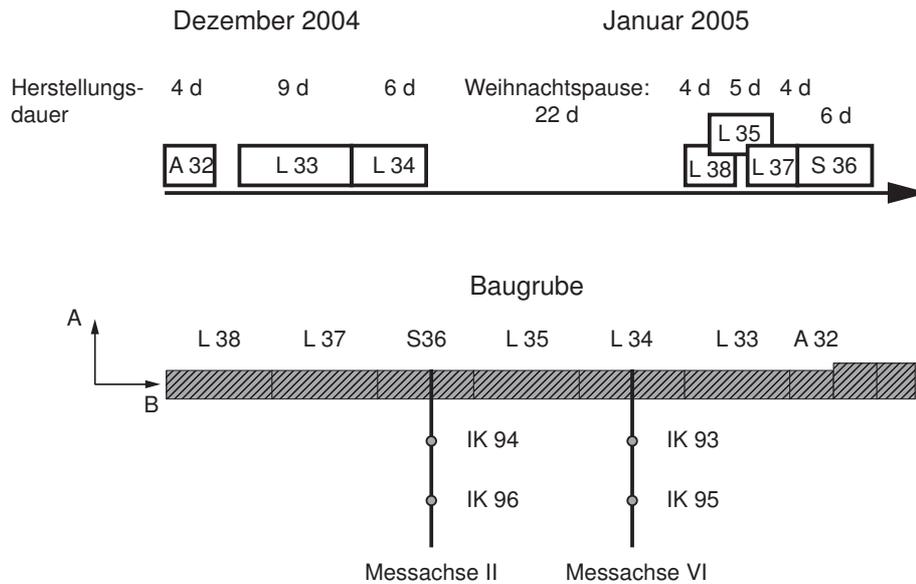


Abbildung 4.4: Übersicht über die Herstellungsabfolge der Lamellen 32 bis 38

4.2.1 Frischbetondruckmessungen

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, wurden in Lamelle 34 und Lamelle 36 während der Betonage der Frischbetondruck und die Temperaturentwicklung aufgenommen. Die Messungen und Interpretationen dazu wurden bereits ausführlich in Kapitel 3 vorgestellt und diskutiert und werden deshalb hier nicht mehr behandelt.

4.2.2 Inklinometermessungen

Im Zuge des Messprogramms wurden insgesamt sechs Inklinometerrohre installiert. Zwei in der Schlitzwand (für die Bestimmung der horizontalen Wandbewegung während dem Baugrubenaushub) und vier im vorderen Bereich des Messfeldes in den Hauptachsen II und VI, quasi mittig von Lamelle 34 und 36. Für die Inklinometer in Achse a wurden Führungsrohre mit vier Leitnuten in die eingebauten Stahlrohre eingebracht. Alle Inklinometermessungen werden als 2-achsige Neigungsmessungen durchgeführt, die eine Achse ist lotrecht und die andere parallel zur Schlitzwand ausgerichtet. Die Messungen werden in 1 m Schritten vorgenommen und reichen bis in eine Tiefe von 46 m. Der Messbereich der Inklinometer lag bei 250 mm mit einer Messgenauigkeit von 1 mm. Es wurden täglich Messungen aufgenommen, so dass eine gute Interpretation der Bewegungen im Boden aufgrund der verschiedenen Herstellungsvorgänge möglich ist. In diesem Kapitel werden die Messungen während der Schlitzwandherstellung vorgestellt, Schwerpunkt liegt bei den Messungen, die während der Herstellung von Lamelle 34 und Lamelle 36 durchgeführt worden sind, da die Hauptmessquerschnitte mittig davor installiert sind. Jedoch sind die Bewegungen, die aus der Herstellung der umliegenden Lamellen entstehen, ebenso von großer Bedeutung, da dadurch die Effekte im Boden,

die aus der Herstellung resultieren, noch besser interpretiert werden können. Zudem werden insbesondere die horizontalen Verschiebungen orthogonal zur Schlitzwand betrachtet, da die Bewegungen parallel dazu relativ gering und somit von untergeordneter Bedeutung sind.

Zunächst werden die Messungen vorgestellt, die während der Fertigung von **Lamelle 33** aufgenommen wurden. Hierbei wird nur die Messachse VI betrachtet. Die Achse VI hat einen Abstand von 4 m bis zum Anfang und 12 m bis zum Ende der Lamelle 33. Da die Entfernung von Lamelle 33 zur Messachse II mit 23,65 m relativ groß ist, werden die Messergebnisse dort im Folgenden nicht berücksichtigt.

Der Schlitzvorgang der 8 m langen Lamelle war innerhalb von 2 Tagen in drei Stichen (13 Stunden) durchgeführt worden. Wie aus Abbildung D.1 ersichtlich, sind sowohl im Inklinometer 93 als auch im Inklinometer 95 nahezu keine horizontalen Verformungen (unter 2 mm) des Untergrundes zu erkennen. Die Tendenz zeigt aber in beiden Messpunkten eine Bewegung in das Erdreich hinein auf. Aufgrund von Lieferschwierigkeiten bei den Bewehrungskörben, wurde mit der Betonage der Lamelle 33 erst nach 7 Tagen begonnen. Der Schlitz stand somit eine Woche lang unter Suspensionsstützung. Die Messungen haben aber ergeben, dass der Schlitz absolut stabil war (siehe Abbildung 4.5, linkes Diagramm), da im Untergrund sich quasi keine Verformungen auftraten. Das gilt auch für die horizontalen Verschiebungen parallel zu Stützwand, die hier nicht aufgezeigt werden. Auch die Betonage, die innerhalb von 7 Stunden erfolgte, hat soweit im Messquerschnitt VI nachvollziehbar, keine Verschiebungen im Boden hervorgerufen, siehe dazu Abbildung 4.5, rechtes Diagramm.

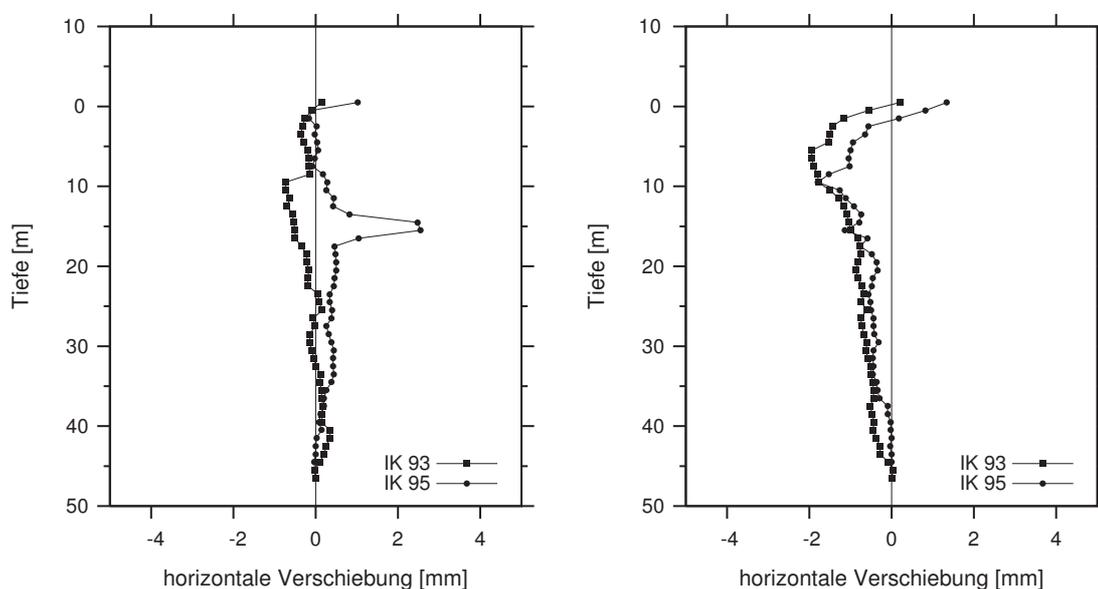


Abbildung 4.5: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens 7d unter Suspensionsstützung (links) und nach der Betonage (rechts)(Lamelle 33)

Die Herstellung von **Lamelle 34** mit einer Länge von 8 m begann sofort nach Fertigstellung der Lamelle 33. Der Aushub der Lamelle erfolgte in drei Stichen und dauerte

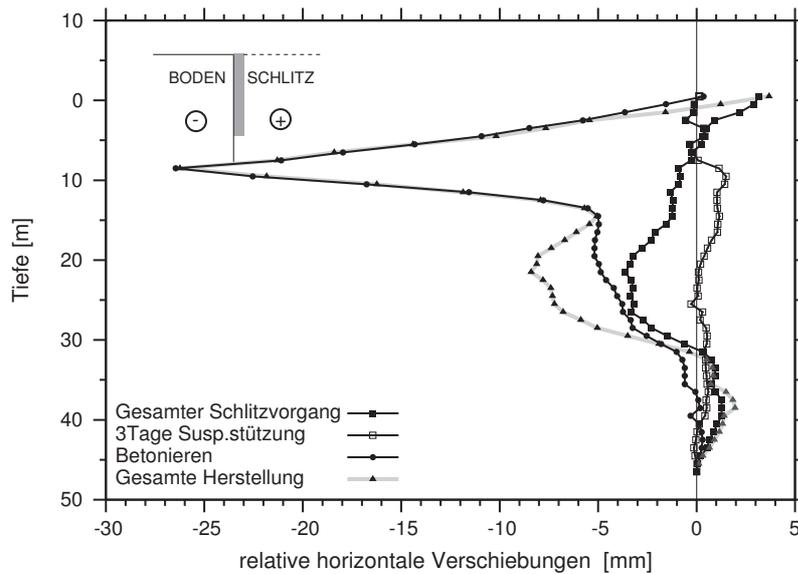


Abbildung 4.6: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 34, Inklinometer 93)

insgesamt zwei Tage. Der Zeitraum zwischen dem Schlitzvorgang und der Betonage der Lamelle 34 belief sich auf vier Tage. So lange wurde der offene Schlitz mit Suspension gestützt, bevor die Lamelle dann innerhalb von acht Stunden betoniert wurde. Auch bei diesen Auswertungen wird lediglich die Messachse VI in Betracht gezogen, die mittig der Lamelle liegt. Die Messachse II ist im Abstand von 15,3 m von der Lamelle 34. Auch deren Messergebnisse sind aufgrund der großen Distanz nicht aussagekräftig. Die horizontalen Verformungen sind für den Inklinometer 93 (1,9 m Abstand zur SW) in Abbildung 4.6 und für Inklinometer 95 in Abbildung D.2 dargestellt. Während dem Schlitzvorgang sind in beiden Messquerschnitten primär Verformungen in Richtung des Bodens erkennbar. Die Werte sind in einer Entfernung von 4,4 m deutlich größer als am Messpunkt 93, der nur 1,9 m von der Schlitzwand positioniert ist. Die größten Verformungen ergeben sich in Tiefen zwischen 15 m NAP und 17 m NAP in der mächtigen Sandschicht, sie liegen am Messpunkt 93 zwischen 1,5 mm und 3,5 mm, am Messpunkt 95 zwischen 2,5 mm und 4,5 mm. In der Auffüllungsschicht bis in eine Tiefe bis 5 m NAP und ab 35 m NAP, ist im vorderen Bereich des Messfeldes eine Bewegung in den Schlitz hinein zu erkennen. Die Bewegungen in den Schlitz hinein sind in geringer Tiefe relativ hoch, sie liegen bei 3 mm, reduzieren sich jedoch sehr rasch. Es wird angenommen, dass die Bewegungen in den Schlitz hinein im oberen Bereich von äußeren Einflüssen (z.B. Baustellenverkehr) hervorgerufen wurden.

In einer Tiefe von 5-7 m NAP (in der Bodenschicht Klei 2b) kann man eine Stagnation der Bewegung feststellen. Am Messpunkt 95 gehen die horizontalen Bewegungen in einer Tiefe ab 34 m gegen Null. Betrachtet man die Bewegungen des Bodens insgesamt, kann man eine Tendenz der Verformung in Richtung des Bodens erkennen, was nicht den Erwartungen für den Schlitzvorgang entspricht. Dieses Verhalten wird ebenfalls bei den Schlitzarbeiten während der Herstellung von Lamelle 33 beobachtet. Der

Zeitraum zwischen dem Schlitzvorgang und der Betonage beträgt vier Tage. Deutliche Verformungen orthogonal zum Schlitz sind bei Inklinometer 95 in einer Tiefe zwischen ca. 10 m und 15 m mit maximal 3 mm im Klei zu verzeichnen. Insbesondere am Inklinometer 95 kann man eine Entlastung des Bodens erkennen, er wandert um den nahezu gleichen Betrag in Richtung Schlitz. Am Messpunkt 93 treten relative Verformungen in der Größenordnung von ca. 1 mm auf und sind aus den Gründen der Messgenauigkeit zu vernachlässigen.

Die Betonierarbeiten bewirken deutliche Verformungen im Boden. Der Boden wird durch die Betonage von dem Schlitz weg gedrückt, dieses Verhalten kann man besonders in den oberen weichen Schichten erkennen. Die maximalen Verformungen treten in der Torfschicht in einer Tiefe von ca. 9 m auf. Sie belaufen sich bei den Messungen am Inklinometer 93 auf 27 mm, am Inklinometer 95 auf 13 mm. Die Verformungen nehmen kontinuierlich bis in die Tiefe der Lehmschicht ab. In den Abbildungen 4.6 und D.2 ist klar ersichtlich, dass für den Messquerschnitt VI der Betoniervorgang der wesentliche Arbeitsschritt für die Verformungen orthogonal zur Stützwand in jeder Bodenschicht während der Herstellung der Lamelle 34 ist.

Wie bereits bei den Auswertungen für die Messungen während der Herstellung von Lamelle 33 festgestellt, bewegt sich der Boden während den Schlitzarbeiten in Richtung des Bodens, und nicht wie erwartet in Richtung des offenen Schlitzes. Um dieses Phänomen genauer zu untersuchen, wird mit Hilfe der Abbildung 4.7 nun das Verhalten insbesondere während der Schlitzarbeiten und der Zeit, in der der Schlitz offen steht, genauer untersucht. In der Skizze ist der hydrostatische Suspensionsdruck, der maximale Frischbetondruck und der totale Horizontaldruck dargestellt. Hierbei wird die Wichte der Suspension mit $10,67 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Der Suspensionsspiegel liegt bei 1,35 m NAP.

Der Erdruchdruckbeiwert wird mit Hilfe der Näherung $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ bestimmt. Beachtet wurden die zwei Grundwasserhorizonte, die bei -2 m NAP und -5 m NAP angenommen wurden. In der Auffüllungsschicht ist der Suspensionsdruck größer als der Erddruck, ab einer Tiefe von ca. 5,50 m dreht sich das Druckverhältnis um. Aus diesem rechnerisch ermittelten Vergleich würde sich der Boden in der Auffüllungsschicht vom Schlitz weg und in den unteren Schichten in Richtung des Schlitzes bewegen. Ein Vergleich mit gemessenen horizontalen Bewegungen und den theoretisch ermittelten Werten zeigt, dass die horizontalen Bewegungen nicht übereinstimmen. Im oberen Bereich kann davon ausgegangen werden, dass die Bewegungen durch äußere Einflüsse (z.B. Baustellenverkehr) hervorgerufen werden. In den Weichschichten ist der Unterschied zwischen dem Suspensionsdruck und dem rechnerisch ermittelten Erddruck relativ gering, ähnlich den Messungen. Durch Variation des Erdruchdruckbeiwerts und des zweiten Grundwasserspiegels kann rechnerisch der totale Horizontaldruck geringer werden, das würde die Bewegungen in die Sandschicht hinein erklären. Der maximale Frischbetondruck ist über die gesamte Tiefe größer als der totale Horizontaldruck, das wird auch in den gemessenen Werten sichtbar, die Bodenbewegungen gehen aus dem Schlitz heraus.

Im Zuge des Monitoring Programms wurden auch Erdruchdruckmessungen von White von der Iowa State University [94] durchgeführt und ausgewertet. Hierbei wurde der Erdruchdruck bis in die Tiefe von -20 m in den verschiedenen Bodenschichten gemessen

und daraus der Erdruehdruckbeiwert ermittelt. In Tabelle 4.1 sind die Ergebnisse der K_0 -Stepped Balde Tests dargestellt. Für die detaillierte Ermittlung des Erdruehdruckbeiwertes liegt ein Final Report vor. Die Werte der Messungen variieren insbesondere in den Klei und Torfschichten. In der Abbildung 4.7 wird nun der totale Horizontaldruck mit den in situ gemessenen Erdruehdruckbeiwerten dargestellt. Hierbei werden drei verschiedene Horizontaldruckkurven aufgezeigt. Es werden die minimalen, gemittelten und die maximalen Werte der Messungen benutzt.

Tabelle 4.1: Ergebnisse der K_0 Stepped Blade Tests

Bodenart	Auffüllung	Klei	Torf	Klei	Sand
Tiefe [m NAP]	1,90	4,25 - 4,55	8,95 - 9,35	11,95 - 12,35	16,65 - 17,05
K_0 -Wert [-]	0,5	1,2 - 1,7	0,4 - 0,7	0,4 - 1,0	0,4

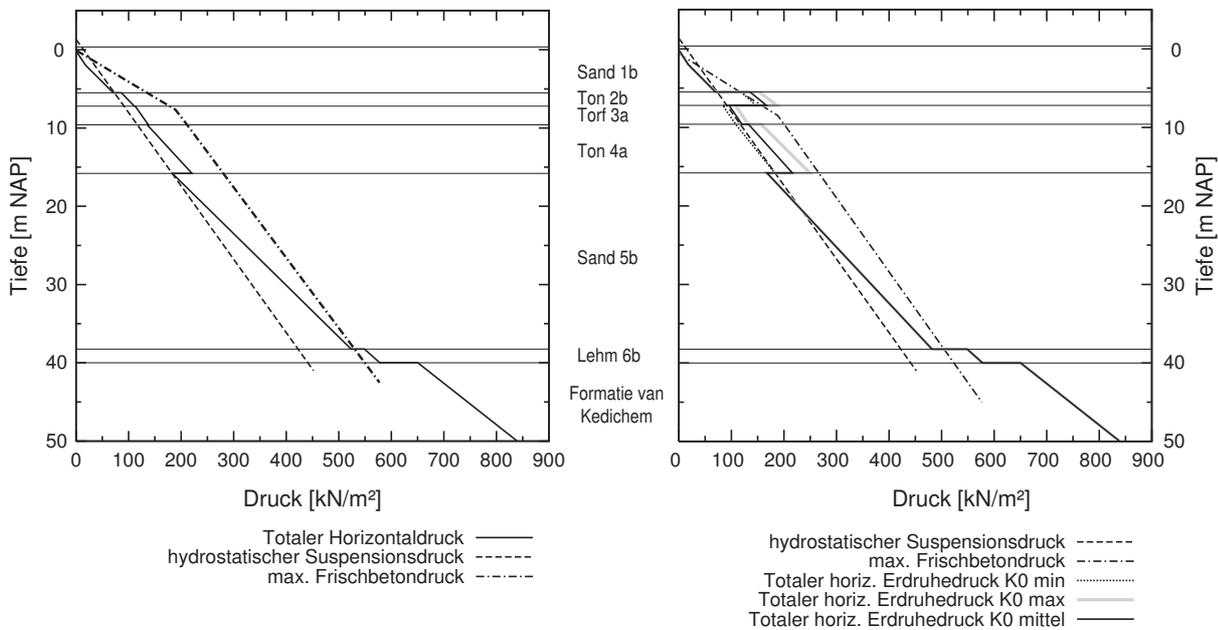


Abbildung 4.7: Vergleich der in-situ „gemessenen“ K_0 -Werte

Es ist zu erkennen, dass in den unteren Torf und Tonlagen der minimale totale Horizontaldruck kleiner oder nahezu identisch dem hydrostatischen Suspensionsdruck ist. Im Sandpaket 5b ist im oberen sechstel der horizontale Erddruck geringer, nimmt dann aber mit der Tiefe kontinuierlich zu. Unter Annahme der gemittelten oder maximalen Erdruehdruckbeiwerten, ergeben sich höhere Erddrücke als der hydrostatische Suspensionsdruck. Durch Variation der Tiefenlage der Grundwasserspiegel verändert sich der totale Horizontaldruck ebenfalls. Deutlich ist auch zu erkennen, dass der maximale Frischbetondruck über die ganze Tiefe größer ist, als der theoretisch ermittelte totale

Horizontaldruck. Die daraus resultierenden horizontalen Bewegungen in Richtung des Bodens stimmen somit mit den Messungen, die nach der Betonage erfasst werden, gut überein.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich in der oberen Lage, in den Sandauffüllungen, theoretisch eine Bewegung in Richtung des Bodens ergeben müsste. Es liegt nahe, dass äußere Einflüsse dieses Bewegungsverhalten beeinflusst haben und deshalb während dem Schlitzzen Bewegungen in Richtung des Schlitzes gemessen wurden. Insgesamt jedoch liefert die Annahme mit minimalen Erdruhedruckbeiwerten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messungen während dem Schlitzvorgang.

Nach Herstellung der Lamellen 33 und 34 lag die Baustelle aufgrund der Weihnachtszeit 14 Tage still. In dieser Zeit war der gesamte Baubetrieb eingestellt, so dass man davon ausgehen konnte, dass in diesem Zeitraum keine schweren Geräte im Baufeld bewegt wurden. In diesem Zeitraum wurden auch nahezu keine nennenswerten horizontalen Verformungen gemessen, sie lagen im Rahmen der Messgenauigkeit.

Die Herstellung von **Lamelle 38** mit einer Länge von 8 m wurde relativ zügig innerhalb von vier Tagen ausgeführt. Zeitgleich zur Betonage von Lamelle 38 haben dann bereits die Schlitzarbeiten von Lamelle 35 begonnen. Dadurch, dass nur zwei Messungen in dem Zeitraum vorhanden sind (quasi am Anfang und Ende der Herstellung von Lamelle 38), der Abstand zur Messachse II mit 12 m ziemlich groß ist und zudem parallel bereits mit der Herstellung von Lamelle 35 begonnen wurde (der Abstand zur Lamelle liegt hierbei lediglich 3,75 m), können die gemessenen Daten nicht eindeutig zugeordnet werden und werden aus den besagten Gründen auch nicht vorgestellt.

Bei Herstellung von **Lamelle 35** muss zwingend die Herstellungsreihenfolge der benachbarten Lamellen mit berücksichtigt werden. Die Herstellung der Lamelle 38, bzw. die Schlitzarbeiten für diesen Abschnitt erfolgten direkt davor bzw. die Betonage gleichzeitig mit der von Lamelle 35. Der offene Schlitz wurde 3 Tage mit Suspension gestützt, bevor er innerhalb von sechs Stunden betoniert wurde. Vor den Betonierarbeiten wird mit den Aushubarbeiten an Lamelle 37 begonnen und diese auch abgeschlossen. Die Lamelle 37 hat einen minimalen Abstand von 8 m von Lamelle 35, die genau in der Mitte zwischen den zwei Hauptmessachsen II und VI liegt. Der minimale Abstand beträgt zu beiden Messachsen jeweils 3,65 m.

Hier muss bei den Auswertungen der Inklinometer die Ausführungsreihenfolge der Lamellen beachtet werden. Da sich die Herstellungsabfolge der verschiedenen Lamellen überschneidet, ist es nicht immer möglich, die horizontalen Verschiebungen den einzelnen Arbeitsschritten genau zuzuordnen. Aufgrund der Distanzen zu den beiden Messachsen kann man davon ausgehen, dass die Verformungen, die aus der Herstellung von Lamelle 35 hervorgerufen werden, die Verformungen aus der Lamelle 38 überwiegen, so dass die horizontalen Verschiebungen dem Schlitzzen von Lamelle 35 und nicht dem Betoniervorgang von Lamelle 38 zuzuordnen sind.

Abbildung 4.8 zeigt eine Verschiebung orthogonal zum Schlitz in Richtung Boden, hervorgerufen durch den Schlitzvorgang. Die maximalen Verschiebungswerte liegen in der Auffüllungsschicht bei ca. 3 mm und nehmen kontinuierlich mit der Tiefe bis auf null ab. Es stellt sich tendenziell das gleiche Verformungsverhalten wie bei dem Schlitzvorgang der Lamelle 33 (Inklinometer 93 - vgl. Abbildung D.1) ein, welches identisch

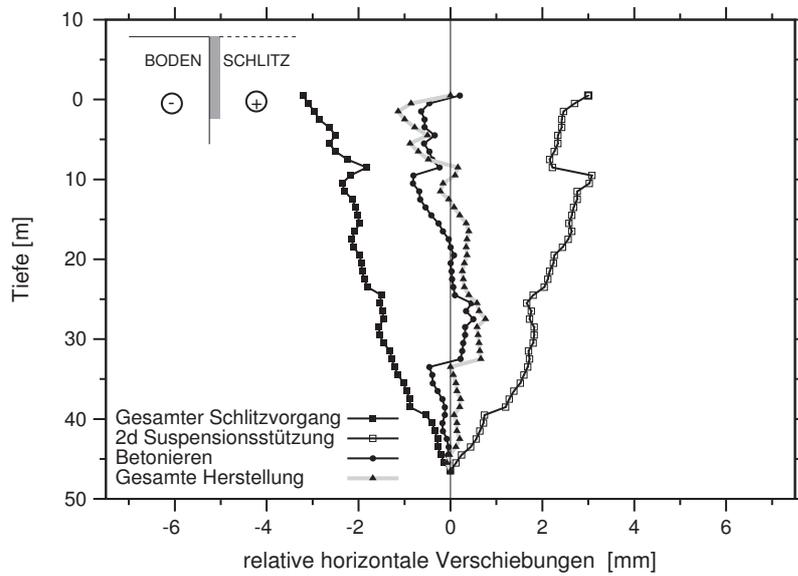


Abbildung 4.8: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 35, Inklinometer 93)

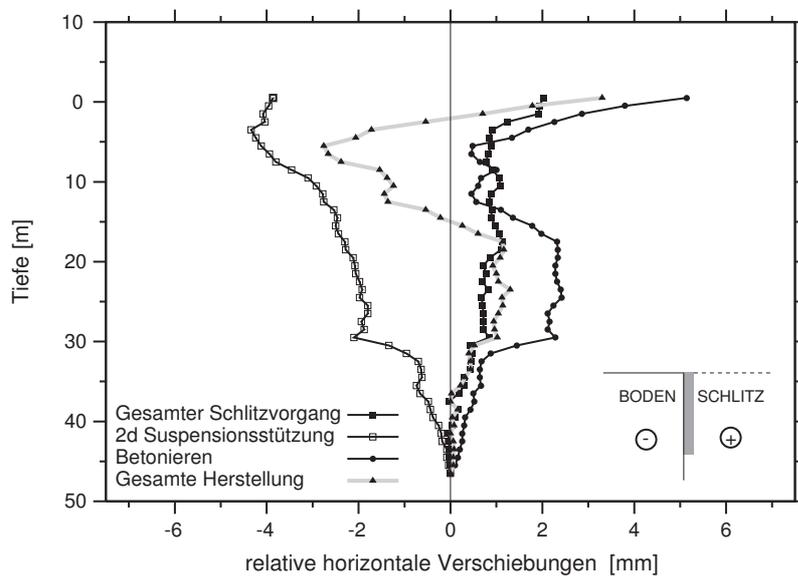


Abbildung 4.9: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 35, Inklinometer 94)

mit der vorhergehenden Herstellung von Lamelle 34 ist. Es stellte sich bisher immer eine Bewegung in Richtung des Bodens durch den Aushub des Schlitzes ein. Allerdings sind die am Inklinometer 95 (siehe Abbildung D.3) gemessenen Bewegungen so gering, dass sie im Rahmen der Messgenauigkeit liegen. Gleiches gilt für die Verschiebungen in Messachse II, so dass auch diese nicht explizit aufgeführt werden.

Im Zeitraum während die Lamelle 35 unter Suspensionsstützung stand, wurde die **Lamelle 37** geschlitzt. Aufgrund der Erfahrungen bei den Messungen kann man davon ausgehen, dass dieser Vorgang keine horizontalen Verformungen in Messachse VI hervorruft, sondern die gemessenen Verschiebungen aus der Suspensionsstützung von Lamelle 35 herrühren. Zudem sind die horizontalen Verformungen so gering, wie aus den Diagrammen 4.8 und D.3 erkennbar und liegen im Rahmen der Messgenauigkeit der Inklinometer. Das belegt wiederum auch die gute Stabilität der Stützung der Schlitz. In Messachse II hingegen (siehe dazu Abbildung 4.9 und D.4) treten horizontale Verformungen von maximal 4 mm in Richtung Boden auf. Diese Bewegungen kann man den Schlitzarbeiten von Lamelle 37 zuordnen, was sich damit begründen lässt, dass diese Verformungen in ähnlicher Größenordnung liegen wie diese gemessenen und bereits vorgestelltem Verformungsverhalten beim Schlitzen von Lamelle 35, gemessen in Messachse VI.

Der Betoniervorgang von Lamelle 35 erzeugt so gut wie keine Horizontalverformungen orthogonal zur Schlitzwand im Bereich der Messachse VI. Dieses Verformungsverhalten liegt darin, dass der Boden infolge der Betonage von Lamelle 34 sich nur noch eingeschränkt verformen kann. Im Bereich von Messachse II treten in Schlitzwandhöhe vorderen Bereich Verschiebungen in den Schlitz auf, was für die Betonage zunächst ein überraschendes Ergebnis ist, das sich jedoch mit Hilfe folgender Abbildung 4.10 eventuell erklären ließe:

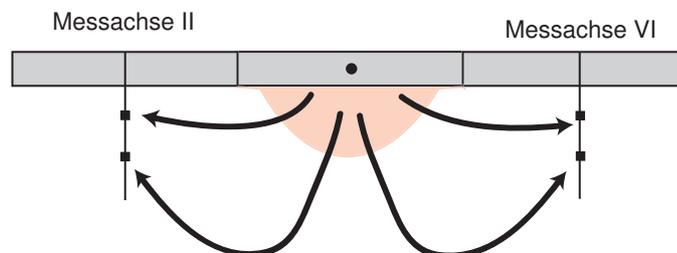


Abbildung 4.10: Bewegungen des Bodens hinter der Lamelle 35 während der Betonage

Der Boden wird durch die Betonage von Lamelle 35 zur Seite gedrückt und verdrängt in beide Richtungen den Boden zu den beiden Messachsen. Auf der Seite der bereits betonierten Lamelle 34 kann sich wegen der hohen Steifigkeit des Betons der Boden allerdings nur parallel zur Schlitzwand verformen. In Richtung Lamelle 37 dagegen weicht der verdrängte Boden auch in den suspensionsgestützten Schlitz (Lamelle 37) aus, wodurch kleine Bewegungen in Richtung des Schlitzes resultieren.

Auf eine detaillierte Vorstellung der horizontalen Verschiebungen während der Lamellenherstellung 37 wird verzichtet, da sie vergleichsweise teilweise bereits mit der

Herstellung von Lamelle 35 vorgestellt wurden. In den Abbildungen D.5 und D.6 sind die Verformungen dargestellt. Die Betonage dieser Lamelle bewirkt erwartungsgemäß horizontale Verschiebungen von ca. maximal 4 mm.

Die **Lamelle 36** mit einer Länge von 7,3 m ist eine Schließer-Lamelle und die letzte Lamelle, die für den Abschnitt der Schlitzwände mit 1,2 m Breite gefertigt wird. Die Lamellen 35 und 37 sind bereits fertig gestellt. Die Messachse II liegt direkt hinter der Lamelle 36, die Messachse VI besitzt einen minimalen Abstand von 7,3 m zu dem Schließer. Während der Schlitzarbeiten wurden die Inklinometermessungen an den Inklinometern 94 und 96 verstärkt durchgeführt. Die Schlitzarbeiten wurden innerhalb von 2 Tagen in drei Stichen ausgeführt. Während dem Schlitzvorgang werden jeweils vier Messungen an Inklinometer 94 durchgeführt. Dabei wird zunächst (mit Blick auf die Baugrube) der rechte Stich ausgehoben, anschließend der linke und zum Schluss der mittlere Bereich. Auf die detaillierte Darstellung des Messungen während der Schlitzarbeiten wird hier in dieser Arbeit verzichtet und auf den Forschungsbericht [41] verwiesen. Wie man aus den Abbildungen 4.11 und D.7 erkennen kann, erzeugt der Schlitzvorgang in einem Abstand von 1,9 m bzw. 4,4 m hinter der Schlitzwand, horizontale Verformungen von maximal 5 mm bzw. 2 mm. Wenn man nun die detaillierten Messungen aus dem Schlitzvorgang heranzieht, sind sowohl Bewegungen in den Schlitz, als auch Bewegungen in Richtung Boden ersichtlich. Eventuell kann dieses Verhalten auf unterschiedliche Spiegelhöhen der Stützflüssigkeit während den Schlitzarbeiten zurück geführt werden.

Die Verformungen während der Zeit, in der die Lamelle mit Suspension gestützt wird, sind sehr klein. Sie liegen an beiden Messpunkten und beiden Richtungen unter 1 mm. Tendenziell verformt sich der Boden in Richtung Boden, jedoch kann bei diesen geringen horizontalen Verschiebungen keine eindeutige Aussage getroffen werden.

Betrachtet man die Verschiebungen aus der Betonage, die sich im Bereich der Messachse II ergeben, ergibt sich ein konformes Verformungsverhalten wie bei den Messungen im Bereich der Messachse VI während dem Betoniervorgang der Lamelle 34. Im schlitznahen Bereich, an Inklinometer 94, schiebt sich der Boden hauptsächlich in die weiche Torfschicht und in die untere Tonschicht. Die maximalen Werte liegen bei ca. 8 mm. Die Verformungen gehen bis in eine Tiefe von 35 m gegen Null und nehmen positive Werte an, die jedoch unter 1 mm liegen. Die Messungen an Inklinometer 96 zeigen ein äquivalentes Verhalten, die Verschiebungen sind etwas geringer als an Inklinometer 94.

4.2.3 Ergebnisse der übrigen Messungen

Wie bereits erwähnt, wurden im Rahmen des genannten Messprogramms nicht nur Inklinometermessungen durchgeführt, sondern es wurden ebenfalls in den zwei Hauptmessquerschnitten die Setzung und die Entspannung der verschiedenen Bodenschichten untersucht sowie Porenwasserdruck und Erddruckmessungen durchgeführt. Zusätzlich wurden die Setzungen an der Oberfläche beobachtet.

Für die Ermittlung der vertikalen Verschiebungen im Boden wurden 8-fach **Extensometer** mit elektronischen Wegaufnehmern eingesetzt. Mit einem Extensometer kann die Änderung der Strecke zwischen den Packern in den jeweiligen Tiefen und dem Kopf-

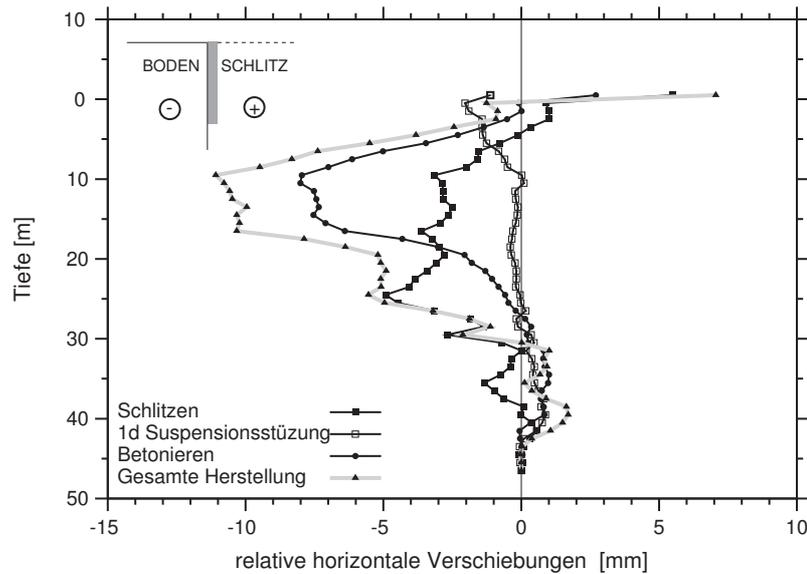


Abbildung 4.11: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 36, Inklinometer 94)

punkt am Bohrlochmund gemessen werden. Das Messgestänge, das aus Glasfasern besteht, ist mit Hilfe des Packers fest mit dem Untergrund verbunden und endet am Extensometerkopf frei verschieblich. Die Lageänderung des Messgestänges und damit die des Packers in der Tiefe wird am Extensometerkopf mit Hilfe eines elektrischen Wegaufnehmers erfasst. Der Kopf besteht aus mehreren Einfach-Extensometerköpfen, die an einer Edelstahl-Basisplatte gebündelt werden.

Die Vermessung der Oberflächenpunkte wurde mit Hilfe eines **Tachymeters** durchgeführt. Die Verformungsmessungen erfolgten in x, y und z-Richtung, die Lage der 21 Vermessungspunkte sind in Abbildung 4.3 dargestellt.

Die aus der Herstellung der Schlitzwand resultierende Boden- bzw. Betondrücke wurden mit Hilfe von 8 Druckmessdosen gemessen. Die **Druckmessdosen** bestehen jeweils aus zwei Edelstahlplatten, die miteinander verschweißt sind und somit eine Kammer bilden. Die im Vergleich dünne und flexible Deckplatte biegt sich infolge der Druckbeanspruchung durch und gibt den anstehenden Druck an die ölgefüllten Kammern weiter. Ein Drucksensor erfasst den Öldruck. Für den Einbau werden die Druckmessgeber an einem Stahlgestänge fixiert und in der entsprechenden Tiefenlage mit Sand im zuvor hergestellten Bohrloch im Sand eingebettet.

Die **Porenwasserdruckmessungen** erfolgten mit pneumatischen Piezometern, die zusammen mit den Druckmessgebern in den Boden eingebaut wurden. Dazu wurden die Piezometer zunächst gemeinsam mit den Druckmessgebern in die 60 cm starke Sandschicht im Bohrloch eingebaut. Zwischen den einzelnen Messstellen wurde anschließend das Bohrloch mit Bentonit abgedichtet, um die einzelnen Grundwasserhorizonte voneinander zu trennen.

Repräsentativ für die **Extensometermessungen** sind exemplarisch die Messergebnisse von Extensometer 93 während der Herstellung von Lamelle 34 aufgezeigt (siehe Ab-

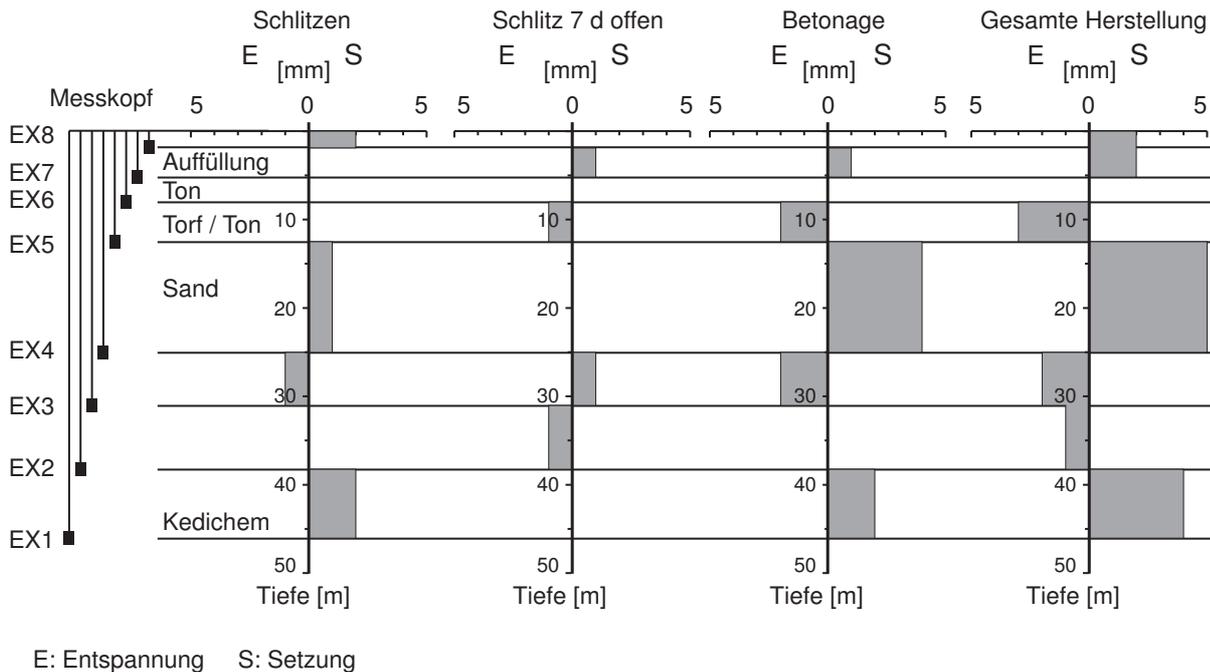


Abbildung 4.12: Vertikale Verschiebungen der einzelnen Bodenpakete während der Herstellung von Lamelle 34 (Extensometer 93)

bildung 4.12). Der Extensometer ist in einem Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand entfernt eingebaut, mittig der Lamelle 34. Als Messergebnis des Extensometers wird das Verformungsverhalten der einzelnen Bodenpakete gezeigt. Dazu wird ein Bodenpaket als der Bereich zwischen zwei Extensometerpackern bezeichnet. Die Differenz aus den Werten der Einzelmessungen der Extensometer zeigt an, ob sich der Boden setzt oder entspannt hat. Diese Differenzwerte werden konstant über das gesamte Bodenpaket dargestellt, da eine lokale Zuordnung innerhalb des Bodenpakets stattfinden nicht möglich ist. Während dem Schlitzvorgang treten im angrenzenden Boden nur in geringem Umfang von etwa 2 mm Setzungen auf. Aus dem Betoniervorgang resultieren dagegen die maßgebenden vertikalen Verformungen.

Durch die Betonage treten insbesondere Setzungen in der Ton- und Sandschicht auf, die 4 mm in einer Tiefe von 12 bis 25 m erreichen. Gleiches Verformungsverhalten zeigen die tiefliegenden Wechschichten mit 2 mm. Eine Entspannung von jeweils 2 mm treten in der unteren Kleischicht (in einer Tiefe von 8 m bis 12 m) und im unteren Teil der unteren Sandschicht (in einer Tiefe von 25 m bis 31 m) auf. Bemerkenswert und nachvollziehbar ist, dass der Boden durch die Betonage in den Bereichen, wo die horizontalen Verschiebungen am größten sind, also in der Torf-Tonschicht, sich nicht setzt, sondern entspannt wird. Einschränkend muss man jedoch anmerken, dass die vertikalen Verschiebungen im Vergleich zu den horizontalen sehr klein sind und zudem die gemessenen Werte fast im Rahmen der Messgenauigkeit liegen. Auf weitere Vorstellung von Messwerten wird hier verzichtet. Zusammenfassen hat somit die Auswertung der Messwerte gezeigt, dass bei der Herstellung der Lamellen der Boden sich setzt. Die Ver-

schiebungen liegen während der kompletten Herstellung von Lamelle 33 bis Lamelle 38 bei maximal 5 mm.

Die Auswertungen der Verformungen aller **Oberflächenmesspunkte** hat kein konsistentes Verformungsbild geliefert. Die Bewegungen sind nicht immer schlüssig und können nicht mit den einzelnen Herstellungsvorgängen in Verbindung gebracht werden. Tendenziell kann man jedoch festhalten, dass sich die Oberfläche direkt hinter der jeweils in Herstellung befindlichen Lamelle im Mittel um ca. 5 mm bis 7 mm gesetzt hat, was mit dem vertikalen Verformungsverhalten der einzelnen Bodenpakete bei den Extensometermessungen gut übereinstimmt.

Auch bei den **Piezometermessungen** konnte die Änderung des Porenwasserdrucks näherungsweise für die einzelnen Herstellungsvorgänge nachvollzogen werden. In den Abbildung 4.13 sind exemplarisch die Porenwasserdrücke in PZ 93 während der Herstellung von Lamelle 34 dargestellt. Die Messungen zeigen deutlich, dass in dem vorhandenen Baugrund zwei Grundwasserspiegel vorhanden sind. Der Druckspiegel des oberen Grundwasseraquifers, der in der Tiefe bis 12,5 m NAP angeschnitten wird, liegt bei ca. 2 m NAP, der zweite Druckspiegel des gespannten Grundwasseraquifers wurde ursprünglich bei ca. 4,0 m NAP festgestellt. Zusätzlich ist in Abbildung 4.13 die Lage der Druckwasserspiegel, der Piezometer in Achse VI und die Geologie im Schnitt orthogonal zu der Schlitzwand dargestellt. Hierbei wird ersichtlich, dass die Bodenschicht Klei 4a eine Dichtschicht zwischen den beiden Aquiferen darstellt. Das Grundwasser unterhalb dieser Dichtschicht ist gespannt.

Die Messungen ergeben einen deutlichen Anstieg des Porenwasserdrucks mit ca. 5 kN/m^2 bis 7 kN/m^2 in Folge des Schlitzens in einer Tiefe von 12,5 m, ebenso eine leichte Erhöhung in der Tiefe von 38,2 m. Der Betoniervorgang löst eine Druckspiegelerhöhung in der Regel von 10 kN/m^2 bis 20 kN/m^2 aus, maximal 50 kN/m^2 . Ansonsten sind die gemessenen Porenwasserdrücke während des Herstellungsablauf relativ konstant. Zu erwarten wäre ein Anstieg des Porenwasserdrucks infolge des Schlitzaustrahls, bis maximal auf die Höhe des Suspensionspiegels. Die Erhöhung des Drucks während der Betonage ist erwartungsgemäß eingetroffen. Um die Plausibilität der Funktion der Druckmessungen zu überprüfen, wurden die Messdaten der Druckmessgeber über den Zeitraum der Herstellung von Lamelle 34 mit in das Diagramm (siehe Abbildung 4.13) der Porenwasserdruckmessungen eingetragen.

Man kann erkennen, dass der Erddruckdosen nahezu den identischen Druck wie die Porenwasserdruckmesser anzeigen. Das bedeutet, dass die die Druckmessdosen in den Tiefen nur den Porenwasserdruck messen und nicht den vorhandenen Erddruck. Während der Aushubarbeiten ist bei den Druckmessgebern eine Erhöhung zu erkennen. Dieses Verhalten widerspricht den Erwartungen. Man würde normalerweise eine Reduktion der effektiven Spannungen erwarten. Beim Betoniervorgang ist eine kleine Erhöhung des Erddruckes zu erkennen, jedoch ist dieser Anstieg der Spannung sehr gering.

Zur Verdeutlichung wurden die Messdaten der Druckmessgeber über den Zeitraum der Herstellung von Lamelle 34 gemittelt. Diese Mittelwerte sind vergleichend zu dem erwarteten Erdruehdruck in Tab. 4.2 dargestellt. Für den ermittelnden horizontalen totalen Druck werden zwei Grundwasserspiegel in einer Tiefe von 2 m NAP und 4,5 m NAP angenommen. Der Erdruehdruckbeiwert wird hierbei näherungsweise mit $K_0 =$

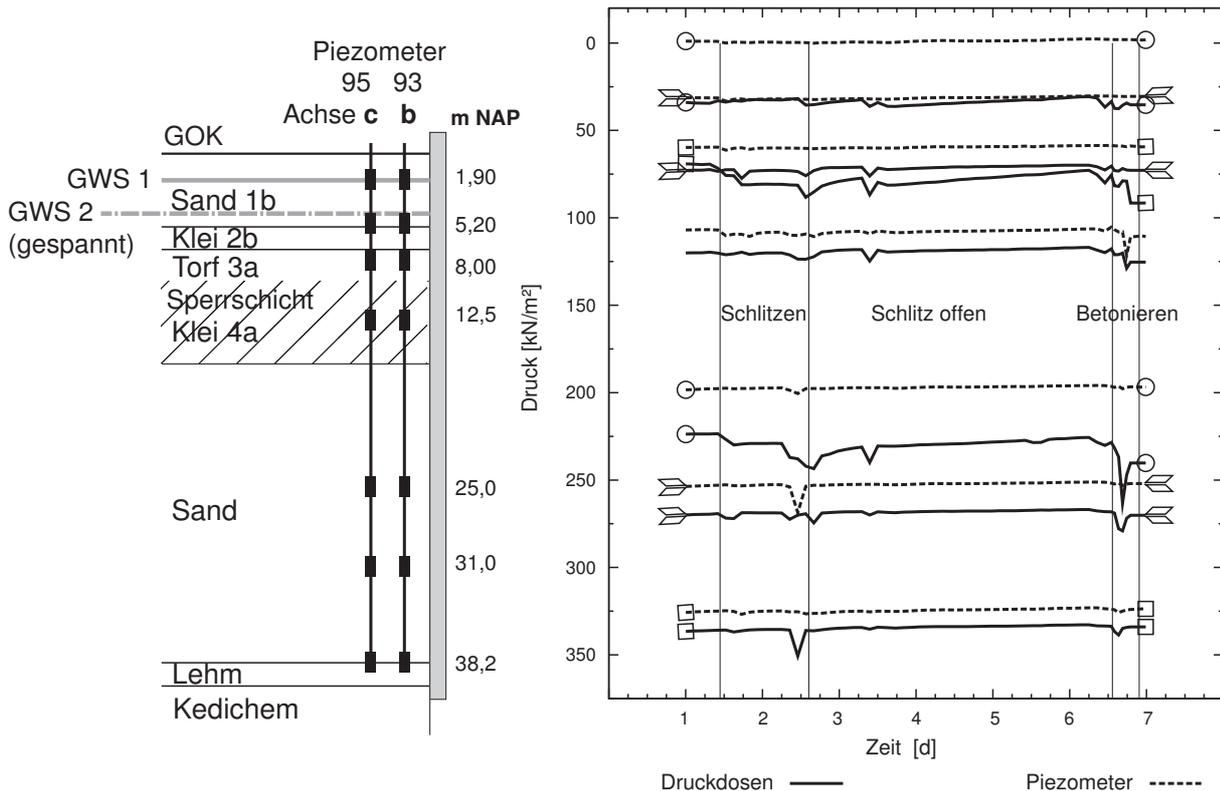


Abbildung 4.13: Vergleich der Porenwasserdrücke mit den Erddruckmessungen in verschiedenen Tiefen (Messpunkt 93)

$1 - \sin \varphi$ angenommen.

Aus der Zusammenstellung kann man erkennen, dass die Druckmessgeber in jeder Tiefe den Porenwasserdruck messen.

Es wurden hier lediglich exemplarisch die Messungen an Inklinometer 93 während der Herstellung von Lamelle 34 gezeigt. Jedoch gibt sich kein anderes Bild in der Messachse II bzw. bei der Herstellung der übrigen Lamellen.

Auf die Erläuterung der weiteren Messungen im Zuge der Herstellung der Schlitzwand wird im Weiteren hier verzichtet.

Tabelle 4.2: Gemessene und zu erwartende Horizontaldrücke

Bodenart/ Tiefe	Auffüllung	Ton	Torf	Ton	Sand	Sand	Sand
[mNAP]	1,90	5,20	8,0	12,5	25,0	31,0	38,2
DD 93	[kN/m ²]	33,71	79,08	71,71	119,54	231,37	268,77
e_{h,total}	[kN/m ²]	17,58	50,73	115,17	168,86	322,66	413,57

4.3 Messungen während des Baugrubenaushubs

Nach Herstellung der Schlitzwände wurde das Messprogramm weitergeführt. Die Messergebnisse aus dem Zeitraum zwischen der Schlitzwandherstellung und dem Baugrubenaushub wird hier jedoch messtechnisch nicht vorgestellt. In diesem Zeitabschnitt erfolgte der Abbruch der Leitwände, Freilegung und Säubern der Bewehrung und anschließend die Herstellung des Kopfbalkens, dafür wurde der Boden im Bereich der Schlitzwand ca. 2,5 m angehoben. So wurde während diesen Arbeiten im Bereich des Messfeldes bzw. vor den Inklinometerrohren zum Schutz ein Berliner Verbau installiert. Teilweise wurden die Messungen eingestellt. Eine Interpretation ist auch so gut wie nicht möglich, da durch den Baubetrieb, der nicht exakt dokumentiert ist, erhebliche Verformungen hervorgerufen wurden. So war zum Beispiel die Trasse für die Baustrasse für den Aushub direkt neben den Messgeräten platziert worden.

Während des Baugrubenaushubs wurde das gesamte Monitoring-Programm wieder in Betrieb genommen. Die Inklinometermessungen erfolgen wöchentlich, die Messungen des Porenwasserdrucks, des Erddrucks und die Extensometermessungen im 2-Stunden Rhythmus. Zusätzlich zu den bisherigen Messungseinrichtungen wurden zwei Inklinometerrohre in die Schlitzwand eingebaut, um die horizontalen Wandverformungen während des Aushubs der Baugrube und den Einbau der Steifen zu ermitteln. Dazu wurden die beiden Inklinometerrohre in zwei Stahlrohre, die vor der Betonage in Lamelle 34 und Lamelle 36 eingebracht wurden und an denen die Druck- und Temperaturaufnehmer für die Messungen des Frischbetondrucks angebracht waren, eingestellt und verdämmt. Die Inklinometermessungen in der Schlitzwand entsprechen somit in ihrer Lage weitgehend die Lage der Frischbetondruckmessungen, sind also mittig der Lamelle 34 und Lamelle 36 angeordnet. Die Messungen der Steifenkräfte stellen ebenfalls eine Erweiterung des Messprogramms dar. Gemessen werden die Kräfte in zwei Steifen, in den Achsen IV und VII. Die Lage der neuen Messgeräte ist ebenfalls aus Abbildung 4.3 ersichtlich.

In nachfolgender Tabelle 4.3 wird der Baugrubenaushub im Hinblick auf die jeweilige Tiefenlage, die Dauer und den Steifeneinbau dokumentiert. Dabei ist in dem Zeitraum des Steifeneinbaus auch der Einbau der Haltekonstruktionen, der Konsolen und der Gurtungen, mit enthalten. Die geklammerten Werte stellen die Dauer des reinen Steifeneinbaus dar :

Tabelle 4.3: Abfolge des Baugrubenaushubs

Herstellungsschritt	S6	A1	S7	A2	S8	A3	S9	A4
Tiefe [mNAP]	0,25	7,25	6,75	13,25	12,5	18,25	17,5	21,5
Dauer [d]	11,0	46	28 (14)	21	21 (7)	14	21 (7)	24

So wurde zum Beispiel der Aushub 2 (A2) innerhalb von 21 Tagen ausgeführt. Die Anbringung der Haltekonstruktionen für die Steifenlage 8 (S8) dauerte 14 Tage, anschließend wurde innerhalb von 7 Tagen die achte Steifenlage eingebaut.

4.3.1 Steifenkraftmessungen

Die Entwicklung der Steifenkräfte wurden an zwei Steifen verfolgt, die im Bereich von Lamelle 34 bzw. Lamelle 36 positioniert waren. Je Achse wurden die Kräfte der vier Steifen, beginnend mit S6 bis S9 gemessen. Die Steifenlage S10 diente zur Umsteifung und wurde im Rahmen des Messprogramms nicht berücksichtigt. Die Einbautiefe und die Geometrie der jeweiligen Steifen sind in Tabelle 4.4 dargestellt.

Tabelle 4.4: Lage und Geometrie der Steifen

Steife	Tiefenlage [mNAP]	Rohrdurchmesser [mm]	Wandstärke [mm]
S6	0,25	820	11,0
S7	6,75	1420	18,7
S8	12,50	1420	18,7
S9	17,50	1420	21,0

Die Messungen an den Steifen erfolgten mit Schwingsaiten. Die Schwingsaite besteht aus einem versiegelten Stahlrohr, das an beiden Enden mit einem schweißbaren Montageblock zur Befestigung an der Stahlsteife, abschließt. Im Innenraum des Messgerätes befindet sich eine Magnetspule und eine Schwingsaite, die unter Zug eingebaut ist. Änderungen der Steifen verursachen Änderungen der Messgröße und damit der Eigenfrequenz der schwingfähig im Messaufnehmer eingespannten Schwingsaite. Die im Magnetfeld des Elektromagnetsystems schwingende Saite induziert in der Magnetspule eine elektrische Schwingung gleicher Frequenz, die über Kabel an den Datenlogger übertragen wird.

Darüberhinaus sind in dem Messgerät Temperatursensoren mit eingebaut, um später Temperaturkompensationen durchführen zu können. Der Messbereich der Dehnungen der 150 mm langen Schwingsaite liegt bei 3000 microstrain, mit einer Auflösung von 1 microstrain. Der Messbereich des Temperaturengabers umfasst -45°C bis 100°C . Der thermische Koeffizient des aus Edelstahl gefertigten Messaufnehmers beläuft sich auf $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Für die Messungen der Kraft werden insgesamt fünf Schwingsaiten an einer Steife installiert. Sie werden jeweils oben und unten (Messaufnehmer 12 bzw. 06) und seitlich (Messaufnehmer 03 bzw. 09) angebracht. Zusätzlich wird eine Schwingsaite, die nur an einer Seite mit der Steife verschweißt wird (sog. Dummy) an der Oberseite installiert, um somit die Dehnungsmessungen von den Temperatureinflüsse kompensieren zu können.

Die Messungen der Steifenkräfte sind nur teilweise zufriedenstellend. So wurden an den Steifenlagen S6 und S9 die Schwingsaiten deutlich zu spät eingebaut, zudem wurden die Messgeräte in der ersten Steifenlage zu nah am Lasteinleitungsbereich installiert. Es lässt sich feststellen, dass die Messgeräte in Steifenlage S6 mit einer 8-tägigen Verspätung eingebaut wurden. Auch gab es eine erhebliche Verspätung in Steifenlage S9. Untersuchungen hinsichtlich der Funktionalität der Dummies haben ergeben, dass diese nur unzureichend funktionieren und somit eine Temperaturkompensation nicht möglich wurde.

Die Steifenkräfte werden wie folgt ermittelt: die Dehnungen, die an den vier Schwingsaiten pro Steife gemessen werden, werden in Spannungen umgewandelt. Aus diesen Spannungen, wird eine gemittelte Spannung berechnet und dann mit Hilfe des Querschnitts der Steife eine gemittelte Steifenkraft erzeugt.

Die Entwicklungen der Kräfte in den verschiedenen Steifenlagen an den Messpunkten 91 und 92 wird in den Abbildungen 4.14 bis 4.17 dargestellt. Hierbei werden die zwei Messachsen in einem Diagramm zusammen dargestellt, jedoch getrennt nach der Tiefenlagen der Steifen. Zudem wurden die Arbeitsschritte in den Diagrammen dokumentiert. Für den Einbau der Steifen muss zunächst eine Konsole und anschließend eine Gurtung entlang der Baugrubenwand montiert werden. Dieser Vorgang dauerte ca. 14 bis 20 Tage an. Der Aushub variierte stark, da die Arbeiten zeitweise durch archäologische Funde und deren anschließenden Untersuchungen stark verzögert wurden. Die Messungen der Steifenkräfte der Steifenlage S6 über die gesamte Messzeit wird in den Abbildungen 4.14 aufgezeigt. Hieraus kann man erkennen, dass die Kräfte dieser Steifenlage sehr gering sind. Erst nach dem Aushub A2 erfahren die Steifen eine Druckkraft, die sich sukzessive erhöht. Es stellt sich ein untypischer Verlauf der Kräfte ein. Nach dem Baugrubenaushub bleibt die Kraft zunächst konstant. Gründe für den Verlauf liegen bei dem verspäteten Einbau der Schwingsaiten. Der zu späte Einbau der Steifen zeigt in den Messkurven deutlich, dass die Kraft aus dem Erddruck bereits vor dem Start der Steifenkraftmessungen in die Steifen eingeleitet wurde und sich schon abgebaut hat.

Zu erwarten wäre eine deutliche Zunahme der Kraft, die dann sobald der Aushub beendet wird und die nächste Steifenlage S7 eingebaut wird, im Betrag konstant bleibt. Aus diesen Gründen kann man die Messung der ersten Steifenlage nicht bewerten. Die Messungen an den Steifen S7 (Abbildungen 4.15) zeigen einen deutlichen Anstieg der Kraft bis zum Aushub A3, anschließend geht die Kraft erwartungsgemäß zurück bzw. bleibt nach dem Aushub konstant. Während den Aushubarbeiten A2 wird eine Druckkraft von maximal -550 kN in beide Steifen eingeleitet. Anschließend erhöht sich die Kraft am Messpunkt 91 auf durchschnittlich -750 kN bzw. am Messpunkt 92 auf -850 kN. Anschließend bleibt die Last nach dem Aushub A2 bzw. während dem Einbau der dritten Steifenlage S8 konstant. Der Erddruck im Aushubbereich wurde nun von der ersten und zweiten Steifenlage aufgenommen und somit stellt sich eine konstante Druckkraft nach dem Aushub A2 ein. Während dem Aushub A3 kann man jeweils eine Erhöhung um ca. 200 kN erkennen. Der Anstieg der Kraft ist nur von kurzer Dauer, anschließend geht die Druckkraft an beiden Steifen deutlich zurück. So pendelt sich diese Steifenkraft am Messpunkt 91 auf durchschnittlich -650 kN und am Messpunkt 92 auf -750 kN im Verlauf der Baumaßnahme bis einschließlich dem Einbau der letzten Steifenlage, ein. Der letzte Aushubschritt bewirkt nochmal eine Reduktion von ca. 200 kN. Der später erkennbare starke Anstieg der Kraft um fast 100 % ist auf den Ausbau der Steifenlage S9 zurückzuführen.

Auch aus der Abbildung 4.16 (Steifenlage S8) kann man den typischen Verlauf der Steifenkräfte erkennen, der sich im Laufe eines Baugrubenaushubs und Einbau von Steifenlagen ergibt. Am Messpunkt 92 wird die Kraft nach dem Ausbau der Steifenlage S9 um ca. 1000 kN erhöht, die Erhöhung am Messpunkt 91 bleibt jedoch aus. Während der Aushubphase entwickelt sich ein starker Anstieg der Kräfte, anschließend bleibt

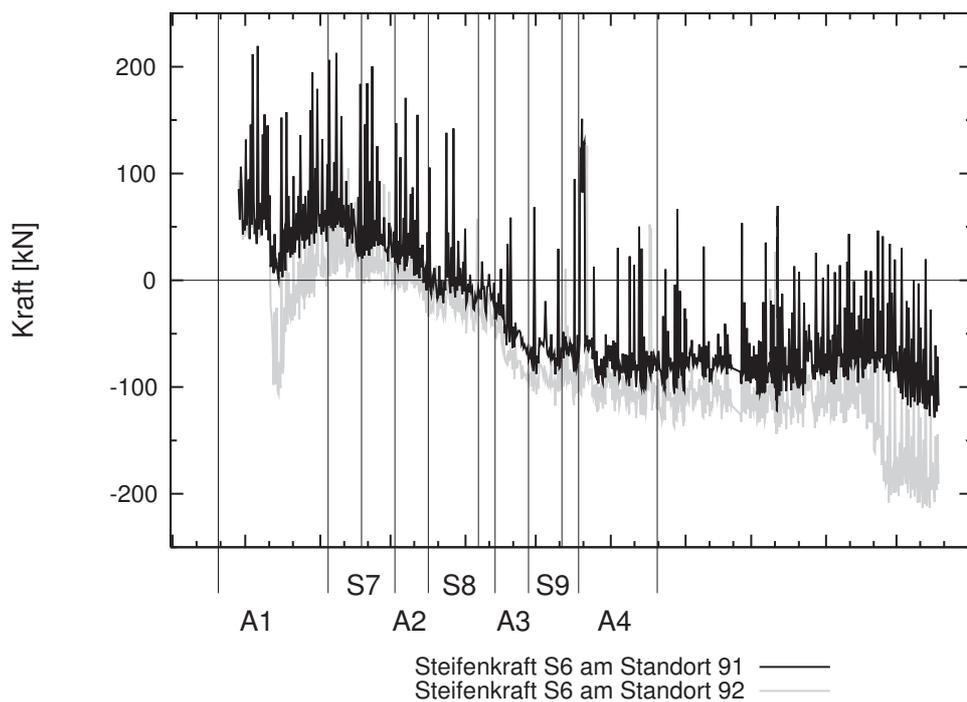


Abbildung 4.14: Steifenkraftmessung in einer Tiefe von -0,25 mNAP

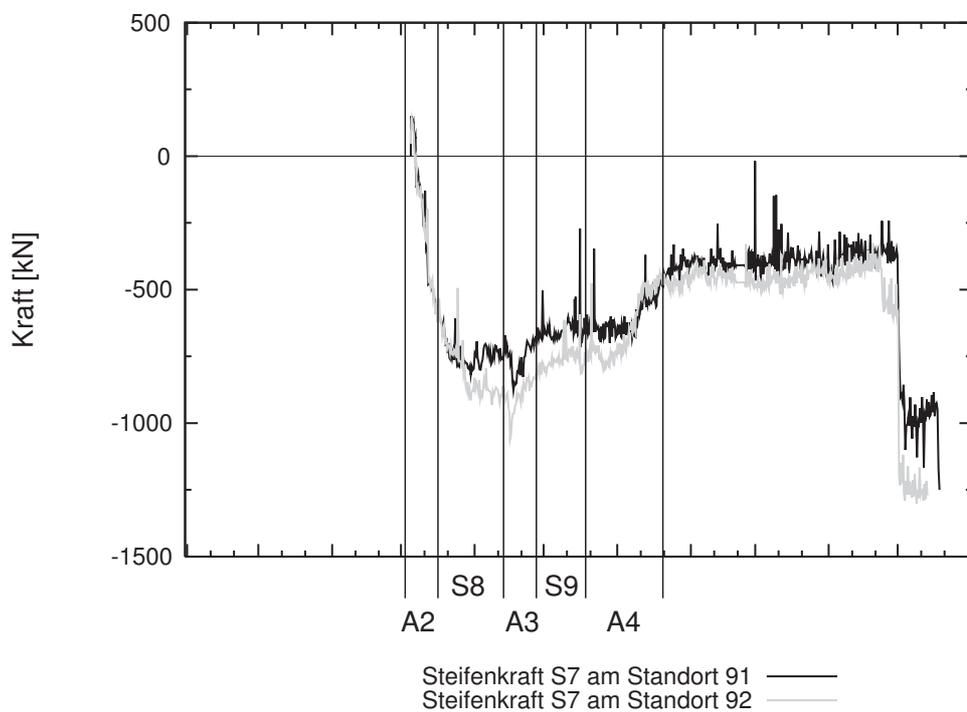


Abbildung 4.15: Steifenkraftmessung in einer Tiefe von -6,75 mNAP

die Druckkraft nahezu konstant. Durch den Aushub A3 werden geringe Druckkräfte in die zweite Steifenlage geleitet, den Hauptteil der Lastübertragung übernimmt die dritte Steifenlage S8. Der Aushub A3 ruft in der dritten Steifenlage S8 am Messpunkt 91 eine Druckbeanspruchung von -750 kN hervor. Diese Kraft erhöht sich bis zum Einbau der letzten Steifenlage auf -820 kN und bleibt während der Montage konstant. Am Messpunkt 92 ist ein ähnliches Verhalten des Kraftverlaufs in die Steife zu erkennen. Bis Ende des Aushubs A3, wird eine Kraft von -850 kN eingeleitet, die sich dann im Laufe des Bauvorgangs auf -1050 kN erhöht. Der Aushub A4 bringt eine Erhöhung der Druckkraft in dieser Steifenlage mit sich.

In Abbildung 4.17 werden die Messungen der Kräfte der vierten Steifenlage S9 vorgestellt. Obwohl die Messgeräte an die Steifenlage S9 zu spät eingebaut wurden, ergibt sich ein typischer Kurvenverlauf der Kräfteentwicklung. Während der Aushubphase ein starker Anstieg der Kraft und anschließend eine konstante Druckkraft. Es ist zu erkennen, dass durch den verspäteten Einbau nicht die komplette Last, die in die Steifen eingeführt wurde, aufgezeichnet werden konnte. Man kann aber an beiden Standorten einen rasanten Anstieg der Druckkraft während der Aushubarbeiten verzeichnen. Am Messpunkt 91 beläuft sich die Druckkraft auf -1500 kN, am Messpunkt 92 auf -1300 kN nach der Aushubphase A4. Auch in dieser Steifenlage ergibt sich ein plötzlicher Anstieg der Druckkraft am Messpunkt 91 nach den Aushubarbeiten. Dieser lässt sich auf keine baubetrieblichen Ereignisse zurückführen und wird somit als Messfehler interpretiert.

Vergleicht man nun die zwei verschiedenen Messpunkte miteinander, kann man deutlich erkennen, dass die Steifen am Messpunkt 92, ausgenommen die Steifenlage S9, etwas größere Druckkräfte erfahren. Gesamtheitlich betrachtet stimmt der Kraftverlauf sehr gut überein. Die größten Abweichungen voneinander kann man in der untersten Steifenlage S8 und S9 erkennen. In der vorletzten Steifenlage vergrößert sich die Kraft lediglich am Messpunkt 92. Durch den Ausbau der Steifenlage S9 ist aber auf jeden Fall eine Erhöhung der Kraft zu erwarten. In der letzten Steifenlage beträgt der Unterschied zwischen den zwei Standorten ca. 500 kN, später wird die Differenz noch höher, in den Bautagebüchern ist keine Ursache dokumentiert, die einen Grund zu dieser Erhöhung begründet.

4.3.2 Inklinometermessungen

Messungen während des Einbaus der Steifenlage S7, des Aushubs A1 und des Einbaus der Steifenlage S7

Bei der Auswertung der Verschiebungen der Wand und des Bodens wird der Fokus auf die Inklinometer in Messachse VI gelegt, da das Verformungsverhalten in Messachse II nahezu identisch ist. Die Inklinometerauswertungen werden hierbei immer mit absoluten Verschiebungen dargestellt, da dadurch die Verformungen durch die Herstellungsschritte jeweils besser ersichtlich sind. Bei den horizontalen Verformungen im Bereich des Bodens werden vor dem Aushub die Messungen auf Null gesetzt, um eine bessere Interpretation der Kurven machen zu können. Dabei werden jeweils die Verformungen, hervorgerufen durch die Herstellungsvorgänge Einbau der Steifenlage und der nach-

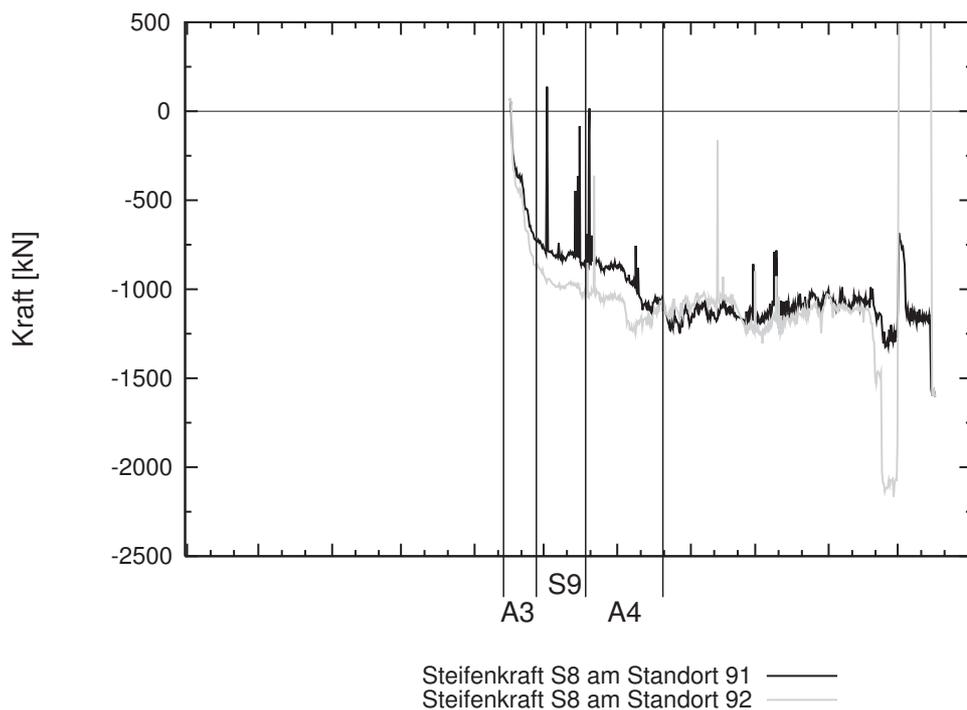


Abbildung 4.16: Steifenkraftmessung in einer Tiefe von -12,5 mNAP

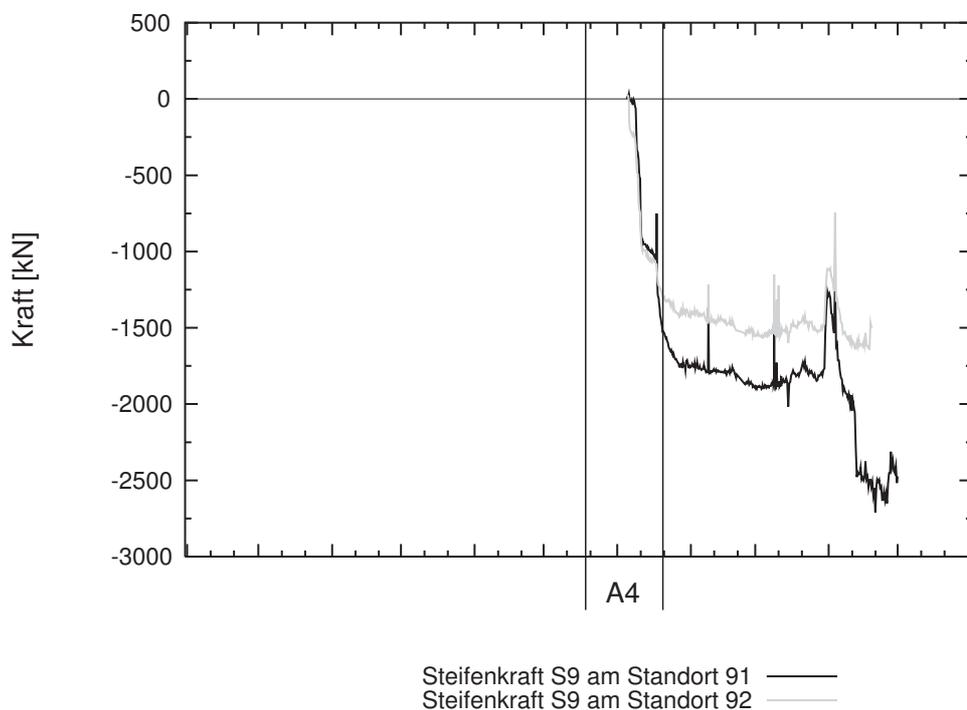


Abbildung 4.17: Steifenkraftmessung in einer Tiefe von -17,5 mNAP

folgende Aushub, dargelegt. Auf die Darstellung der detaillierten Messungen während des Aushubs soll nicht näher eingegangen werden (Details siehe [41]), es folgt nur eine Darstellung der Endverschiebungen.

In Abbildung 4.18 sind die horizontalen Bewegungen der Schlitzwand an Inklinometer 91 aufgrund des Einbaus der Steifenlage S6 (Tiefenlage: 0,25 mNAP), des Aushubs A1 und des Steifeneinbaus S7 dargestellt. Der Aushub A1 erfolgte innerhalb von 46 Tagen bis in eine Tiefe von 7,5 mNAP, der nachfolgende Einbau der Steifenlage S7 (Tiefenlage: 6,75 mNAP) in 28 Tagen. Darin sind 14 Tage für den Einbau der Konsolen und Gurtung mit eingeschlossen. Aus den Messkurven ist ersichtlich, dass sich die Wand im Zuge des Steifeneinbaus S6 in Richtung Baugrube bewegt, maximal 7 mm in Höhe der weichen Torfschicht. Auffällig ist die deutlich größere Verschiebung des Bodens in der Torfschicht in einer Tiefe von ca. 8,5 m.

Ab einer Tiefe von ca. 22 m sind keine horizontalen Verschiebungen mehr zu erkennen. Grund für die „Ausbauchung“ der Schlitzwand liegt vermutlich darin, dass der obere Teil der Wand durch die Steifenlage S6 nach hinten gedrückt wird und sich darunter eine innen gerichtete Wölbung der Schlitzwand in den weichen Schichten ausbildet. Aus dem Aushub A1 resultieren erwartungsgemäß maximale Verformungen von ca. 13 mm in Höhe der Aushubebene. Dabei werden die größten Verschiebungen durch den letzten Aushubschritt bei einer Tiefe von 6 m bis 7,5 m mit ca. 5 mm gemessen.

Die horizontalen Bewegungen im Boden, die durch den Einbau der Steifenlage S6 resultieren, sind in Abbildung 4.19 dargestellt. Es ergibt sich ein tendenziell äquivalentes Bild zu den Messergebnissen der Schlitzwandverformungen. Die Bewegung des Bodens erfolgt ebenfalls in Richtung der Wand. Der Boden verschiebt sich entsprechend der Wandbewegungen am Messpunkt 91 maximal um ca. 7 mm bis 8 mm in der weichen Torfschicht.

Die Bewegungen des Bodens in Folge des Aushubs A1 sind maximal 16 mm in der weichen Tonschicht, in ca. 12 m Tiefe. Wie die Messungen an Inklinometer 91 ergeben haben, treten die größten Verschiebungen durch den letzten Aushubschritt mit ca. 6 mm auf. Auch durch den Einbau der Aussteifkonstruktion bewegt sich der Boden minimal, ca. 3 mm in Richtung Baugrube.

Die Messungen in Messachse II zeigen ähnliche Verschiebungen durch die Herstellungsvorgänge an, ebenso wie die Inklinometer 95 und 96, die in einem Abstand von 4,4 m von der Schlitzwand eingebaut sind, deren Messungen hier jedoch nicht aufgezeigt werden.

Messungen während des Aushubs A2 und des Einbaus der Steifenlage S8

In diesem Kapitel werden zunächst die horizontalen Verschiebungen der Schlitzwand bzw. Bodens nach dem Aushubs A2 bis in eine Tiefe von 13,25 m und nach Einbau der Steifenlage S8 dargestellt. Innerhalb von 1 Tag werden die weiteren 5,75 m der Baugrube ausgehoben. Nach dem Einbau der Konsolen und Gurtung, die dafür benötigte Zeit umfasst 21 Tage, wird die Steifenlage S8 während 7 Tagen montiert.

Wie im vorherigen Abschnitt werden zunächst die Wandverformungen und anschließend die Verformungen des Bodens dargestellt.

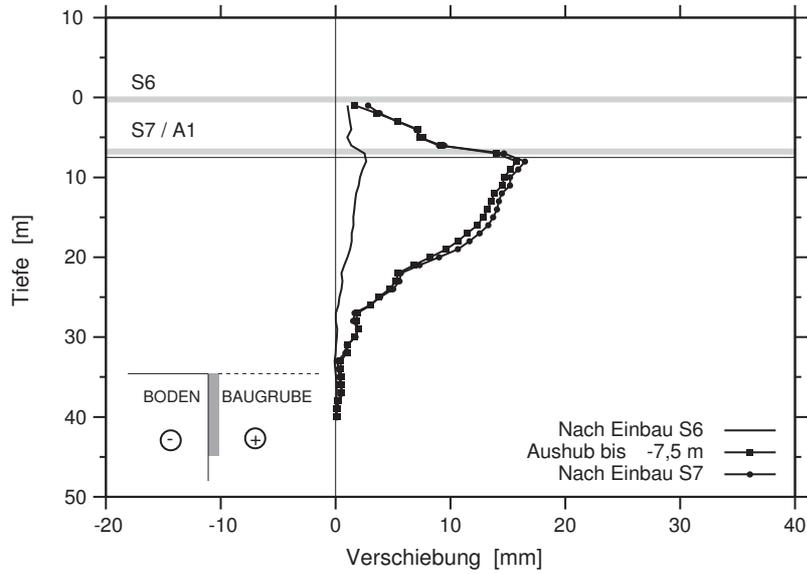


Abbildung 4.18: Horizontale Bewegungen der Schlitzwand während des Steifeneinbaus S6, des Aushubs A1 und des Steifeneinbaus S7 (Inklinometer 91)

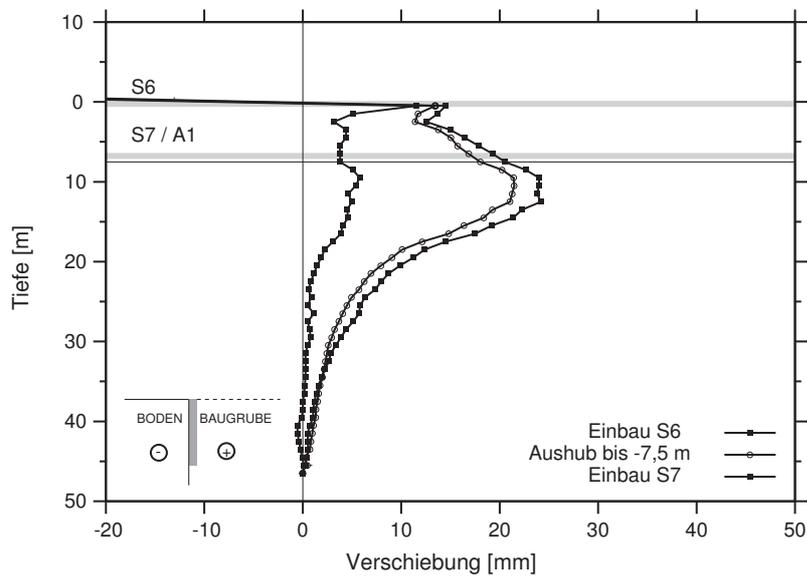


Abbildung 4.19: Horizontale Bewegungen der Bodens orthogonal zur Wand während des Steifeneinbaus S6, des Aushubs A1 und des Steifeneinbaus S7 (Inklinometer 93)

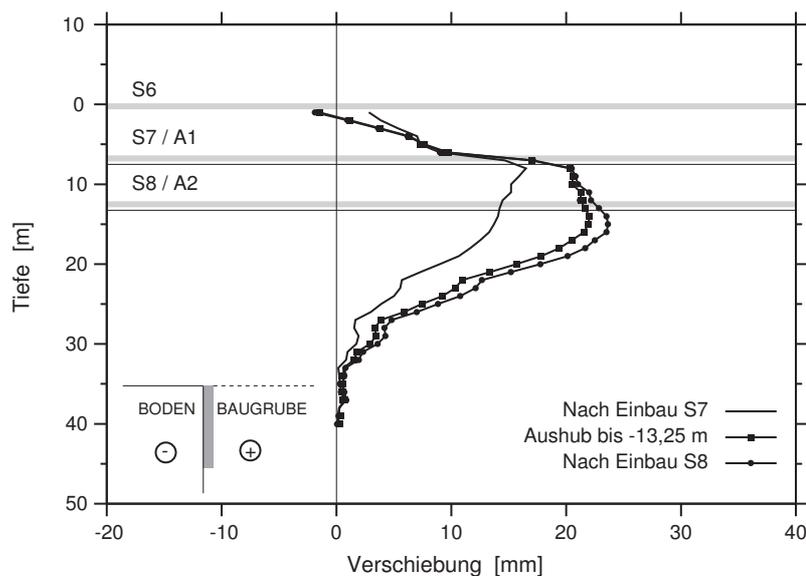


Abbildung 4.20: Horizontale Bewegungen der Schlitzwand während des Aushubs A2 und des Steifeneinbaus S8 (Inklinometer 91)

In Abbildung 4.20 sind die absoluten horizontalen Bewegungen der Schlitzwand aufgezeigt.

Die Schlitzwand im Bereich von Lamelle 34 (Inklinometer 91), erfährt eine maximale horizontale Verschiebung in Richtung der Baugrube in einer Tiefe von ca. 14 m, die, wie bereits bei Aushub A1, unmittelbar unterhalb der Aushubtiefe auftritt. Die größten Verschiebungen im Laufe des kompletten Aushubs A2 werden in den Tiefen zwischen 12 m und 20 m mit durchschnittlich 7,5 mm hervorgerufen. Die Schlitzwand oberhalb der Aushubtiefe A1 bewegt sich nicht. Gut erkennbar ist die Änderung der Tiefenlage des Punktes mit der maximalen horizontalen Verschiebung. Vor dem Aushub A2 liegt er knapp unter 7,50 m, und entspricht damit in etwa dem Aushubniveau des vorherige Aushubabschnittes. Nach dem Aushub A2 wandert er in eine Tiefe von ca. 14 m, ebenfalls knapp unterhalb dem neuen Aushubniveau von A2.

Die Messung nach der Einbauzeit der Haltekonstruktion und der Steifen ruft eine geringe horizontale Bewegung von durchschnittlich 1 bis 2 mm in Richtung Baugrube hervor. Das Verschiebungsbild ist äquivalent zum vorherigen Einbau der Steifenlage S7.

Die Bodenbewegungen infolge der genannten Herstellungsvorgänge im Bereich von Inklinometer 93, 1,9 m hinter der Schlitzwand, sind in Abbildung 4.21 ersichtlich. Dabei treten die größten Verschiebungen in der gleichen Tiefenlage wie am Messpunkt 91 auf. Sie belaufen sich im Durchschnitt auf 10,5 mm in Richtung der Baugrube (vgl. dazu die Wandbewegung mit ca. 7,5 mm). Der Einbau der Gurtung, Konsolen und Steifen bewirken ebenfalls Bewegungen in Richtung Baugrube.

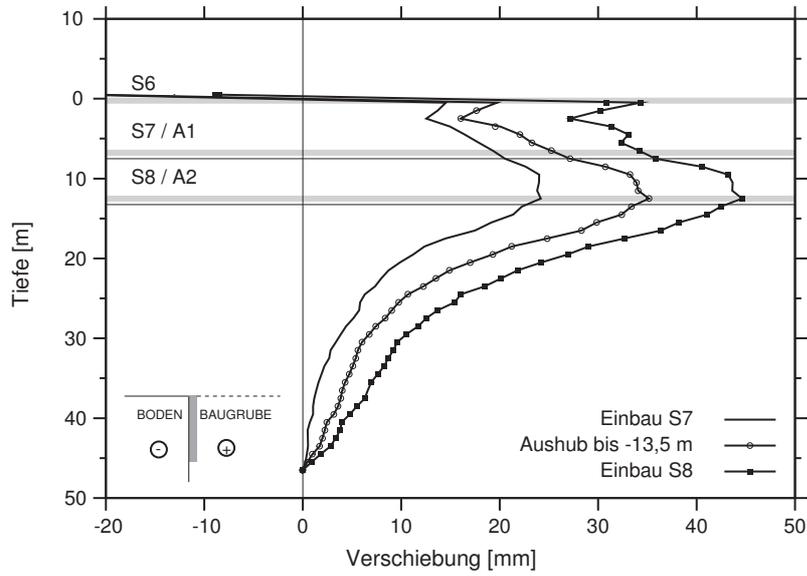


Abbildung 4.21: Horizontale Bewegungen der Bodens orthogonal zur Wand während des Aushubs A2 und des Steifeneinbaus S8 (Inklinometer 93)

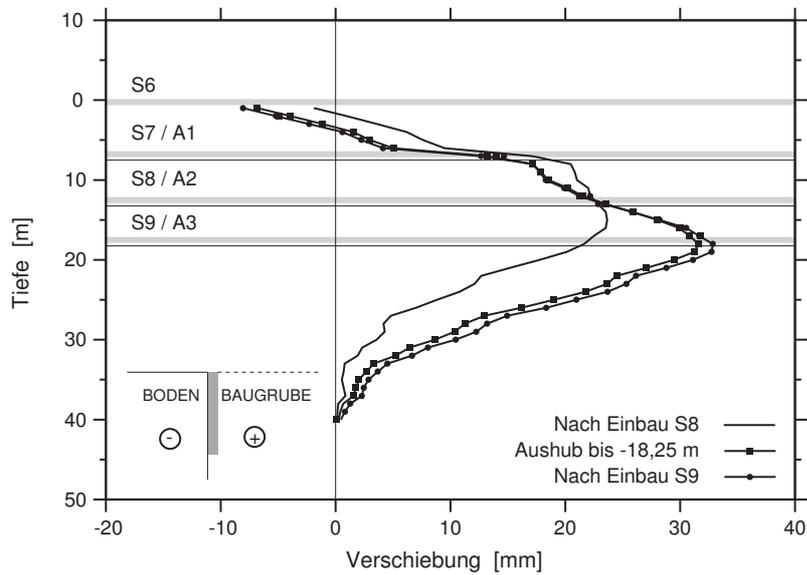


Abbildung 4.22: Horizontale Bewegungen der Schlitzwand während des Aushubs A3 und des Steifeneinbaus S9 (Inklinometer 91)

Messungen während des Aushubs A3 und des Einbaus der Steifenlage S9

In diesem Kapitel werden die Messdaten, die in der Zeit während des Aushubs der Baugrube bis in eine Tiefe von -18,25 m und dem Einbau der Steifenlage S9 aufgenommen wurden, vorgestellt. Innerhalb von 14 Tagen werden die 5 m ausgehoben, für den Einbau der Gurtung, der Konsolen und den Steifen werden insgesamt 21 Tage benötigt.

In Abbildung 4.22, die die absoluten horizontalen Verschiebungen der Schlitzwand aufzeigt, kann man deutlich erkennen, dass die maximalen absoluten Verschiebungen in einer Tiefe von 18,25 m, knapp unterhalb der Aushubtiefe, nach dem Aushub A3 auftreten. Es kommt wieder zu einer „Verschiebung“ des Punktes mit der maximalen Bewegung des Bodens von der Aushubtiefe A2 zu der Tiefe von A3. Der Boden erfährt maximale relative Verschiebungen von ca. 11 mm in diesen Tiefenlagen, ausgehend von der Messung vor dem Beginn des Aushubes. Der Boden hat sich bis zu diesem Fortschritt des Baugrubenaushubes um ca. 32 mm in Richtung der Baugrube bewegt. Die horizontalen Bewegungen sind während dem Aushub A3 kontinuierlich gestiegen. Der Betrag der Verschiebungen ist bei den einzelnen Aushubschritten gleich. Wenn man nun die jeweiligen Aushubschritte miteinander vergleicht, stellt man fest, dass sich der Boden sukzessive mit der Tiefe um ca. 10 mm je Schritt in Richtung Baugrube bewegt. Dabei stellt sich ein „treppenförmiges“ Verschiebungsbild ein. Bei jedem Aushubschritt verschiebt sich der Boden in der Tiefe des jeweiligen Aushubs um den Betrag von ca. 10 mm. Der Boden in der Tiefe des bereits gefertigten Aushubs stagniert hingegen in seiner Bewegung. Die Baugrube ist sehr stabil, das zeigen die Messungen nach 21 Tagen, nachdem der Aushub A3 getätigt wurde, aber die neue Steifenlage noch nicht eingebracht wurde. Die Schlitzwand bewegt sich nahezu nicht.

Die horizontalen Verschiebungen im Boden in einem Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand sind in Abbildung 4.23 dargestellt. Die Inklinometermessung am Messpunkt 93 zeigt im oberen Bereich bis in einer Tiefe von Aushub A2 deutliche Verformungen weg von der Schlitzwand. In dem Bereich der Tiefe von Aushub A3 kann man Bewegungen in Richtung der Baugrube von ca. 6 mm erkennen. Die Gesamtverschiebung sind im oberen Bereich Richtung Erdreich vorhanden, ab einer Tiefe von ca. 11 m tritt der Wendepunkt ein. Das untere Paket der weichen Schicht und die Sandlagen bewegen sich in Richtung der Baugrube mit maximalen relativen Werten von 11 mm und klingen dann nach unten hin ab. Nach dem Steifeneinbau S9 zeigt der Inklinometer 93 in Messachse VI keine nennenswerte Verschiebungen an. Das Verschiebungsverhalten ist erwartungsgemäß gleich der Wand.

Messungen während des Aushubs A4

Der Aushub A4 ist der letzte Aushubschritt für die Erstellung der Baugrube. Die Tiefe des Aushubs A4 ist im Vergleich zu den anderen Aushubschritten relativ klein. Die Differenz beträgt zu Aushub A3 nur 3,25 m. Es wird keine Steifenlage mehr eingebaut. Die Baugrube wird innerhalb von 12 Tagen ausgehoben.

Die absoluten horizontalen Verschiebungen der Verbauwand während des Aushubs A4 sind in Abbildung 4.24 abgebildet. Am Messpunkt 91 bewegt sich die Wand in den

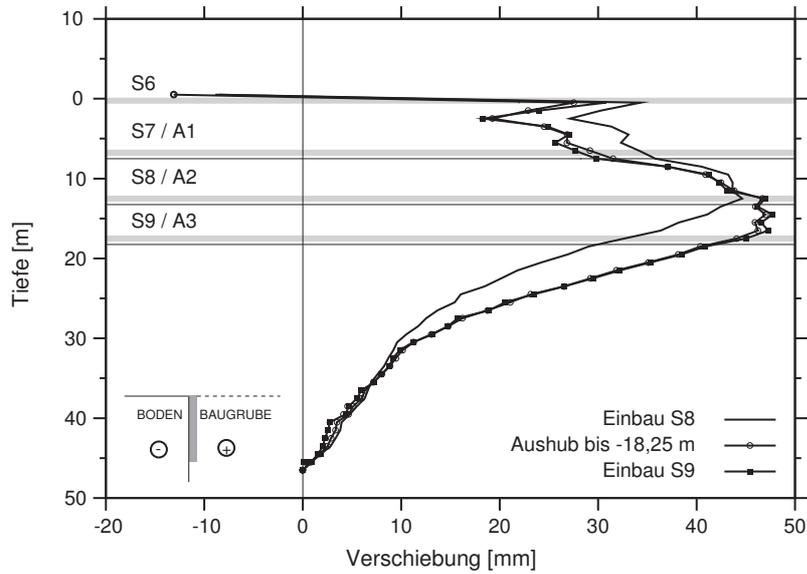


Abbildung 4.23: Horizontale Bewegungen der Bodens orthogonal zur Wand während des Aushubs A3 und des Steifeneinbaus S9 (Inklinometer 93)

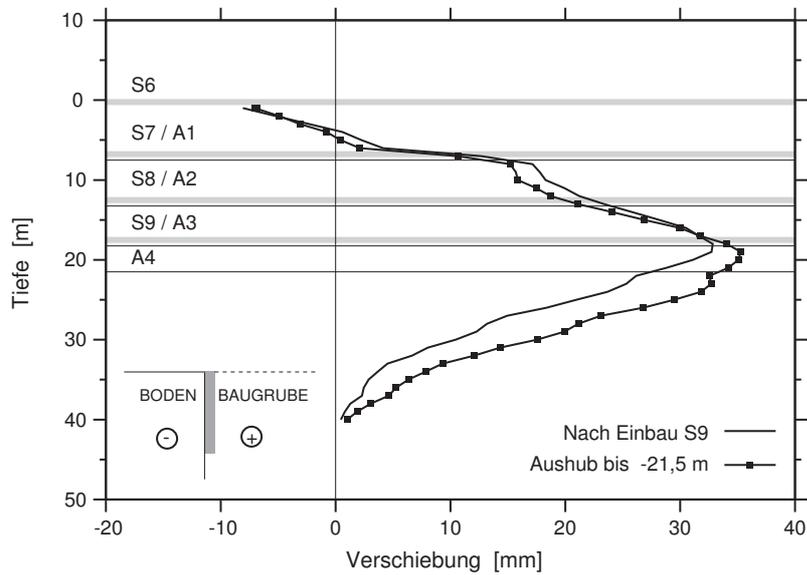


Abbildung 4.24: Horizontale Bewegungen der Schlitzwand während des Aushubs A4 (Inklinometer 91)

weichen Schichten Richtung Boden bis in eine Tiefe von 17,0 m bzw. bis in die Einbautiefe der Steifenlage S9. Maximale Verschiebungen von zusätzlichen -2,5 mm sind in einer Tiefe von ca. 12,0 m zu erkennen. Horizontale Bewegungen in Richtung der Baugrube treten ab einer Tiefe von 17,0 m auf. Das Maximum der Verschiebung mit 8,5 mm liegt bei 25 m. Anschließend klingen die Bodenbewegungen bis zum Schlitzwandfuß ab.

Die Bodenbewegungen im Bereich von Inklinometer 93 sind in Abbildung 4.25. Die Messungen sind im Verlauf ähnlich wie die Wandverschiebungen an Inklinometer 91. In den oberen Bodenschichten sind Bewegungen weg von der Wand zu erkennen. Der Wendepunkt der Bewegung liegt ebenfalls in der Einbautiefe der Steifenlage S9 bei ca. 17,0 m. Maximale Verschiebungen in Richtung Baugrube liegen bei ca. 6,5 mm. Das Maximum liegt in der gleichen Tiefenlage wie die Messung in der Wand an Inklinometer 91. Die Bodenbewegungen sind wie erwartet kleiner als die Wandbewegungen. Im oberen Bereich stimmt der Messkurvenverlauf nicht ganz überein, insbesondere der Bereich der Auffüllung erfährt große Verschiebungen bis zu 10 mm, vermutlich bedingt durch den Baubetrieb.

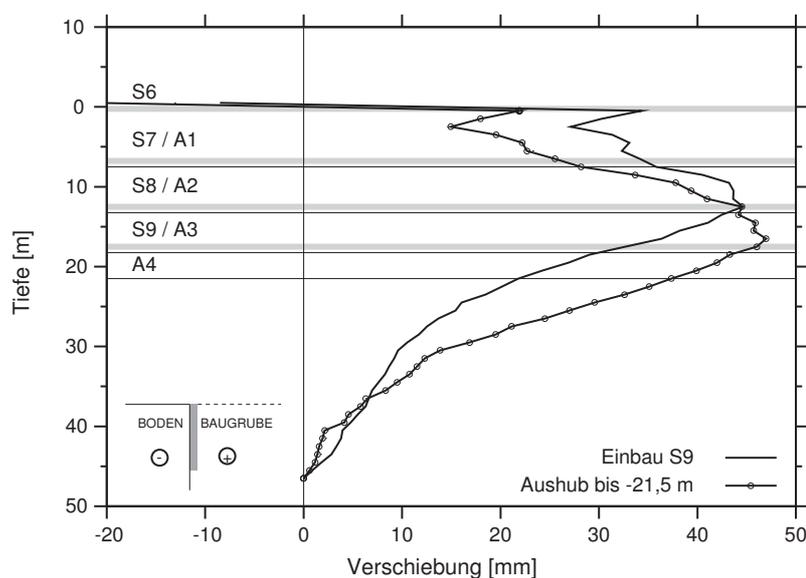


Abbildung 4.25: Horizontale Bewegungen der Bodens orthogonal zur Wand während des Aushubs A4 (Inklinometer 93)

4.4 Kritische Anmerkungen zu den Feldmessungen

In Kapitel 4 wurden die umfangreichen Feldmessungen der Baustelle „Statenwegtracé“ vorgestellt. Dabei wurde eine Vielzahl von Mess-Systemen eingesetzt. In diesem Kapitel sollen nun die Probleme dieser Messungen, die im Zusammenhang mit den Randbedingungen des Baubetriebs aufgetreten sind erläutert und Verbesserungsvorschläge formuliert werden.

Die Messungen des Frischbetondrucks und der Frischbetontemperatur ergeben ein höchst zufriedenstellendes Ergebnis (siehe dazu Kapitel 3). Zum einen decken sich die beiden Messreihen an Lamelle 34 und Lamelle 36 nahezu, somit sind Messfehler ausgeschlossen und ein systematischer Messfehler unwahrscheinlich. Zum anderen ergibt sich eine Parallelität zu vorhergehenden Messungen, die in der Literatur zu finden sind. Der Frischbetondruck kann somit ohne Probleme mit Druckmessdosen gemessen werden. Auch die Art des Einbaus der Messeinrichtung mittels der eingesetzten Befestigungskonstruktion hat sich bewährt. Es wird empfohlen, die Temperatur ebenfalls mit aufzuzeichnen, wozu sich der verwendete kombinierte Temperatur-Druckmesser gut bewährt hat.

Problemlos und eindeutig waren auch die Inklinometermessungen, sowohl im Erdreich, als auch bei den Messungen der Wandverschiebung während dem Baugrubenaushub. Die Inklinometermessungen haben sowohl an Messachse VI als auch an Messachse II während der Herstellung der Lamelle 34 und der Lamelle 36, aber auch beim Baugrubenaushub ein nahezu identisches Verformungsverhalten ergeben. Die Messungen zeigten, dass der Schlitzvorgang in diesem Untergrund so gut wie keine Verformungen in Richtung offenen Schlitz auslöste. Die Schlitzlöcher hatten eine sehr hohe Stabilität, was auch mit einem Suspensionsüberstand von ca. 1 m erklärt werden kann. Bedeutsam war weiterhin die Erkenntnis, dass die Betonage in ca. 2 m hinter der Schlitzwand maximale Verformungen von ca. 27 mm in den weichen Schichten hervorgerufen hat. Auch konnte man erkennen, dass durch das Läuferverfahren (Lamelle 32 bis Lamelle 34) deutlich größere horizontale Verformungen hervorgerufen werden als durch ein Pilgerschritt bzw. Sprungverfahren (Lamelle 38 bis Lamelle 36).

Hingegen konnte man aus den Messungen der Extensometer und der Oberflächenpunkte die Herstellungsschritte nur eingeschränkt nachvollziehen. Ursächlich hierfür war eventuell, dass das Messfeld vom Baubetrieb teilweise gestört wurde und somit die Messungen der Oberflächenpunkte beeinträchtigt wurden.

Die Piezometermessungen haben ebenfalls nicht die erwarteten Änderungen der Porenwasserdrücke ergeben, wie sie mit hoher Sicherheit durch die Schlitz- bzw. Betonierarbeiten hervorgerufen werden. Es ist zu vermuten, dass durch einen zu großen Abstand der installierten Piezometer zur Schlitzwand die Porenwasserdruckänderungen in den bindigen Schichten sich nicht auswirkten. Ein Einbau der Messgeräte deutlich näher an der Schlitzwand könnte dies verbessern. Da die Druckmessgeber weiterhin zwar funktionsfähig waren, jedoch lediglich der Porenwasserdruck angezeigt wurde, könnte das angesprochene Problem eventuell auch noch auf die Einbaubedingungen zurückgeführt werden. Da die Druckaufnehmer wie oben beschrieben in ein Sandbett eingebaut wurden, liegt die Vermutung nahe, dass sich die Porenwasserdruckänderungen wegen der deutlich größeren Durchlässigkeit im Vergleich zum bindigen Boden in diesem Sandbett nicht aufbauen konnten und somit nur der Einbautiefe entsprechend den Porenwasserdruck gemessen wurde.

Als eigentliche Schwachstelle bei der Bewertung der Vielzahl von Messergebnissen hat sich auch hier wieder, wie bereits auf anderen Baustellen gezeigt, dass der exakte Baubetrieb nicht detailliert dokumentiert wurde und damit eine Vielzahl von Einflüssen nicht nachvollzogen werden konnte.

Kapitel 5

Anmerkungen zur numerischen Analyse undrainierter Spannungszustände

5.1 Materialverhalten

Eine bedeutsame Aufgabenstellung in der geotechnischen Praxis ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in jeder Phase des Bauzustandes. Im Zuge einer Baumaßnahme ändert sich das Materialverhalten des Bodens kontinuierlich, da die Verformungen nichtlinear spannungsabhängig sind.

Da im Rahmen dieser Arbeit in Kapitel 6 auch die numerische Analyse verschiedener Baugruben vorgestellt wird, werden im Folgenden kurz auch die Bodeneigenschaften und das gewählte Materialverhalten vorgestellt werden. Prinzipiell besteht der Boden aus festen Bodenkörnern mit Hohlräumen. Die Hohlräume oder auch Poren genannt, sind mit Wasser oder Luft (Zweiphasensystem) oder mit beiden (Dreiphasensystem) gefüllt. Die Eigenschaften des Bodens hängen von der Beschaffenheit der festen Bodenkörner (z.B. Korndichte, Kornform, Grenzen der Lagerungsdichte), von dem Anteil der Festmasse im Bodenvolumen, der räumlichen Anordnung der Festteile bzw. der Anteile der flüssigen und gasförmigen Bestandteile, aber auch von der Spannungs-Verformungs-Beziehung bzw. von den Festigkeitseigenschaften ab. Sind alle Poren mit Wasser gefüllt, so ist der Boden voll gesättigt und somit die Sättigungszahl $S_r = 1$. Wird nun dieser Boden einer Spannungs- oder Volumenänderungen unterworfen, dann muss Porenwasser ab- oder zuströmen und dies führt zur Entstehung von Porenwasserüber- oder -unterdrücken. Für die Änderung der mittleren Normalspannung Δp gilt:

$$\Delta p = \Delta p' \pm \Delta u. \quad (5.1)$$

Wenn ein normalkonsolidierter Boden plötzlich belastet wird treten Zusatzspannungen Δp und somit zusätzlich zum Wasserdruck Porenwasserüberdrücke Δu auf. Ursache hierfür ist die Inkompressibilität des Wassers und dass dieses nicht schnell genug durch die Porenräume abfließen kann. Mit Hilfe eines Porenwasserdruckbeiwerts B wird allgemein die Größe von Δu und damit der Anteil an Zusatzlast der direkt vom Porenwasser aufgenommen wird, beschrieben. Darin ist die Beschreibung der Durchlässigkeit des Bodens, der Grad der Sättigung und die Geschwindigkeit der Belastungsänderung subsumiert und kann geschrieben werden als

$$\Delta u = \check{B}\Delta p + \check{A}\Delta q, \quad (5.2)$$

wo q ein Maß für die Schubspannungen ist und \dot{A} eine Funktion der effektiven Spannungen darstellt. Im „undrainierten“ Zustand, wenn die Durchlässigkeit des Bodens im Verhältnis zur Belastungsgeschwindigkeit sehr gering ist, fließt kein Porenwasser. Das heißt, die Volumenänderung ΔV des Korngerüsts des Bodens ist gleich der Volumenänderung ΔV_w des Porenwassers. Somit ergibt sich für den Porenwasserdruckbeiwert unter Einbeziehung der Porosität n des Bodens, dem Kompressionsmodul K und K_w des Korngerüsts bzw. des Wassers folgende Beziehung bei isotropen Spannungsbeziehungen zu:

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \check{B} = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot K}{K_w}}. \quad (5.3)$$

In aller Regel wird sich jedoch ein anisotroper Spannungszustand im Boden ergeben. Im Falle von triaxialen Spannungszuständen mit $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ hat Skempton [74] die folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] = B\Delta p + B(A - \frac{1}{3})\Delta q, \quad (5.4)$$

wobei der Porenwasserdruckbeiwert B den Einfluss der hydrostatischen Spannungsänderung und der Beiwert $\check{A} = B(A - \frac{1}{3})$ den Einfluss der Scherspannungsänderungen auf Δu beschreibt.

Bei schneller Belastung wird aufgrund des hohen Kompressionsmoduls des Wassers die Belastung zunächst vom Porenwasser aufgenommen, das dann mit der Zeit ausgepresst wird und dadurch sukzessive die effektiven Spannungen erhöht. Durch die Konsolidation und die Spannungsänderung im Boden werden ebenfalls die Festigkeitseigenschaften des Bodens verändert. Aus diesem Grund wird bei Problemstellungen mit schneller Belastungsänderung bei Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit und Stabilität (z.B. bei einer Dammschüttung) der Anfangszustand mit teilweiser Lastübertragung über Porenwasserdrücke maßgebend. Bei langsamer Belastung, wenn die Last stets von dem Korngerüst getragen wird, spricht man im Gegensatz hierzu von einem drainiertem Zustand. Dieser wird bei Entlastungsproblemen (z.B. Baugrubenaushub) relevant.

5.2 Möglichkeiten der Durchführung von undrainierten FE-Berechnungen

Der erste Schritt, der bei einer numerischen Berechnung gemacht werden sollte, ist die Überlegung, ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten vorliegt. Dabei sind die Kenntnis der Durchlässigkeit und Drainagebedingungen des Bodens unumgänglich. Zudem spielen der Zeitpunkt des Baufortschritts und die Belastungsgeschwindigkeit durchaus eine große Rolle. Liegt zum Beispiel ein wenig durchlässiger Boden und eine hohe Belastungsgeschwindigkeit vor, muss undrainiertes Verhalten beachtet werden. In Anlehnung an die Konsolidationstheorie nach Terzaghi und Fröhlich [81] empfehlen Vermeer und Meier [88] mittels der Bestimmung des dimensionslosen Zeitfaktors T_v das

jeweilige Verhalten des Materials. Der Zeitfaktor T_v wird mit Hilfe der Durchlässigkeit k , des Steifemoduls E_S und dem Drainageweg D wie folgt definiert:

$$T_v = \frac{k \cdot E_S}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t = \frac{c_v}{D^2} \cdot t. \quad (5.5)$$

Vermeer und Meier schlagen einen Wert von $T_v < 0,01$ für einen undrainierten Zustand vor. Liegt der dimensionslose Zeitfaktor $T_v > 0,4$ und der Konsolidationsgrad $U > 70 \%$, kann man drainierte Verhältnisse annehmen. Man geht bei undrainiertem Verhalten davon aus, dass der Boden vollgesättigt ist und folglich der undrainierte Scherparameter $\varphi_u = 0$ und somit bei numerischen Berechnungen die volumetrischen Dehnungen $\nu_u = 0,5$ gesetzt werden kann. Wenn man nun davon ausgehen kann, dass ausschließlich undrainierte Bedingungen vorliegen und dadurch der Boden vollgesättigt ist, müssen weitere Entscheidungen gefällt werden, inwieweit nun das undrainierte Materialverhalten numerisch abgebildet werden kann. So muss im zweiten Schritt entschieden werden, ob mit effektiven Spannungen oder totalen Spannungen gerechnet werden soll. Hierbei sollte man sich im Klaren sein, dass im Zuge von numerischen Berechnungen stets die Gleichgewichtsbedingungen mit totalen Spannungen erfüllt sind. Jedoch hat das Porenwasser, das bei undrainierten Problemstellungen in der Regel im Boden vorhanden ist, eine nicht untergeordnete Rolle im von den effektiven Spannungen abhängenden Materialverhalten. Die gegenseitige Beziehung der Spannungen und dem Porenwasserdruck wird nach Terzaghi [80] wie bereits schon vorab erläutert wie folgt definiert:

$$\sigma_1 = \sigma'_1 + u, \quad \sigma_2 = \sigma'_2 + u, \quad \sigma_3 = \sigma'_3 + u \quad (5.6)$$

Nichtsdestotrotz kann man das Materialverhalten in numerischen Berechnungen mit Hilfe von totalen Spannungen durchführen. Prinzipiell gibt es drei unterschiedliche Alternativen für die Berechnungen von undrainiertem Verhalten, die Wehnert [92] detailliert beschrieben hat:

- Methode 1: Eingabe der Materialkennwerte erfolgt mit effektiven Spannungen mit effektiven Scherparametern (c' und φ') und effektiven Steifigkeitsparametern (E' und ν'). Programmintern erfolgt die Umrechnung auf undrainierte Werte (siehe unten)
- Methode 2: Die Berechnung erfolgt mit totalen Spannungen mit undrainierten Scherparametern (c_u und φ_u) und effektiven Steifigkeitsparametern (E' und ν'). In der Regel mit $\varphi_u = 0$.
- Methode 3: Die Berechnung erfolgt mit totalen Spannungen mit undrainierten Scherparametern (c_u und φ_u) und totalen Steifigkeitsparametern (E_u und ν_u). In der Regel mit $\varphi_u = 0$ und $\nu_u \approx 0,5$.

In dem für die Dissertation verwendeten FE-Programm werden bei der Methode 1 die effektiven Parameter G und ν in die undrainierten Parameter E_u und ν_u umgewandelt.

Es wird zu dem Kompressionsmodul des Korngerüsts K' ein Kompressionsmodul des Wassers K_w hinzugefügt und daraus ein totaler Kompressionsmodul bestimmt zu:

$$K_u = K' + \frac{K_w}{n} = \frac{E_u}{3(1 - 2\nu_u)} = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} = \frac{E'(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')}. \quad (5.7)$$

Zu dieser Umwandlung muss angemerkt werden, dass in diesem Fall das Wasser als nicht komplett inkompressibel angenommen werden kann, da bei der Verwendung von $\nu_u = 0,5$ dies eine Singularität der Steifigkeitsmatrix zur Folge hätte. Aus diesem Grund wird programmintern für $\nu_u = 0,495$ gewählt. Zudem sollte beachtet werden, dass nur realistische Werte für den Porenwasserdruckbeiwert B ($B \approx 1$) bei Verwendung von $\nu' < 0,35$ sich ergeben.

Die vorgestellte Herangehensweise zur Berechnung von undrainierten Problemstellungen haben sowohl Vorzüge als auch gravierende Nachteile, auf die detailliert im Folgenden eingegangen wird (weitere Details siehe Wehnert [92]). Ein ganz klarer Vorteil der Methode 3 sind die undrainierten Parameter, die in-situ mittels Flügelsondierungen gemessen werden können; sehr leicht und preiswert auch durch Drucksondierungen. Die undrainierte Kohäsion kann tiefenabhängig relativ zuverlässig ermittelt und der dazugehörige Steifemodul mit Hilfe von bekannten Korrelationen abgeschätzt werden. Allerdings ist diese Methode für Konsolidationsberechnungen nicht geeignet, die Berechnung mit totalen Spannungen liefert keine Informationen über Porenwasserdrücke. Zudem gilt für den Initialspannungszustand bei normalkonsolidierten Böden nicht mehr die empirische Beziehung nach Jaky (1948), die K_0 -Werte müssen dementsprechend angeglichen werden. Zudem geht die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit bei der Verwendung des HS-Modells verloren. Im Vergleich zur Methode 3 werden die Spannungen bei Methode 2 in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke durchgeführt. Es erfolgt eine direkte Eingabe der undrainierten Scherparameter. Um die Unterscheidung zwischen totalen und effektiven Spannungen aufrecht zu erhalten, müssen jedoch effektive Steifigkeitsparameter eingegeben werden. Auch geht bei dieser Methode die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit verloren. Im Vergleich zu den anderen Methoden müssen die effektiven Scherparameter c' und φ' und die effektive Steifigkeiten für die Methode 1 sehr genau ermittelt werden. Die undrainierte Scherfestigkeit ist im Gegensatz zu Methode 2 und 3 ein Ergebnis des verwendeten Stoffgesetzes. In der Realität sind die c_u -Werte abhängig von der Spannung, vom Spannungspfad und vom volumetrischen Verhalten des Bodens. Dies zeigt beispielsweise Bjerrum [9]. Die undrainierte Scherfestigkeit (normiert mit dem effektiven Überlagerungsdruck) ist bei triaxialer Kompression am größten und bei triaxialer Extension am geringsten. Ergebnisse aus Flügelsondierungen und direkten Scherversuchen liegen dazwischen. Die K_0 -Werte können wieder aus der Beziehung nach Mayne & Kulhawy [50] abgeleitet werden und auch die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit geht nicht verloren. Mit Hilfe der Abbildung 5.1 soll die Notwendigkeit, Methode 1 nur in Kombination mit hochwertigen Stoffgesetzen zu benutzen, gezeigt werden. Es werden schematisch die effektiven Spannungspfade in einem p-q-Diagramm für einen undrainierten Standard-Triaxialversuch für das Mohr-Coulomb und Hardening-Soil Stoffgesetz dargestellt. Dabei ist deutlich zu erken-

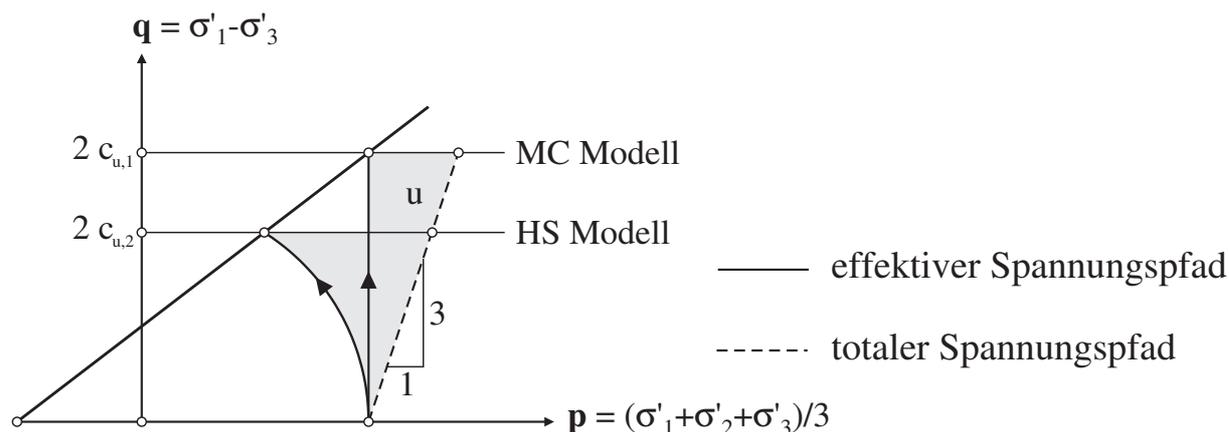


Abbildung 5.1: Typische effektive Spannungspfade für einen undrainierten Triaxialversuch und das MC beziehungsweise HS-Modell aus Wehnert [92]

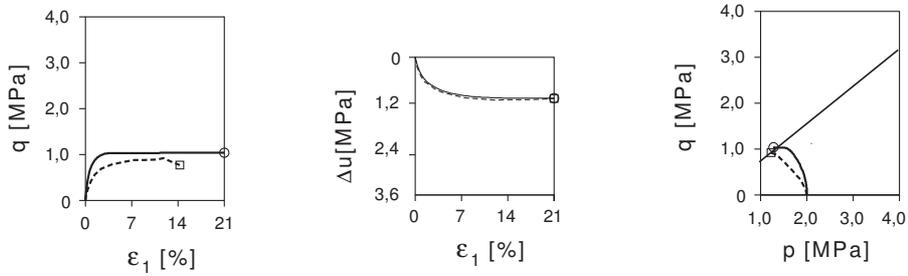
nen, dass die verschiedenen Stoffgesetze unterschiedliche undrainierte Scherfestigkeiten bewirken. So führt das MC-Modell zu größeren undrainierten Scherfestigkeiten, da der effektive Spannungspfad eine gerade, vertikale Linie darstellt, wohingegen das HS-Modell das reale Bodenverhalten und auch die oben erwähnte Spannungs- und Spannungspfadabhängigkeit besser abbilden kann. Des Weiteren wird zwischen totalen und effektiven Spannungen unterschieden und damit die Aufteilung der totalen Spannungen in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke durchgeführt. Somit werden auch Porenwasserüberdrücke berechnet, was u.U. eine wichtige Voraussetzung für weitergehende Berechnungsschritte bezüglich der Konsolidation der undrainierten Schichten ist.

5.3 Bedeutung der undrainierten Scherfestigkeit und Steifigkeit

In diesem Kapitel soll auf die Schwierigkeit der Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit anhand von Nachrechnungen von Triaxialversuchen von zwei Bodenproben hingewiesen werden. Die erste Versuchsreihe, die Nachrechnung der Kaolinit-Triaxialversuche, wurden von Wehnert [92] übernommen. Die Daten der Triaxialversuche stammen aus Biarez & Hicher [8] und Bard [5]. Die zweite Versuchsreihe wurde an drei Klei-Proben, aus dem Holozän stammend, durchgeführt, die im Stadtzentrum von Rotterdam, Niederlande, gewonnen wurden (siehe vorgestelltes Projekt in Kapitel 4 und 6). Die Entnahmetiefe des „Klei 4a“, die Ortsbezeichnung für die Schicht, lag bei 13 m-15 m. Die konsolidierten, undrainierten Triaxialversuche wurden von dem Labor des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Für die undrainierte Berechnung kommt in beiden Versuchsreihen die Methode 1 unter Verwendung des HS-Modells zum Einsatz. Die dafür verwendeten Parameter sind in Tabelle 5.1 aufgezeigt und die Ergebnisse in Abbildung 5.2 und 5.3 dargestellt. Hierbei werden zu jeder Probe die Spannungs-Dehnungskurve im ϵ_1 - q -Diagramm (bzw.

ε_1 -t-Diagramm), die Spannungspfade im p-q-Diagramm (bzw. s-t-Diagramm) und die Entwicklung der Porenwasserdrücke gezeigt. Bei den Kaolinit-Triaxialversuchen sind $p=(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ und $q=\sigma'_1 - \sigma'_3$ die Invarianten der Spannungen, bei den Triaxialversuchen der Klei-Proben wird die Darstellung mit Hilfe des Durchmessers $s=(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ und des Radius $t=(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ des Mohrschen Spannungskreises benutzt.

Versuch 1: $\sigma_3=2.000\text{kPa}$



Versuch 2: $\sigma_3=4.080\text{kPa}$

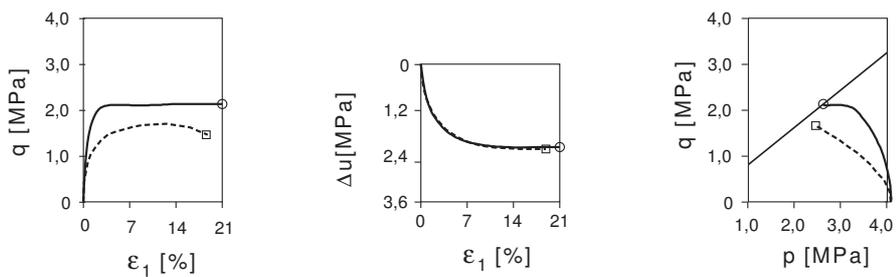


Abbildung 5.2: Undrainierte Triaxialversuche für das Kaolinit aus Wehnert [92]

Bei den Versuchen für das Kaolinit wurden extrem hohe Seitenspannungen mit 2.000 kPa und 4.080 kPa verwendet. Eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsdaten und den Ergebnissen der Berechnung kann man bei der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke erkennen. Die Kurven verlaufen nahezu deckungsgleich übereinander. Ein anderes Bild ergibt sich bei den Spannungspfaden und den Spannungs-Dehnungskurven. Die Kurven der Berechnung sind in der Anfangsphase viel zu steil und erreichen somit eine deutlich größere maximale Deviatorspannung. Sehr deutlich wird dieser Unterschied bei dem Versuch mit der hohen Seitendruckspannung von 4.080 kPa. Infolgedessen wird bei Berechnungen mit Methode 1 die undrainierte Kohäsion eindeutig überschätzt. Bei Nachrechnungen unter Verwendung eines linear-elastischen, idealplastischen Stoffgesetzes wären die Unterschiede noch signifikanter ausgefallen, da der

Tabelle 5.1: Materialparameter von dem Kaolinit und den „Klei 4a“ für das HS-Modell

Boden	φ' [°]	c' [kN/m ²]	ψ [°]	ν_{ur} [-]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	m [-]	K_0^{NC} [-]
Kaolinit	21	1,0	0,0	0,2	750	1.500	10.000	1,0	0,64
Klei 4a	27	15	0	0,2	4.300	1.750	14.400	0,9	0,55

effektive Spannungspfad nicht gekrümmt, sondern senkrecht verlaufen würde.

Die Seitenspannungen bei den Versuchen an „Klei 4a“ lagen deutlich niedriger (bei 170 kPa bis 200 kPa) als bei den Versuchen an den Kaolinit-Proben. Beim Vergleich der Versuchsdaten mit den Ergebnissen der Berechnung, zeigt sich bei den Spannungs-Dehnungs-Kurven eine gute Übereinstimmung in allen drei Versuchen. Dabei ist sowohl die Steigung der Kurven als auch die maximale Deviatorspannung nahezu identisch mit den Versuchsdaten. Lediglich im Versuch 24123 wird die undrainierte Kohäsion leicht unterschätzt, die maximale Deviatorspannung des Versuches wird nicht ganz erreicht. Eine weniger gute Übereinstimmung zeigen die Verläufe des Porenwasserdrucks. Die Steigung der Berechnungskurven ist zwar nahezu identisch, der maximale Wert des Porenwasserüberdrucks wird jedoch nicht erreicht. Die unterschiedlichen Ergebnisse bei den Nachrechnungen des Kaolinit lassen sich auf die sehr hohen Seitenspannungen zurückführen. So sind die Ergebnisse für die Triaxialversuche mit dem „Klei 4a“ bei einer moderaten Seitenspannung im Spannungsverlauf zufriedenstellend. Auch sollte angemerkt werden, dass die Seitenspannungen bei dem Triaxialversuch für das Kaolinit unüblich sind. In der Regel werden als Seitenspannungen die Größe der vorhandenen Spannungen im Boden angesetzt.

Die Diskrepanz bei den Porenwasserüberdrücken kann unter anderem damit zusammen hängen, dass bei undrainierten Berechnungen im Vergleich zu den drainierten Berechnungen unter Verwendung der Methode 1 die Ergebnisse stark von den benutzten Parametern abhängen. Detaillierte Untersuchungen hierzu hat Wehnert [92] mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse durchgeführt. So ergeben sich unter Verwendung einer höheren Kohäsion c' ein nahezu identischer Verlauf der Kurven für den Porenwasserüberdruck. Bei den zwei Nachrechnungen kann man jedoch erkennen, dass mit Hilfe der Methode 1 einerseits sehr gut das undrainierte Materialverhalten modelliert werden kann, jedoch die Methode, wie Wehnert [92] schon bereits in seiner Dissertation gezeigt hat, sehr empfindlich auf die verwendeten Parameter im Vergleich zu drainierten Berechnungen reagiert.

Im Weiteren soll auf die Bedeutung der Steifigkeit bei undrainierten Berechnungen hingewiesen werden. Dazu wird eine Schlitzwandlamelle in einem homogenen Untergrund mit den Abmessungen von 8 m Länge, 1,2 m Breite und einer Tiefe von 40 m modelliert.

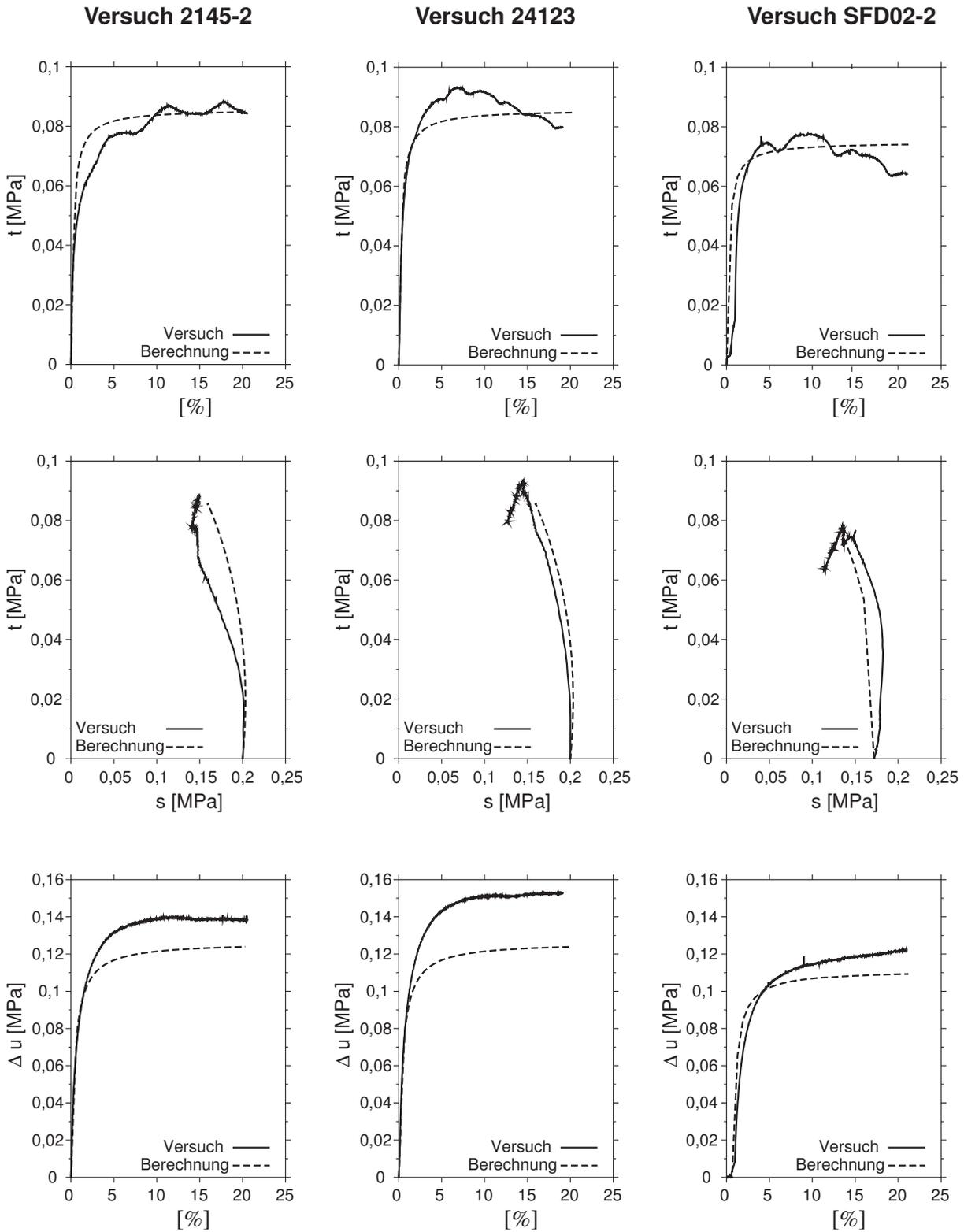


Abbildung 5.3: Undrainierte Triaxialversuche für „Klei 4a“

Der Grundwasserstand wird auf eine Tiefe ab Geländeoberfläche von 2 m gesetzt und als Bodenparameter werden die Werte von dem „Klei 4a“ verwendet, siehe Tabelle 5.1. Als gesättigte Wichte wurden in allen Berechnungen ein Wert von 16 kN/m^3 für den Klei 4a angenommen. Die undrainierten Berechnungen werden mit Methode 1 und Methode 3 durchgeführt, wobei bei den Berechnungen mit Hilfe der Methode 1 das HS-Modell zur Anwendung kommt. Die Modellierung der Herstellung der Schlitzwandlamelle erfolgt bei allen undrainierten Studien identisch. Zunächst erfolgt die Generierung des Initialspannungszustandes, anschließend wird der Aushub in einem Schritt mit gleichzeitiger Suspensionsstützung durchgeführt.

Die Simulierung der Stützflüssigkeit erfolgt mittels Flächenlasten mit einem Gradient von 11 kN/m^2 . Die Betonage wird ebenfalls mit Flächenlasten mit Hilfe eines bi-linearen Verlaufs simuliert (Frischbetondruck 24 kN/m^3) und die kritische Höhe zu 8 m gesetzt (Details siehe Kapitel 3). Der Boden wurde mit einem Überkonsolidationsverhältnis (OCR) von 1,5 angenommen, da normalkonsolidierte Böden in der Natur kaum anzutreffen sind. Für die Berechnung mit Methode 1 wurden die effektiven Parameter nach Tabelle 5.1 verwendet. Bei der Modellierung mit Hilfe Methode 3 kam die undrainierte Scherfestigkeit als direkte Eingabeparameter zum Einsatz. Dabei wurden Korrelationen nach Koutsoftas & Ladd [40] herangezogen. Die undrainierte Kohäsion c_u wird demnach über die effektive Vertikalspannung σ_z und dem Überkonsolidationsverhältnis zu:

$$c_u = (0,22 \pm 0,03) \cdot OCR^{0,8} \cdot \sigma'_z \quad (5.8)$$

korreliert. Für die undrainierte Steifigkeit für Methode 3 wurde die Korrelation nach Duncan & Buchignani [27] verwendet, eine Verknüpfung der undrainierten Steifigkeit E_u mit c_u , in Kombination mit der Plastizitätszahl IP und dem Überkonsolidationsverhältnis OCR. In diesem Fall bei einem OCR = 1,5 und einer Plastizitätszahl von IP = 30%, ergibt sich ein Faktor von 600 und somit ein $E_u = 600 \cdot c_u$.

Die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen aus den Berechnungen mit Hilfe der verschiedenen Methoden sind in Abbildung 5.4 dargestellt.

Die Bewegungen in Richtung offenen Schlitz fallen vergleichend mit Methode 1 etwas größer aus. Bei den Verformungen nach der Betonage hingegen sind deutlich Unterschiede zu erkennen. Zur Übersicht sind die jeweiligen relativen horizontalen Verschiebungen infolge des Betoniervorgangs im rechten Diagramm in Abbildung 5.4 aufgezeigt. Hierbei kann man erkennen, dass die Berechnung mit Hilfe der Methode 1 die geringsten Verformungen in Richtung Boden auslöst. Die Modellierung mit Hilfe der totalen Spannungen und undrainierten Parametern ergibt ca. ein Drittel größere Verschiebungen in Richtung Boden.

Bei dieser Problemstellung wird klar, dass zwar auf der einen Seite die korrekte Abbildung der undrainierten Scherfestigkeit von Bedeutung ist, aber gerade in diesem Fall die richtige Abbildung der Steifigkeit ein höheres Gewicht erlangt. Die Auswertungen haben ergeben, dass der Boden um die Lamelle noch weit entfernt vom Bruch entfernt ist und somit die korrekte Abbildung von c_u über die Tiefe daher eine untergeordnete Rolle spielt. Eine Vergleichsberechnung mit einem linear-elastischen, ideal-plastischen Stoffgesetz, bei Verwendung der effektiven Scherparameter und Steifigkeitsparameter

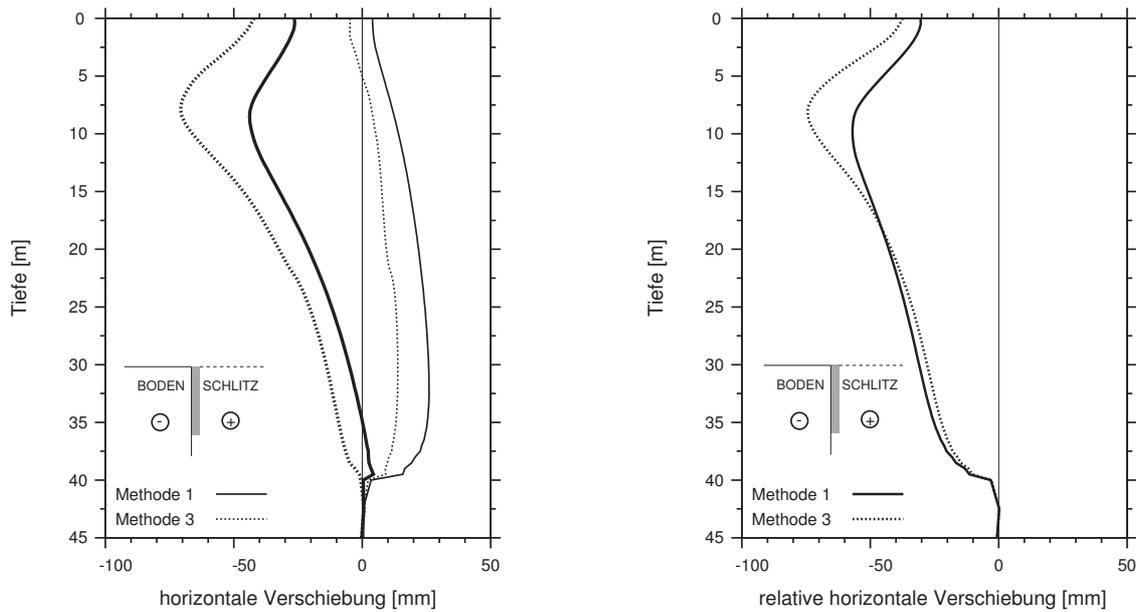


Abbildung 5.4: Absolute horizontale Verschiebungen nach dem Schlitzvorgang (dünne Kurven) und Betoniervorgang (kräftige Kurven) für Methode 1 und Methode 3 (links), sowie die Relativverschiebungen, die aus der Betonage resultieren (rechts)

und Methode 1, führte zu nahezu identischen Verschiebungen wie bei Methode 3. Von dieser Vorgehensweise kann im Normalfall nur abgeraten werden, da diese, wie bereits vorab erläutert, es zu einer deutlichen Überschätzung von c_u führen kann.

Es sei damit darauf hingewiesen, dass bei Verwendung der Methode 1 die Parameter so kalibriert werden sollten, dass sich realistische Werte für c_u und E_u ergeben.

Kapitel 6

Nachrechnungen des Herstellungsvorganges von Schlitzwänden

6.1 Testlamelle in Singapur

Die Testlamelle in Singapur wurde im Zuge des Bauvorhabens des Gebäudes „Singapore Post Center“ hergestellt. Die Baugrube des 14-stöckigen Bürogebäudes mit drei Untergeschossen hatte eine Tiefe von 10 bis 14 m, der Untergrund besteht aus weichen Tonschichten marinen Ursprungs. Die Breite des Gebäudes lag dabei bei 87 bis 104 m, die Länge bei 240 m. Das Gebäude wurde direkt neben der Brücke der „Paya Lebar Metrostation“ erstellt, so dass die Verbauwand nur einen Abstand von 6,5 bis 15 m zu der Pfahlgründung der Überführung hatte. Für die bestehenden Baukonstruktionen waren Bewegungen von maximal 15 mm erlaubt, ebenso eine Grundwasserabsenkung von maximal 1 m. Aus diesem Grund wurde für das Bauvorhaben ein setzungsarmer Verbau in Form einer Schlitzwandkonstruktion gewählt. Um die strikten Randbedingungen einhalten zu können, wurde eine Testlamelle mit einem umfangreichen Messprogramm in näherer Umgebung ausgeführt um somit vorab das Verhalten des sehr weichen Untergrundes in Erfahrung zu erfahren.

6.1.1 Randbedingungen

In der Abbildung 6.1 ist der Querschnitt des Baugrunds und der Messeinrichtung dargestellt. Hierbei wird ersichtlich, dass bindige Böden den Untergrund charakterisieren. Einer Auffüllungsschicht, die vor 20 bis 50 Jahren zur Landgewinnung aufgespült wurde, ist eine 15 m mächtige breiige, sehr weiche Tonschicht und eine weiche bis steife Tonschicht mit einer Dicke von 15,5 m unterlagert, beide marinen Ursprungs. Die beiden Tonschichten werden von einer steifen, schluffigen Tonschicht mit einer geringen Mächtigkeit von 3,5 m voneinander getrennt. Es folgt eine dünne mitteldicht gelagerte, tonige Sandschicht und eine weitere halbsteife bis feste Tonschicht mit schluffigen Anteilen. Die Wichte der sehr weichen Tonschichten (S2 und S4) liegt lediglich bei 15 kN/m^3 . Die Tonschichten haben eine kleine Vorkonsolidationsspannung, leicht über der Überlagerungsspannung, so dass der OCR bei 1,2 angesetzt wurde. Das Grundwasser lag bei ca. 1,4 m unter Geländeoberkante. Für den Untergrund waren sowohl effektive, als auch undrainierte Parameter für die Schichten S2 und S4 gegeben. Für alle Bodenschichten sind einige Klassifikationsparameter wie zum Beispiel der Wassergehalt, die Atterberggrenzen und die Porenzahl gegeben. Zudem sind aus einer Rammsondierung (SPT) die

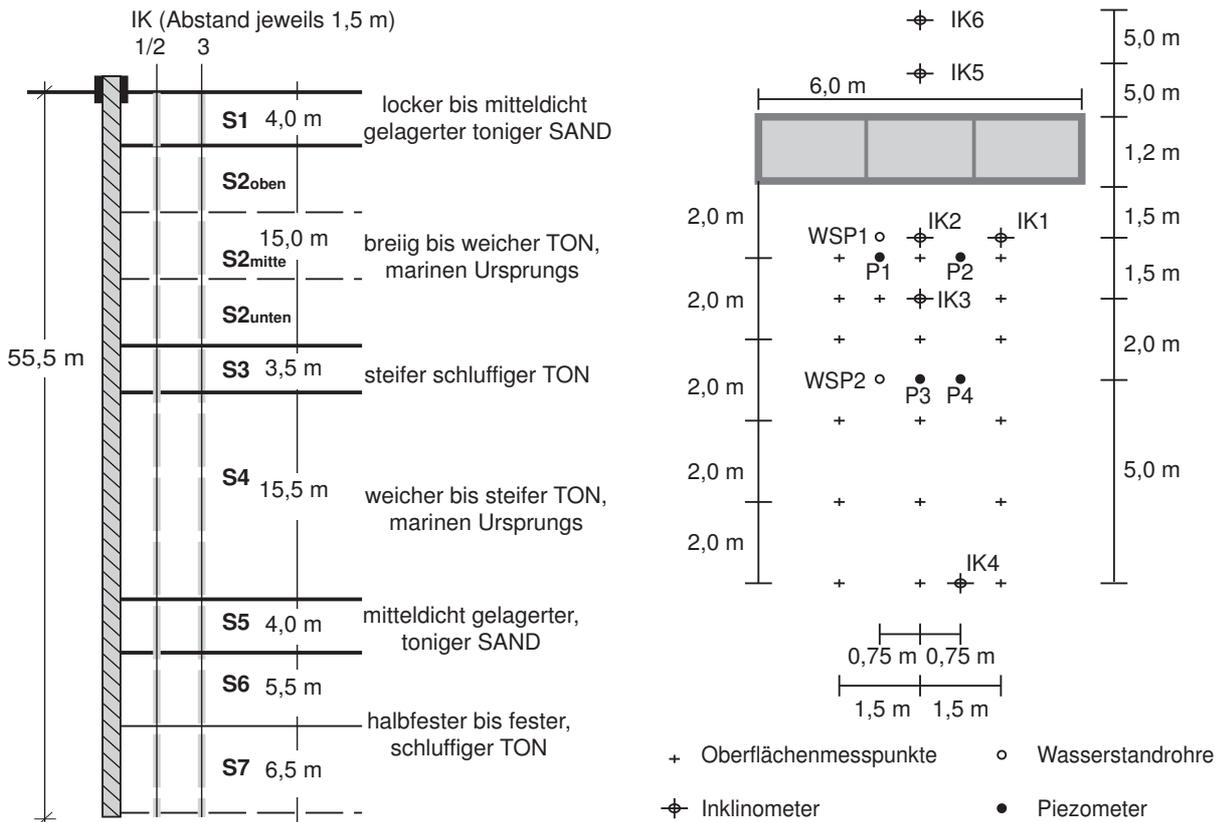


Abbildung 6.1: Geologie und Messeinrichtung der Testlamelle

Schlagzahl N_{30} bekannt.

Für die Messungen wurden insgesamt sechs Inclinometer, vier Piezometer, zwei Standrohre und 28 Setzungsmesspunkte installiert (siehe dazu Abbildung 6.1). Die Testlamelle hatte eine Breite von 1,2 m, eine Länge von 6 m und wurde 55,5 m in den Untergrund eingebracht. Der Schlitz wurde in drei Stichen gefertigt. Der Schlitzvorgang benötigte insgesamt 148 h, die Stützung des Schlitzes erfolgte mit einer Bentonitsuspension, die eine durchschnittliche Wichte von $10,65 \text{ kN/m}^3$ hatte. Während des Schlitzvorgangs wurde die Spiegelhöhe der Suspension variiert. Zunächst wurde die Suspension, die einen Anfangsüberstand von 0,1 m hatte, um 0,5 m erhöht. Anschließend folgte eine Reduktion des Suspensionsspiegels, zunächst vom Anfangsniveau betrachtet, von 0,5 m, anschließend folgte eine weitere Absenkung von nochmals 0,5 m, so dass die Suspension einen Unterstand von der Geländeoberfläche gesehen von insgesamt 0,9 m hatte. Vor der Betonage wurde dann der Spiegel wieder auf das Anfangsniveau gesetzt. Die Wichte des Frischbeton lag bei $23,0 \text{ kN/m}^3$. Das Messprogramm kann detailliert in der Veröffentlichung von Poh et al. [56] nachgelesen werden.

Im Anhang E, in Abbildung E.1 sind die gemessenen horizontalen Verformungen in einem Abstand von 1,5 m mittig der Schlitzwand (Inclinometer I2) durch die Variation der Suspension dargestellt. Der Boden reagiert sehr empfindlich auf die Veränderungen. Durch die Erhöhung des Suspensiondrucks um ca. $4,3 \text{ kN/m}^2$ wird der Boden, der

sich durch den Schlitzvorgang ca. 25 mm in Richtung des offenen Schlitzes bewegt hat, um ca. 2 mm nach hinten gedrückt. Die sukzessive Absenkung der Stützflüssigkeit und somit eine Reduzierung der Stützkraft um ca. 15 kN/m² bewirkt letztendlich eine maximale Verschiebung von 21 mm. An diesen Messergebnissen kann man feststellen, dass die Höhe der Suspension eine signifikante Rolle in weichen, bindigen Böden spielt und stets darauf geachtet werden sollte, Absenkungen während der Stützung des offenen Schlitzes zu vermeiden.

6.1.2 Modellierung der Herstellung und Vergleich mit den Messdaten

Die Herstellung der Testlamelle wurde mit Hilfe der FE-Methode dreidimensional modelliert. Dabei wurde der Schlitz in einem Schritt ausgehoben und die Suspensionsstützung mit einem Spannungsansatz simuliert. Die Wichte der Suspension wurde wie gemessen mit 10,65 kN/m³ angesetzt. Der Betonvorgang wurde dabei ebenfalls in einem Schritt und mit dem Spannungsansatz modelliert. Dabei fand der bi-lineare Verlauf (siehe Kapitel 3) mit einer kritischen Höhe von 6 m Verwendung. Bei der Nachrechnung wurde das komplette Messprogramm simuliert, das heißt, die Veränderungen des Suspensionspiegels wurden durch Veränderung des jeweiligen Spannungsniveaus mit modelliert. Es werden jeweils die horizontalen Verschiebungen in einem Abstand von 1,5 m in der Mitte der Schlitzwand (Inklinometer I2) dargestellt.

Die Berechnung wurde undrainiert mit den im vorherigen Kapitel 5 dargestellten verschiedenen Ansätzen durchgeführt. Zunächst wurde die undrainierte Berechnung mit Hilfe von totalen Spannungen und undrainierten Scherparametern und Steifigkeitsparametern mit Hilfe des MC-Modells simuliert. Anschließend folgten weitere Berechnungen mit effektiven Spannungen unter Verwendung des HS-Modells und des HS-Small Modells. Die Stoffgesetze sind detailliert in Anhang A beschrieben.

Wie bereits erwähnt, waren für dieses Projekt für die Bodenschichten teilweise die effektiven und teilweise nur undrainierte Scherfestigkeiten bekannt. Die fehlenden Angaben zu den Bodenparametern für die effektiven und undrainierten Scherfestigkeiten wurden aus Veröffentlichungen zu Projekten (siehe [72] und [73]) unweit der Testlamelle herangezogen, zusätzlich wurden Korrelationen für die einaxiale Druckfestigkeit durchgeführt, die dann mit den vorhandenen Daten verglichen wurden.

In der Literatur findet sich eine Vielzahl an Korrelationen für c_u , siehe z.B. [34] und [40]. Lambe und Whitman [43] haben Beziehungen des Eindringwiderstands N_{30} zur einaxialen Druckfestigkeit bei bindigen Böden dargestellt. Hier wurde der Ansatz nach Koutsoftas und Ladd [40] bzw. [42] verwendet und die undrainierte Scherfestigkeit c_u über die effektive Spannung σ'_z nach Gleichung 5.8 korreliert. Dadurch, dass die Plastizitätszahl der einzelnen Bodenschichten bekannt war, konnte gut die undrainierte Steifigkeit nach nach Duncan & Buchignani [27] in Kombination mit der Plastizitätszahl IP und dem Überkonsolidationsverhältnis OCR bestimmt werden. Das Verhalten der Auffüllungsschicht (S1) und der mitteldicht gelagerten tonigen Sandschicht (S5) wird als drainiert angenommen. Die weiche Tonschicht in der Tiefenlage 4,0 m bis 19 m wurde gleichmäßig in drei Schichten unterteilt. Die in der Berechnung mit **Methode 3** verwen-

deten Parameter sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Für die einaxiale Druckfestigkeit wurden für die weiche Tonschicht S2 Werte zwischen 14-42 kN/m² angegeben. Bei Sewer [73] kann man für die gleiche geologische Schicht Werte zwischen 9-20 kN/m² finden. Die Korrelationen ergeben nach Lambe [43] Werte bei einem Eindringwiderstand $N_{30}=0-2$ von <24 kN/m². Gewählt wurde eine mit der Tiefe zunehmende einaxiale Druckfestigkeit in Anlehnung an die Korrelation nach Koutsoftas und Ladd [40] mit 15-26 kN/m², so dass man davon ausgehen kann, dass die Parameter für diese Schicht richtig getroffen wurden. Die undrainierte Steifigkeit wurde dann anhand der Plastizitätszahl nach Duncan & Buchignani hergeleitet.

Tabelle 6.1: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 3

Bodenschichten	γ/γ_r [kN/m ³]	φ'/φ_u [°]	c'/c_u [kN/m ²]	$c_{inkrement}()$ ¹ [kN/m ² /m]	ν'/ν_u [-]	E'/E_u [MN/m ²]	$E_{inkrement}()$ ² [MN/m ² /m]
S1	18/20	30	10	-	0,33	35,0	-
S2_{oben}	15	0	15	0,73	0,5	3,0	0,15
S2_{mitte}	15	0	18,7	0,73	0,5	5,6	0,22
S2_{unten}	15	0	22,4	0,73	0,5	8,93	0
S3	18	0	38,0	2,0	0,5	45,6	0,8
S4	15,5	0	32,0	1,6	0,5	52,1	1,83
S5	19/20	30	5,0	-	0,33	55,0	0
S6	20	0	75,0	2,55	0,5	288,0	2,01
S7	20	0	100,0	3,23	0,5	480,0	2,6
S8	21	0	146,0	2,81	0,5	560,0	2,25

¹ Zunahme der undrainierten Kohäsion pro Tiefeneinheit

² Zunahme des Elastizitätsmoduls pro Tiefeneinheit

In der Abbildung 6.2 sind die Messungen den Ergebnissen aus der Berechnungen unter Verwendung des MC-Modells nach Methode 3 gegenübergestellt. Dabei werden in der linken Abbildung die horizontalen Verschiebungen nach dem Schlitzvorgang mit einem Suspensionsüberstand von 0,1 m miteinander verglichen. Erwartungsgemäß treten die größten Verschiebungen in der breiigen bis weichen Tonschicht (S2) auf, sie belaufen sich auf ca. 25 mm in Richtung des offenen Schlitzes. Die Ergebnisse aus der Rechnung zeigen deutlich ein um den Faktor 1,7 zu großes Verformungsverhalten in der weichen Schicht. In den übrigen Bodenschichten sind die horizontalen Verschiebungen nahezu identisch mit den Messwerten.

Die horizontalen Verschiebungen, die allein aus dem Lastfall aus der Betonage resultieren, sind im rechten Diagramm abgebildet. Die Messwerte zeigen eine weitaus geringere Verformung von ca. 27 mm in Richtung des Bodens. Die Rechenergebnisse dagegen weisen eine ca. dreimal so große Verschiebung in Richtung des Bodens infolge des Frischbetondrucks auf. Für die Darstellung der Verschiebungen während der Variation der Suspensionshöhe wird auf den Anhang E, Abbildung E.2 verwiesen. Dabei ist festzustellen, dass die Veränderung des Suspensionsspiegels sich auch rechnerisch durch

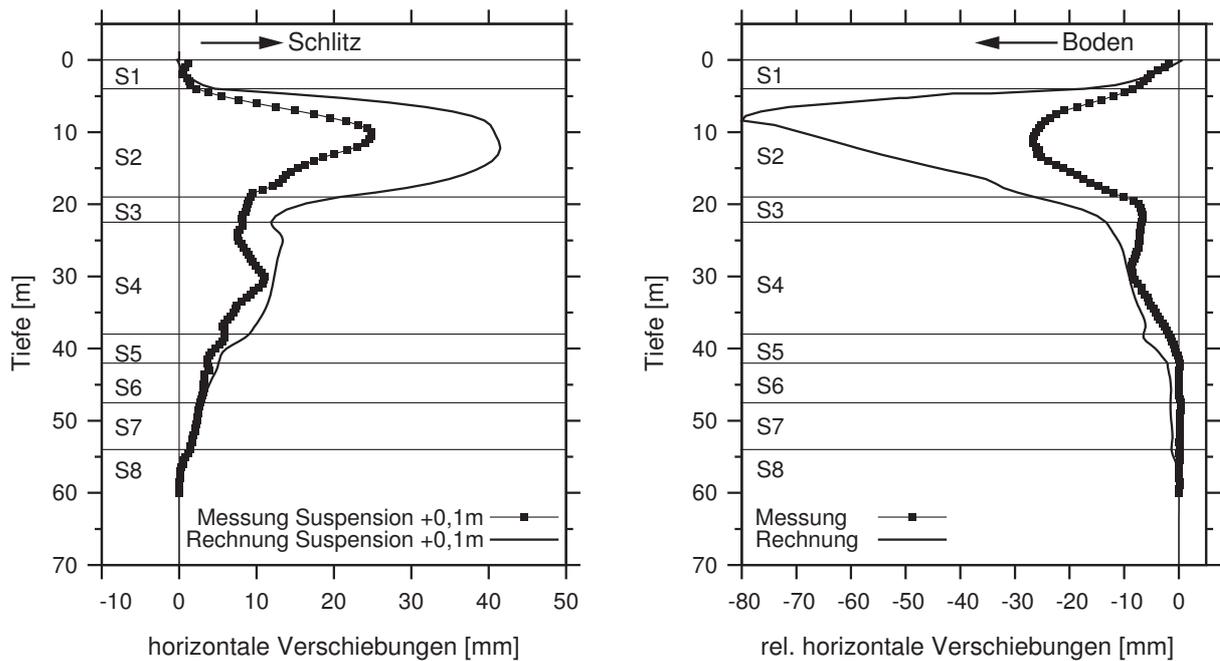


Abbildung 6.2: Vergleich der horizontalen Verschiebungen aus den Messungen und mit den Rechenergebnissen nach dem MC-Modell (Methode 3) nach dem Schlitz (links) und nach der Betonage (rechts)

konforme Verschiebungen nachvollziehen lässt. Die relativen horizontalen Verformungen der einzelnen Variationsschritte sind nahezu äquivalent zu den Messergebnissen. So kann man beispielsweise aus dem Schritt der Absenkung der Suspension von 0,5 m auf -0,4 m doppelt so große relative Verformungen ablesen.

Zusammenfassend ergibt sich damit, dass in den Berechnungen mit dem MC-Modell in der weichen bis breiigen Tonschicht deutlich zu große Verformungen auftreten. Die Berechnungen ergeben, dass sich der Boden im Bereich des offenen Schlitzes bereits im plastischen Zustand befindet und sich daraus die großen Bewegungen resultieren. Durch die frühe Plastifizierung des Bodens treten deutlich zu hohe Verschiebungen auf. Abhilfe ist durch Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes möglich, jedoch geht bei Berechnung mit dem HS-Modell die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit verloren, da $\varphi_u=0$ ist. Die extremen Verschiebungen infolge der Betonage können auch damit zusammen hängen, dass bei der Verwendung des MC-Modells lediglich mit einem konstanten Elastizitätsmodul gerechnet werden kann. Das Verhalten für die Ent- und Wiederbelastung wird mit den gleichen Materialparametern beschrieben wie für die Erstbelastung. Bei der Herstellung der Schlitzwand entspannt sich der Boden zunächst durch den Schlitzvorgang und wird dann durch den hohen Frischbetondruck wiederbelastet, so dass das Verformungsverhalten durch diesen Herstellungsvorgang nicht richtig abgebildet werden kann, da dazu der Elastizitätsmodul für die Wiederbelastung nicht gegeben ist.

Zur Verbesserung der Vorhersage der Verformungseigenschaften der Böden wurde

Tabelle 6.2: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 1 mit dem HS-Modell

Boden- schichten	γ/γ_r [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	ν [-]	E_{50}^{ref} () ¹	E_{oed}^{ref} () ² [MN/m ²]	E_{ur}^{ref} () ³	m () ⁴ [-]
S1	18/20	30	10	0,3	4,0	4,0	12,0	0,5
S2_{oben}	15	22	10	0,2	3,5	3,5	14,0	0,9
S2_{mitte}	15	22	10	0,2	2,0	2,0	8,0	0,9
S2_{unten}	15	22	10	0,2	4,0	4,0	16,0	0,9
S3	18	25	10	0,3	15,0	15,0	45,0	0,9
S4	15,5	22	10	0,3	20,0	20,0	60,0	0,9
S5	19/20	30	5	0,3	30,0	30,0	90,0	0,5
S6	20	35	5	0,4	50,0	50,0	168,75	0,9
S7	20	35	10	0,4	100,0	100,0	337,5	0,9
S8	21	35	10	0,4	125,0	125,0	421,875	0,9

⁰¹ Sekantenmodul aus triaxialem Kompressionsversuch bei deviatorischer Spannung q (50% der Bruchspannung q_a)

⁰² Tangentensteifigkeit aus Oedometerversuch bei $\sigma_{oedometer} = p_{ref} = 100kPa$

⁰³ Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul

⁰⁴ Exponent für die spannungsabhängige Steifigkeiten $E = E_{ref} \cdot (\sigma_3/p_{ref})^m$

deshalb eine Berechnung mit Hilfe der **Methode 1** durchgeführt. Die für diese Berechnung in undrainierten Spannungszuständen verwendeten Parameter für das **HS-Modell** sind in Tabelle 6.2 dargestellt. Die Parameter wurden aus den genannten Veröffentlichungen entnommen.

Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.3 dargestellt. Im linken Diagramm sind die horizontalen Verschiebungen nach dem Schlitzten den Messergebnissen gegenübergestellt. Dabei kann man eine sehr gute Übereinstimmung zu den Messwerten erkennen. In der weichen Schicht S2 sind die horizontalen Verschiebungen nahezu identisch mit den Messungen. Auch kann nun unter Verwendung der undrainierten Rechnung mit Hilfe der Methode 1 und des HS-Modells der Betoniervorgang modelliert werden. Wie aus dem rechten Diagramm in Abbildung 6.3 sichtbar, sind die relativen horizontalen Verschiebungen gleich der gemessenen Werte. Dies zeigt zum einen, dass durch Verwendung des höherwertigen Stoffgesetzes das Materialverhalten des Bodens besser mit Wiederbelastungsmodul nachgebildet werden. Ebenso kann mit dieser Methode und Stoffgesetz die Absenkung bzw. Erhöhung der Suspension gut nachgebildet werden. Die Ergebnisse der Variationen sind im Anhang E, Abbildungen E.3 bis E.6 dargestellt. Dabei sind jeweils die Ergebnisse aus der Rechnung vergleichend der dazugehörigen Messung gegenübergestellt. Zusätzlich wird die Messung, die aus dem vorherigen Suspensionsstand resultierte, mit in das jeweilige Diagramm eingebunden. Die horizontalen Verschiebungen sind dabei insbesondere in der weichen Tonschicht S2 in ihren Maximalwerten identisch mit der Messung, ebenso der Verlauf fast deckungsgleich. Des Weiteren sind die horizontalen Verschiebungen nach dem Schlitzvorgang an Inklinometer I1 und Inklinometer I3 vergleichend mit den Rechenergebnissen in Abbildung E.7 dargestellt. Es zeigt sich

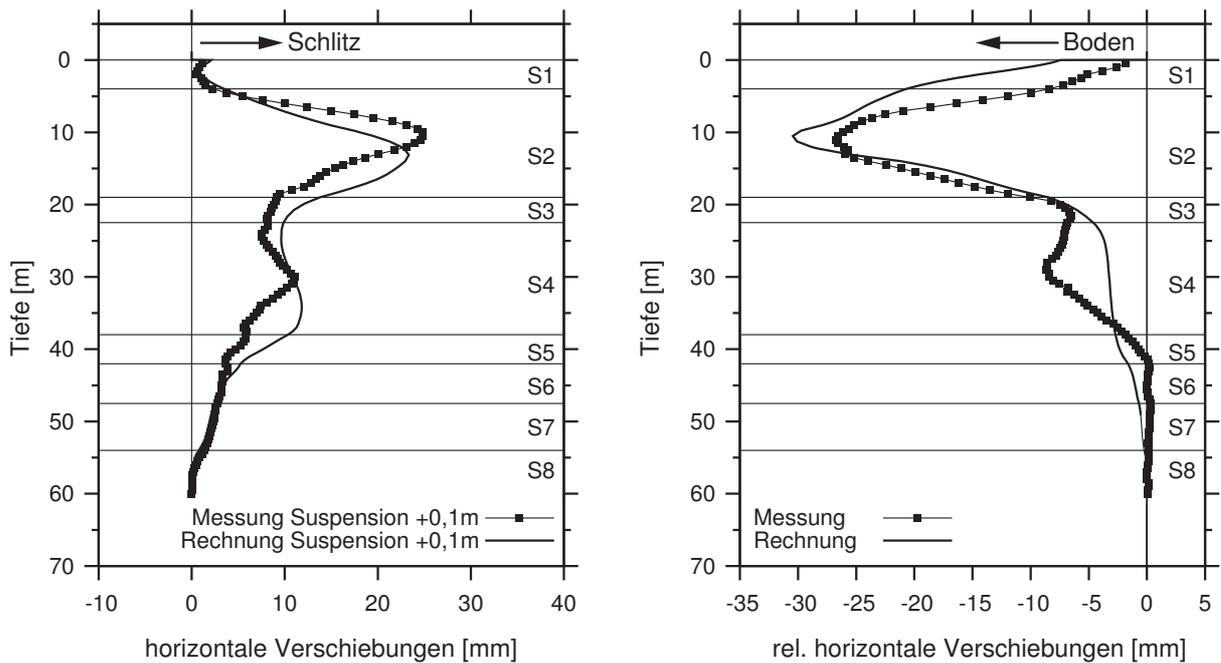


Abbildung 6.3: Vergleich der horizontalen Verschiebungen aus den Messungen mit den Rechenergebnissen nach dem HS-Modell (Methode 1) nach dem Schlitzzen (links) und nach der Betonage (rechts)

ebenso wie an Inklinometer I2 eine gute Übereinstimmung zwischen den Messergebnissen und den Rechenergebnissen. Die horizontalen Verschiebungen an Inklinometer I1 und I3 fallen etwas kleiner aus. So ergibt sich eine Reduktion der Verschiebungen von ca. 14% an Inklinometer I1, der ebenfalls wie Inklinometer I2 in einem Abstand von 1,5 m von der Schlitzwand weg positioniert ist, jedoch nicht mittig, sondern bei ca. einem Viertel der Schlitzwandlänge eingebaut ist. Eine Reduktion von ca. 50% der Verschiebungen im Vergleich zu Inklinometer I2 kann man bei Inklinometer I3 erkennen, der 1,5 m hinter Inklinometer I2 installiert ist.

Des Weiteren wurde die Modellierung der Herstellung der Testlamelle mit Hilfe der **Methode 1** und dem **HS-Small Modell** nach Benz [6] für die Bodenschichten S1 bis S5 durchgeführt. Dieses elasto-plastische Stoffgesetz ist eine Erweiterung des HS-Modells im Bereich kleiner Dehnungen. Dabei wurden für die zusätzlichen Parameter, die für diesen Baugrund nicht vorlagen, folgende Korrelationen vorgenommen. Der Anfangsschubmodul G_0 wurde für die verschiedenen Böden nach Alpan [1] und mit Hilfe des Eindringwiderstandes nach Ohsaki & Iwasaki [54] ermittelt. Für die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ wurden für die Sandschichten (S1 und S5) die Korrelation nach Wichtmann & Triantafyllidis [95] benutzt. Da die bindigen Schichten hier eine sehr hohe Plastizität aufweisen ($IP \geq 30$) wurde der Vorschlag von Stokoe et al. [78] verwendet. Für weitere Details zum Stoffgesetz und den Korrelationen wird auf Kapitel A.3 verwiesen. Die zusätzlichen Parameter sind in nachfolgender Tabelle 6.3 dokumentiert.

Die Ergebnisse der Rechnungen sind in Abbildung 6.4 in gleicher Form wie die vorher-

Tabelle 6.3: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 1 mit dem HS-Small Modell

Bodenschichten	S1	S2	S2	S2	S3	S4	S5
G_0 (⁰¹) [MN/m ²]	25,0	20,0	15,0	20,0	20,0	35,0	112,5
γ_{07} (⁰²) [10^{-6}]	120	300	300	300	300	300	120

⁰¹ Ausgangs-Steifigkeit für sehr kleine Dehnungen (z.B. für Dehnungen $\leq 1 \times E - 06$)

⁰² Schubdehnung, bei der der Schubmodul 70 % von seinem Anfangswert verbraucht hat

rigen Rechnungen dargestellt. Dabei erkennt man, dass die horizontalen Verschiebungen des Schlitzvorgangs in der sehr weichen breiigen Tonschicht „S2 mitte“ mit dem HS-Small Modell nur eingeschränkt nachvollzogen werden konnte. Hingegen können die relativen horizontalen Verschiebungen des Betoniervorgangs gut simuliert werden.

Auf den Vergleich der Setzungsmessungen an der Geländeoberkante während der Schlitzwandherstellung mit den Ergebnissen aus der numerischen Berechnung wird verzichtet, da bei undrainierten Berechnungen die volumetrischen Dehnungen vernachlässigt werden und somit Setzungen bei einer entsprechenden numerischen Berechnung sehr schlecht nachvollziehbar sind.

Nachdem in den vorausgegangenen Abschnitten detailliert auf die rechnerische Ermittlung von Verformungen infolge Schlitzens und Betonage unter Verwendung der drei Stoffmodelle, MC-Modell, HS-Modell und HS-Small Modell eingegangen wurde und

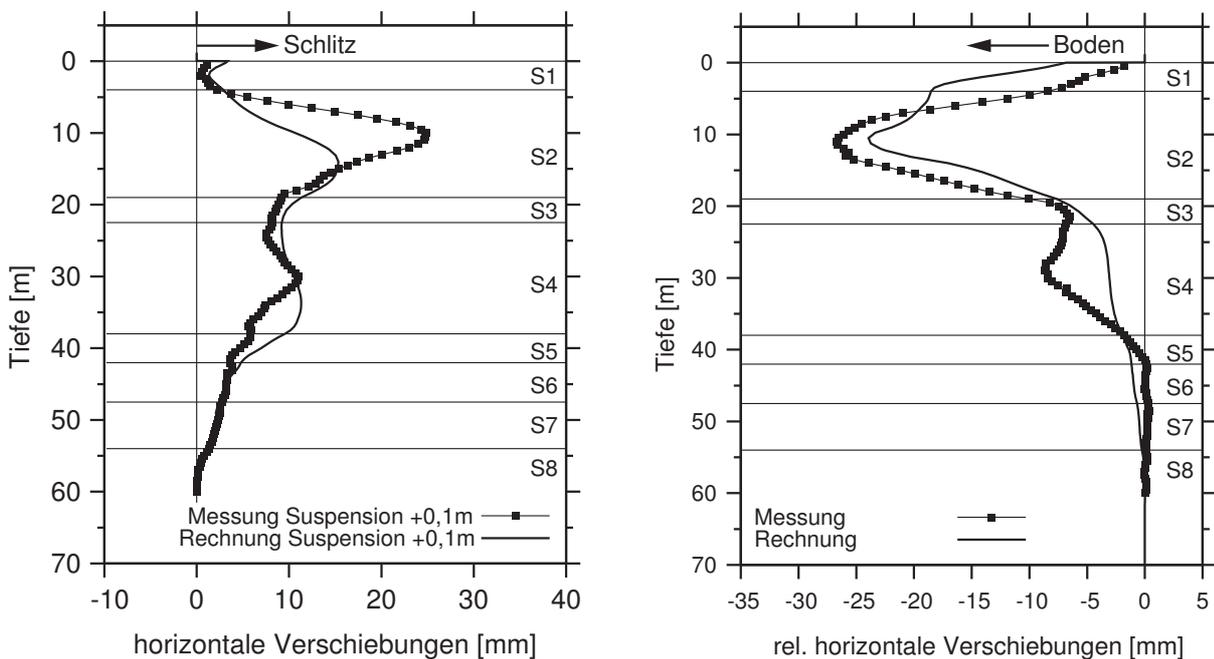


Abbildung 6.4: Vergleich der horizontalen Verschiebungen aus den Messungen mit den Rechenergebnissen nach dem HS-Small Modell (Methode 1) nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts)

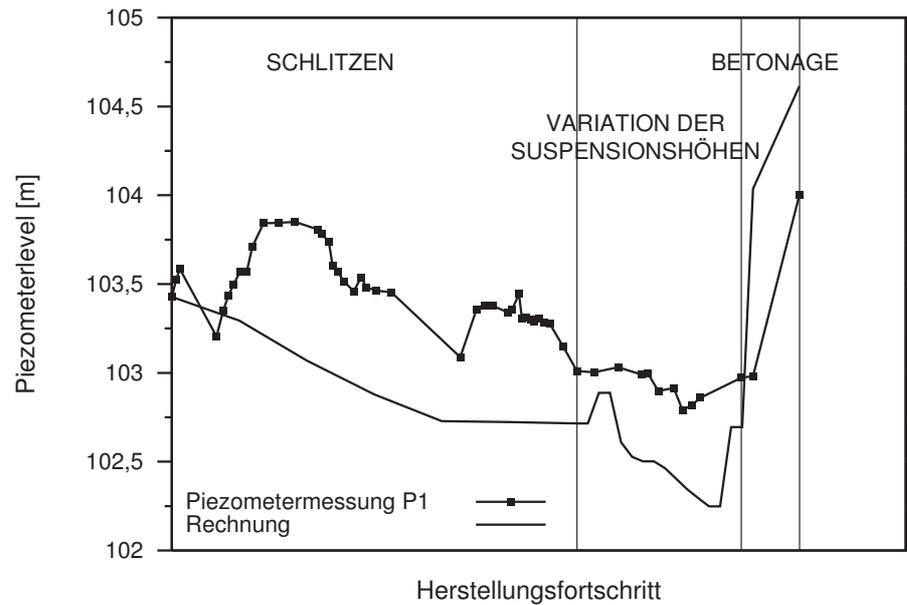


Abbildung 6.5: Vergleich der Porenwasserüberdrücke zwischen Messung und Rechnung

dabei gezeigt werden konnte, dass mit dem HS-Modell alle Bauzustände gut zutreffend prognostiziert werden konnte, werden anschließend auf der Basis des HS-Modells weitere **Einflussparameter** untersucht. Als erstes wird hierbei nun noch darauf eingegangen, wie die **Porenwasserdruckänderung** nachvollzogen werden können. Hierfür werden die Messungen an Piezometer P1, der 2 m etwas ausmittig (siehe dazu die Übersicht zum Messprogramm Abbildung 6.1) von der Schlitzwandlamelle eingebaut war, mit den Ergebnissen aus der numerischen Rechnung verglichen. Die Auswertungen sind in Abbildung 6.5 aufgezeigt. Dabei werden auch die verschiedenen Arbeitsschritte gekennzeichnet. Tendenziell kann man einen gleichen Verlauf der Porenwasserüberdrücke erkennen. Während des Schlitzens fällt zunächst der Porenwasserdruck. Durch die Betonage wird er signifikant erhöht. Ebenso ist aus den Rechenergebnissen tendenziell die Variation der Suspensionsüberständen nachvollziehbar. Bei Erhöhung des Suspensionspiegels erhöht sich ebenfalls der Porenwasserdruck, bei der sukzessiven Reduktion des Stützdrucks, reduziert sich ebenso der im Piezometer.

Um die Bedeutung der **Stützung während des Schlitzens** und in der Zeit bis zur Betonage nochmals hervorzuheben, werden im weiteren die Messung nach dem Schlitzens mit einem Suspensionsüberstand von 0,1 m mit einer Rechnung verglichen, deren Schlitzvorgang mit einem Überstand der Stützflüssigkeit von 0,5 m modelliert wurde. Das Ergebnis ist in Abbildung 6.6 dargelegt. Es ist aus der Rechnung eindeutig erkennbar, dass die horizontalen Verformungen bei höheren Suspensionspiegeln deutlich geringer ausfallen. Ein zusätzlicher Überstand von 0,4 m der Suspension reduziert in diesen Untergrundverhältnissen die Verschiebungen auf etwas Zweidrittel. Dieser Vergleich verdeutlicht, dass der Suspensionspiegel eine signifikante Rolle im Verschiebungsverhalten in weichen Böden spielt und bereits bei geringer Erhöhung des Sus-

pensionsspiegels die Verschiebungen deutlich reduziert werden können, allerdings nur, wenn der Suspensionsspiegel vor Beginn der Aushubarbeiten auf diesem Niveau gehalten wird. Eine nachträgliche Erhöhung des Suspensionsspiegels, wie auf der Baustelle in Singapur untersucht, bringt nur im deutlich geringeren Umfang eine Verkleinerung des Verformungsverhaltens (siehe dazu Abbildung E.1).

Um auch die Auswirkungen des Ansatzes der kritischen Höhe im Zusammenhang mit der Betonage nochmals aufzuzeigen, wird nachfolgend für das Projekt in Singapur die kritische Höhe, die nach dem Ansatz von Gleichung 3.22 zu ermitteln ist, einmal in doppelter Höhe und einmal in einem Drittel der Höhe angesetzt. Das heißt, die Betonage wurde mit einem bi-linearen Spannungsansatz mit einer kritischen Höhe von 12 m und 4 m statt 6 m modelliert. Die Ergebnisse der relativen horizontalen Verschiebungen sind in der Abbildung 6.7 zusammen mit den Messergebnissen dargestellt. Zudem werden in dem Diagramm die Spannungsansätze für die jeweiligen Variationen gezeigt. Dabei ist festzustellen, dass bei Ansatz einer kritischen Höhe von 12 m doppelt so große Verformungen in der weichen S2 Schicht auftreten. Ebenso ist die Reduktion der Verschiebungen auf die Hälfte bei dem Ansatz der kritischen Höhe mit 4 m zu erkennen. Der Vergleich zeigt damit nochmals sehr deutlich, dass die Wahl der Höhe bis zu der der Spannungsverlauf dem hydrostatischen Frischbetondruck entspricht, eine signifikante Rolle im Rahmen der Ermittlung des Verformungsverhaltens spielt.

6.1.3 Schlussfolgerungen

In diesem Kapitel wurden mit Hilfe von FE-Berechnungen die Herstellung einer Testlamelle in Singapur simuliert. Dabei wurden die aus dem Messprogramm gewonnenen Messwerte mit den Rechenergebnissen verglichen. Die numerischen Rechnungen wurden undrainiert mit verschiedenen Methoden (siehe Kapitel 5) und Stoffgesetzen modelliert. Dabei ließ sich feststellen, dass mit Methode 3 und dem Coulombschen Modell der undrainierten Berechnung mit totalen Parametern weder die horizontalen Verschiebungen des Schlitzvorgangs noch des Betoniervorgangs modelliert dargestellt werden konnte. Dabei resultierten aus den Ergebnissen der numerischen Berechnung sowohl beim Schlitzvorgang als auch bei der Betonage deutlich zu große Verschiebungen. Die Ergebnisse aus der Methode 1 und dem HS-Modell dagegen ergaben sehr zufriedenstellende Ergebnisse, die Verformungen konnten nahezu exakt wiedergegeben werden. Auch konnte die Änderung des Porenwasserdrucks durch die Berechnung simuliert werden. Für die Praxis bedeutsam ist, dass aufgezeigt werden konnte, dass die Höhe des Suspensionsspiegels zur Stützung des Schlitzes signifikante Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des Bodens hat. Durch Variation des Suspensionsüberstandes wurde für weiche Böden gezeigt, dass eine Absenkung der Höhenkote der Stützspiegels während den Schlitzarbeiten und in der Zeit der Stabilisierung des Schlitzes bis zur Betonage möglichst vermieden werden sollte. Insbesondere aber haben die zusätzlichen Berechnungen, bei denen der Schlitzvorgang mit einem vorab höheren Suspensionsstand modelliert wurde gezeigt, dass hierdurch deutlich geringere Verformungen auftreten. Ebenso wurde gezeigt, dass bei der numerischen Modellierung der Ansatz der kritische

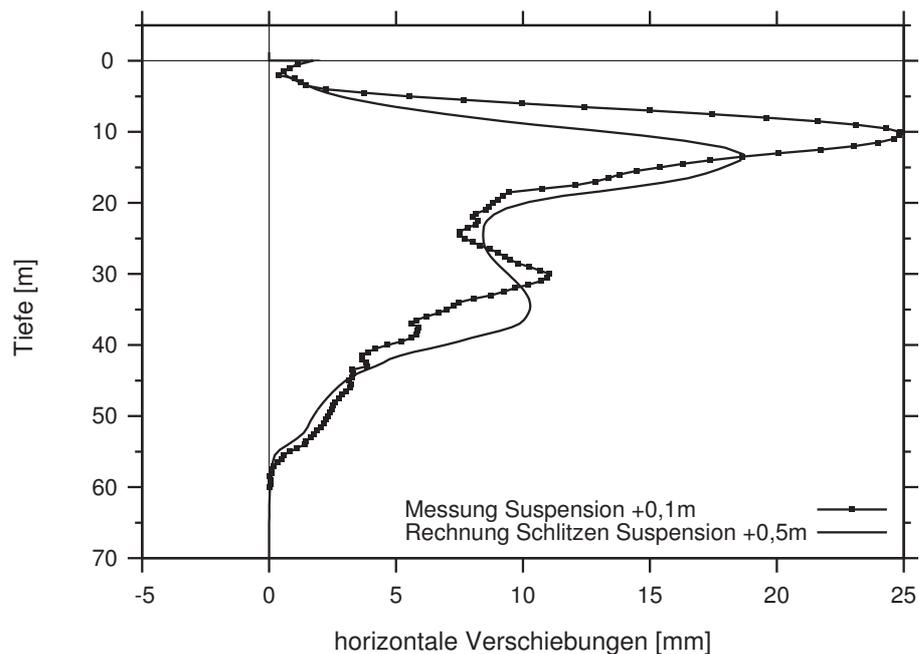


Abbildung 6.6: Vergleich der Messung mit der Rechnung mit verschiedenen Suspensionsüberständen

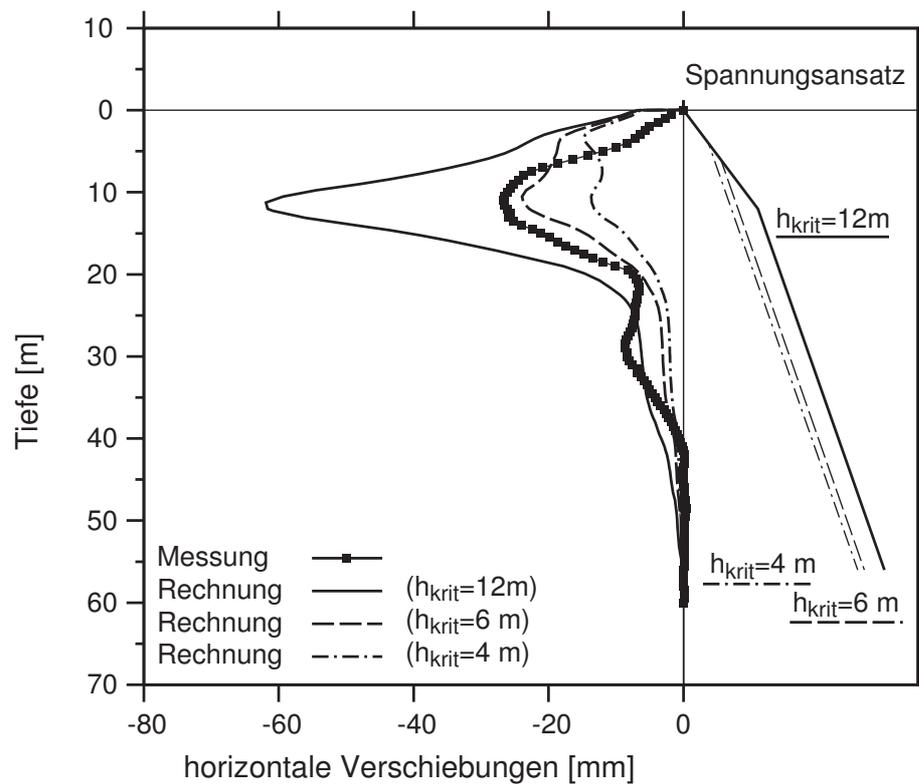


Abbildung 6.7: Vergleich der Verschiebungen mit verschiedenen Spannungsansätzen für den Frischbetondruck

Höhe eine erhebliche Rolle spielt. In diesem Zusammenhang wird nochmals auf den Ansatz zur Bestimmung der kritischen Höhe in Kapitel 3, Gleichung 3.22 hingewiesen.

6.2 Baugrube „Station Blijdorp“ Rotterdam

6.2.1 Modellierung der Herstellung der Schlitzwandlamellen und Vergleich mit den Messdaten

Die Randbedingungen des Projekts wurde bereits ausführlich in Kapitel 4 vorgestellt. Die Geologie und das Messprogramm sind in den Abbildungen 4.2 bzw. 4.3 dargestellt. Die Modellierung erfolgte mit insgesamt sieben Lamellen, beginnend mit Lamelle 32 bis Lamelle 38 wobei die Herstellungsabfolge genau berücksichtigt wurde. Die Modellierung der Herstellung der einzelnen Lamellen erfolgte in mehreren Schritten. Zunächst wurde diese in einem Schritt ausgehoben und gleichzeitig mit einer Suspension gestützt. Dieser Schritt wurde mit Hilfe des Spannungsansatzes (siehe Kapitel 3) modelliert. Die Wichte der Suspension wurde dabei auf 12 kN/m^3 angesetzt. Im Anschluss daran wurde die Spannung der Stützung reduziert, und somit der Vorgang des Entsandens mit modelliert, indem die Wichte auf 11 kN/m^3 zurück gesetzt wurde. Die Betonage erfolgte mit dem bi-linearen Spannungsansatz mit einer individuell an die Schlitzwandlamelle angepasste kritische Höhe. Aus den Betonageprotokollen wurde jeweils die Betoniergeschwindigkeit für die einzelnen Lamellen ermittelt und dann mit Hilfe von Gleichung 3.22 die kritische Höhe berechnet. Nach der Modellierung der Betonage wurde die Lamelle mit den Eigenschaften von Festbeton versehen.

Das FE-Netz besteht aus 44.400 15-knotigen Elementen mit insgesamt 117.260 Knoten. Die Abmessungen belaufen sich auf $44 \text{ m} \times 24 \text{ m} \times 70 \text{ m}$. Das Modell ist Abbildung 6.8 dargestellt.

In dem für das Projekt vorliegenden geotechnischen Unterlagen waren die effektiven Scherfestigkeiten und die undrainierten Scherfestigkeiten für die oberen Ton- und Torfschichten vorgegeben. Die Modellierung der Herstellung der Schlitzwand erfolgte für undrainierte Scherparameter, die zwei Sandschichten (Sand 1b und Sand 5b) wurden jedoch als drainiert angenommen. Das undrainierte Materialverhalten wurde, wie bereits in der Fallstudie der Testlamelle in Singapur ausführlich erläutert (siehe vorheriges Kapitel), mit den verschiedenen Methoden durchgeführt. Bei der Berechnung mit Methode 3 wurden die drainierten Sandschichten mit dem HS-Modell modelliert. Die verwendeten Parameter für Methode 3 mit dem MC-Modell sind in Tabelle 6.4 und die für Methode 1 mit dem HS-Modell in Tabelle 6.5 aufgelistet.

Im Vergleich der Messergebnisse zu den Rechenergebnissen wird zunächst der Fokus auf die horizontalen Verschiebungen gelegt. Die Ergebnisse sind dabei zusammengefasst in Abbildung 6.9 vergleichend dargestellt. Dabei sind die horizontalen absoluten Verschiebungen nach dem Schlitzvorgang der Lamelle 34 im linken Diagramm und die relativen horizontalen Verschiebungen nach dem Betoniervorgang im rechten Diagramm ausgewertet. Es sind die Verformungen in einem Abstand von 1,9 m aus der Schlitzlängsachse mittig der Lamelle 34 (Inklinometer 93) dargestellt.

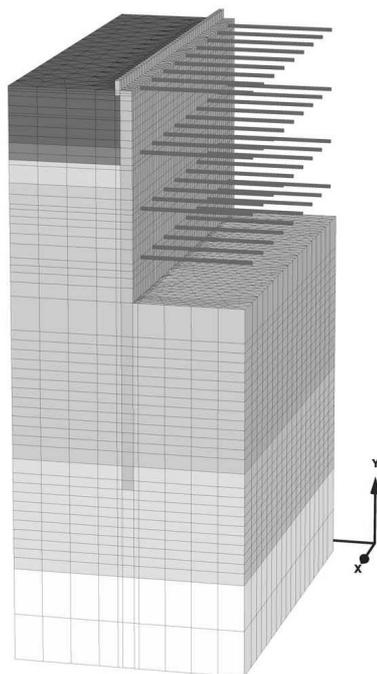


Abbildung 6.8: 3D FE-Modell von der Baugrube „Station Blijdorp“ in Rotterdam

Die Rechenergebnisse zeigen, dass für die zwei Sandschichten realistische Verschiebungen modelliert werden konnten. Größere Abweichungen treten in den undrainierten weichen Ton- und Torflagen und im Kedichem auf. So resultieren aus der Berechnung mit totalen Spannungen und dem MC-Modell nach dem Schlitzvorgang horizontale Verschiebungen in Richtung Boden von ca. 12 mm. Deutlich geringere Verformungen wurden bei der Berechnung mit Methode 1 und dem HS-Modell mit ca. 8 mm ermittelt. Die Tendenz der Bewegungen ist zwar richtig, aber der Betrag zu groß. Möglichen Gründe der Bewegungsrichtung während des Schlitzvorgangs wurden in Kapitel 4.2.2 erläutert. Gute Übereinstimmung mit den Messwerten ist bei der Modellierung der Betonage mit Methode 3 gegeben. Hingegen treten nach Methode 1 etwas zu große Verformungen auf.

Ursache dieser Unterschätzung der Steifigkeit dieser bindigen Böden könnte sein, dass diese eine hohe Anfangssteifigkeit besitzen, die mit den beiden genannten Stoffgesetzen

Tabelle 6.4: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 3

	γ/γ_r [kN/m ³]	φ_u [°]	c_u [kN/m ²]	$c_{\text{inkrement}}$ [kN/m ² /m]	ν_u [-]	E_u [MN/m ²]	$E_{\text{inkrement}}$ [MN/m ² /m]
Ton 2b	15	0	40	4,0	0,5	20	2,0
Torf 3a	10,5	0	30	3,0	0,5	15	2,5
Ton 4a	16	0	40	4,0	0,5	20	2,0
Kedichem 6a	20	0	120	10,0	0,5	40	5,0

Tabelle 6.5: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 1 mit dem HS-Modell

	γ/γ_r [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	ψ [°]	ν [-]	E_{50}^{ref} [MN/m ²]	E_{oed}^{ref} [MN/m ²]	E_{ur}^{ref} [MN/m ²]	m [-]
Sand 1a	17,5/19,5	32	0,1	2	0,2	20	20	60	0,5
Ton 2b	15	27	10	0	0,2	4,3	1,75	14,4	0,9
Torf 3a	10,5	30	10	0	0,2	2,0	2,0	6,0	0,9
Ton 4a	16	27	10	0	0,2	4,3	1,75	14,4	0,9
Sand 5b	20	35	0,1	5	0,2	40	40	120	0,5
Kedichem 6a	20	22	4	0	0,2	5,0	5,0	15,0	0,5
Sand 6b	20	35	0,1	0	0,2	40	40	120	0,5

nicht nachvollziehbar ist. Häufig bilden sich bei Tonen über lange Zeit hinweg eine Art Strukturfestigkeit (Verkittung) zwischen den einzelnen Tonplättchen (Cudny& Vermeer [14]). Diese mit der Zeit entstandene Verfestigung zeichnet die Tone mit einer hohen Anfangsfestigkeit aus, die weder mit dem MC-Modell noch mit dem HS-Modell abgebildet werden kann. Diese erhöhte Steifigkeit (Strukturfestigkeit) wirkt sich allerdings nur bei sehr kleinen Dehnungen (kleiner 10^{-5}) aus und wird mit Erhöhung der Dehnungen wieder zerstört. Bereits bei kleinen Dehnungen, die mit konventionellen Laborversuchen nicht mehr bestimmt werden können, tritt eine Zerstörung dieser Strukturen auf und die Steifigkeit fällt auf den z.B. hier benutzten Wert von $E_u=500 c_u$ ab. Um diesen Effekt nachvollziehbar zu machen, wurde deshalb ergänzend auf das um kleine Dehnungen bei erhöhter Anfangsteifigkeit modifizierte HS-Modell, das so genannte HS-Small Modell nach Benz [6] zurückgegriffen.

Da die für das HS-Small Modell erforderlichen Stoffparameter im Rahmen des Projekts nicht ermittelt worden waren, wurde der Anfangs-Schubmodul G_0 für die verschiedenen Böden nach Alpan [1] und mit Hilfe des Eindringwiderstandes nach Ohsaki & Iwasaki [54] ermittelt. Für die Kenngrößen der Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ wurde für die Sandschichten (Sand 1b und Sand 5b) die Korrelation nach Wichtmann & Triantafyllidis [95] benutzt. Für die weichen Ton- und Torfschichten wurde die Korrelationen nach Vucetic & Dobry [89] mit Hilfe der Plastizität zurückgegriffen. Die erforderlichen zusätzlichen Parameter für das HS-Small Modell sind in nachfolgender Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen sind in Abbildung 6.10 dargestellt. Dabei lässt sich feststellen, dass sowohl der Schlitzvorgang (linkes Diagramm) als auch

Tabelle 6.6: Materialparameter für die Berechnung nach Methode 1 mit dem HS-Small-Modell

		Sand 1a	Ton 2b	Torf 3a	Ton 4a	Sand 5b	Kedichem 6a	Sand 6b
G_0	[MN/m ²]	105	42,0	12,0	42,0	100	50,0	100
γ_{07}	[10 ⁻⁶]	120	300	350	300	120	1000	120

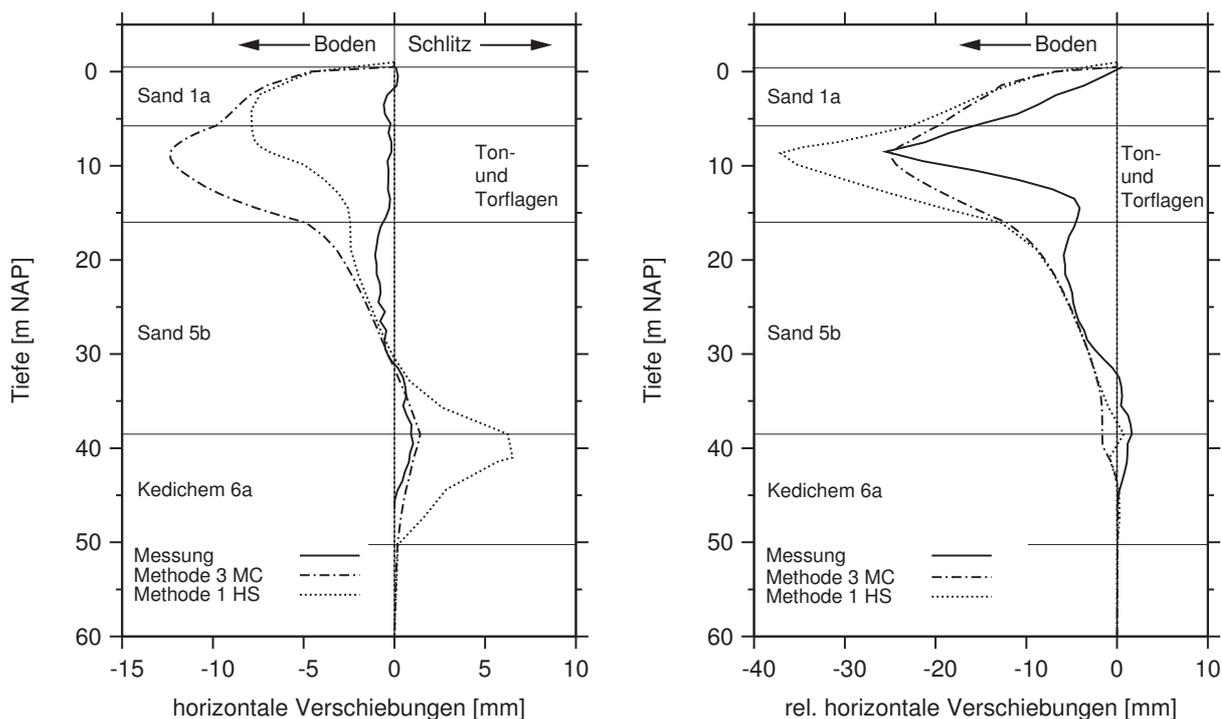


Abbildung 6.9: Vergleich der horizontalen Verschiebungen aus den Messungen mit den Rechenergebnissen (HS-Modell) nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts) der Lamelle 34 (Inklinometer 93, 1,9 m von der Schlitzwand)

der Betoniervorgang (rechtes Diagramm) hinreichend genau nachgebildet werden können. Für beide Herstellungsschritte ist das Verformungsverhalten zwischen Messung und Rechnung weitgehend deckungsgleich. Lediglich im Auffüllungsbereich bzw. oberflächennah sind größere horizontale Verschiebungen in der Berechnung vorhanden. Ein Grund hierfür könnten die nicht ausreichend bekannten Eigenschaften der Sandauffüllung bzw. der Einfluss aus der Überschüttung der bindigen Schichten sein.

Im Anhang E finden sich die Auswertungen und Vergleiche der weiteren Inklinometermessungen. Dabei werden nur die Rechenergebnisse mit Hilfe der Methode 1 und dem HS-Small Modell vorgestellt. In Abbildung E.8 sind die im Abstand von 4,4 m von der Schlitzwand (Inklinometer 95) auftretenden horizontalen Verschiebungen während der Herstellung von Lamelle 34 dargestellt. Aus dem Schlitzvorgang resultieren wiederum in der Größenordnung ähnliche Verschiebungen wie in Inklinometer 93 im Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand entfernt gemessen. Aus der Betonage resultieren allerdings nur noch ca. 50% der horizontalen Verschiebungen im Vergleich zum Abstand von 1,9 m. In beiden Fällen können die Verschiebungen mit der Berechnung nachvollzogen werden. Die Ergebnisse aus der Herstellung der Lamelle 36 sind in den Abbildungen E.9 und E.10 (Inklinometer 94 und 96) ausgewertet. Lamelle 36 ist eine „Schließerlamelle“ wie man auch aus den Verschiebungen erkennen kann. So ist bereits beim Schlitzvorgang ein deutlich größeres Verformungsverhalten zu erkennen. Die horizontalen Verformungen

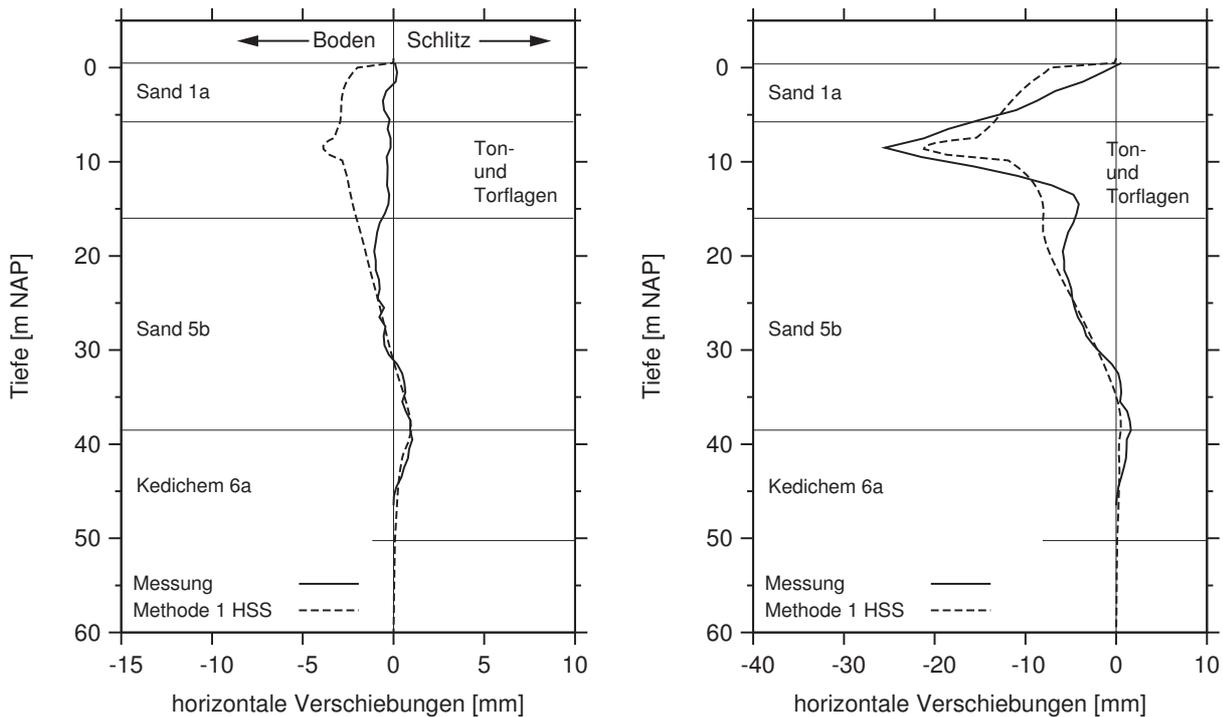


Abbildung 6.10: Vergleich der horizontalen Verschiebungen aus den Messungen mit den Rechenergebnissen (HS-Small Modell) nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts) der Lamelle 34 (Inklinometer 93, 1,9 m von der Schlitzwand)

resultieren dabei bereits aus der Betonage von Lamelle 35 und Lamelle 37 und liegen bei ca. 12 mm / 8 mm in Richtung Boden. Dementsprechend fallen die Verformungen beim Betoniervorgang der Lamelle 36 etwas geringer aus, da bereits Vorverformungen im Boden durch die Betonage der vorherigen Lamellen vorhanden sind. Es kommt zu einem Zuwachs der maximalen Verformungen von jeweils ca. 4 mm in Richtung Boden. Für beide Herstellungsvorgänge sind die Rechenergebnisse quasi wieder identisch mit den Messergebnissen.

Auf weitere Vergleiche wie die Entwicklung der Porenwasserdrücke, der Erddrücke, der Setzungen und der vertikalen Verschiebungen im Boden wird hier verzichtet, da bereits die Messungen teilweise nicht plausible Ergebnisse ergeben haben (siehe Erläuterungen in Kapitel 4).

6.2.2 Modellierung des Baugrubenaushubs und Vergleich mit den Messdaten

Nach der Dokumentation der numerischen Simulation der Herstellung der sieben Lamellen folgt in diesem Abschnitt die Dokumentation für die Berechnung des Baugrubenaushubs. Details zum Baugrubenaushub und zur Stützkonstruktion finden sich in Kapitel 4.3 und in den Tabellen 4.3 und 4.4. Die Berechnung des Baugrubenaushubs

wurde auf der Grundlage der Berechnung der Herstellung der Schlitzwandlamellen („WIM-Simulation“- wall installation modelled) weitergeführt. Auch die Modellierung des Aushubs wurde entsprechend den Schritten der Aushubschritte der Baustelle simuliert. Das heißt, es wurden insgesamt vier Aushubschritte modelliert und jeweils im Anschluss nach einem Aushubschritt die Steifenlage eingebaut. Der Modellberechnung wurde wiederum das HS-Small Modell mit undrainierten Scherfestigkeiten zugrunde gelegt.

Zunächst werden die rechnerischen Steifenkräfte, die sich im Verlauf des Baugrubenaushubs einstellen, erläutert und mit den Messungen verglichen. Für Details zur Geometrie, Lage und zeitlichen Abfolge des Einbaus der Steifen siehe Kapitel 4.3.1 bzw. Tabellen 4.3 und 4.4 sowie Abbildungen 4.14 bis 4.17. In Tabelle 6.7 sind die Steifenkräfte aus der FE-Berechnung exemplarisch für den Standort 91 und den Messwerten (sowohl am Standort 91 als auch am Standort 92 - siehe Abbildung 4.3) gegenüber gestellt. Da die aus der Berechnung resultierenden Steifenkräfte an den verschiedenen Standorten nahezu identisch sind, werden nur die Werte vom Standort 91 dokumentiert.

Der Vergleich der Steifenkraft S6 zeigt, dass die Kräfte aus der Messung viel geringer sind als aus der Berechnung. Grund hierfür ist der zu späte Einbau der Schwingsaite. Selbst ab der Messung von Aushub A2, besteht immer noch eine Differenz von 250 kN zu den Rechenergebnissen. Wenn man allerdings annimmt, dass der Ausgangswert der Messung, der eine unrealistische Zugkraft ausweist eigentlich von „Null“ ausgehen müsste, könnten Steifenkräfte angenommen werden, die näherungsweise mit den Berechnungen nachvollzogen werden. Hingegen stimmen die Kräfte der Steifenlage S7 sehr gut überein. Nach dem Aushub A2 ist zunächst noch eine Differenz von ca. 100 kN vorhanden, die sich dann bei den weiteren Bauabschnitten auf unter 100 kN reduziert. Größere Unterschiede sind auch bei den Steifenkräften S8 zu erkennen, obwohl die Messgeräte dabei rechtzeitig eingebaut wurden.

So stellt sich nach dem Aushub A3 eine Differenz von 580 kN bzw. 400 kN ein. Die Differenz verkleinert sich dann auf 250 kN bzw. 380 kN nach dem letzten Aushubschritt und liegt damit in einer Größenordnung von 30%. Die Unterschiede in der Steifenlage S9 sind wieder auf den verspäteten Einbau der Schwingsaiten zurückzuführen. Bemer-

Tabelle 6.7: Vergleich der Steifenkräfte

	S6			S7			S8			S9		
	91	92	FE	91	92	FE	91	92	FE	91	92	FE
A1	252	10	-509	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S7	154	-10	-512	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A2	-10	-40	-374	-830	-870	-753	-	-	-	-	-	-
S8	-40	-50	-375	-740	-920	-757	-	-	-	-	-	-
A3	-82	-90	-298	-690	-750	-756	-800	-980	-1384	-	-	-
S9	-70	-100	-301	-650	-730	-757	-870	-1030	-1396	-	-	-
A4	-90	-110	-305	-480	-500	-683	-1230	-1100	-1486	-1750	-1400	-1248

kenswert ist, dass hier die Kräfte der FE-Berechnung deutlich geringer sind als die gemessenen Werte während bei den anderen Steifen die rechnerischen Steifenkräfte stets größer waren als die gemessenen.

Die Auswertungen haben zeigen, dass unter Berücksichtigung des Einbaus der Messgeräte (Detail siehe dazu Kapitel 4.3.1) die Übereinstimmung zwischen den gemessenen Steifenkräften und den berechneten Steifenkräften während des Aushubs nur mit einer Abweichung bis etwas 30% nachvollzogen werden konnte.

In dem Diagramm 6.11 werden die **horizontalen Verformungen der Wand** am Messpunkt Inklinometer 91 den Rechenergebnissen gegenüber gestellt. Dabei wurden die Verformungen, die aus dem Aushub A1 und Aushub A2 resultieren, getrennt dokumentiert. Zudem wurden nur die horizontalen Verformungen der Aushubschritte dargestellt, da bei der Berechnung aus dem Einbau der Steifen keine nennenswerten Verformungen resultierten. Die horizontalen Verschiebungen aus der Rechnung sind nach diesen ersten beiden Aushubschritten größer als die Messungen. Ab Aushubschritt A3 ergeben die Messungen größere Verformungen. Die maximalen Verformungen sind in etwa in der gleichen Tiefenlage wie in den Messungen. Größere Unterschiede treten nur im oberflächennahen Bereich auf, da eventuelle Einflüsse durch den Baubetrieb nicht modelliert werden können.

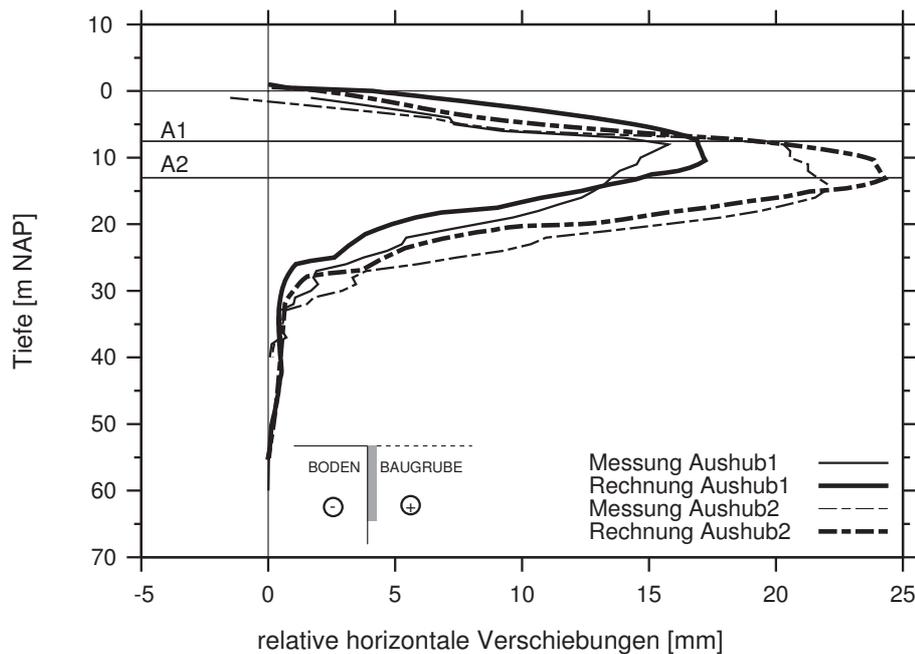


Abbildung 6.11: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der Wand aus den Messungen mit den Rechenergebnissen während des Baugrubenaushubs an Messpunkt IK 91

In dem Diagramm 6.12 sind die **horizontalen Verschiebungen des Bodens** am Messpunkt 93 in einem Abstand von 1,9 m zur Schlitzwandachse mit den Rechenergebnissen verglichen. In dem Diagramm ist dabei die horizontalen Verschiebungen, die aus den einzelnen Aushubschritten resultieren, dargestellt. Es zeigt sich, dass die Verformungen

aus der Berechnung in allen Aushubphasen tendenziell zu gering sind, wobei die Differenz bis zu ca. 10 mm beträgt. Die maximalen rechnerischen Verformungen treten in den gleichen Tiefen wie in den Messungen auf.

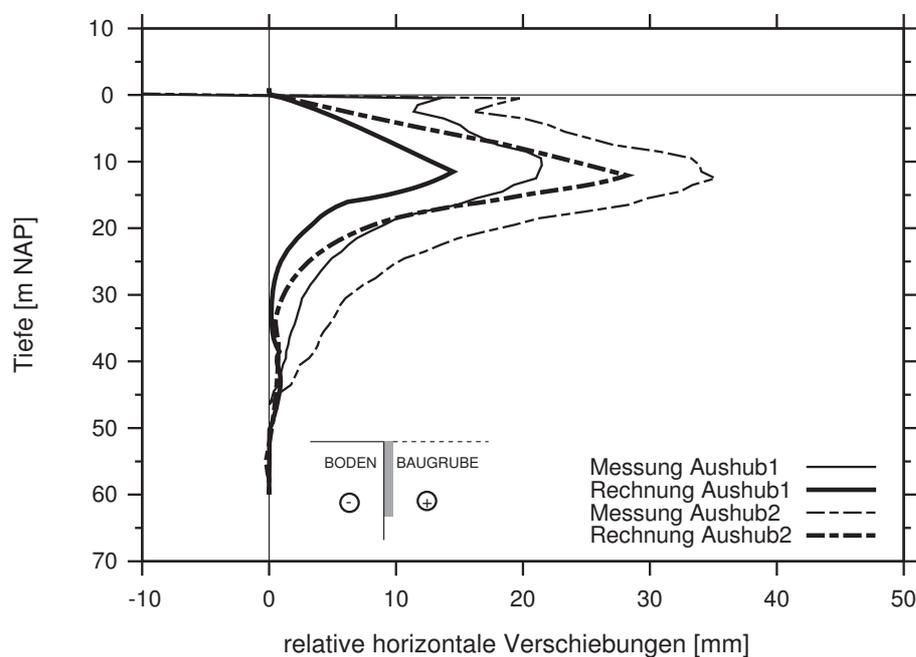


Abbildung 6.12: Vergleich der horizontalen Verschiebungen des Bodens aus den Messungen mit den Rechenergebnissen während des Baugrubenaushubs an Messpunkt IK 93 (1,9m von der Schlitzwand)

Um einen Vergleich zwischen der „WIM-Simulation“ und „WIP-Simulation“ zu erhalten, wurden ergänzend der gesamte Aushub auf der Grundlage einer WIP-Simulation modelliert, das heißt, die Baugrube wurde ohne die Herstellung der Schlitzwand berechnet. Diese Berechnung ergab erwartungsgemäß, dass die Verformungen für die Wandverschiebung, sofern nur die relativen Verformungen aus dem Aushub betrachtet werden, nach der WIP-, oder WIM-Methode annähernd gleiche Größe zeigen, also, dass die Beanspruchungen aus der Schlitzwandherstellung keinen bzw. nur einen untergeordneten Einfluss auf die Wandverformung infolge des Aushubs haben. Die horizontalen Verformungen des Bodens am Messpunkt IK 93, sowohl aus den Messungen als auch der Rechnung sind in Diagramm 6.13 dargestellt. Dabei zeigt sich erneut, dass die horizontalen Verschiebungen, die aus den Aushubschritten A1 und A2 resultieren in der Rechnung nur geringfügig unterschätzt werden. Mit zunehmender Aushubtiefe ergeben sich aus den Messungen jedoch deutlich größere Bodenverschiebungen im Vergleich zur Berechnung, wobei wiederum das Vorgehen nach der Methode WIP-Methode tendenziell eher zutreffend war, was damit zusammenhängt, dass die Vorverformung des Baugrunds beim HS-Small Modell eher zu einer Verfestigung des Baugrunds beiträgt. Es zeigt sich aber auch, dass bei tiefen Baugruben das Verformungsverhalten von Wand und Boden nicht mehr von der Herstellung beeinflusst wird. Damit ergibt sich zusammenfassend, dass sowohl die Berechnung nach der WIP-Methode als auch nach der

WIM-Methode zu etwas gleichen relativen horizontalen Verformungen führen, wobei allerdings für tiefe Baugruben die Verformungen eher unterschätzt werden.

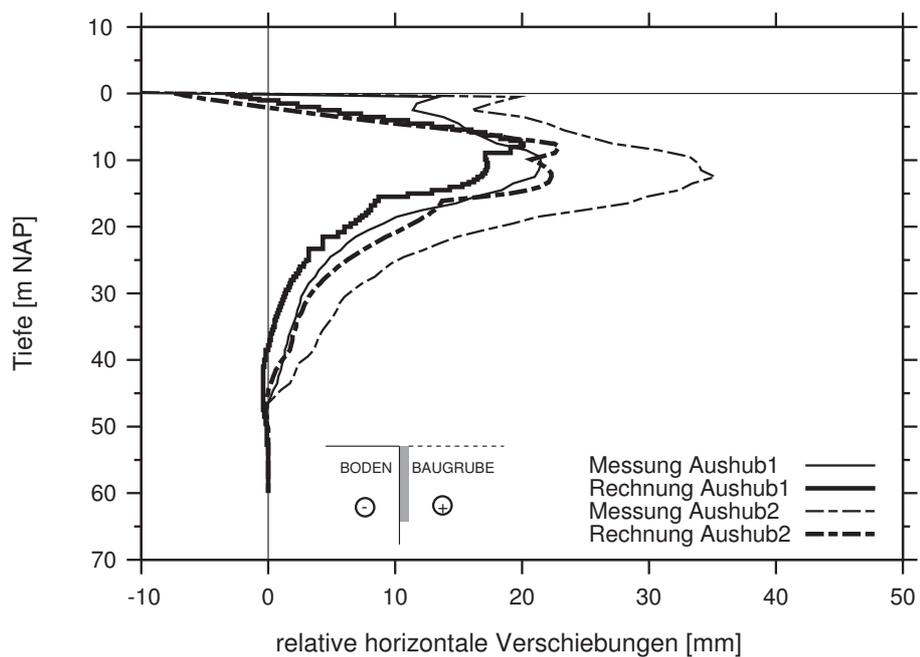


Abbildung 6.13: Vergleich der horizontalen Verschiebungen des Bodens aus den Messungen mit den Rechenergebnissen während des Baugrubenaushubs an Messpunkt IK 93 mit der WIP-Simulation(1,9m von der Schlitzwand)

Kapitel 7

Zusammenfassung und Empfehlungen

In der vorliegenden Arbeit wird die Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden genauer untersucht, wobei Schwerpunkt hauptsächlich in der numerischen Modellierung der Herstellung von Schlitzwänden liegt. Der Herstellungsvorgang einer Schlitzwandlamelle gliedert sich in zwei Abschnitte, den Schlitzvorgang und den Betoniervorgang, die beide untersucht werden.

Während des Schlitzvorgangs wird der offene Schlitz mit einer Suspension gestützt, wobei im Zeitraum bis zur Betonage die Schlitzstabilität gewährleistet sein muss. Die Schlitzstabilität wird in DIN 4126 geregelt. Ein wichtiger Bestandteil ist die Überprüfung der äußeren Standsicherheit, also die Überprüfung der Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden. Hierfür muss für jede Aushubtiefe nachgewiesen werden, dass die Stützkraft größer als der aktive Erddruck ist. Versuche haben gezeigt, dass sich ein muschelförmiger Erdkörper ausbildet. Dieser räumliche Bruchkörper kann mittels verschiedener Berechnungsverfahren beschrieben werden. Die Überprüfung der äußeren Standsicherheit mittels FE-Berechnung und der Vergleich mit quasi analytischen Methoden haben weitgehend identische Sicherheiten ergeben. Dabei wurden zwischen zwei Modellierungen unterschieden: Beim ersten Ansatz wurde der Schlitz in einem Rechenschritt bis in die jeweilige Tiefe ausgehoben und danach mittels Phi-c-Reduktion das Sicherheitsniveau überprüft. Beim zweiten Ansatz hingegen wurde sukzessive ab einer Tiefe von 10 m in 2 m-Schritten ausgehoben und jeweils im Anschluss an den Aushubschritt eine Phi-c-Reduktion durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, dass es keinen entscheidenden Unterschied macht, wie der Aushub modelliert wird, die Sicherheitswerte sind nahezu identisch. Neben der Standsicherheit der Schlitzwände sind die Verformungen im anstehenden Baugrund von besonderer Bedeutung. Durch differenzierte Betrachtungen des Schlitzvorgangs konnten Empfehlungen ausgearbeitet werden wie dieser Arbeitsschritt modelliert werden sollte, um eine korrekte Abbildung des Verformungsverhaltens des Bodens zu erzielen. Die Stützwirkung der Suspension sollte mit einem Spannungsansatz simuliert werden, da dieser u.A. bezüglich der Variation der Suspensionswichte sehr flexibel ist und die Verformungen damit sehr gut abgebildet werden können. Zudem reicht es aus, den Aushub des Schlitzes in einem Schritt zu modellieren. Es konnte ferner nachgewiesen werden, dass es keine signifikanten Unterschiede im Verformungsverhalten ergibt, wenn der Aushub in mehreren Schritten oder einem Schritt erfolgt.

Zweiter Herstellungsvorgang bei Schlitzwänden ist die Betonage, die im Kontraktorverfahren durchgeführt wird. Mit Hilfe numerischer Berechnungen wurde die Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Betonage von Schlitzwänden untersucht. Um den

Herstellungsvorgang simulieren zu können, muss der Spannungsverlauf bekannt sein, der sich während des Herstellungsprozess einstellt. Bisher wurde dafür auf den aus der Literatur bekannten bi-linearen Ansatz nach Lings et al. zurück gegriffen, der den Endspannungszustand der Betonage beschreibt. Neue Messungen haben den bi-linearen Verlauf zwar bestätigt, jedoch die Größe der kritischen Höhe, also den Knick zwischen dem hydrostatischen Frischbetondruckverlauf und dem Suspensionsdruck im Drittel der Schlitzwandhöhe nicht bestätigt. Im Zuge dieser Arbeit wurde ein numerischer Ansatz mit Hilfe der FE-Methode entwickelt, mit dem der Frischbetondruck während der Betonage von Schlitzwänden beschrieben werden kann. Dieser Ansatz wurde an Messungen verifiziert.

In weiteren Untersuchungen wurde auch nachgewiesen, dass für die praktische Durchführung der Berechnung der Spannungsansatz zur Simulation des Frischbetondrucks besser geeignet ist als der Materialansatz, da dieser im Vergleich zum Materialansatz bessere Übereinstimmungen im Verformungsverhalten des anliegenden Baugrunds ergibt. Bedeutsam ist auch das Ergebnis, dass es ausreichend ist, die Betonage in einem Schritt mit dem bi-linearen Ansatz zu modellieren, um die maximalen Verschiebungen in einer FE-Berechnung abbilden zu können. Darüber hinaus wurden Empfehlungen für die Ermittlung der Größe der kritischen Höhe in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit gegeben. Mit den genannten Hinweisen ist künftig eine hinreichend genaue Prognose des Verformungsverhaltens des Baugrunds für die Bauzustände Schlitzten und Betonieren einer Schlitzwand möglich, ohne dass dabei der Bauablauf detailliert bekannt sein müsste. Diese neuen Erkenntnisse wurden in zwei Fallstudien zu denen ausführlich Messergebnisse vorlagen, mit Erfolg überprüft.

Im Rahmen der Variationsrechnungen konnte weiterhin gezeigt werden, dass die Höhe des Suspensionsspiegels zur Stützung des Schlitzes signifikante Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des Bodens hat. Damit die horizontalen Verformungen durch den Schlitzvorgang möglichst gering ausfallen, sollte möglichst von Anfang an ein hoher Suspensionsstand vorhanden sein.

In gleicher Weise wurde gezeigt, wie aus der Betonage resultierende horizontalen Verformungen beeinflusst werden können, sofern es der Baubetrieb zulässt, sollte diese möglichst langsam erfolgen. In weichen Böden kann damit eine signifikante Reduktion der Verschiebungen erzielt werden.

Die aus der Schlitzwandherstellung resultierenden Verschiebungen haben überwiegend Einfluss bis in Tiefen von 15 bis 20 m unter Gelände, wobei die horizontalen Verschiebungen annähernd die gleiche Größenordnung haben wie die Verschiebungen, die üblicherweise aus dem Baugrubenaushub resultieren. Sofern Verformungen für diese Bauaufgabe von Bedeutung sind sollten Baugruben mit geringen Tiefen aus den genannten Gründen mit der WIM-Methode berechnet werden.

Zusammenfassend kann somit festgehalten werden, dass mit dem hier vorgestellten vereinfachten Ansatz zur Bestimmung der Größe der kritischen Höhe und den in der Arbeit durchgeführten Überlegungen zur Modellierung der Herstellung der Schlitzwand ein Werkzeug geschaffen wurde, mit dessen Hilfe eine hinreichend genaue Aussage über die horizontalen Verformungen von Baugruben mit geringen Tiefen möglich ist.

Literaturverzeichnis

- [1] Alpan, I. The geotechnical properties of soils. *Earth-Science Reviews*, 6: pp. 5–49, 1970.
- [2] ASTM C 403/C403M-05. Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance. Annual Book of ASTM Standards, 2005. West Conshohocken, PA.
- [3] Atkinson, J.H. Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5): pp. 487–508, 2000.
- [4] Atkinson, J.H.; Sallfors, G. Experimental determination of soil properties. In *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1991. Volume 3, pp. 915-956, Florence. General Report to Session 1.
- [5] Bard, E. *Comportement des Matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné*. École Centrale de Paris– Laboratoire de Mécanique, Sols, Structure et Matériaux, 1993.
- [6] Benz, T. *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Institut für Geotechnik, 2007. Universität Stuttgart, Mitteilung 55.
- [7] Besdo, J. Zur Formulierung von Stoffgesetzen der Plastomechanik im Dehnungsraum nach Ilyushins Postulat. *Ingenieur-Archiv*, S. 1-8, 1981.
- [8] Biarez, J.; Hicher, P.-Y. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. A.A. Balkema, Rotterdam, 1994.
- [9] Bjerrum, L. Problems of Soil Mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. In *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Volume 3, pp. 111-153, Rotterdam, 1973.
- [10] Böhm, H. Über den Seitendruckbeiwert des frisch eingebrachten Betons. *Beton und Eisen*, 18: S. 329–335, 1965.
- [11] Brinkgreve, R.; Vermeer, P.A. *Plaxis Version 7*, 1998. A.A. Balkema, Rotterdam.
- [12] CEB Comité Euro-International du Béton-CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information No. 213/214, Mai 1993.
- [13] Clear, C.A.; Harrison, T.A. The pressure of concrete in formwork. CIRIA Research Report Nr. 108, Construction Industry Research and Information Association, London, 1985.

- [14] Cudny, M.; Vermeer, P.A. On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework. *Computers and Geotechnics*, 31: pp. 1–22, 2004.
- [15] DAfStb. Prüfung von Beton, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048, 1991. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422, Berlin.
- [16] DAfStb. DAfStb-Richtlinie, Selbstverdichtender Beton, Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-1:2001-07, DIN 1045-2 2001-07 sowie DIN 1045-3:2001-07, November 2003. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- [17] DAfStb. Sachstandsbericht, Frischbetondruck fließfähiger Betone, November 2006. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 567, Berlin.
- [18] De Schutter, G.; Taerwe, L. Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and Structures*, 29: pp. 335–344, 1996.
- [19] Desrues, J.; Zweschper, B.; Vermeer, P.A. Database for Tests on Hostun RF Sand. Technical Report Heft 13, Institutsbericht des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2000.
- [20] DIN 1045-2. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Juli 2001. Normenausschuss Bauwesen.
- [21] DIN 18218. Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen, Januar 2008.
- [22] DIN 4127. Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten, August 1986.
- [23] DIN EN 1538. Schlitzwände, Juli 2000.
- [24] DIN EN 196-3. Prüfverfahren für Zement, Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit, Mai 2005.
- [25] DIN EN 206-1. Beton: Teil 1: Festlegung, Herstellung und Konformität, Juli 2001.
- [26] DIN EN 480-2. Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Prüfverfahren-Teil 2: Bestimmung der Erstarrungszeit, November 2006. Deutsche Fassung EN 480-2, Berlin.
- [27] Duncan, J.M.; Buchignani, A.L. An Engineering Manual for Settlement Studies, 1976. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [28] Duncan, J.M.; Chang, C.-Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. In *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96 No. SM5, pp. 1629-1653, 1970.
- [29] Eierle, B. ; Schikora, K. Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme, 2000. DAfStb-Heft 512.

-
- [30] Flavigny, E. Le sable d'Hostun RF. *Note technique. Revue Francaise de Géotechnique*, 53: pp. 67–70, 1990.
- [31] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst&Sohn, 2. Auflage, 2001.
- [32] Hardin, B.O.; Drnevich, V.P. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98, no. SM7: pp. 667–692, 1972.
- [33] Huder, J. Stability of bentonite slurry trenches with some experiences in Swiss practice. In *5th European Conference SMFE, Madrid, Spain*, pp. 517-522, 1972.
- [34] Janbu, N. Soil compressibility as determined by Oedometer and Triaxial tests. In *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, pp. 19-25, 1962.
- [35] Janssen, H.A. Versuche über Getreidedruck in Silozellen. In *VDI Zeitschrift*, V. 39, S. 1045-1049, August 1895.
- [36] Karstedt, J. *Untersuchungen zum aktiven, räumlichen Erddruck in rolligem Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes, TU Berlin, 1980. Heft 10.
- [37] Kayser, J. *Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtmassen*. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechnaik der TU Braunschweig, 1995. Heft 49.
- [38] Khayat, K.J.; Assaad, J. Use of Rheological Properties of SSC to Predict Formwork Pressure. In *Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete*, pp. 671-678, Chicago, 2005.
- [39] Konder, R.L.; Zelasko, J.S. A hyperbolic stress strain formulation for sands. In *Proceedings 2nd Pan. Am. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil*, 1, pp. 289-394, 1962.
- [40] Koutsoftas, D.C.; Ladd, C.C. Design strength of an Offshore Clay. *JGED, ASCE*, 3: pp. 337–355, 1985.
- [41] Lächler, A.; Neher, H.P. *Verbundprojekt: Bauwerksschonende Geotechnik-Teilvorhaben B - Optimierung der Herstellung von Verbauwänden im Hinblick auf Veformung benachbarter Bauwerke*. Eigenverlag Strabag, Züblin, Dywidag, Heft Nr. 1, 2008.
- [42] Ladd, C.C. Overview of clay behaviour for MIT Special summer course, Lecture 2, 1985.

- [43] Lambe, T.W.; Whitman, R.V. *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology (MIT), John Wiley & Sons, Inc, 1969.
- [44] Lings, M.L.; Ng, C.W.W.; Nash, D.F.T. The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. In *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 107, pp. 163-172, 1994.
- [45] Locher, F.W.; Richartz, W.; Sprung, S. Erstarren von Zement: Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung. *Zement-Kalk-Gips*, 29: S. 435-442, 1976.
- [46] Loreck, C.M. *Die Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Herstellung von Schlitzwänden*. Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, 2008. Ruhr-Universität Bochum, Heft 39.
- [47] Lunne, P.K.; Powell, J.J.M. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. E & FN Spon, London, 1997.
- [48] Lutz, W. *Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten*. Institut für Geotechnik, 1983. Universität Stuttgart, Mitteilung 19.
- [49] Mayer, P.-M. *Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub*. Universität Fridericiana Karlsruhe, 2000. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 151.
- [50] Mayne, P.W.; Kulhawy, F.H. K_0 -OCR Relationship in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(GT6), June 1982.
- [51] Mayne, P.W.; Rix, G.J. G_{max} - q_c relationships for clays. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16: pp. 54-60, 1993.
- [52] Muir-Wood, D. *Geotechnical modelling*. E.& F.N. Spon, London, 2004.
- [53] Ohde, J. *Grundbaumechanik*. Vol. 3. Hütte, 1951.
- [54] Ohsaki, Y.; Iwasaki, R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. *Soils and Foundations*, 13(4): S. 61-73, 1973.
- [55] Piaskowski, A.; Kowalewski, Z. Application of Thixotropic Clay Suspension for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting. In *Proceedings International Conference SMFE, Montreal*, Vol III, 1965.
- [56] Poh, T.Y.; Wong, I.H. Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: field test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124: pp. 749-756, 1998.
- [57] Prater, E.G. Die Gewölbewirkung der Schlitzwände. *Der Bauingenieur*, 48: S. 125-131, 1973.

-
- [58] Proske, T. *Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtenden Beton*. Technische Universität Darmstadt, 2007. Veröffentlichungen des Institutes für Massivbau, Heft 12.
- [59] Pulsfort, M.; Walz, B. *Spezialgrundbau - Teil A - Schlitzwandbauweise*. Bergische Universität Wuppertal, 2000. Skript zur Vorlesung, Unterirdisch Bauen, Grundbau und Bodenmechanik.
- [60] Reinhardt, H.-W. et al. Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton SVB, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 516, Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [61] Reinhardt, H.-W. *Betonkalender: Beton*. Ernst & Sohn, Berlin, 2007. Band 1, S. 353-478.
- [62] Reinhardt, H.-W., et al. Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen. In *Beton-Kalender 2007*. Ernst & Sohn, Berlin, 2007. Band 1, S. 479-595.
- [63] Ritchie, A.G.B. The triaxial testing of fresh concrete. *Magazine of concrete Research*, 14(40): pp. 37-42, 1962.
- [64] Rowe, P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In *Proc. Roy. Soc. A*. 269, Vol III, pp. 500-527, 1962.
- [65] Rowe, P.W. Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. In *Proceedings of Roscoe memorial symposium, Foulis, Henley-on-Thames*, pp. 143-194, 1971.
- [66] Santos, J.A.; Correia, A.G. Reference threshold shear strain of soils. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soils. In *Proc. 15th SMGE, Istanbul*, pp. 267-270, 2001.
- [67] Schad, H. *Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse*. Institut für Geotechnik, 1992. Universität Stuttgart, Mitteilung 36.
- [68] Schäfer, R. *Einfluss der Herstellungsmethoden auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden*. Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, 2004. Ruhr-Universität Bochum, Heft 36.
- [69] Schanz, T. *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Institut für Geotechnik, 1998. Universität Stuttgart, Mitteilung 45.
- [70] Schanz, T.; Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G. Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. In *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Vol. 1, pp. 281-290. In: Brinkgreve, R.B.J. (Publ.), Balkema, Rotterdam, 1999.
- [71] Schneebeli, G. *La stabilité des tranchées profondes forcées en présence de boue*. Etanchements et Foundation Spéciales, 1964.
-

- [72] Schweiger, H.F.; Vermeer, P.A. Report on assessment of possible failure scenarios. Study for Ministry of Manpower, Singapore Report No.: *CGG_PR010₂004*, MRT Circle Line Nicoll Highway Collapse, Singapore, 2004.
- [73] Sewer, K.C. Parameterwerte aus mehreren Ausschreibungs- und Projekt-Unterlagen der Firma Ed. Züblin AG.
- [74] Skempton, A.W. The Pore-Pressure-Coefficient A and B. *Géotechnique*, 4: pp. 143–147, 1954.
- [75] Soos, P. von. Eigenschaften von Boden und Fels-ihre Ermittlung im Labor. In: Smolczyk, U. (Publ.): Ernst&Sohn, Berlin, 2001. Band 1, Kapitel 1.4, S. 117-201.
- [76] Specht, M. Der Frischbetondruck nach DIN 18218 - die Grundlagen und die wichtigsten Festlegungen. *Bautechnik*, 8: S. 252–261, 1981.
- [77] Specht, M. Theorie des Frischbetondrucks - gegenwärtiger Stand und ungeklärte Probleme. *Bautechnik*, 3: S. 73–78, 1987.
- [78] Stokoe, K.H.; Darendeli, M.B.; Gilbert, R.B.; Menq, F.-Y. und Choi, W.K. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. In *International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Ompact on Modeling Dynamic Soil Response*, UC Berkeley, CA, 2004.
- [79] Tegelaar, R.; Böhling, E.; Giesbrecht, P. *Unterwasserbeton, Bohrpfahlbeton*. Verlag Bau und Technik, 1998. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 1.
- [80] Terzaghi, K. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke, 1925. Leipzig und Wien.
- [81] Terzaghi, K.; Fröhlich, O.K. *Theorie der Setzungen von Tonschichten - Eine Einführung in die analytische Tonmechanik*. Franz Deuticke, 1936. Leipzig und Wien.
- [82] Triantafyllidis, T. *Planung und Bauausführung im Spezieltiefbau; Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik*. Ernst&Sohn, 2004.
- [83] Tröger, S.; Adamczyk, R. Tunnel Grenzstraße im Zuge der Stadtautobahn Köln. *Der Bauingenieur*, Heft 12, 1971.
- [84] Van Langen, H.; Vermeer, P.A. Automatic step size correction for non-associated plasticity problems. In *Int. Jour. Num. Meth. in Eng.* 29, pp. 579-598, 1990.
- [85] Vanhove, J. Study of Self-Compacting Concrete Pressure on Formwork. In *Proceedings of The Second International Symposium on Self-Compacting Concrete*, COMS Engineering Corporation, Fukui, Japan, pp. 585-594, 2001.
- [86] Vermeer, P.A. A double hardening model for sand. *Géotechnique*, 28: pp. 413–433, 1978.

- [87] Vermeer, P.A. *Formulation and analysis of sand deformation problems*. Delft University of Science and Technology, 1980.
- [88] Vermeer, P.A.; Meier, C.- P. Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. In *Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 133-148, Verlag Glückauf, 1998.
- [89] Vucetic, M.; Dobry, R. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical and Engineering*, 117(1): pp. 89–107, 1991.
- [90] Walz, B. Grundlagen der Flüssigkeitsstützung auf die Stabilität von Erdwände, 1989. 4. Christian Veder Kolloquium, Graz.
- [91] Walz, B.; Prager, J. Der Nachweis der äusseren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes, TU-Berlin Heft 4, Construction Industry Research and Information Association, 1978.
- [92] Wehnert, M. *Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik*. Institut für Geotechnik, 2006. Universität Stuttgart, Mitteilung 53.
- [93] Weiss, F. Die Standfestigkeit flüssig gestützter Erdwände, Bauingenieur-Praxis, 1967. Heft 70, Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin.
- [94] White, D.J. In situ lateral stress determination by K0 stepped blade tests. Report No. ISU-ERI-004532, Iowa State University, 2005.
- [95] Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, Part i: cyclic and dynamic torsional prestraining. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(2): pp. 127–147, 2004.
- [96] Wierig, H.-J.; Gollasch, E. *Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton*. Universität Hannover, 1982. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 47.
- [97] Wit, de J.C.W.M.; Lengkeek, H.J. Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam. *Geotechnical aspects of underground construction in soft soil*, pages pp. 433–440, 2002.

Anhang A

Verwendete Stoffgesetze

In diesem Kapitel werden die Stoffgesetze vorgestellt, die im Rahmen dieser Arbeit zur Anwendung kommen. Dies ist zum einen der konventionelle Ansatz nach Mohr-Coulomb, der bei geotechnischen Problemstellungen sehr häufig angewendet wird. Zum anderen sind dies das Hardening-Soil Modell und das HS-Small Modell, welches eine Erweiterung des Hardening Soil Modells darstellt. Dabei wird der Effekt sehr kleiner Dehnungen bei hohen Anfangssteifigkeiten berücksichtigt. In allen Fällen wird ein isotropes Verhalten vorausgesetzt, das heißt, eventuelle Einflüsse aus der Anisotropie bleiben unberücksichtigt.

A.1 Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)

Beim Mohr-Coulomb Modell handelt es sich um ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz, für dessen Beschreibung insgesamt fünf Stoffparameter benötigt werden. Diese können durch gängige Laborversuche bestimmt werden und sind in den meisten Fällen in einem Baugrundgutachten belegt.

Für die Beschreibung der Elastizität wird der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν erforderlich. Das plastische Verhalten wird durch den effektiven Reibungswinkel φ' und die effektive Kohäsion c' bestimmt. Darüberhinaus wird der Dilatanzwinkel ψ , der bei bindigen normalkonsolidierten Böden in der Regel $\psi \approx 0$ beträgt, benötigt.

Wie bereits erläutert, ist das Mohr-Coulomb Modell ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz. Bei elastischem Verhalten hängen die Verformungen mit dem Zuwachs der Spannung zusammen und in diesem Fall sind die Verformungen reversibel. Beim plastischen Verhalten bleiben nach der Belastung Verformungen zurück. Verhält sich ein Material elasto-plastisch, werden die Dehnungen ε aus einem elastischen und plastischen Anteil zusammen. Die Dehnungsrate wird dann wie folgt definiert:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl}. \quad (\text{A.1})$$

Mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes kann somit die Spannungsrate als Funktion der Gesamtdehnungen und der plastischen Dehnungen geschrieben werden:

$$\dot{\sigma} = \underline{D}^{el} \cdot (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{pl}). \quad (\text{A.2})$$

Ein weiteres wichtiges Element der Plastizitätstheorie ist die Fließbedingung. Sie wird häufig als Fließfläche benannt, da sie grafisch eine Fläche im dreidimensionalen Haupt-

spannungsraum dargestellt wird. Nach Besdo [7] kann die Fließbedingung als fünfdimensionale Fläche im sechsdimensionalen Spannungsraum mit q als Vektor mit v Zustandsgrößen wie folgt dargestellt werden:

$$F(\underline{\sigma}', q) = 0. \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist nach Schad [67] die Fließfläche ein geometrischer Ort der Spannungspunkte $\underline{\sigma}'$, bei denen bei erneutem Spannungszuwachs $d\underline{\sigma}'$ zum ersten Mal plastische Verzerrungen auftreten, wenn alle möglichen linearen Spannungswege vom gleichen Zustand ausgehend durchfahren werden.

Die Beschreibung der Fließbedingung für das MC-Modell kann mit Hilfe (Abbildung A.1) der Coulomb'sche Grenzbedingung abgeleitet werden:

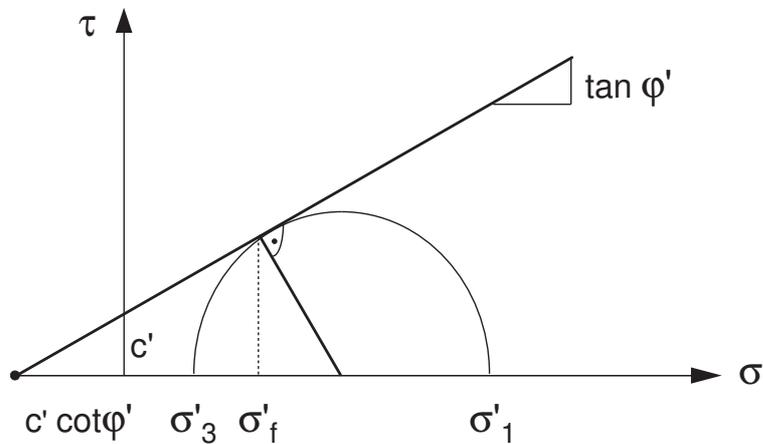


Abbildung A.1: Mohr'scher Spannungskreis mit der Coulomb'schen Grenzbedingung

Die Coulomb'sche Grenzbedingung bzw. Bruchbedingung wird mit Hilfe der effektiven Scherparameter, der Kohäsion c' und dem Reibungswinkel φ' , definiert:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \varphi'. \quad (\text{A.4})$$

Der Index f bezeichnet den Bruchzustand. Für einen Spannungszustand mit effektiven Hauptspannungen erhält man für den ebenen Verformungszustand folgende Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung:

$$\left\{ \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right\}_f = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} + \frac{2c' \cdot \cos \varphi'}{\sigma'_3(1 - \sin \varphi')} \quad (\text{A.5})$$

oder in quadratischer Form als Fließbedingung:

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 - \sin^2 \varphi' (\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2c' \cot \varphi')^2 = 0. \quad (\text{A.6})$$

Insgesamt sechs Fließbedingungen beschreiben die Grenzbedingung im Hauptspannungsraum, einen hexagonalen Konus, wie in Abbildung A.2 dargestellt ist. Liegen Spannungszustände mit $f < 0$ (innerhalb des Konus) vor, verhält sich das Material linear-elastisch; plastisches Fließen tritt ein, sobald $f = 0$ (auf dem Konus) vorliegt. Spannungszustände mit $f > 0$ (außerhalb des Konus) sind nicht zulässig (Versagensfall).

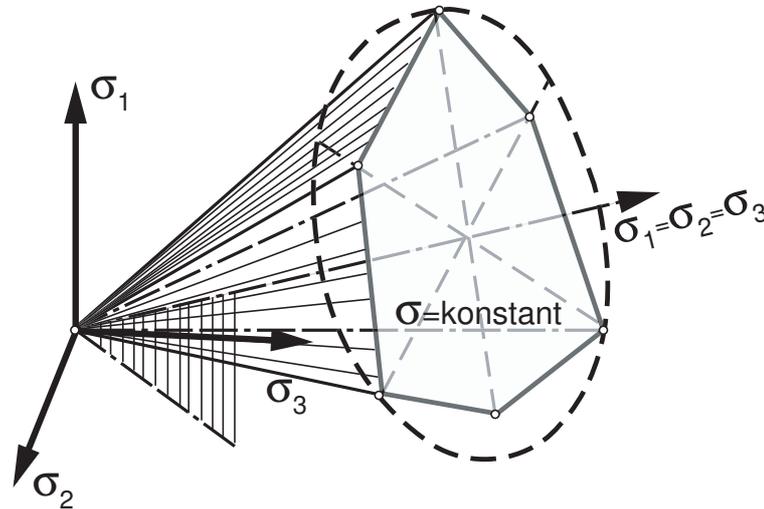


Abbildung A.2: Fließflächen im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden

Darüberhinaus kann die Konsistenzbedingung formuliert werden, der zugrunde liegt, dass die Fließbedingung (Gleichung A.6) nicht „durchbrochen“ werden kann, da stets $f = 0$ und somit $df = 0$ gelten muss:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma'} d\sigma'. \quad (\text{A.7})$$

Zusätzlich würde für den Fall des Erreichens der Plastizitätsgrenze die plastischen Verzerrungen durch die sogenannte Fließregel definiert. Da die Anwendung der Fließregel ohne Einschränkung auf Erdstoffe zu großen plastischen Volumenvergrößerungen führen würde und um diese Abweichungen von der Normalitätsbedingung beschreiben zu können, wird eine Potenzialfläche g eingeführt. Dabei werden die plastischen Dehnungsraten mit Hilfe des plastischen Multiplikators $\dot{\lambda}$ wie folgt bestimmt:

$$\dot{\underline{\epsilon}} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad \dot{\lambda} > 0. \quad (\text{A.8})$$

Das plastische Potential wird ebenso wie die Fließbedingung mit sechs Gleichungen, die von den Hauptspannungen σ'_1 , σ'_2 und σ'_3 und dem Dilatanzwinkel ψ statt dem Reibungswinkel φ' abhängen, beschrieben.

Der plastische Multiplikator kann nun mit Hilfe der Gleichungen A.2, A.7 und A.8 bestimmt werden.

Weitere Details zur Formulierung und Implementierung des MC-Modells in das verwendete Rechenprogramm sind bei Brinkgreve & Vermeer [11] und Van Langen & Vermeer [84] und Muir-Wood [52] dargelegt.

A.2 Das Hardening-Soil Modell (HS-Modell)

Das Hardening-Soil Modell wurde im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie entwickelt. Das Stoffmodell kann in die Gruppe der Double Hardening Modelle eingeordnet werden und wurde von Schanz [69] und Schanz et al. [70] auf Grundlage von Vermeer [86] und [87] entwickelt. Mit diesem Stoffmodell ist es möglich, sowohl irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung als auch irreversible Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung zu beschreiben. Die im vorherigen Kapitel A.1 beschriebene Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb wird beibehalten. Darüberhinaus hängt die Steifigkeit vom Spannungsniveau ab und es wird zwischen den Steifigkeiten bei der Erst- und Ent-beziehungsweise Wiederbelastung unterschieden.

Die grundlegende Idee in der Formulierung des Hardening-Soil Modells ist die **hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung** zwischen den vertikalen Dehnungen ε_1 und den deviatorischen Spannungen $q=(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ unter triaxialen Randbedingungen. Eine hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung wurde zunächst von Kondner & Zelasco [39] und später von Duncan & Chang [28] beschrieben:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_3)} \quad \text{für } q < q_f. \quad (\text{A.9})$$

Dabei wird die maximale Deviatorspannung q_f und die asymptotische Deviatorspannung q_a wie folgt definiert:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} (p + c' \cot \varphi') \quad q_a = \frac{q_f}{R_f}. \quad (\text{A.10})$$

Die isotrope Hauptspannung wird dabei mit $p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ definiert. Die Beziehungen für die maximale Deviatorspannung q_f werden dabei aus dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium abgeleitet. Das Verhältnis zwischen q_f und q_a ist stets kleiner eins, in den meisten Fällen wird ein Wert für $R_f=0,9$ angenommen. Der deviatorische Spannungs-Dehnungspfad ist in Abbildung A.3 dargestellt. Darin ist auch ein Erstbelastungs- und ein Ent-/Wiederbelastungsabschnitt gezeigt. Dabei wird die **Erstbelastungssteifigkeit** E_{50} als Sekantenmodul aus einer triaxialen Spannungs-Dehnungskurve wie folgt definiert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{p^{ref} + c' \cot \varphi'} \right)^m \quad (\text{A.11})$$

wobei E_{50}^{ref} der Sekantenmodul bei 50% der maximalen Scherfestigkeit q_f und einer Referenzspannung von p^{ref} ist. Für die Referenzspannung wird in den meisten Fällen der atmosphärische Druck mit $p^{ref}=100$ kPa verwendet. Der Exponent m ist dabei ein

Wert in Anlehnung an Ohde [53], mit dem die Spannungsabhängigkeit gesteuert wird und der im Oedometer- und Triaxialversuch gemessen werden kann. Die Bandbreite liegt aus Versuchen nach von Soos [75] zwischen 0,4 und 1,0 für verschiedene Böden, in der Praxis werden häufig Werte für Sande mit $m \approx 0,5$ und für Tonböden mit $m \approx 1,0$ angewendet.

Die Ent-/Wiederbelastung wird im Vergleich zur deviatorischen Erstbelastung als rein elastischer Vorgang modelliert. Die **Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit** E_{ur} wird äquivalent der Steifigkeit E_{50} ermittelt und hat die gleiche mathematische Form wie Gleichung A.11:

$$E = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{\sigma^{ref} + c' \cot \varphi'} \right)^m \quad (\text{A.12})$$

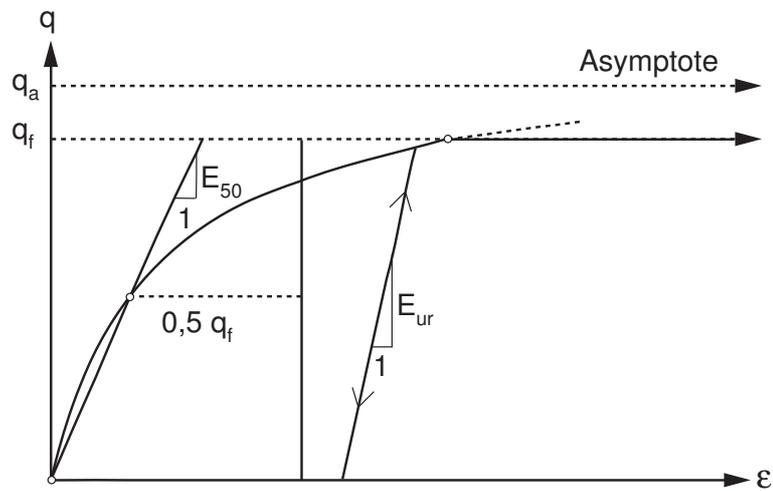


Abbildung A.3: Deviatorischer Spannungs-Dehnungspfad

Im Weiteren werden die beiden neuen Fließflächen vorgestellt. Für dieses Modell wurde zum einen eine **deviatorische Fließfläche** f^s eingeführt, die irreversible Schubverzerrungen aus der deviatorischen Erstbelastung beschreiben. Darüber hinaus wird über die so genannten Kappen-Fließfläche f^c , die plastische Dehnungen bei isotroper Belastung modelliert, vorgestellt.

Für die deviatorische Fließfläche werden Konturlinien mit $\gamma^{pl} = \text{const.}$ herangezogen, die im p-q-Diagramm für $m \neq 1$ leicht gekrümmt und für $m=1$ eine Gerade darstellen. Für die Fließfläche f^s werden die plastischen Schubdehnungen γ^{pl} für triaxiale Bedingungen zu $\gamma^{pl} \approx -2\varepsilon_1^{pl}$ als Parameter der Verfestigung benutzt und die Fließfläche mit

$$f^s = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^{pl} \quad (\text{A.13})$$

beschrieben. Zusätzlich zu dieser Fließbedingung sind bei Betrachtung dreidimensionaler Spannungszustände fünf weitere Fließbedingung notwendig. Hierbei wird, wie

beim MC-Modell, eine nicht-assozierte Fließregel ($g^s \neq f^s$) verwendet, um die plastischen Dehnungen während der Verfestigung zu beschreiben:

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi_m. \quad (\text{A.14})$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m kann dabei aus der klassischen Theorie nach Rowe [64] und [65] hergeleitet werden, wobei eine eindeutige Beziehung zwischen dem Spannungsverhältnis und der Dilatanz mit dem mobilisierten Reibungswinkel φ_m und der Restscherfestigkeit φ_{cv} voraussetzt:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}}. \quad (\text{A.15})$$

Für dieses plastische Modell existiert zwischen der plastischen Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}_{pl}$ und der plastischen Schubdehnungsrate $\dot{\gamma}_{pl}$ folgende Beziehung:

$$\dot{\varepsilon}_{pl} = \dot{\gamma}_{pl} \sin \psi_m. \quad (\text{A.16})$$

Die Dehnungsänderung $\dot{\varepsilon}$ kann dann mit Hilfe von Gleichung A.1, A.2 und A.8 bestimmt werden. Der plastische Multiplikator ergibt sich wiederum aus der Konsistenzbedingung (siehe Gleichung A.7), die auf Grund der Verfestigung um einen weiteren Term erweitert wird. Für weitere Details siehe zum Beispiel Wehnert [92].

Für die volumetrische Verfestigung wird die **Kappen-Fließfunktion** f^c wie folgt definiert:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} - p^2 - p_c^2. \quad (\text{A.17})$$

Dabei steuert der Parameter α die Größe und Form der Kappe. Der Parameter p_c bezeichnet die isotrope Vorkonsolidationsspannung, die aus der plastischen Dehnungsrate ermittelt werden kann (Details siehe [69]). Für das Fließen auf der Kappe wird im Unterschied zum Fließen auf der Reibungsfließfläche eine assoziierte Fließregel ($g^c = f^c$) verwendet. Der dazugehörige Multiplikator kann wiederum aus der Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ bestimmt werden.

In Abbildung A.4 sind die Fließflächen des Hardening-Soil Modells in der p-q-Darstellung (links) und im Hauptspannungsraum (rechts) für kohäsionslose Böden dargestellt. Ausgehend von einem bekannten Spannungszustand existieren für die unbekannt Spannungen eines neuen Belastungsschritts folgende, verschiedenen Möglichkeiten, die in p-q-Darstellung aufgezeigt sind. Im Fall I ($f^s < 0$ und $f^c < 0$) sind keine Fließflächen aktiviert, der Boden verhält sich elastisch. Im Fall II ($f^s > 0$ und $f^c < 0$) wird die deviatorische Fließfläche, bei der Bedingung $f^s < 0$ und $f^c > 0$ (Fall III) die volumetrische Fließfläche aktiv. Liegt der Spannungszustand im Bereich von IV ($f^s > 0$ und $f^c > 0$), sind sowohl die deviatorische als auch die volumetrische Fließfläche aktiv. Die rechte Abbildung zeigt die perspektivische Ansicht im Hauptspannungsraum. Der Konus der sechs Reibungsfließfläche f^s wird durch die elliptische Kappe f^c abgeschlossen.

Abschließend werden nochmals die notwendigen Eingangsparameter für die Verwendung des Hardening-Soil Modells vorgestellt. Im Gesamten sind für die Beschreibung

acht Parameter notwendig. Die Scherfestigkeit wird mit Hilfe des effektiven Reibungswinkels φ' und der effektiven Kohäsion c' beschrieben. Als weiterer Parameter für die Beschreibung der Festigkeit wird der Dilatanzwinkel ψ eingeführt. Für die Modellierung der Elastizität wird der Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref} und die Querdehnzahl ν_{ur} bei der Ent- und Wiederbelastung angewendet. Zudem wird der Sekantenmodul E_{50}^{ref} und der Tangentenmodul E_{oed}^{ref} benötigt, der aus einem Oedomertest abgeleitet wird. Mit dem Exponenten m wird die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit beschrieben.

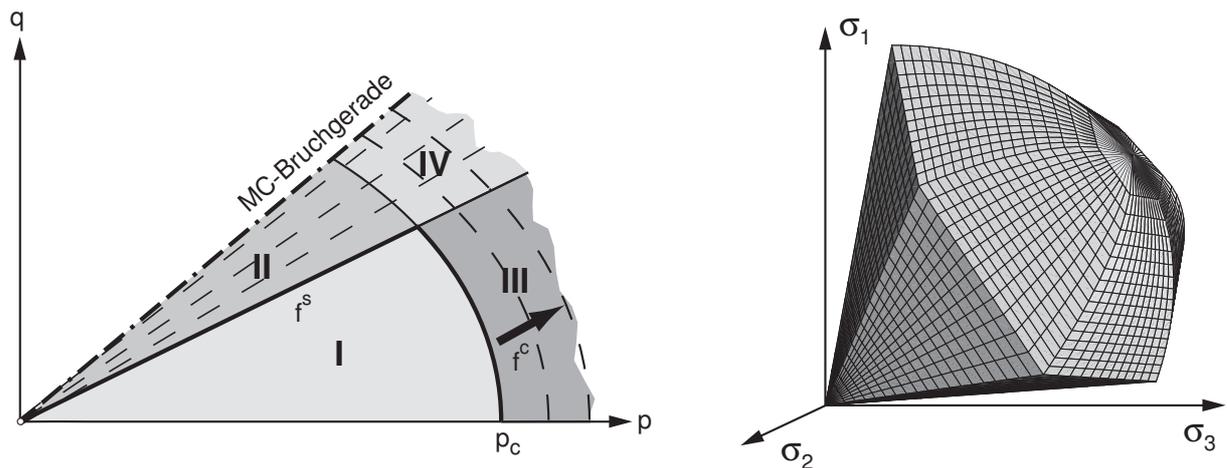


Abbildung A.4: Fließflächen des Hardening-Soil Modells in p-q-Darstellung (links) und im Hauptspannungsraum (rechts) für einen kohäsionslosen Boden

A.3 Das HS-Small Modell

Das von Benz [6] entwickelte HS-Small-Modell, ist eine Erweiterung des im vorherigen Kapitel vorgestellten Hardening-Soil Modells. Bei diesem Modell wird die erhöhte Bodensteifigkeit im Bereich kleiner Dehnungen berücksichtigt. Der Bereich, in dem Böden sich elastisch verhalten, ist sehr klein. Außerhalb von diesem Bereich ist das Spannungs-Dehnungsverhalten nicht linear. Werden Versuchsergebnisse über den Logarithmus der betrachteten Dehnung aufgetragen, ergibt sich eine S-förmige Kurve mit Abnahme der Steifigkeit. In Abbildung A.5 ist nach Atkinson & Sallfors [4] diese Steifigkeits-Dehnungs-Beziehung aufgetragen. Nach Atkinson & Sallfors ergeben sich hierbei drei Bereiche. Ein Bereich mit *sehr kleinen Dehnungen*- die Scherdehnung γ_s ist darin kleiner als 10^{-6} , ein Bereich der *kleinen Dehnungen*, die Scherdehnung γ_s liegt zwischen 10^{-6} und 10^{-3} und ein Bereich der *große Dehnungen* wobei die Scherdehnung γ_s größer als 10^{-3} ist. Die Steifigkeiten bei den sehr kleinen Dehnungen kann nach Atkinson [3] nur mit Hilfe von dynamischen Methoden gemessen werden. Mit Hilfe von konventionellen Laborversuchen (Triaxialversuche und Oedometerversuche) werden Steifigkeiten gemessen, die bezogen auf ihren Anfangswert, bereits um die Hälfte reduziert sind. Um die Steifigkeiten im Bereich der *kleinen Dehnungen* erfassen zu können, müssen konventionellen Laborversuche

mit spezieller Instrumentierung, wie zum Beispiel Triaxialversuche mit „Scherbändern“, durchgeführt werden.

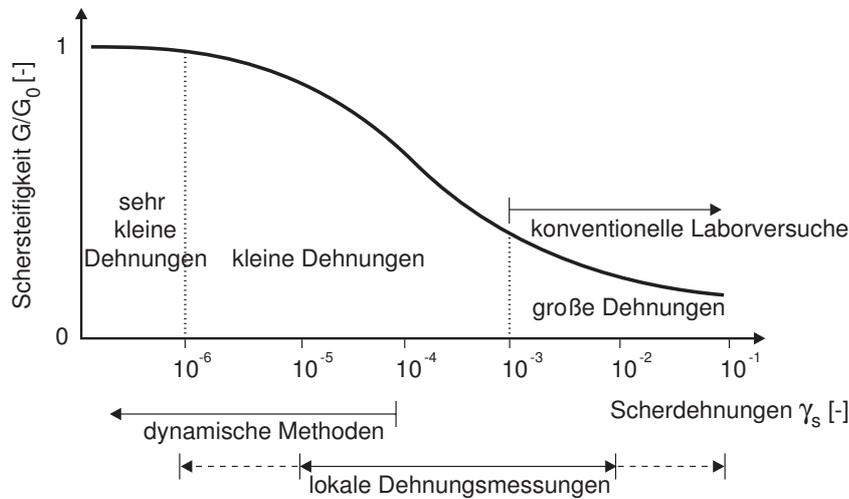


Abbildung A.5: Charakteristische Steifigkeits-Dehnungs-Beziehung von Böden nach Atkinson & Sallfors [4]

In Abbildung A.6 links ist die Anfangssteifigkeit E_0 für eine Erst- Ent- und Wiederbelastung in einem Triaxialversuch dargestellt. Zusätzlich wurde der Ent- und Wiederbelastungs-Sekantenmodul E_{ur} aufgezeigt. Aus dem Versuch kann man erkennen, dass die Steifigkeit E_0 unter kleinen Dehnungen ein Vielfaches von E_{ur} sein kann.

Die Beschreibung der Anfangssteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen basiert bei diesem Small-Strain Overlay Modell auf einen hyperbolischen Ansatz nach Hardin & Drnevich [32], der von Santos & Correia [66] weiterentwickelt wurde. Dabei ergibt sich folgende Definition für die Steifigkeitsreduktion:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad \text{mit} \quad \alpha = 0,385. \quad (\text{A.18})$$

Die Steifigkeit G ist hierbei der Sekantenmodul bei einer bestimmten Scherdehnung γ . Der Parameter $\gamma_{0.7}$ ist die Scherdehnung, bei 70% der Anfangssteifigkeit G_0 . In Abbildung A.6 im rechten Diagramm sind die Versuchsergebnisse und die modifizierte Form der Abnahmekurve, die vollständig durch die Parameter G_0 (bzw. E_0) und $\gamma_{0.7}$ beschrieben werden kann, nach Santos & Correia [66] dargestellt.

Das Small-Strain Overlay Modell ermittelt für Schubdehnungen γ_s kleiner als 10^{-3} eine dehnungsabhängige, isotrope Steifigkeit, die dann als quasi-elastische Steifigkeit in einem elasto-plastischen Stoffmodell weiter verwendet werden kann. Benz [6] hat hierfür das im vorherigen Kapitel vorgestellte Hardening-Soil Modell verwendet. Dabei wird ab einer Dehnung, bei der die Tangentensteifigkeit nach Hardin & Drnevich den Wert G_{ur}^{ref} (bzw. E_{ur}^{ref}) erreicht, die elastische Tangentensteifigkeit des HS-Small-Modells konstant. Details zur Erläuterungen, wie der Übergang definiert wird, siehe Benz [6].

Liegen keine Versuchsdaten für die Anfangssteifigkeit G_0 (bzw. E_0) und die Scherdehnung $\gamma_{0.7}$ zur Beschreibung der erhöhten Steifigkeit im Bereich kleiner Dehnungen für

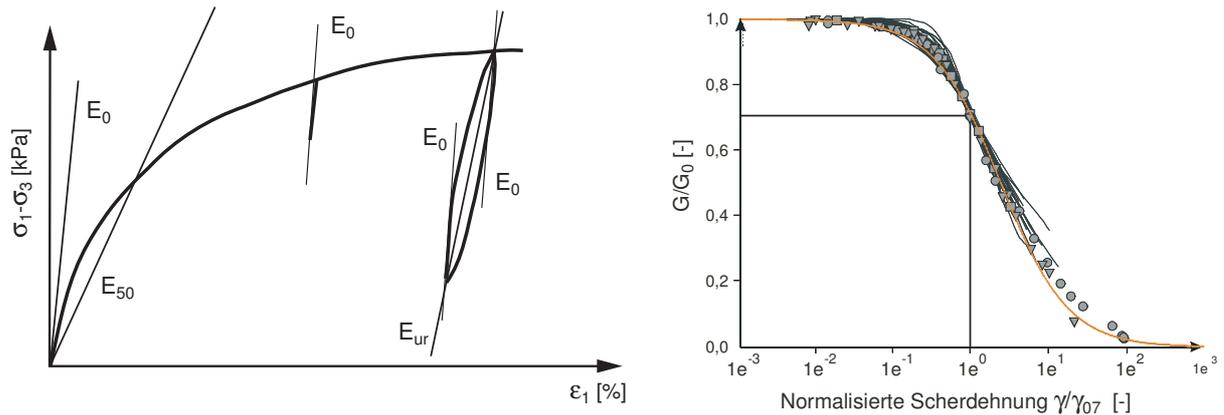


Abbildung A.6: Triaxialversuch mit Darstellung der Anfangssteifigkeit E_0 (links) und Darstellung der Testdaten von Santos & Correia [66] verglichen mit dem modifizierten Ansatz von Hardin & Drnevich [32]

das HS-Small Modell vor, muss auf Korrelationen zurück gegriffen werden. Die beiden Parameter werden hauptsächlich von der Porenzahl e und der mittleren Spannung p beeinflusst. In der Literatur finden sich zahlreiche Korrelationen, die in der Dissertation von Benz [6] detailliert zusammen gefasst sind. Im Folgenden werden einige exemplarisch dargestellt.

Eine gute Übereinstimmung für Böden mit einer Fließgrenze $w_l < 50\%$ stellt die Korrelation von Biarez & Hicher [8] dar:

$$E_0^{ref} = \frac{140 MPa}{e} \quad \text{mit} \quad E_0 = E_0^{ref} \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (A.19)$$

Für die Korrelation wird die Porenzahl e , die effektive Hauptspannung p' (kPa) und eine Referenzspannung mit $p_{ref}=100$ kPa verwendet.

Ebenfalls eine Korrelation zwischen E_0 und der Porenzahl e findet man bei Hardin & Black [32] für tonige Böden:

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad [MPa]. \quad (A.20)$$

Korrelationen zwischen G_0 und dem Spitzenwiderstand aus CPT und SPT finden sich zum Beispiel bei Mayne & Rix [51] und Lunne et al. [47].

Wenn der Sekantenmodul im Ent- und Wiederbelastungsbereich bekannt ist (E_{ur}) kann mit Hilfe von Alpan [1] E_0 bestimmt werden, siehe dazu linkes Diagramm in Abbildung A.7.

Für die Scherdehnung $\gamma_{0.7}$ stehen in der Literatur ebenfalls Korrelationen zu Verfügung. Für nichtbindige Böden hat zum Beispiel Wichtmann & Triantafyllidis [95] eine Korrelation zwischen $\gamma_{0.7}$ und der Lagerungsdichte I_d hergestellt. Abhängigkeiten mit der Plastizität I_p kann man zum Beispiel bei Vucetic & Dobry [89] oder Stokoe et al. [78] finden.

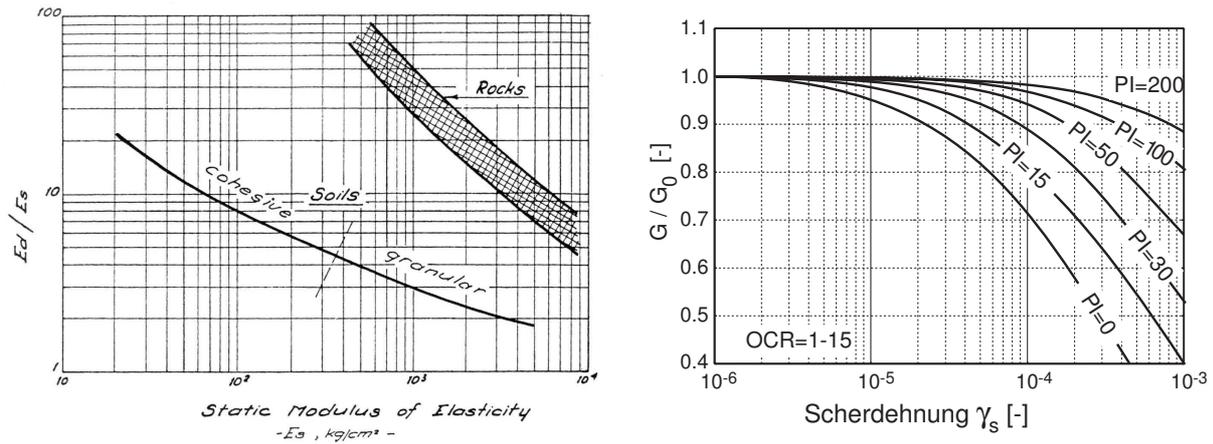


Abbildung A.7: Korrelation für die Anfangssteifigkeit nach Alpan [1] (links) und Einfluss des Plastizität auf die Steifigkeitsreduktion nach Vucetic & Dobry [89](rechts)

Im Abbildung A.7 ist beispielhaft im rechten Diagramm der Einfluss der Plastizitätszahl auf die Steifigkeitsreduktion nach Vucetic & Dobry [89] dargestellt.

Anhang B

Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 2

Bruchkörpermodelle

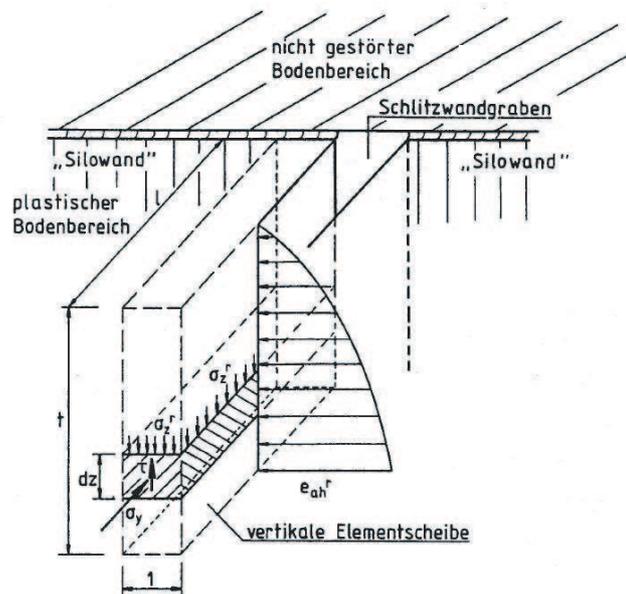


Abbildung B.1: Räumliche Erddrucktheorie am Scheibenmodell

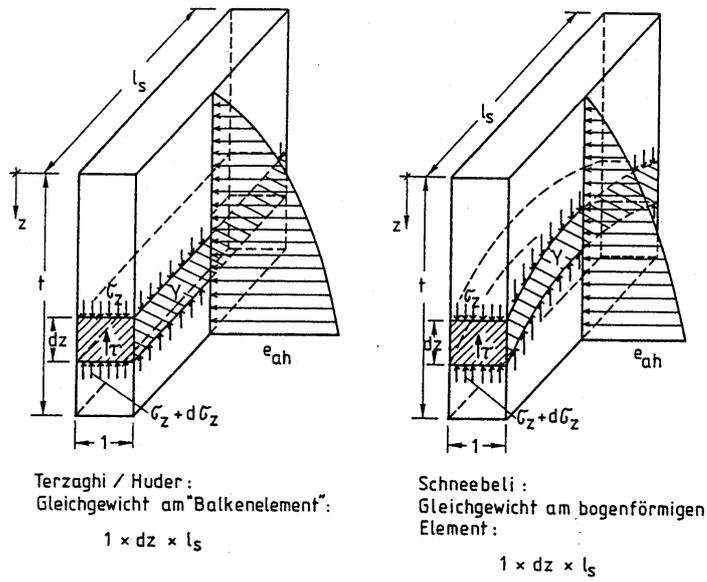


Abbildung B.2: Schubkräfte nach Huder und Schneebeli

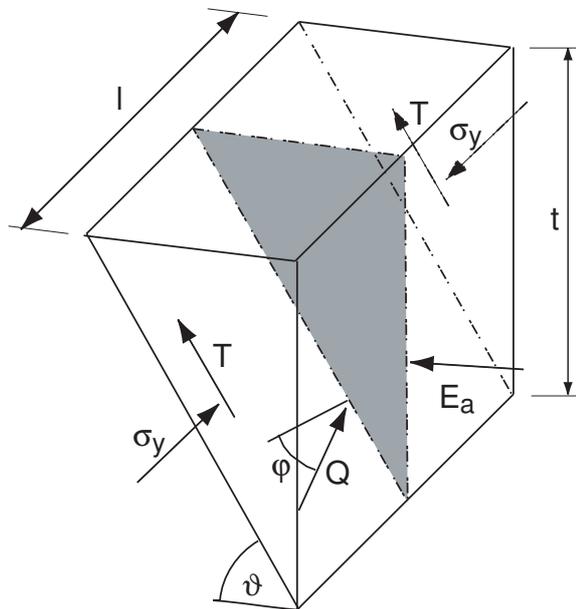


Abbildung B.3: Prismatisches Erdkeilmodell

Quadratische Parabel

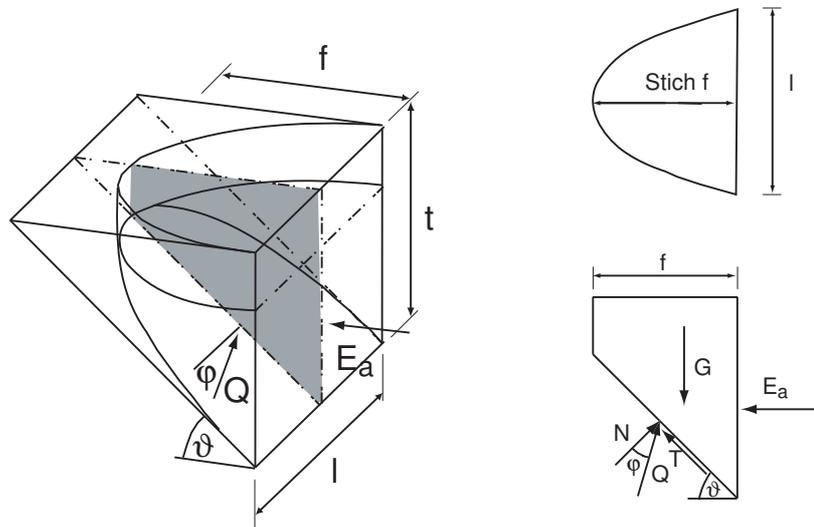


Abbildung B.4: Bruchkörper nach Piaskowski / Kowalewski

Logarithmische Spirale

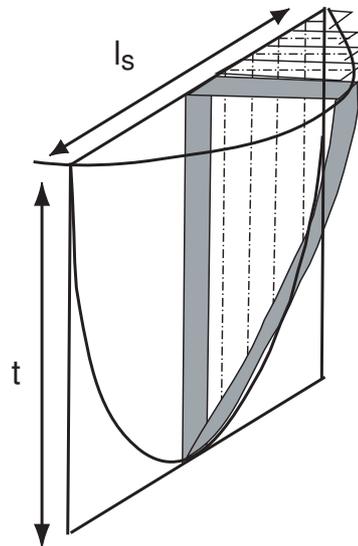


Abbildung B.5: Bruchkörper nach Karstedt

Diagramm Modellierung Schlitzvorgang

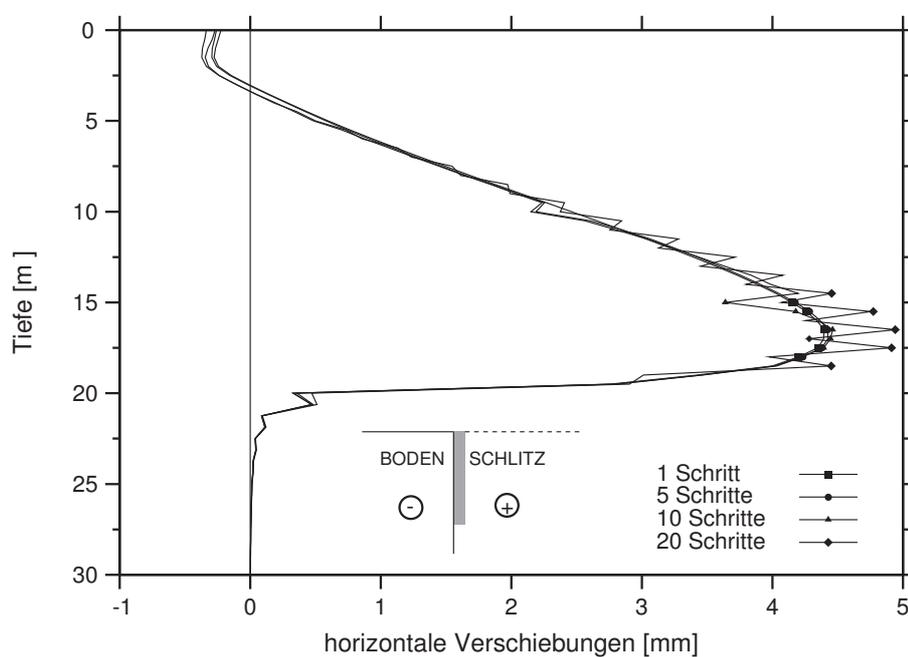


Abbildung B.6: Horizontale Verformungen in Abhängigkeit von der Modellierung im Rotterdamer Klei mit dem HS-Small Modell

Anhang C

Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 3

Eigenschaften des Frischbetons

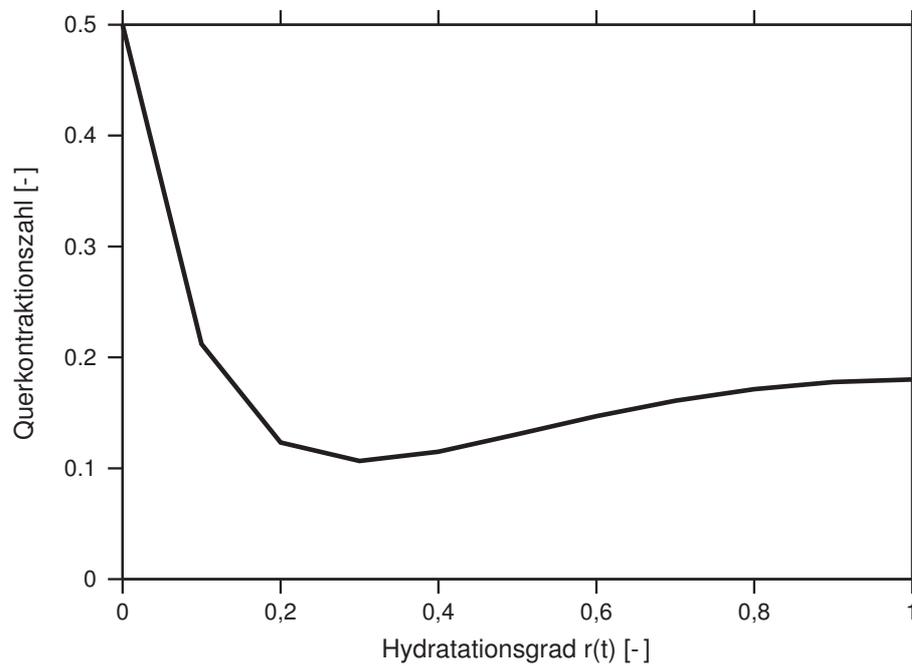


Abbildung C.1: Entwicklung der Querkontraktionszahl in Abhängigkeit des Hydratationsgrades

Vergleich der Rechen- und Messergebnisse bei der Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 und 36

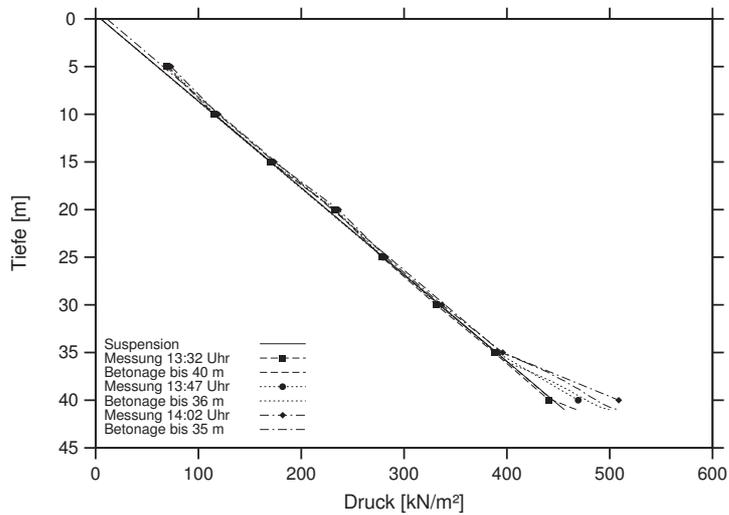


Abbildung C.2: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

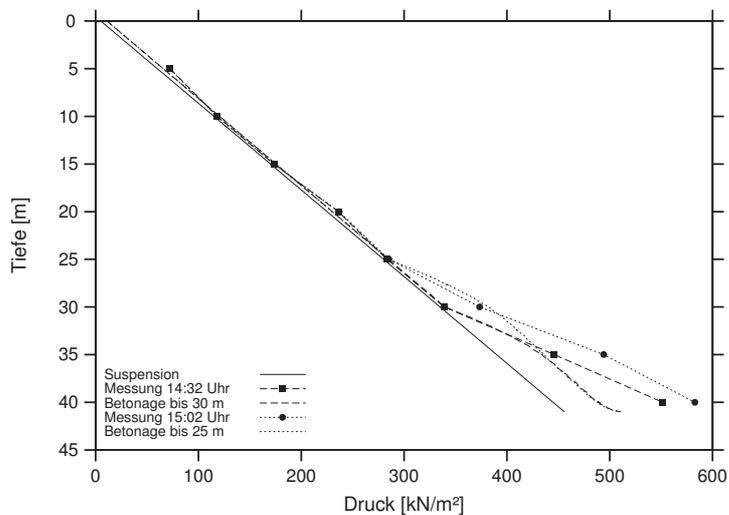


Abbildung C.3: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

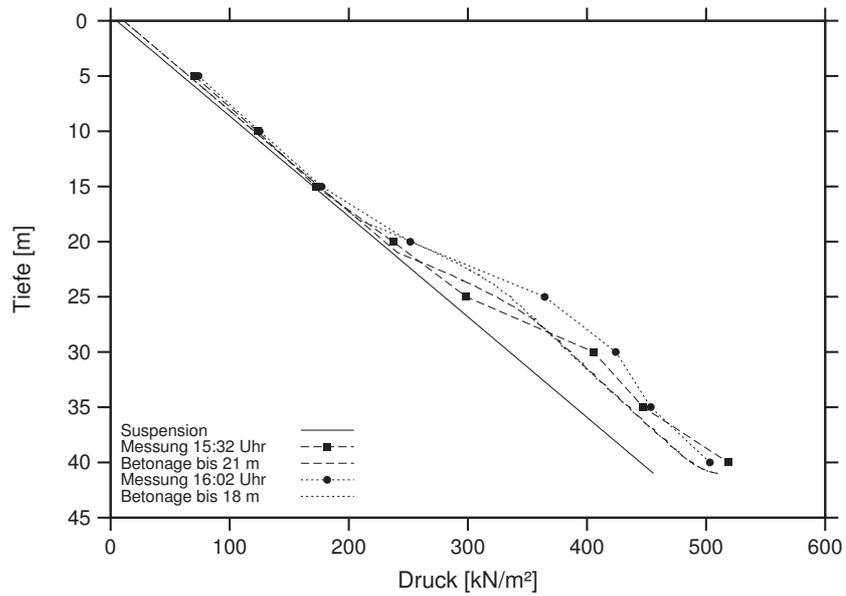


Abbildung C.4: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

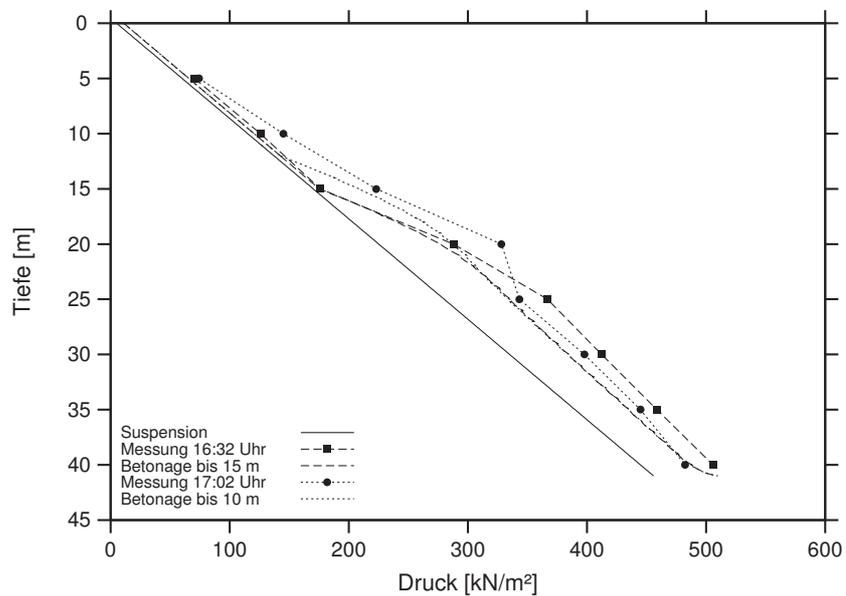


Abbildung C.5: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

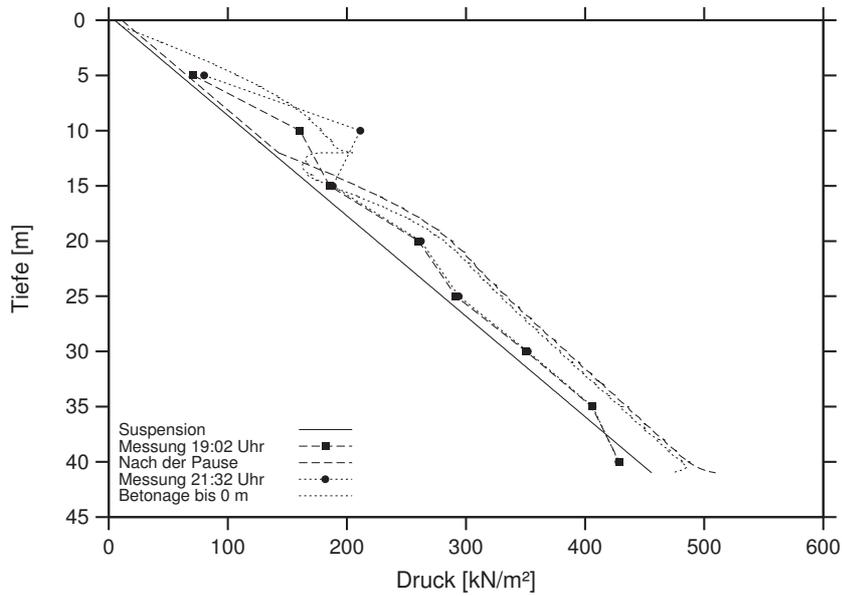


Abbildung C.6: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

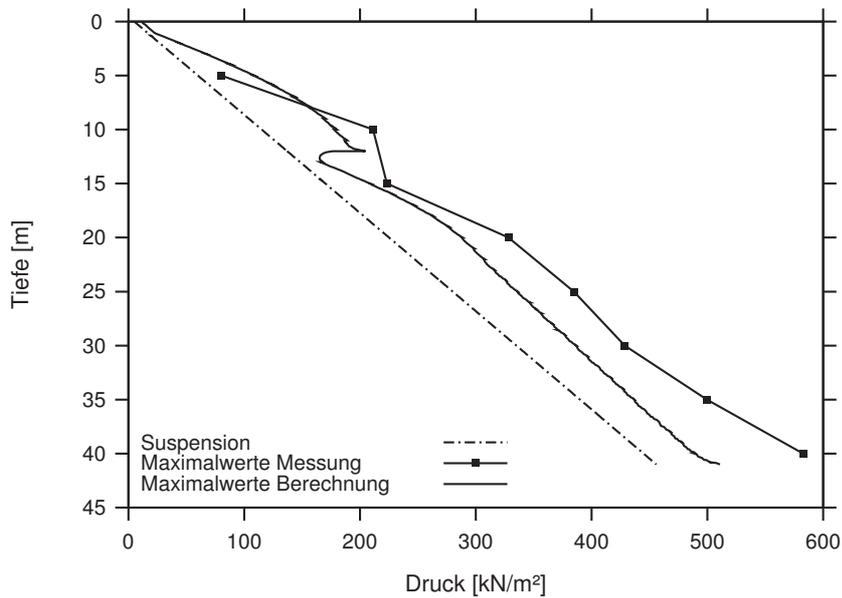


Abbildung C.7: Maximale Frischbetondruckverteilung in Lamelle 34 über die Tiefe. Vergleich Messung-Rechnung

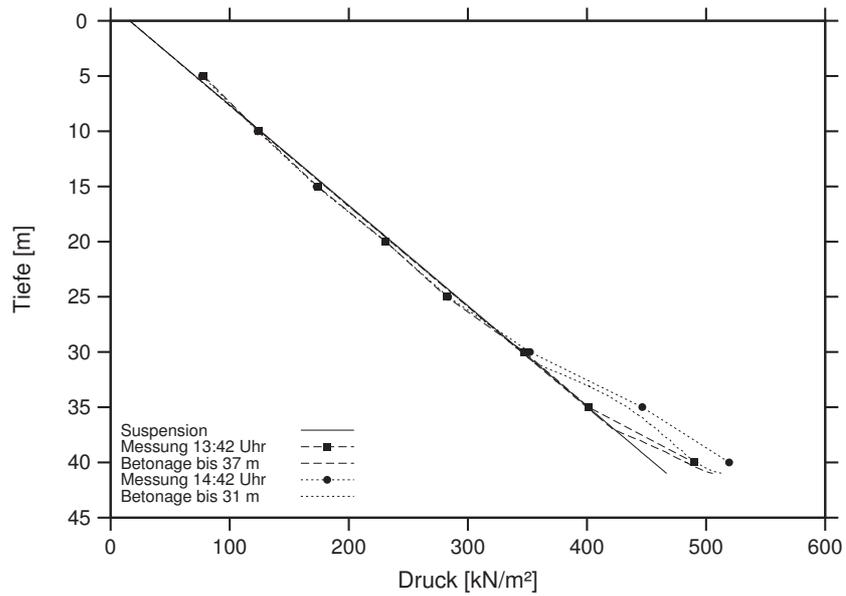


Abbildung C.8: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 36 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

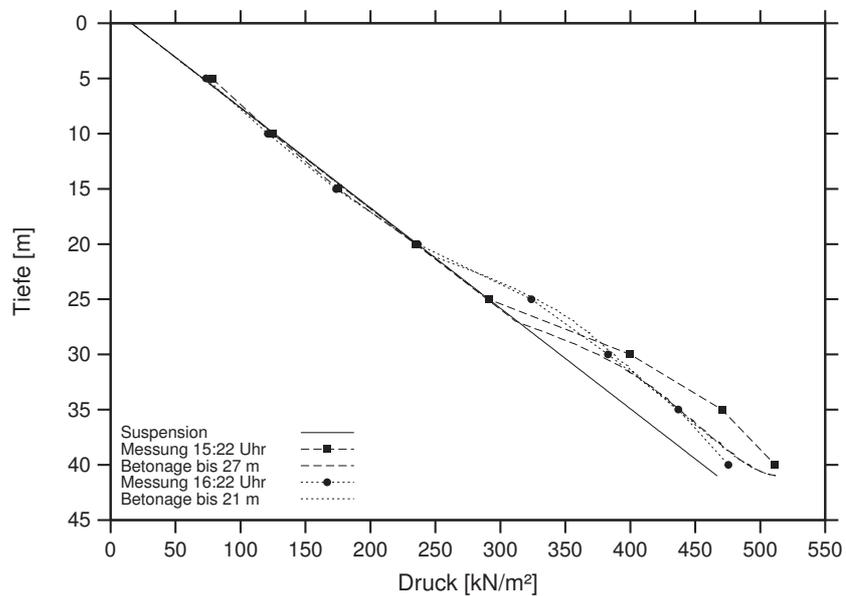


Abbildung C.9: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 36 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

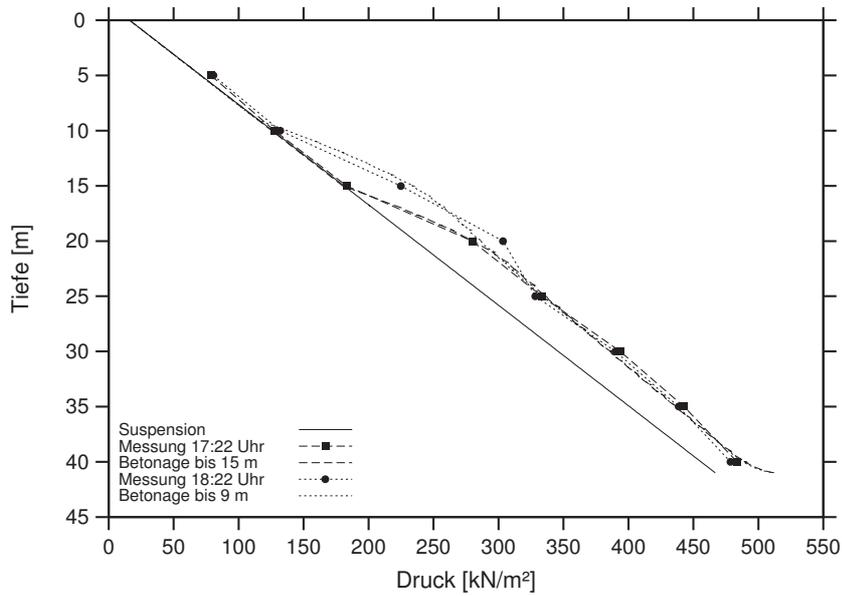


Abbildung C.10: Frischbetondruckverteilung in Lamelle 36 über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

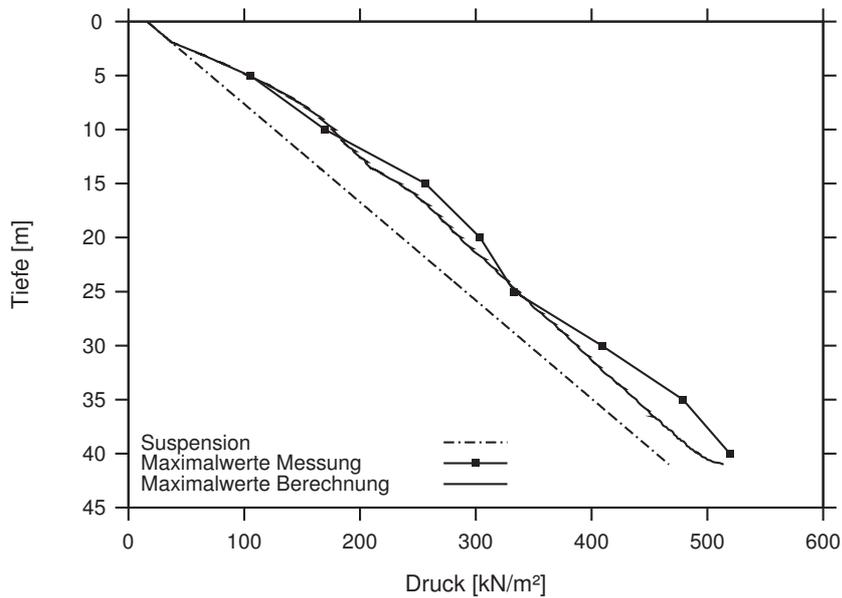


Abbildung C.11: Maximale Frischbetondruckverteilung in Lamelle 36 über die Tiefe. Vergleich Messung-Rechnung

Vergleich der Rechen- und Messergebnisse bei der Frischbetondruckverteilung in Cambridge

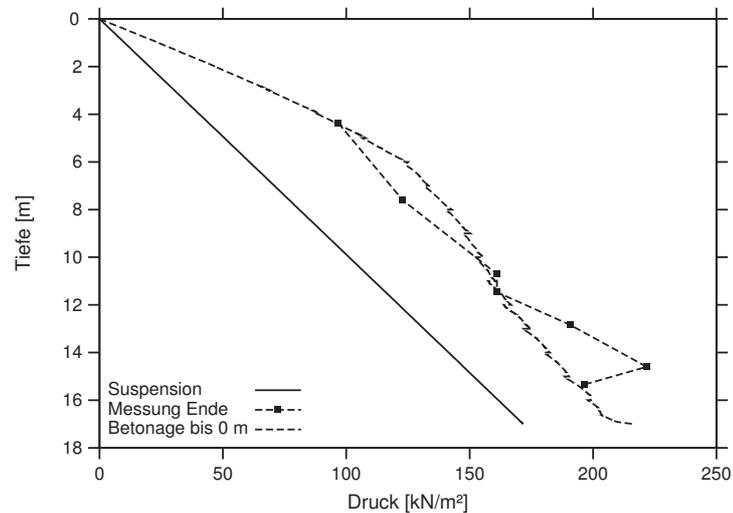


Abbildung C.12: Frischbetondruckverteilung in Cambridge über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

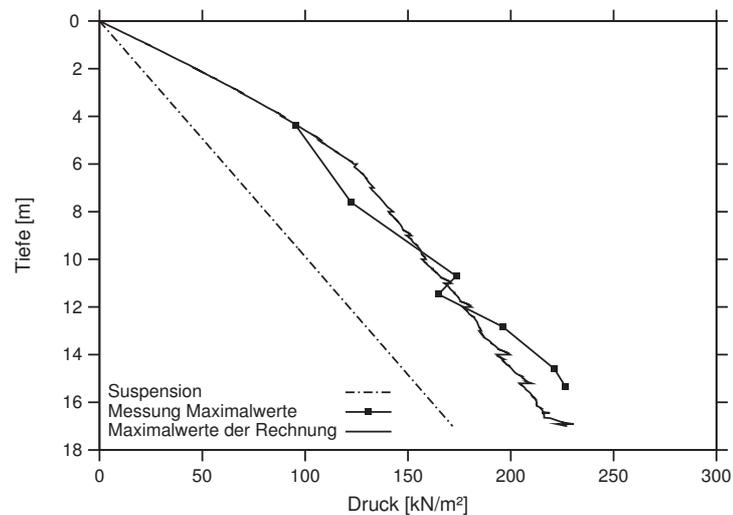


Abbildung C.13: Maximale Frischbetondruckverteilung in Cambridge über die Tiefe zu unterschiedlichen Zeiten. Vergleich Messung-Rechnung

Diagramm zur Modellierung des Betoniervorgangs

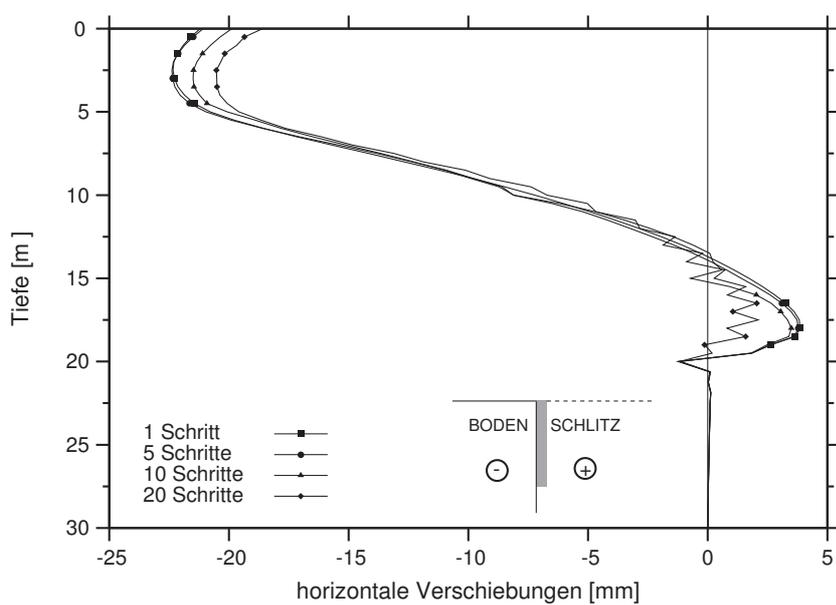


Abbildung C.14: Horizontale Verformungen in Abhängigkeit von der Modellierung im Hostun Sand mit dem HS-Small Modell

Anhang D

Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 4

Inklinometermessungen während der Schlitzwandherstellung

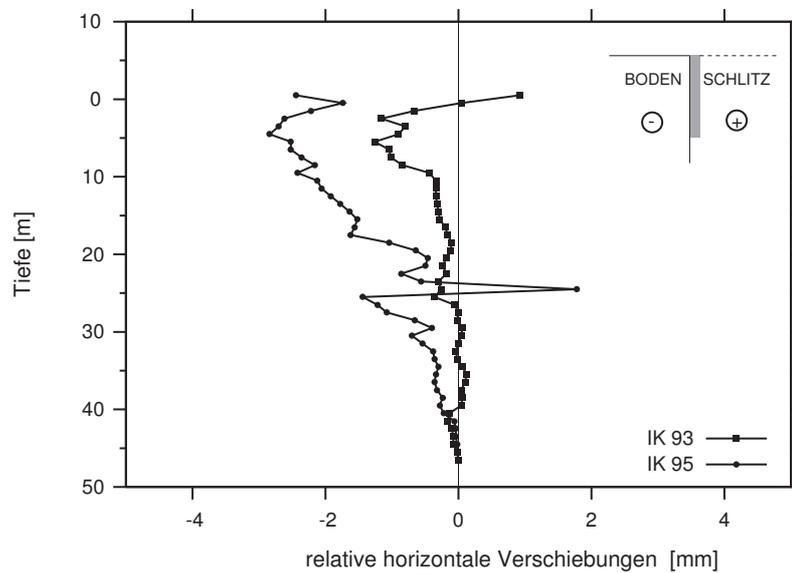


Abbildung D.1: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand während des Schlitzvorgangs (Lamelle 33)

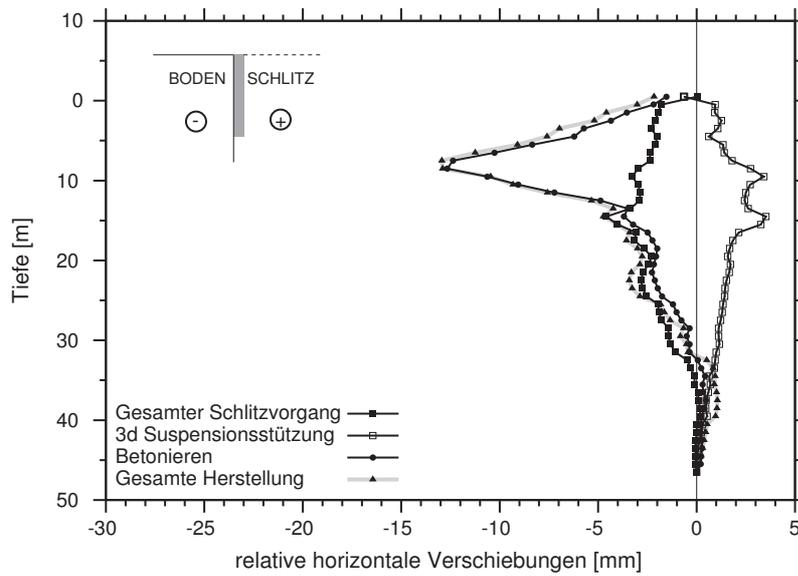


Abbildung D.2: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 34, Inklinometer 95)

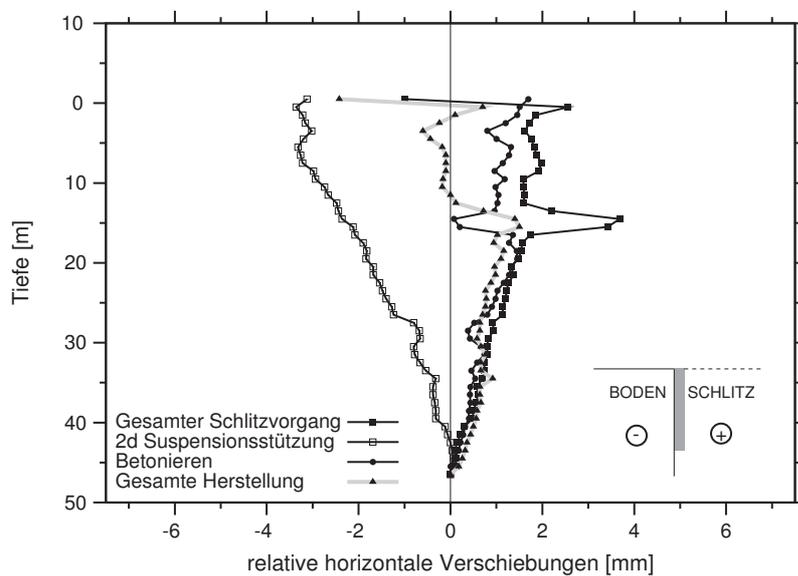


Abbildung D.3: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Inklinometer 95)

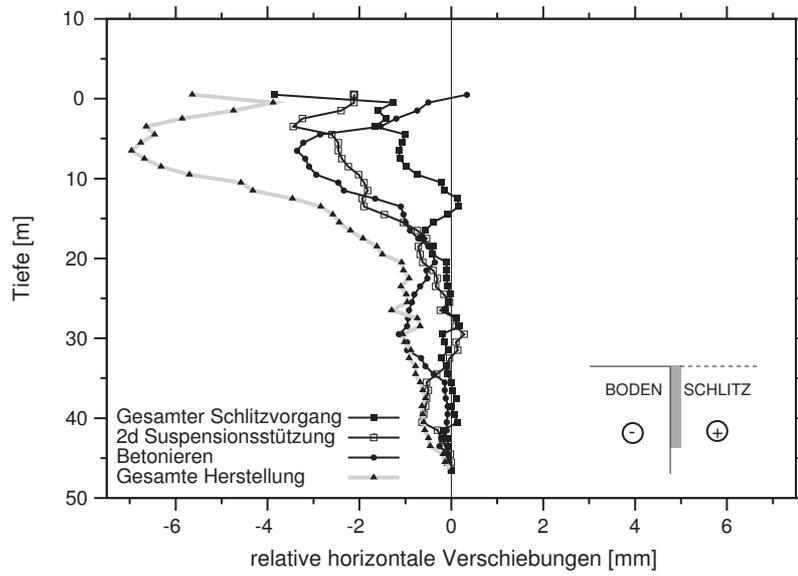


Abbildung D.4: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Inklinometer 96)

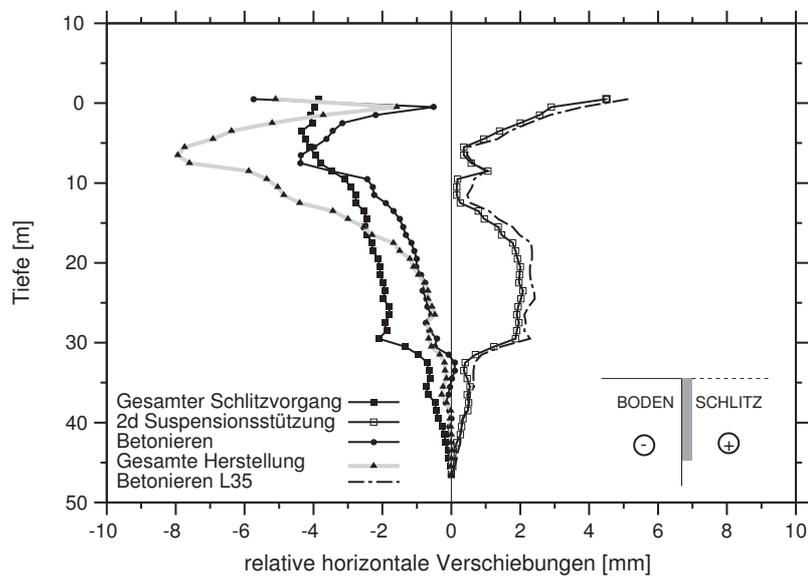


Abbildung D.5: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Inklinometer 94)

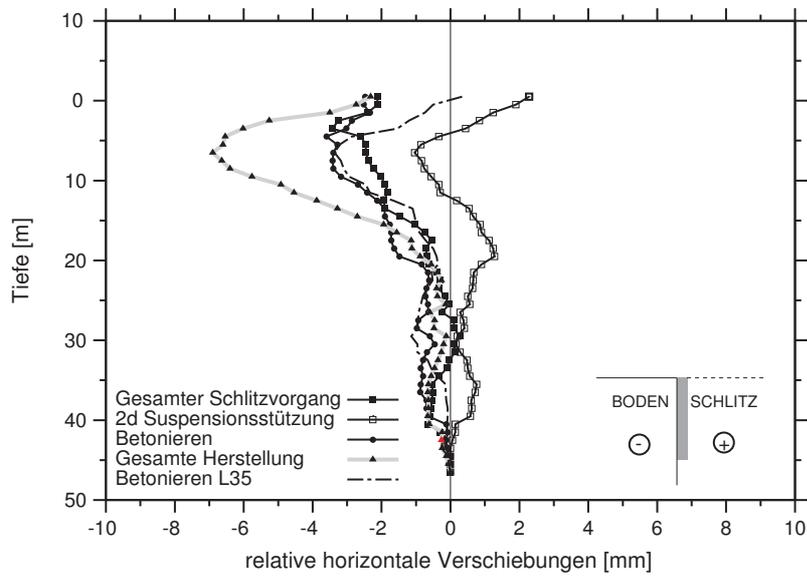


Abbildung D.6: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Inklinometer 96)

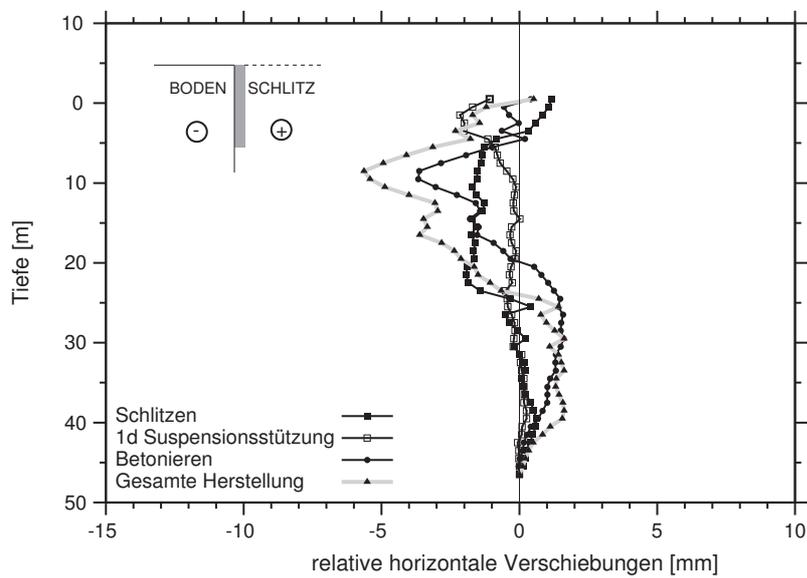


Abbildung D.7: Relative horizontale Verschiebungen des Bodens orthogonal zur Schlitzwand (Lamelle 36, Inklinometer 96)

Anhang E

Diagramme und Abbildungen zu Kapitel 6

Testlamelle Singapore

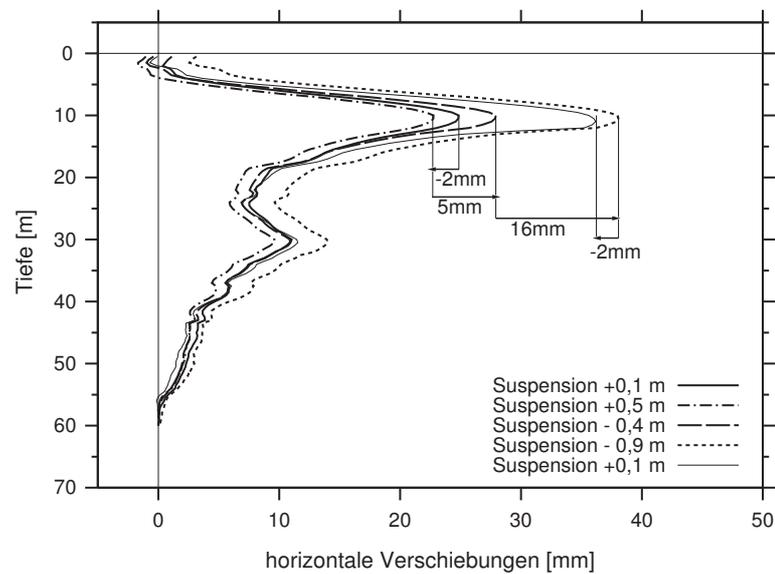


Abbildung E.1: Horizontale Verschiebungen am Inclinometer I2 durch Variation der Suspensionshöhe

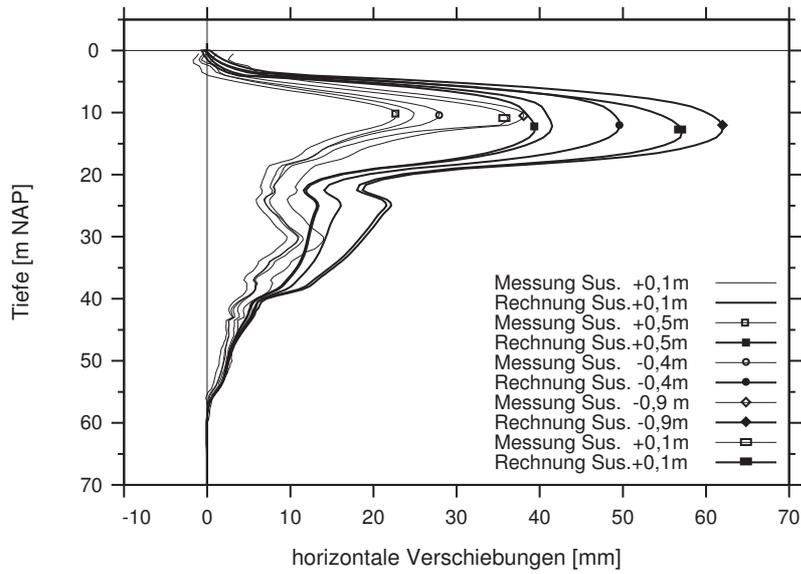


Abbildung E.2: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem MC-Modell nach dem Schlitz an Inklinometer I2

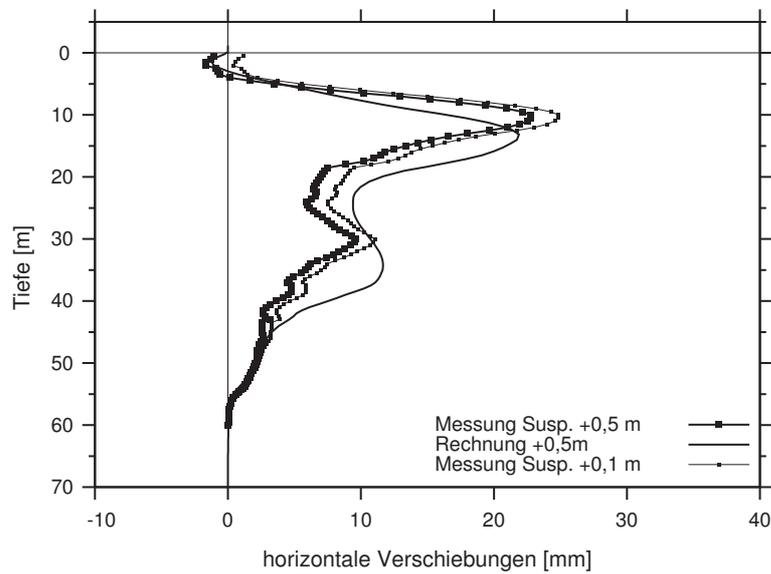


Abbildung E.3: Vergleich der horizontalen Verschiebungen an Inklinometer I2 der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem HS-Modell nach dem Schlitz; Suspensionsstand bei +0,5 m

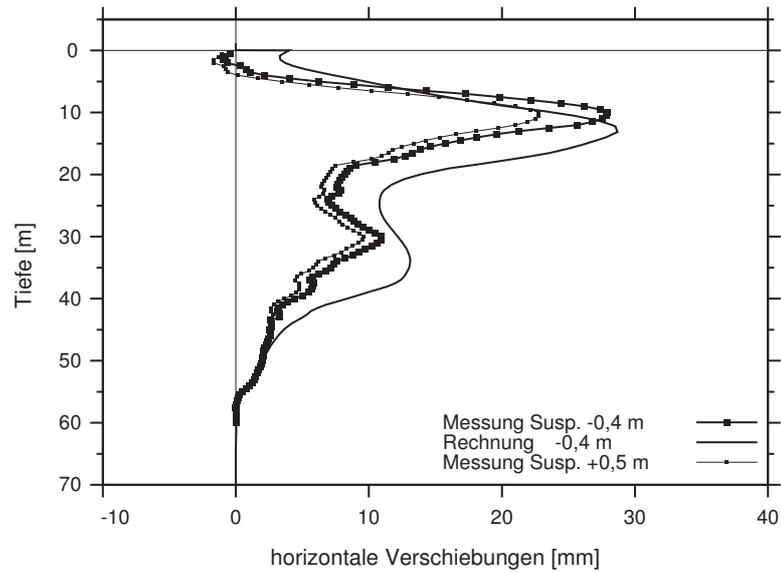


Abbildung E.4: Vergleich der horizontalen Verschiebungen an Inclinometer I2 der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem HS-Modell nach dem Schlitzzen; Suspensionsstand bei -0,4 m

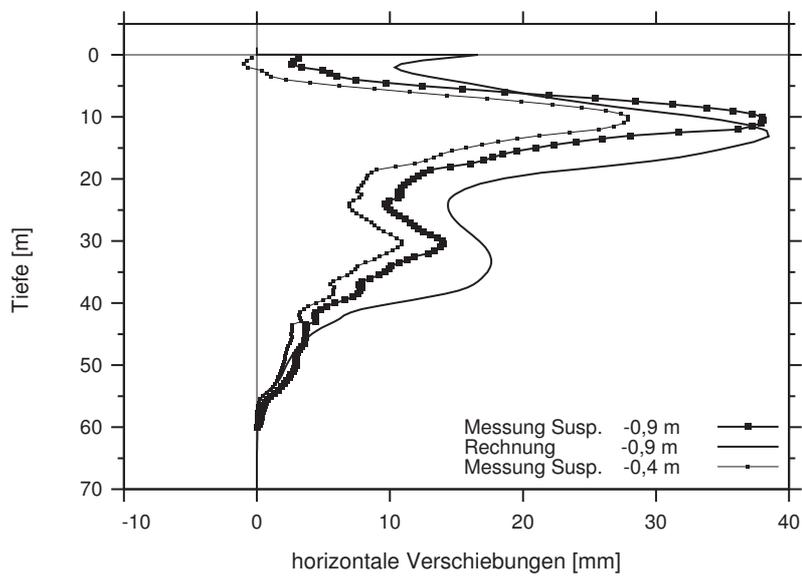


Abbildung E.5: Vergleich der horizontalen Verschiebungen an Inclinometer I2 der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem mit dem HS-Modell nach dem Schlitzzen; Suspensionsstand bei -0,9 m

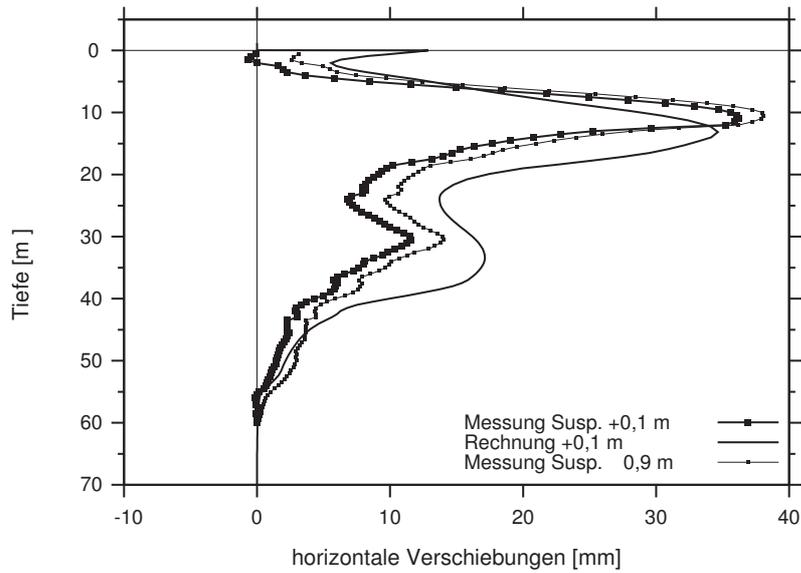


Abbildung E.6: Vergleich der horizontalen Verschiebungen an Inklinometer I2 der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem HS-Modell vor der Betoange; Suspensionsstand bei +0,1 m

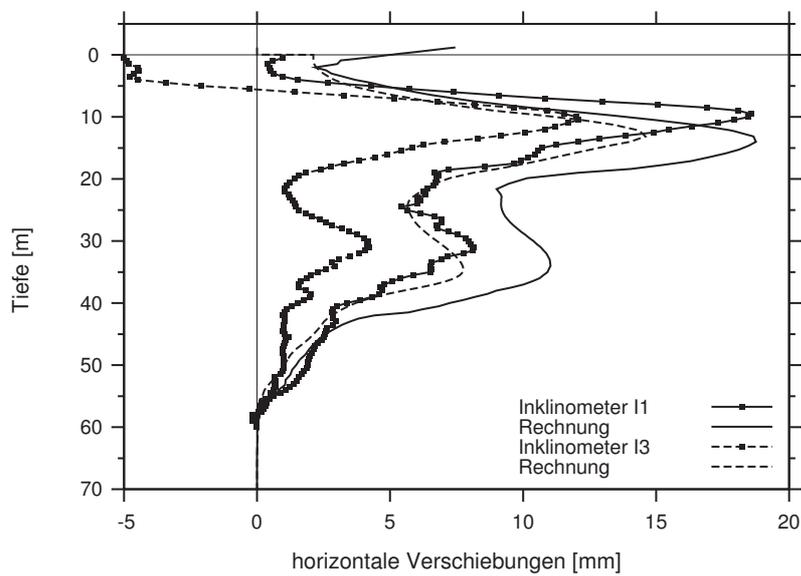


Abbildung E.7: Vergleich der horizontalen Verschiebungen an Inklinometer I1 und Inklinometer I3 der Messungen und der Rechenergebnisse mit dem HS-Modell nach dem Schlitzten; Suspensionsstand bei +0,1 m

Schlitzwandherstellung Rotterdam

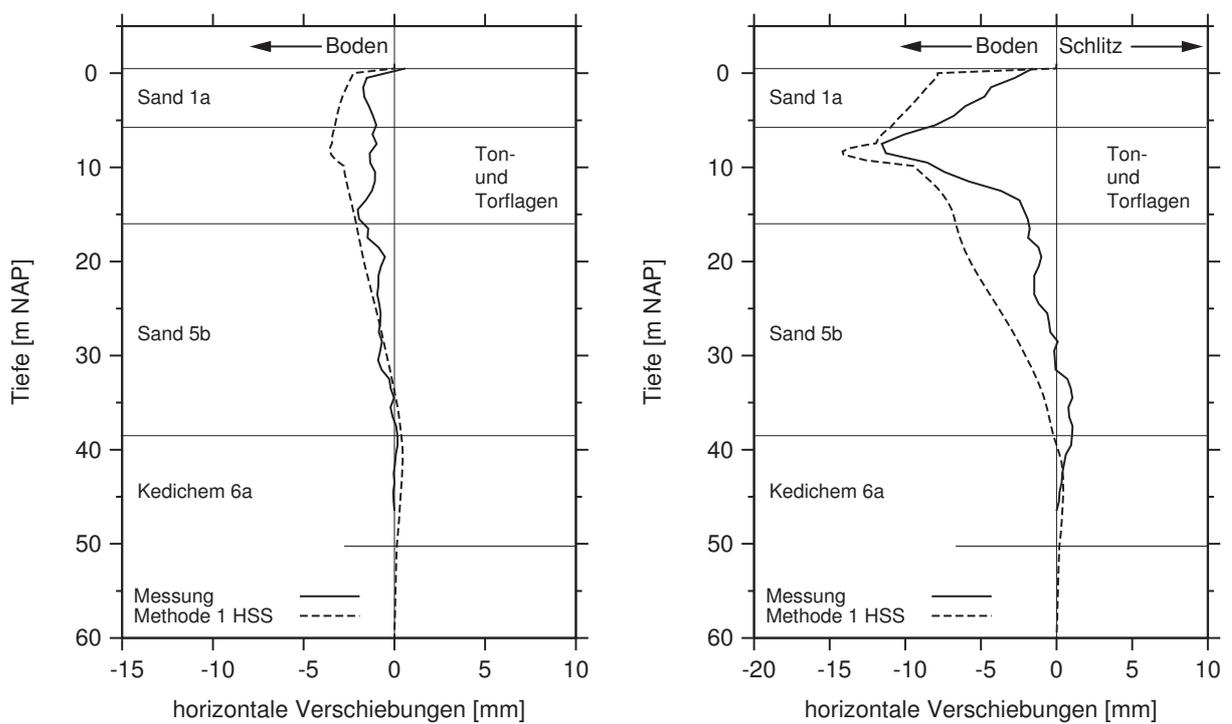


Abbildung E.8: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der Messungen und der Rechenergebnisse mit nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts) der Lamelle 34 (Inklinometer 95, 4,4 m von der Schlitzwand)

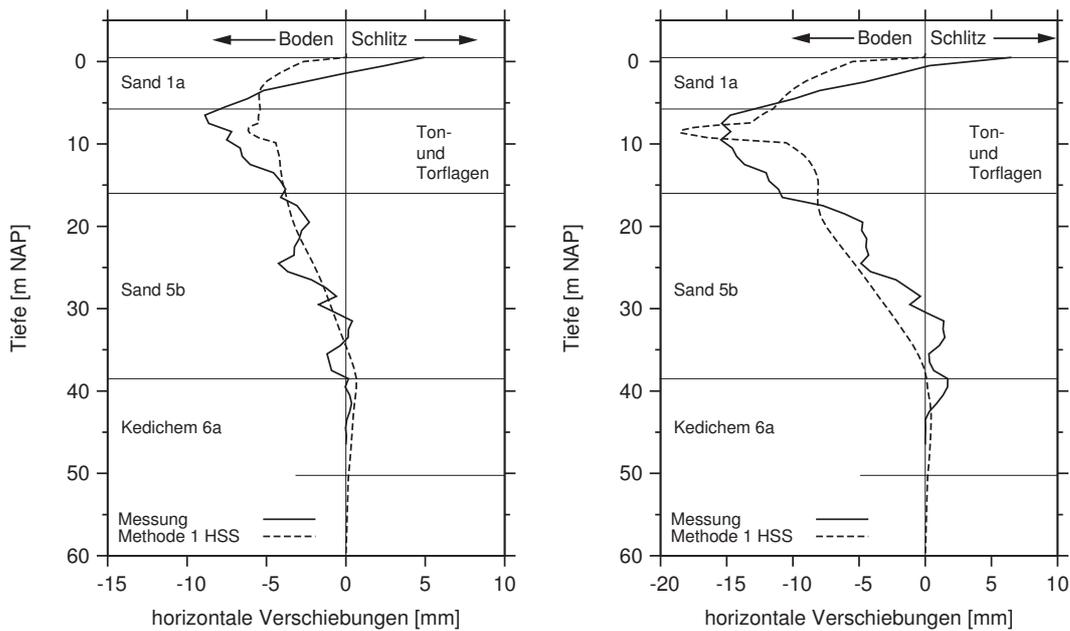


Abbildung E.9: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der Messungen und der Rechenergebnisse mit nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts) der Lamelle 36 (Inklinometer 94, 1,9 m von der Schlitzwand)

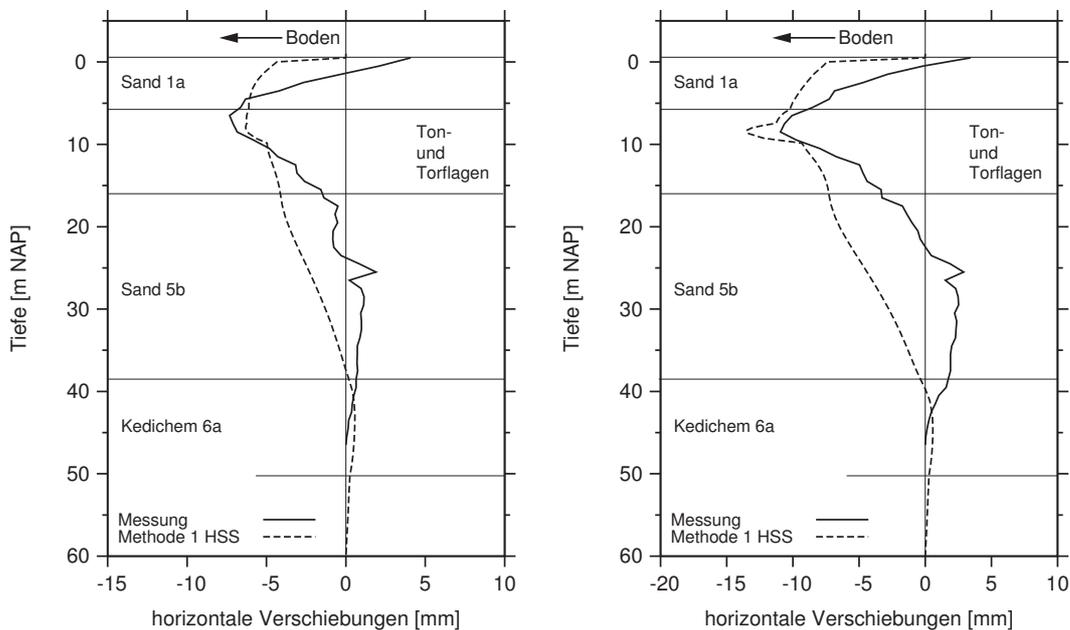


Abbildung E.10: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der Messungen und der Rechenergebnisse mit nach dem Schlitzten (links) und nach der Betonage (rechts) der Lamelle 36 (Inklinometer 96, 4,4 m von der Schlitzwand)

Lebenslauf

05.07.1980 Geboren in Stuttgart

1999-2004 Universität Stuttgart
Studium des Bauingenieurwesens (Dipl.-Ing.)

2004-2006 Ed. Züblin AG, Stuttgart, Technisches Büro Tiefbau
Projektingenieurin

2005-2006 Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
Doktorandin

2007-2008 Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
Wissenschaftliche Mitarbeiterin

17.06.2009 Promotion

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

- | | | | | |
|--------|---|--------|---|-------------------|
| Nr. 01 | Thamm, B. R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wasser-gesättigten Tones. | 5,11 € |
| Nr. 02 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch. | 2,56 € |
| Nr. 03 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß. | Vergriffen |
| Nr. 04 | Du Thin, K. | (1976) | Standicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation. | Vergriffen |
| Nr. 05 | Smoltczyk, U. /
Pertschi, O. /
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 30365). | Vergriffen |
| Nr. 06 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände. | 9,20 € |
| Nr. 07 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens. | 9,20 € |
| Nr. 08 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse. | Vergriffen |
| Nr. 09 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand. | Vergriffen |
| Nr. 10 | Schad, H. | (1979) | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. | Vergriffen |

Nr. 11	Ulrich, G. Gußmann, P.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden. Zum Modellgesetz der Konsolidation.	10,23 €
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten.	12,78 €
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch.	12,78 €
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund.	12,78 €
Nr. 15	Smolczyk, U. / Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen.	6,14 €
Nr. 16	Malcharek, K. / Smolczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten.	7,67 €
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes.	Vergriffen
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen.	12,78 €
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten.	12,78 €
Nr. 20	Smolczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau; überarbeitete Ausgabe 1983.	20,45 €
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks.	10,23 €
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand.	Vergriffen

Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten.	12,78 €
Nr. 24	Schad, H. Smolczyk, U. / Schad, H. / Zoller, P.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben. Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung.	17,90 €
N. 25	Gußmann, P.	(1986)	Die Methode der Kinematischen Elemente.	10,23 €
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung.	Vergriffen
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten.	Vergriffen
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang.	12,78 €
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept.	12,78 €
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen.	15,34 €
Nr. 31	Smolczyk, U. / Breinlinger, F. / Schad, H. / Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise.	12,78 €
Nr. 32	Gußmann, P. / Schanz, T. / Smolczyk, U. / Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen)	Vergriffen
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten.	Vergriffen

Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe. 15,34 €
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. 15,34 €
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. 15,34 €
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers. 15,34 €
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen. 15,34 €
Nr. 39	Smolczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik. 15,34 €
Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm. 17,90 €
Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik. 17,90 €
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein. 17,90 €
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau. 17,90 €
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits. 17,90 €
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. 17,90 €
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions. 17,90 €

- Nr. 47 Vogt-Breyer, C. (1999) Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker. 17,90 €
- Nr. 48 Vermeer, P.A. (1999) Neue Entwicklungen in der Geotechnik. 17,90 €
- Nr. 49 Marcher, T. (2002) Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire-Mergel. 17,90 €
- Nr. 50 Marcher, T. (2003) Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone. 17,90 €
- Nr. 51 Ruse, N.M. (2004) Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. **Vergriffen**
- Nr. 52 Beutinger, P.H. (2005) Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen. 17,90 €
- Nr. 53 Wehnert, M. (2006) Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. 17,90 €
- Nr. 54 Möller, S.C. (2006) Tunnel induced settlements and structural forces in linings. 17,90 €
- Nr. 55 Benz, T. (2007) Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. 17,90 €
- Nr. 56 Abed, A. (2008) Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior. 17,90 €
- Nr. 57 Hintner, J. (2008) Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung. 17,90 €
- Nr. 58 Russeli, C. (2008) Probabilistic Methods applied to Bearing Capacity Problem. 17,90 €

- | | | | | |
|--------|----------------|--------|--|---------|
| Nr. 59 | Olarte, A.A.P. | (2008) | Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics. | 17,90 € |
| Nr. 60 | Neher, H.P. | (2008) | Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden - Theorie und Anwendung. | 17,90 € |
| Nr. 61 | Vermeer, P.A. | (2008) | Von der Forschung zur Praxis: Symposium zum 80. Geburtstag von Prof. U. Smolczyk. | 17,90 € |
| Nr. 62 | Satibi, S. | (2009) | Numerical Analysis and Design Criteria of Embankments on Floating Piles. | 17,90 € |
| Nr. 63 | Lächler, A. | (2009) | Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden. | 17,90 € |