

DISS. ETH Nr. 19516

**TRAGVERHALTEN VON NICHT STARREN FLACHFUNDATIONEN UNTER
BERÜCKSICHTIGUNG DER LOKALEN STEIFIGKEITSVERHÄLTNISSE**

ABHANDLUNG
zur Erlangung des Titels

DOKTOR DER WISSENSCHAFTEN

der

ETH ZÜRICH

vorgelegt von

ANDRE ARNOLD

dipl. Bau-Ing. ETH

geboren am 21. April 1980

von

Feuerthalen ZH

Angenommen auf Antrag von

Prof. Dr. Sarah M. Springman

Prof. Dr. Jürgen Grabe

Dr. Jan Laue

2011

„Doch Wissenschaft kann niemals absolut sein. Sie ist die Kunst der Annäherung. Sie definiert sich nicht, sondern kreist ein, zieht keine Trennlinien, sondern schafft Übergänge, kennt keine Dogmen, sondern Entwicklungen. Sie kann nichts verifizieren, sondern nur durch Wegstreichen von Variablen ein möglichst klares Bild entwerfen. Selbst die Naturgesetze sind streng genommen Hypothesen. Wenn der Apfel jedes Mal zu Boden fällt, sobald man ihn loslässt, drängen sich absolute Aussagen regelrecht auf. Im Grunde resultieren die entsprechenden Gesetze aber nur aus identischen Versuchsreihen, die bis heute ausnahmslos das gleiche Ergebnis lieferten.“ (Schätzing, 2006, Seite 14)

Danksagung des Verfassers

Sehr viele Personen in meinem privaten und beruflichen Umfeld haben mich dahingehend unterstützt, damit diese Arbeit einen guten Start und nach fast vier Jahren auch einen gebührenden Abschluss fand.

Allen voran möchte ich meiner Frau Susanne Arnold-Portmann für ihre stete Unterstützung danken. Sie verstand es zuerst, mich in der Entscheidung zu tragen, mich nach zweijähriger Praxiszeit als Ingenieur doch noch für eine Doktorarbeit zu entscheiden. Insofern ist sie die Schlüsselperson für das Gelingen dieser Arbeit. Ausserdem hat sie mich in schwierigen Momenten immer wieder motiviert und verstand es zuletzt, mir im Endspurt den Rücken frei zu halten, so dass ich mich voll auf die Schreibarbeit konzentrieren konnte.

Ein nicht weniger grosser Dank gebührt meinen Eltern Lydia und Hans Arnold, welche mich in meinem Werdegang von der ersten Minute an und fortwährend uneingeschränkt unterstützen.

Zum Gelingen einer Doktorarbeit gehört aber selbstverständlich nicht nur das familiäre Umfeld sondern auch das Berufliche. In meinen beiden Betreuern, namentlich der Leiterin der Dissertation, Prof. Sarah Springman und meinem ersten Korreferenten Dr. Jan Laue, durfte ich grosse Unterstützung erfahren. Sie hatten immer wieder offene Ohren für neue Ideen im Rahmen des hier vorliegenden Projekts und verstanden es, meine wissenschaftliche Denkweise zu schärfen, wodurch ich fachlich einen enorm hohen Profit erhalten habe. Mit den zahlreichen Dienstreisen zu Fachkongressen in ganz Europa wurde mir ausserdem ermöglicht, meinen Horizont im internationalen Raum zu erweitern und viele interessante Leute kennenzulernen. Ihnen beiden gebührt deshalb ein ganz grosser Dank.

Mein Korreferent Prof. Jürgen Grabe stiess zwar erst später dazu, konnte mir aber als quasi Aussenstehender sehr viele nützliche Tipps geben und vorhandene Schwächen meiner Arbeit aufdecken. Durch seine kollegiale Art entstanden sehr offene Fachdiskussionen. Auch ihm sei deshalb ein grosses Dankeschön gewidmet.

Seit Herbst 2007 konnte ich 78 Versuche in der geotechnischen Trommelzentrifuge des Instituts durchführen. Damit eine so grosse Anzahl aufwendiger Versuche überhaupt erfolgreich durchgeführt werden kann, bedarf es eines Technikers, der seine Arbeit wirklich versteht. Zum Glück haben wir mit Markus Iten einen solchen Berufsmann, der sämtliche Versuche fuhr, sich um die Messwerterfassungen kümmerte und einen Grossteil meiner Ideen in verwirklichtbare Pläne für die Werkstatt übersetzte. Auch die Werkstatt mit Adi Zweidler, Heinz Buschor und Fredi Ehrbar standen mir immer mit ihrem technischen Know-how zur Verfügung und stellten erstklassige Versuchsteile her, die es überhaupt erst ermöglichten, erfolgreiche Versuche durchzuführen. Eine weitere Schlüsselrolle spielte hier Ernst Bleiker, welcher als Elektroniker die ganzen Messwerterfassungen in der Zentrifuge aber auch auf den beiden Baustellen in Alpnach und Merenschwand entwickelte, änderte und abermals aufgrund unsachgemässer Anwendung reparieren musste. Auch Cornelius Senn half tatkräftig mit, viele Dehnmessstreifen auf die Aluminium-Fundamente zu kleben, was sich zwar einfach anhört, es aber ganz sicher nicht ist.

Meine Doktorandenkollegen gaben mir ein Arbeitsumfeld, in welchem ich mich sehr wohl fühlte und immer fachlich wertvolle Tipps für meine Arbeit holen durfte. Dr. Thomas Weber, Dr. Juliane Buchheister, Dr. Bernd Imre, Andreas Schmid, Sara Durot, Yuko Yamamoto, Emma Pooley, Pierre Mayor, Alexandru Marin, Fatih Akdeniz, Ferney Morales, Amin Askarinejad, Dr. Francesca Casini, Dr. Linda Seward, Matthias Sieber und Markus Schwager ermöglichten ein familiäres Umfeld am Arbeitsplatz und verdienen deshalb ein grosses Dankeschön.

Ralf Herzog, Felix Wietlisbach, Marco Sperl, Mengia Amberg, Anita Meyer und Sonja Zwahlen als weitere Angestellte des Instituts waren ebenfalls auch immer sehr hilfsbereit und erleichterten mir die Arbeit in vielen Belangen, sei es im Labor oder beim Layout von Plänen und Berichten.

Im Verlauf der Arbeit wurden mir zwei Studierende, die eine Masterarbeit ablegten, zur Betreuung anvertraut. Beide haben Themen, welche für diese Arbeit wichtig sind, kritisch hinterleuchtet und mir viele wertvolle Punkte zur Weiterarbeit geliefert. Deshalb ein grosses Dankeschön an Thomas Espinosa und Michael Neracher für die tolle Zusammenarbeit und die interessanten Masterarbeiten.

Die Herstellung von Faserbeton-Modellfundamenten und die Prüfung der Betonproben von den Baustellen in Alpnach und Merenschwand ermöglichte Heinz Richner vom Institut für Baustoffe (IfB) der ETH Zürich. Für die spontane Hilfsbereitschaft über die Institutsgrenzen hinaus bin ich Heinz Richner zu grossem Dank verpflichtet.

Zu guter Letzt bleibt mir ein Dankeschön an Pierre Lehmann, Sandra Kümin und Sepp Portmann zu richten. Mein ehemaliger Arbeitgeber Pierre Lehmann von der Firma CES Bauingenieur AG in Sarnen ermöglichte mir, in Alpnach an einem neu entstehenden Gebäude Messungen durchzuführen und Sandra Kümin stand mir als Projektingenieurin des Gebäudes tatkräftig zur Seite. Sepp Portmann, mein Schwiegervater und Verwaltungsratspräsident der Baufirma Huwiler & Portmann AG in Untertunkhofen ermöglichte mir ähnliche Messungen wie in Alpnach auch in Merenschwand durchzuführen.

Es ist erstaunlich, wie viele Leute an einem solchen Projekt mithelfen. All jenen, die ich hier nicht namentlich erwähnt habe, sich aber trotzdem hilfreich für meine Arbeit eingesetzt haben, gebührt ebenfalls mein ganz grosses Dankeschön.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung des Verfassers	III
Inhaltsverzeichnis	V
Kurzfassung	XI
Abstract	XV
TEIL 1: GRUNDLAGEN	1
1 Einleitung	3
1.1 Entwicklung der Bebauung in der Schweiz	3
1.2 Flachfundationen im geschichtlichen Kontext	3
1.3 Ziele der Dissertation	4
1.4 Organisation der Dissertation.....	5
2 Grundlagen und Methodik	7
2.1 Systemabgrenzung	7
2.2 Bodenmechanische Grundlagen	8
2.2.1 Zustand der Gebrauchstauglichkeit	8
2.2.2 Grundlagen zum Tragverhalten von Flachfundationen.....	10
2.2.3 Grundlagen zur Mechanik teilgesättigter Böden	12
2.3 Konstruktive Grundlagen.....	20
2.3.1 Stahlbeton – Mechanische Grundlagen.....	20
2.3.2 Aluminium – Mechanische Grundlagen	23
3 Stand der Technik zum Tragverhalten von Flachfundationen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit	25
3.1 Geschichtlicher Überblick über Forschungsschwerpunkte im Gebiet der Flachfundationen.....	25
3.1.1 Zusammenfassung des Überblicks.....	37
3.2 Spannungstrapezverfahren	39
3.3 Bettungsmodulverfahren	41
3.4 Steifemodulverfahren	43
3.5 Bemerkungen zu den Berechnungsverfahren	44
3.6 Bemessung von Flachfundationen nach SIA 260 – 267 (2003) und ausländischen Normenwerken (Deutschland, Kanada)	45
3.6.1 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach Schweizer Norm SIA	45
3.6.2 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach deutscher Norm DIN	45
3.6.3 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach Canadian-Geotechnical-Society (2006)	47
3.6.4 Bestimmung der Beanspruchung von Foundationen nach Schweizer Norm SIA	48
3.6.5 Bemerkung zu den Bemessungsverfahren nach verschiedenen Normenwerken	49

4 Zentrifugenmodelltechnik.....	51
4.1 Geschichte der Zentrifugenmodelltechnik	51
4.2 Prinzip der Zentrifugenmodellierung	52
4.3 Zentrifugentypen	54
4.3.1 Die Trommelzentrifuge des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich.....	55
4.4 Skalierungsgesetze	56
4.4.1 Korngrösseneffekte.....	56
4.5 Verwendete Böden und Laborversuche	58
4.5.1 Perth Sand	58
4.5.2 Birmensdorfer Ton	62
4.6 Zentrifugenmodellierung von Flachfundationen	64
4.6.1 Modellierungsprozess für Flachfundationen	64
5 Untersuchungen an entstehenden Gebäuden	89
5.1 Standort Alpnach – Bodenverhältnisse; Tragkonstruktion und Messausrüstung	89
5.1.1 Bodenverhältnisse und Untersuchungen	90
5.1.2 Tragstruktur	96
5.1.3 Messausrüstung	97
5.1.4 Bestimmung der Betoneigenschaften	100
5.2 Standort Merenschwand – Bodenverhältnisse; Tragkonstruktion und Messausrüstung	101
5.2.1 Bodenverhältnisse und Untersuchungen	102
5.2.2 Tragstruktur	104
5.2.3 Messausrüstung	105
5.2.4 Bestimmung der Betoneigenschaften	106
6 Numerische Modellierung.....	107
6.1 Grundlagen der numerischen Modellierung	108
6.2 Numerik – Codes	109
6.3 Entwicklung von Stoffmodellen für den Boden	110
6.4 Die verwendeten Stoffmodelle im Überblick.....	111
6.4.1 Linear elastisches – ideal plastisches Modell nach Mohr-Coulomb (MC).....	111
6.4.2 Hardening Soil Modell (HS)	112
6.5 Gewinnung und Verwendung von Boden-Parametern in FEM- Programmen	115
6.5.1 Parameter für das MC-Modell.....	115
6.5.2 Parameter für das HS-Modell	116
TEIL II: MODELLIERUNG & ERGEBNISSE.....	117
7 Zentrifugenmodellversuche	119
7.1 Versuchs-Randbedingungen.....	119
7.2 Planung und Terminologie der Versuche	120
7.2.1 1. Versuchsreihe: Verschiedene Plattendicken	120
7.2.2 2. Versuchsreihe: Verschiedene Strukturen	120
7.2.3 3. Versuchsreihe: Verschiedene Bodenstrukturen; div. Versuche.....	120
7.3 Einfluss der Toolplattform-Verkipfung auf die Versuchsergebnisse	121

7.4 Einfluss des Wasserspiegels und der Teilsättigung auf die Versuchsergebnisse	124
7.4.1 Water-Retention-Curve	124
7.4.2 Plattendruckversuche	125
7.4.3 Versuche auf trockenem Sand	130
7.5 Versuche an Einzelfundamenten	133
7.5.1 Versuchsergebnisse	134
7.6 Versuche an ausgesteiften Systemen	143
7.6.1 Versuchsergebnisse	143
7.7 Versuche an Betonplatten	159
7.7.1 Versuchsergebnisse	160
7.8 Versuche an unterschiedlichen Bodenstrukturen	165
7.8.1 Versuchsergebnisse	165
7.9 Einfluss der Tekscan-Messfolie auf die Versuchsergebnisse.....	177
7.9.1 Beschichtungsvorgang	177
7.9.2 Versuchsergebnisse	178
7.10 CPT-Untersuchungen	180
8 Ergebnisse aus den Messungen an entstehenden Gebäuden	183
8.1 Ergebnisse aus den Messungen am Standort Alpnach.....	183
8.1.1 Ergebnisse aus den Druckkissen- und Deformationsmessungen	183
8.1.2 Ergebnisse aus den geodätischen Messungen und den Bodenuntersuchungen.....	187
8.2 Ergebnisse aus den Messungen am Standort Merenschwand	188
8.2.1 Ergebnisse aus den Druckkissen- und Deformationsmessungen	188
8.2.2 Ergebnisse aus den geodätischen Messungen und den Bodenuntersuchungen.....	189
8.3 Zusammenfassung der Erkenntnisse	190
9 Analytische und numerische Vergleichsrechnungen	191
9.1 Spannungstrapezverfahren	192
9.1.1 Setzungsberechnung.....	192
9.2 Bettungsmodulverfahren	194
9.3 Steifemodulverfahren nach Kany (1974a).....	195
9.3.1 Setzungsberechnung.....	195
9.3.2 Berechnung der Beanspruchung aus der Sohldruckverteilung	196
9.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der analytischen Vergleichsrechnung	197
9.5 Vergleichsrechnung mit PLAXIS	198
9.5.1 Modellierung der Bodenstruktur.....	198
9.5.2 Modellierung der Gebäudestruktur	201
9.5.3 Finite-Elemente-Netz	202
9.5.4 Modellierung von Fundamentversuchen mit dem Mohr-Coulomb-Modell	205
9.5.5 Modellierung von Fundamentversuchen mit dem Hardening-Soil-Modell	208
9.6 Vergleichsrechnung mit ABAQUS	216
9.6.1 Modellierung des Tragverhaltens der Fundationsplatte unter „Belastung der Sohlspannung“	216

9.7 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der numerischen Vergleichsrechnung	219
TEIL III: DISKUSSION & SCHLUSSFOLGERUNGEN	221
10 Diskussion und Schlussfolgerungen der Ergebnisse der Zentrifugenversuche	223
10.1 Änderung der Systemsteifigkeit K_s während des Fundationsversuches.....	223
10.2 Einfluss der Fundamentstruktur auf die Systemsteifigkeit K_s	227
10.3 Einfluss des Bodenaufbaus auf die Systemsteifigkeit K_s	229
10.4 Physikalischer Nachweis des Verhaltenswechsels von starr zu schlaff	230
10.5 Beschreibung des allgemeinen Setzungs-Verhaltens der Fundationen	232
10.6 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Zentrifugenmodellversuchen	237
11 Vergleich zwischen analytischer, physikalischer und numerischer Modellierung und den Feldmessungen	239
11.1 Vergleich von Setzungen; Spannungsverteilungen und Biegebeanspruchungen	239
11.1.1 Vergleich der Biegebeanspruchung aus Analytik und Zentrifugenmodelltechnik.....	241
11.1.2 Bemerkungen zu den Resultaten	243
11.2 Vergleich der Last-Setzungs-Kurven und des allgemeinen Setzungsverhaltens aus der Zentrifugenmodelltechnik und der Numerik	244
11.2.1 Direkter Vergleich der Last-Setzungs-Kurven von PLAXIS und den Versuchen.....	244
11.2.2 Mögliche Gründe für die Abweichungen der Last-Setzungs-Kurven von PLAXIS und den Versuchen	246
11.2.3 Spannungszustände im Boden im Zuge der Fundationsbelastung	250
11.2.4 Numerische Ergebnisse und allgemeines Setzungsverhalten von Flachfundationen	253
11.3 Vergleich der Ergebnisse aus der Zentrifugenmodelltechnik und den Feldmessungen.....	255
11.3.1 Bestimmung der Systemsteifigkeit der untersuchten Fundationen in Alpnach.....	255
11.3.2 Bestimmung der Systemsteifigkeit der untersuchten Fundationen in Merenschwand	256
11.4 Zusammenfassung der Vergleiche.....	258
12 Bemessungs-Empfehlungen für Flachfundationen	261
12.1 Bemessung mit numerischen Programmen (FE-Programme).....	261
12.2 Bemessung ohne numerische Programme	263
13 Ausblick	265
TEIL IV: REFERENZEN	269
14 Referenzen	271
14.1 Abbildungsverzeichnis	271
14.2 Tabellenverzeichnis	281
14.3 Literaturverzeichnis	284

15 Anhänge	293
15.1 Berechnungsbeispiel zum Verfahren nach Kany.....	293
15.1.1 Bemerkung zur Funktionsweise des Verfahrens nach Kany	297
15.2 Verzeichnis der Zentrifugenmodellversuche	298
15.3 Messungen mit den Dehnmessstreifen	302
15.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Vorkonsolidation des Birmensdorfer Tons.....	304
15.5 Grundlagen zu den numerischen Berechnungen mit PLAXIS.....	305

Kurzfassung

Flachfundationen werden in der Baupraxis häufig für die Abtragung von Lasten aus den Hochbau-Strukturen auf den anstehenden Boden eingesetzt. Diese Art der Fundation hat sich für normale Baugrundbedingungen praktisch ausnahmslos durchgesetzt. Nur bei komplexen Gründungssituationen mit weichen, feinkörnigen Böden werden Pfahlfundationen oder kombinierte Pfahl-Platten-Gründungen eingesetzt.

Flachfundationen waren in den letzten Jahrzehnten einem Wandel unterworfen. Früher wurden vor allem Einzel- und Streifenfundamente erstellt. Die Kellergeschosse verfügten aufgrund der Lagerungsfähigkeit von Lebensmitteln über keine durchgehende Bodenplatte, sondern über einen Naturboden, der die Feuchtigkeit und Temperatur besser auszugleichen vermag. Dies hat sich mit der Umnutzung der Kellergeschosse verändert. Heute werden vor allem durchgehende Bodenplatten erstellt, welche wasserdicht ausgebildet sein müssen. Damit verändert sich auch die Bemessung solcher Fundationen, da die Grundfläche zur möglichen Lastabtragung aufgrund der durchgehenden Bodenplatte grösser ist. Ein Blick in die Praxis zeigt jedoch, dass meistens immer noch auf der Basis von Einzel- und Streifenfundamenten Bodenplatten anhand des Spannungstrapezverfahrens bemessen werden. Finite-Element Programme, mit welchen die gesamte Gebäudestatik berechnet werden kann, bieten oft nur rudimentäre Möglichkeiten zur Bemessung von Bodenplatten an. Die Steifigkeit der Fundation und der Struktur des Untergeschosses wird ebenfalls meistens vernachlässigt; auch hier, weil sinnvoll arbeitende FE-Programme weitgehend fehlen. Das heisst, dass sich zwar die Bauweise von Flachfundationen seither geändert hat, nicht aber deren Bemessung.

Die entscheidende Grösse zur Bemessung von Flachfundationen ist die Sohlspannungsverteilung, da diese die Grösse der Beanspruchung der Platte bestimmt. Um aufzuzeigen, wie diese Sohlspannungsverteilung zwischen Fundation und Boden aussieht und wie diese sich mit ändernden Fundations- und Bodenstrukturen verändert, wurden im Rahmen dieser Arbeit vor allem Versuche im kleinen Massstab mit einer Trommelzentrifuge durchgeführt. Die Spannungsverteilung konnte mit einer dünnen, druckempfindlichen Folie an 1936 Punkten bei einer Fläche von 11.2 cm x 11.2 cm gemessen werden. Die Modellfundationen wiesen dabei unterschiedliche Strukturen wie verschiedene Plattendicken, unbelastete- und belastete Wände, Frostriegel und Fundamentvertiefungen auf. Der Boden wurde mit Perth-Sand oder Birmensdorfer Ton modelliert. Es wurden verschiedene Lagerungsdichten und Bodenaufbauten mit Felshorizonten untersucht. Die so erhaltenen Last-Setzungskurven geben Aufschluss darüber, dass mit steigender Steifigkeit der Fundation oder des Bodens die Setzung kleiner wird. Die Messungen der Spannungsverteilungen ergaben, dass je nach Steifigkeit die Fundationen starres oder schlaffes Verhalten zeigen, was anhand der Systemsteifigkeit K_s nach DIN quantifiziert werden kann. Werden die Resultate anhand K_s ausgewertet, so erhält man folgendes Resultat: Für $K_s \leq 0.05$ verhält sich die Platte schlaff; für $K_s \geq 0.1$ verhält sich die Fundation starr. Dieser Verhaltenswechsel konnte in den Modellversuchen deutlich gezeigt und mit Messungen der Plattendeformationen auch physikalisch nachgewiesen werden.

Werden diese Resultate mit der analytischen und numerischen Modellierung verglichen, fällt auf, dass das vielfach verwendete Spannungstrapezverfahren für die Bemessung von nicht starren Flachfundationen völlig ungeeignet ist. Es ergibt eine

meist realitätsfremde Sohlspannungsverteilung und anhand dieser eine zu hohe Biegebeanspruchung der Platte. Die Berechnung der Setzung auf Grundlage dieser uniformen Spannungsverteilung ist zwar zulässig, es muss jedoch zwischen dem Zusammendrückungsmodul für Ödometerversuche (eindimensionale Steifigkeit) und dem Zusammendrückungsmodul (Verformungsmodul) für Plattendruckversuche (dreidimensionale Steifigkeit) unterschieden werden. Der im Allgemeinen etwas höhere Wert aus dem Ödometerversuch unterschätzt die Setzung der untersuchten Foundationen, da die dreidimensionale Steifigkeit, welche das Last-Setzungsverhalten der Foundation besser beschreibt, einen kleineren Wert hat. Das Verfahren von Kany liefert zutreffende Resultate für die untersuchten Foundationen. Die Spannungsverteilungen entsprechen in etwa denen aus den Versuchen und die Beanspruchung kann mit guter Übereinstimmung modelliert werden. Die Modellierung mit PLAXIS, wobei das Hardening-Soil Modell verwendet wurde, zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Modell, was die Last-Setzungs Kurven und die Sohlspannungsverteilungen anbelangt. Die Beanspruchung der Bodenplatte hingegen wird ungenügend modelliert. Das Biegemoment fällt ähnlich hoch aus wie dasjenige aufgrund des Spannungstrapezverfahrens.

Nebst den Untersuchungen in der Zentrifuge wurden Messungen an entstehenden Gebäuden in Alpnach (Kanton Obwalden) und Merenschwand (Kanton Aargau) durchgeführt. Diese Messungen umfassten die diskrete Bestimmung der Sohldruckverteilung an zwei Punkten pro untersuchtem Einzelfundament/Fundamentvertiefung mit Druckkissen der Firma Glözl, die Bestimmung der Stützenstauchungen und damit der Stützenlasten, die Bestimmung der Fundationssetzungen mit geodätischer Höhenaufnahme und die Klassifizierung der anstehenden Böden. In Alpnach wurden innerhalb einer durchgehenden Bodenplatte Fundamentvertiefungen zur Abtragung hoher Stützenlasten ausgeführt. Die Messungen ergaben, dass sowohl die Stütze als auch die Foundation eine Biegebeanspruchung aufgrund der darüberliegenden Abfangdecke erhalten. Diese Biegebeanspruchung beeinflusst die Sohldruckverteilung erheblich.

In Merenschwand wurden Einzelfundamente ohne durchgehende Bodenplatte ausgeführt. Die darüberliegende Stahlbetondecke erfährt eine gleichmässige Belastung aufgrund einer Erdaufschüttung. Die Decke dient also nicht als Abfangkonstruktion. Dadurch erfahren weder Stütze noch Foundation Biegung. Die aufgezeichnete Sohldruckverteilung ergibt eine schlaaffe Abtragung der Last. Dieses Verhalten entspricht anhand der ermittelten Systemsteifigkeit dem Verhalten, wie es in den Zentrifugenmodellversuchen beobachtet wurde. Die Unterscheidung zwischen starrem und schlaffem Verhalten konnte demnach auch durch Messungen an bestehenden Gebäuden nachvollzogen werden. Bei der Bemessung von Foundationen von Abfangdecken muss die übertragene Biegung in die Foundation bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Zur Bemessung von Flachfoundationen muss die Systemsteifigkeit erörtert werden, damit zwischen starrer und schlaffer Lastabtragung unterschieden werden kann. Bei starrer Lastabtragung darf weiterhin das Spannungstrapezverfahren als Grundlage verwendet werden, da die Sohlspannungsverteilung im Allgemeinen in den Versuchen ausgeglichen war. Liegt hingegen eine schlaaffe Lastabtragung vor, so wird empfohlen, das Verfahren von Kany heranzuziehen. Obwohl es von linear-elastischem Bodenverhalten ausgeht, vermag es bei schlaffem Verhalten die Sohl-

spannungsverteilung sehr gut abzubilden und ergibt deshalb sinnvolle Biegebeanspruchungs-Werte.

Bei der Verwendung von Finite-Element Programmen, welche im Rahmen dieser Arbeit zum Vergleich herangezogen wurden, ist hinsichtlich zwei Aspekten Vorsicht geboten: Die Wahl des Stoffmodells ist von grosser Bedeutung. Für Abschätzungen der Setzungen reicht das linear-elastische – starr-plastische Mohr-Coulomb Modell aus. Soll hingegen das Last-Setzungs-Verhalten der Foundation korrekt beschrieben werden, muss ein höherwertiges Modell wie beispielsweise das Hardening-Soil Modell, welches die relevanten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen im Boden modellieren kann, angewandt werden. Hier werden aber zusätzliche Parameter benötigt, die vertiefte Laborversuche notwendig machen. Weiter ist darauf zu achten, dass die Foundationsstruktur sinnvoll modelliert werden kann. In PLAXIS beispielsweise können Wände und Decken als Strukturelemente modelliert werden; Vergleiche zu den Versuchen haben jedoch gezeigt, dass schon bei Systemen mit nicht belasteten Wänden die Resultate sich weiter von den Versuchsergebnissen entfernen. Das heisst, dass der Einbezug der Struktursteifigkeit bei solchen Finite-Element-Modellen Resultate fragwürdiger Genauigkeit liefert.

Die Beanspruchung von Flachfundationen hängt direkt von der Sohlspannungsverteilung ab, welche von den Steifigkeiten der Foundations- und Gebäudestruktur und von der Bodensteifigkeit abhängt. Dieses Verhalten wird durch die Systemsteifigkeit nach DIN beschrieben. Für die realitätsnahe Dimensionierung einer Flachfundation ist die Kenntnis der Steifigkeiten daher erforderlich.

Abstract

Rafts are foundations that distribute loads from buildings to the soil. This type of construction is commonly adopted for stiff, dense soils with adequate bearing capacity, provided the serviceability requirements are also met. Piled foundations are used for more complex situations particularly to limit settlements, which may arise through loading softer, more compressive soils.

The usage of raft foundations has changed over recent years. Single- and strip foundations were used mostly in the past. Cellars did not have a raft throughout the whole floor area so that the humidity in the basement would conserve groceries better. Nowadays, cellars are mostly used for leisure activities, office space, storage or parking and therefore need a concrete floor to guarantee dry conditions. The dimensioning of raft foundations should have changed accordingly by taking the increase in available ground surface, which can be used to distribute the loads, into account. This is often not done in practice. Engineers tend to apply simple approaches of dimensioning rafts based on design methods for single- and strip foundations, while assuming a uniform stress distribution between structure and soil. Continuous rafts are mostly not taken into account. This means, that the usage of foundations has changed to mostly continuous raft foundations, while the dimensioning methods have not advanced too. Several Finite-Element codes can be used for design; but these codes usually have only rudimentary options for dimensioning the foundation. The stiffness of the foundation-structure and of the building-structure is also not considered.

The most important parameter for the design of raft foundations is the stress distribution between raft and soil because its distribution defines the loading behaviour of the foundation. Small model tests in the drum centrifuge have been conducted to make this stress distribution visible in terms of changing foundations and soil conditions. The stress distribution could be visualised with a very thin, pressure-sensitive pad on 1936 points on an area of 11.2 cm x 11.2 cm. The structure of the model foundations varied with different raft-thicknesses, loaded- and unloaded walls, frost-impact structures and thicker areas of foundations. The soil was modelled either with Perth sand or Birmensdorf clay. Different relative densities of the sandy soil and a range of layered structures with rock horizons have been tested also. The resulting load-settlement curves show that the increase of stiffness of either the foundation or the soil leads to less settlement. With changing stiffness of the foundation, the raft behaves either stiffly or flexibly, which could be shown with the measurements of the stress distributions. This stiff or flexible behaviour can be quantified with the „System-stiffness“ K_s given in the DIN-code. The interpretation of the test results show that the raft behaviour is flexible for $K_s \leq 0.05$, whereas the raft will behave stiffly for $K_s \geq 0.1$. The change from stiff to flexible behaviour on the given values for K_s could be shown in the centrifuge tests and verified physically with measurements of the deformations of the raft.

The comparison between the centrifuge test results compared to results from analytical and numerical modelling processes proves that the common approach with uniform stress distributions is not suitable for the design of flexible rafts. It leads to an unrealistic stress distribution between raft and soil, and therefore to an overestimation of the bending moment in the foundation plate in most cases. The calculation of

the settlement, on the basis of the uniform stress distribution, is suitable but the soil stiffness determined from Oedometer-tests (one-dimensional stiffness) must be differentiated from the soil stiffness obtained from plate-loading tests (three-dimensional stiffness). The value taken from the Oedometer test reflects purely one dimensional settlement and underestimates the actual settlement of the foundation. The value taken from the plate-loading test gives better values for the estimation of the settlement. The application of Kany's approach gives good results for flexible raft foundations in terms of stress distribution and loading behaviour. The numerical modelling with PLAXIS shows a good agreement between test results and the numerical approach based on the load-settlement curves and stress distributions. The Hardening-Soil-Model has been used to describe the soil behaviour within the numerical simulations, although the loading behaviour of the raft cannot be modelled sufficiently well. The bending moment obtained from the numerical model is larger than it was obtained in the physical model tests and is similar to the approach with the uniform stress distribution.

Field investigations on two different buildings, which were under construction, have been conducted at Alpnach (district of Obwalden) and at Merenschwand (district of Aargau) in addition to the small scale tests in the centrifuge. The stress distribution between the single foundation/thicker area of the foundation and the adjacent soil has been measured with two pressure cells each. The deformation of the columns has been measured in order to obtain the column load as well as the deformation of the ground using geodetic equipment. Thicker areas of the foundation have been built to absorb the high column loads at Alpnach. The measurements led to the conclusion that the bending moment, which is generated in the concrete supporting roof, influences the loading behaviour of the column and the foundation. Therefore the stress distribution is strongly affected by the bending moment arising from the growing structure. This influence must be incorporated into the design of such foundations.

The foundation structure at Merenschwand consists of single footings, which are not supplemented by an extra raft in between. The concrete roof supports only an earth fill and therefore generates no bending moment leading to a stress distribution that implies a flexible response of the single footing. This behaviour, in terms of the calculated system-stiffness, has also been estimated in the centrifuge tests. The distinction between flexible and stiff behaviour could also be confirmed with measurements on the new buildings.

The system-stiffness must be known to be able to distinguish between flexible and stiff behaviour for a suitable design of raft foundations. It is appropriate to use the approach of a uniform stress distribution for the predicted stiff behaviour because the measured stress distributions in the tests showed a more or less uniform stress distribution. It is recommended to use Kany's approach for flexible behaviour. Even though this approach models linear elastic soil behaviour, it predicts stress distributions that are consistent with the physical data and therefore appropriate bending moments. When using FE-codes, two things must be kept in mind: The choice of the soil model is very important. The Mohr-Coulomb model (ideal elastic – plastic) is sufficient for precalculation purposes. The Hardening-Soil model or another similar more advanced soil model, that can represent relevant features of the expected stress strain response in the ground, should be used for a realistic calculation of the

load-settlement behaviour. These models require additional soil parameters, which can usually only be derived from advanced laboratory tests. The modelling of the concrete structures is also an important part. Calculations with PLAXIS showed that structural elements, such as unloaded walls, increase the discrepancy between numerical predictions and the results obtained from physical-model-tests.

The response of raft foundations to loading is strongly dependent on the stress distribution between foundation and soil, which itself is dependent on the stiffnesses of the foundation and the growing structure, and the stiffness of the soil. This behaviour is described by the system stiffness, as defined in the DIN-code. Clearly the stiffnesses must be known for a realistic design of raft foundations.

TEIL 1: GRUNDLAGEN

1 Einleitung

1.1 Entwicklung der Bebauung in der Schweiz

In den vergangenen hundert Jahren haben sich im Schweizer Mittelland Ballungszentren entwickelt, in welchen die Nachfrage nach Gewerbe- und Industriebauten wie auch nach Wohnhäusern einem stetigen Zuwachs unterworfen ist. Bedingt durch das begrenzte Angebot an Bauland werden immer mehr auf bestehenden Arealen neue Gewerbe- und Wohnzentren errichtet. Daraus folgt, dass frühere Industriequartiere zu neuen, dem Trend entsprechenden, Wohnquartieren umfunktioniert werden. Ein sehr gutes Beispiel dafür ist das neue Stadtviertel in Oerlikon, welches auf einem ehemaligen Industrieareal errichtet worden ist.

Dieser Trend verlangt nach einem besseren Verständnis für die Umnutzung von bestehenden Gebäudestrukturen, damit diese auch für neue Nutzungsziele ohne Abbruch wieder verwendet werden können. Mit diesem Verständnis können die Lastabtragung besser abgebildet und damit die Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit für die umzunutzenden Bauten garantiert werden.

1.2 Flachfundationen im geschichtlichen Kontext

Mit dieser geschichtlichen Entwicklung der Bebauung der Schweiz hat sich natürlich auch die Bauweise von Flachfundationen verändert (Kempfert & Gebreselassie, 2006). Früher wurden Wohnbauten auf Streifen- und Einzelfundamenten errichtet, wobei das Kellergeschoss üblicherweise über einen Naturboden verfügte. Zur Lagerung von Lebensmitteln waren diese Kellerräume auch ausgesprochen nutzungseffektiv. Solche Streifen- und Einzelfundamente waren ausserdem häufig aus Bruchstein oder Holz hergestellt (Peck et al., 1953) (Abb. 1.1).

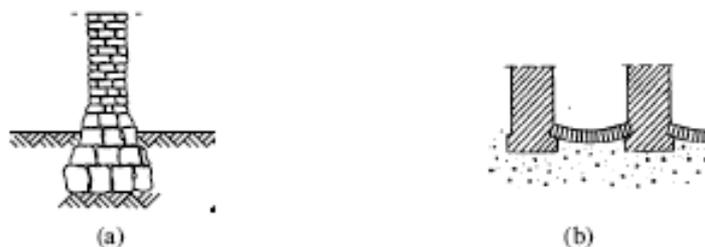


Abb. 1.1: Bruchsteinfundamente nach Kempfert & Gebreselassie (2006)

Durch die Umnutzung dieser Kellergeschosse in Hobby-, Wäsche- und Bastelräume in den letzten Jahrzehnten werden heute im Wohnungsbau praktisch nur noch durchgehende Bodenplatten hergestellt. Solche Bauteile haben ein grundsätzlich anderes Tragverhalten als Einzel- oder Streifenfundamente. Der Blick in die Praxis zeigt jedoch, dass nach wie vor Bodenplatten wie Einzel- und Streifenfundamente ausgelegt werden. Der grösste Teil der Bodenplatte wird statisch als nicht relevant angesehen. Untergeschosswände und Stützen, welche sehr grosse Lasten auf den Baugrund

abgeben, werden auf fiktiven Streifen- und Einzelfundamenten fundiert. Entsprechend bleibt die Bodenplatte dazwischen statisch ungenutzt. Hier wird deutlich, dass dies wirklich nur einer statisch zulässigen Modellierung des Tragverhaltens von nicht starren Bodenplatten entspricht. Das reale Tragverhalten wird jedoch die umgebende Bodenplatte mit einbeziehen. Hier gilt es, bestehende Lücken in der Bemessung zu schliessen und aufzuzeigen, wie durchgehende Bodenplatten bemessen werden können.

Ein weiterer Aspekt, der die Nutzung von Flachfundationen interessant macht, ist die Nachhaltigkeit von Gebäudestrukturen. Da das Bauland in der Schweiz knapp ist, muss das zu bebauende Land möglichst nachhaltig genutzt werden können. Dies beginnt mit der Wahl der richtigen Foundationstechnik. Bei Pfahlfundationen beispielsweise wird eine Wiederherstellung des intakten Baugrunds oder des Ackerlandes für Landwirtschaft sehr schwierig, da die Pfähle nur durch entsprechend hohen Aufwand aus dem Boden entfernt werden können. Die Wiederherstellung der ursprünglichen Bodenverhältnisse kann nicht erreicht werden. Demgegenüber sind Flachfundationen nachhaltig. Sie sind vergleichsweise einfach und schnell in der Herstellung und können ebenso gut wieder abgebrochen werden, ohne dass dabei eine stark einschränkende Störung des Bodens für nachfolgende Zwecke verbleiben würde.

1.3 Ziele der Dissertation

Die Flachfundation stellt eine sehr weit verbreitete und billige Art zur Herstellung der Verbindung zwischen Baute und Untergrund dar. Sie wird bei Gebäuden wie Einfamilienhäusern und Wohnblocks, bei Brückenfundamenten, aber auch im Strassen- und Eisenbahnbau eingesetzt.

Obwohl der Aufbau und die Herstellung einer Flachfundation einfach sind, ist die Lasteinleitung von der Tragstruktur über die Foundation in den Boden komplex. Dieser Komplexität wird auch heutzutage in der Bemessungsarbeit von praktisch tätigen Ingenieuren nicht Rechnung getragen. Dies hat vielerlei Gründe: Bei der Bemessung der Tragstruktur sind diverse leistungsfähige FE-Programme (CUBUS, 2004) auf dem Markt, welche die Arbeit des Ingenieurs vereinfachen und es erlauben, ökonomisch zu dimensionieren. In diesen Programmen ist jedoch in der Regel nur ein sehr rudimentäres Werkzeug zur Bemessung der Foundationen vorhanden. Der Ingenieur ist deshalb in der Anwendung solcher Werkzeuge unsicher und entsprechend zurückhaltend. Um dennoch eine vertrauenswürdige Bemessung der Foundation zu gewährleisten, greift er deshalb auf Handberechnungen mit einfachen (gleichmässigen) Spannungszuständen gemäss Spannungstrapezverfahren (Kany, 1974a) zurück. Hier werden also häufig die erwähnten fiktiven Einzel- oder Streifenfundationen zur Hilfe genommen, um die Foundation bemessen zu können. Aufgrund der Komplexität kann nicht auf das Tragverhalten der üblicherweise vorhandenen durchgehenden Bodenplatte zurückgegriffen werden.

Weiter fehlen bei einfachen Bauvorhaben meistens vertiefte geotechnische Abklärungen, auf welchen sich komplexere Berechnungen würden abstützen lassen. Solche Gutachten sind den Bauherren meistens zu teuer. Dadurch können aber auch keine Gebrauchstauglichkeitsberechnungen durchgeführt werden. Fehlt ein Wertebe-

reich für den Zusammendrückungsmodul M_E , kann keine Aussage über das Setzungsverhalten gemacht werden. Dies wird meistens dadurch umgangen, dass vorsichtig zulässige Bodenpressungen definiert werden, um die Setzungen in den geforderten Grenzen zu halten. Diese zulässigen Bodenpressungen bilden auch die Grundlage für die Auslegung der Flachfundation.

Die aktuelle Geotechnik-Norm (SIA, 2003d) animiert die Anwender mit Normenabschnitten wie 8.4.4.5 dazu, bei steifen, gedrungenen Fundamenten die Bodenpressung als gleichmässig bzw. trapezförmig anzunehmen. Bei allen anderen Fundamenten soll die Bodenpressung unter Berücksichtigung der Steifigkeiten von Überbau, Fundamentplatte und Baugrund ermittelt werden. Dies ermutigt die Anwender geradezu, möglichst einfache Annahmen zu treffen. Wie die Steifigkeiten der aufgehenden Gebäude in die Berechnung einfließen sollen, lässt die Norm SIA 267 offen.

Diese Ausführungen machen deutlich, dass eine grosse Lücke in der Bemessung von Flachfundationen besteht. Einerseits ist der Spannungszustand zwischen Fundation und Boden unbekannt, obwohl er mathematisch für einige elastische Beispiele gelöst worden ist (Boussinesq, 1885). Andererseits fehlen Ansätze, wie die Gebäudestruktur einbezogen werden könnte. Weiter besteht ein grosser Bedarf an Aufklärung, dass die Bodenverhältnisse unbedingt miteinbezogen werden sollten, damit nachhaltige Fundationen möglich sind.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es deshalb, die Lücken in der Bemessung von Flachfundationen zu schliessen. Das heisst einerseits, dass aufgezeigt werden soll, wie der Spannungszustand in der Sohlfuge aussieht und wie sich dieser mit wechselnden Steifigkeitsverhältnissen verändert. Weiter soll aufgezeigt werden, dass die Kenntnis der wichtigsten Bodenparameter vorhanden sein muss, um wirtschaftliche und gebrauchstaugliche Flachfundationen zu konstruieren. Das Konzept der zulässigen Bodenpressung muss kritisch betrachtet werden.

1.4 Organisation der Dissertation

Zunächst werden die verschiedenen Grundlagen zur Bodenmechanik im Allgemeinen, zur Bemessung von Flachfundationen, zur Zentrifugenmodelltechnik, zur analytischen wie auch zur numerischen Modellierung zusammengetragen. Weiter werden die Messsysteme und die daraus resultierenden Ergebnisse an entstandenen Gebäuden vorgestellt. Danach werden die einzelnen Modellierungen vorgestellt und zuletzt ihre Resultate miteinander verglichen, wodurch ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von nicht starren Flachfundationen unter Berücksichtigung der lokalen Steifigkeitsverhältnisse resultieren soll.

2 Grundlagen und Methodik

In diesem Kapitel werden die relevanten Grundlagen erörtert, die zur Bearbeitung der Fragestellung erforderlich sind. Zunächst wird auf bodenmechanische Grundlagen eingegangen. Die konstruktiven Grundlagen werden im Hinblick auf die Zentrifugenversuche aber auch auf die Bestimmung der Beanspruchung und des Tragverhaltens von Betonplatten dargelegt. Im Kapitel 3 wird ein Überblick über den Stand der Technik zum Thema des Tragverhaltens von Flachfundationen gegeben. Schliesslich werden auch die Grundlagen zur Zentrifugenmodelltechnik und zur numerischen Modellierung aufgezeigt (vgl. Kapitel 4 und 6). Im Ablauf Analytik (Stand der Technik) – Zentrifugenmodelltechnik – Numerik ist die Methodik zur Erörterung des Tragverhaltens von nicht starren Flachfundationen enthalten.

2.1 Systemabgrenzung

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt in der Untersuchung des Spannungszustandes in der Sohlfuge zwischen Fundament und Boden. Dabei werden flexible oder nicht starre quadratische Fundamente betrachtet. Weiter wird der Einfluss von ausstehenden Strukturen wie unbelasteten Wänden, belasteten Wänden, Fundamentvertiefungen und Frostriegeln untersucht um zu sehen, wie sich der Spannungszustand unter der Fundation bei vergleichbaren Lasten mit ändernden Steifigkeitsverhältnissen ändert.

Zwei verschiedene Böden werden für die Untersuchungen verwendet. Zum Einen ein gleichförmiger Sand (Perth Sand) und zum Anderen ein Ton (Birmensdorfer Ton). Der Sand verhält sich drainiert, während sich der Ton zu Belastungsbeginn undrainiert verhält. Da für den Einbau des Sandmodells in die Zentrifuge Saugspannungen für die Stabilität des Modells notwendig waren, beeinflusst die Teilsättigung des Sandes die Ergebnisse der Zentrifugenmodellversuche.

2.2 Bodenmechanische Grundlagen

Für die ausführliche Behandlung der bodenmechanischen Grundlagen sei auf die Fachliteratur wie Lang et al. (1996) verwiesen. Hier werden nur die für diese Arbeit relevanten Zusammenhänge für das bessere Verständnis skizziert.

2.2.1 Zustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Bemessung von Flachfundationen richtet sich im Normalfall nach der Gebrauchstauglichkeit. Die Setzungen dürfen ein gewisses Mass nicht überschreiten und die Fundation selbst muss die Lasten von der Tragstruktur möglichst ohne merkbare Deformationen aufnehmen und auf den Boden verteilen. Die dabei entstehenden Spannungen zwischen Fundament und Boden (Bodenpressungen) sind im Allgemeinen viel kleiner als die Bruchspannungen gemäss der Tragfähigkeit von Flachfundationen (De Beer, 1965). Da in diesem Zustand nicht der maximale Reibungswinkel mobilisiert wird, sind die Festigkeitsparameter zur Modellierung des Verhaltens von untergeordneter Bedeutung. Wichtiger ist die Steifigkeit und damit das Verformungsverhalten des Bodens vor dem Bruch. Um diese Steifigkeit zu quantifizieren, wird in der Schweiz der M_E -Wert definiert.

Der Zusammendrückungsmodul M_E

Die Ermittlung des Zusammendrückungsmoduls M_E ist nicht so trivial wie die Ermittlung eines Elastizitätsmoduls E von beispielsweise einer Stahllegierung im linear-elastischen Zustand. Der M_E -Wert ist von Belastungsbeginn an spannungsabhängig, da der Boden von Beginn an kein linear elastisches Verhalten zeigt. Es gibt derzeit vor allem zwei Versuche zur Ermittlung des M_E -Wertes: Der Ödometerversuch und der Plattendruckversuch.

Der Begriff des M_E -Wertes wird nur in der Schweiz verwendet. In Deutschland beispielsweise wird zwischen E_v , dem Verformungsmodul, welcher über den Plattendruckversuch ermittelt wird, und E_s , dem Steifemodul, welcher über den Ödometerversuch ermittelt wird, unterschieden (vgl. DIN 18 134, 1990).

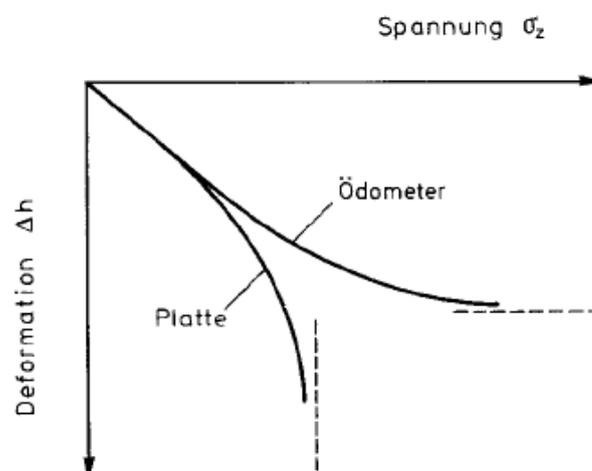


Abb. 2.1: Last-Setzungs-Kurven für den Ödometer- und den Plattendruckversuch nach Lang et al. (1996)

Gemäss Abb. 2.1 folgt dieselbe Bodenprobe je nach Versuch einer unterschiedlichen Last-Setzungslinie, was nichts Anderes bedeutet, als dass der M_E -Wert nebst einer Spannungsabhängigkeit (von den effektiven Spannungen) auch eine Systemabhängigkeit je nach verwendetem Versuch zeigt. Je nach durchzuführender Berechnung werden M_E -Werte aus Ödometerversuchen oder aus Plattendruckversuchen verwendet: Der Ödometerversuch bildet eine eindimensionale Steifigkeit ab, wie sie etwa unter einem weit ausgedehnten Erddamm anzutreffen ist. In Deutschland wird hier vom Steifemodul E_s gesprochen. Der Plattendruckversuch bildet indes eine dreidimensionale Steifigkeit ab, welche die Zusammendrückung zum Beispiel unter einem Einzelfundament abbildet. In Deutschland wird in diesem Zusammenhang der Verformungsmodul E_v verwendet.

Die M_E -Werte können als Sekanten- oder Tangentenmoduli bestimmt werden:

$$M_E = \frac{d\sigma'_z}{d\varepsilon_z} \quad (\text{Tangentenmodul}) \quad 2.1$$

$$M_E = \frac{\Delta\sigma'_z}{\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{Sekantenmodul}) \quad 2.2$$

M_E : Zusammendrückungsmodul [kPa]
 σ'_z : Vertikale effektive Spannung [kPa]
 ε_z : Vertikale Stauchung [-]

Um der Spannungsabhängigkeit von M_E zu umgehen, wurde der Kompressionsbeiwert C_c formuliert, welcher im $e - \log\sigma'_v$ Raum ein spannungsunabhängiger Steifigkeitswert darstellt (gilt nur für den Ödometerversuch):

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_z} \quad 2.3$$

C_c : Kompressionsbeiwert [-]
 e : Porenzahl [-]
 σ'_z : Vertikale effektive Spannung [kPa]

Der Schwellbeiwert C_s ist genau gleich definiert wie C_c mit dem Unterschied, dass C_s anhand der Entlastungsgerade und C_c anhand der Erstbelastungsgerade gebildet wird.

Beim Plattendruckversuch wird der M_E -Wert, aufgrund der schwierigen Bestimmung der Dehnung, folgendermassen bestimmt:

$$M_{E_{\text{Platte}}} = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta h} \cdot d \quad 2.4$$

$\Delta\sigma_z$: Spannungsänderung (Plattenauflast) [kPa]
 Δh : Setzung der Platte [m]
 d : Plattendurchmesser (für den Plattendruckversuch werden i.A. runde Platten verwendet. [m])

2.2.2 Grundlagen zum Tragverhalten von Flachfundationen

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit bildet sich unter einer Flachfundation die typische Bruchfigur aus, welche in der Abb. 2.2 ersichtlich ist und auch dem Mechanismus in einem Plattendruckversuch entspricht. Diese Bruchfiguren sind für drainierte und undrainierte Bedingungen verschieden (Abb. 2.2; Abb. 2.3) und gehen auf Terzaghi (1943) und Meyerhof (1951) zurück.

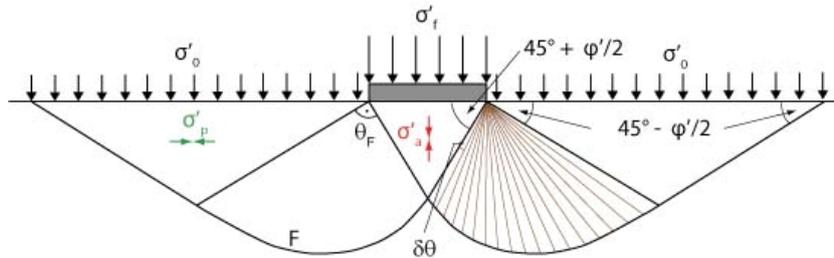


Abb. 2.2: Bruchfigur für drainiertes Bodenverhalten nach Terzaghi (1943) aus Springman (2009)

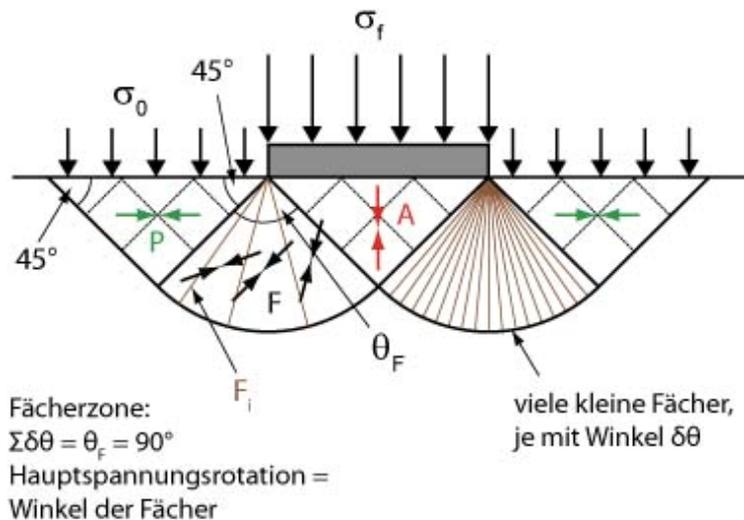


Abb. 2.3: Bruchfigur für undrainiertes Bodenverhalten nach Prandtl (1920) und Terzaghi (1943) aus Springman (2009)

Bevor sich diese Bruchfigur ausbilden kann, befindet sich die Fundation im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In dieser Phase, bevor der Winkel der inneren Reibung φ' mobilisiert wird und sich damit seitliches Ausweichen unter der Fundation bemerkbar macht, beherrscht Kompression das Verhalten der Fundation. Pietsch (1982) spricht hier von „elastischer Setzung“, obwohl in Realität auch die Setzung durch Kompression plastische Anteile enthält.

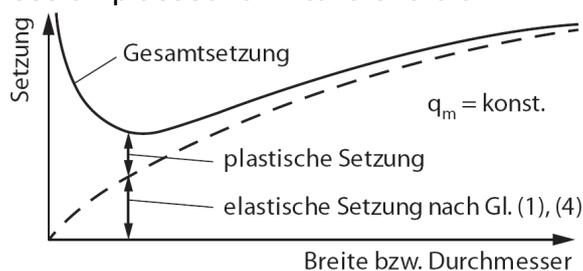


Abb. 2.4: Anteile „elastischer“ - und „plastischer“ Setzung nach Pietsch (1982)

Abb. 2.4 zeigt, dass je nach Fundationsgeometrie die „elastische Setzung“ bei gleicher Last grösser oder kleiner ausfällt, bevor die „plastische Setzung“ welche für den Schervorgang und damit für das seitliche Ausweichen steht, einsetzt. Aus den Abb. 2.2 und Abb. 2.3 wird deutlich, dass mit zunehmender Fundamentgrösse die Bruchfigur grösser wird und damit die Foundation länger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegt als ein kleineres Fundament unter gleicher Belastung (vgl. Abb. 2.7). Allerdings ist das Setzungsverhalten von kleineren Fundationen zu Beginn steifer als bei grösseren Fundationen. Da der Mechanismus gemäss Abb. 2.2 früher massgebend wird, entwickelt ein kleineres Fundament bei vergleichbarer Last grössere Setzungen als ein grösseres Fundament (vgl. Abb. 2.7). Das heisst also, dass das seitliche Ausweichen mit steigender Fundamentgrösse bei immer grösser werdender Spannung eintritt. Der Unterschied zwischen „elastischer“ und „plastischer“ Setzung wird auch anhand Abb. 2.6 klar. Der Schervorgang wird durch die Abb. 2.5 verdeutlicht. Dieses Verhalten wurde in Versuchen von Laue (1996) bestätigt.

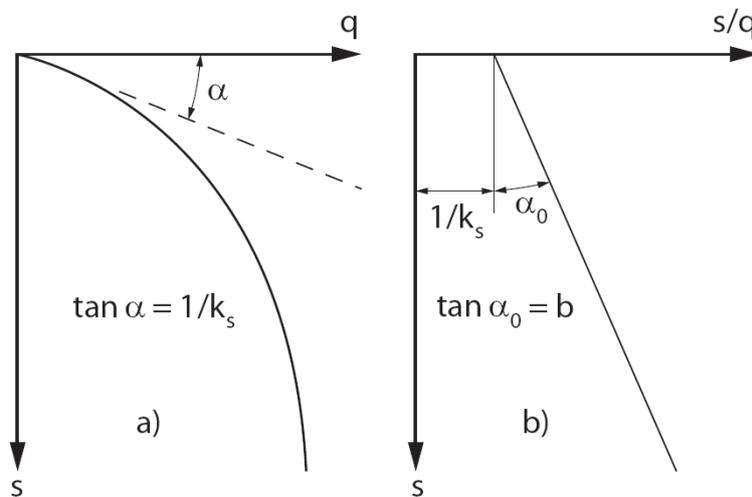


Abb. 2.5: Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen im Bereich der Scherung in Laue (1996) nach Pietsch (1982). k_s : Bettungsmodul [kN/m^3] α : Neigung der Anfangssteifigkeit [$^\circ$] $\tan \alpha_0$: Kehrwert der Bruchspannung [m^2/kN]

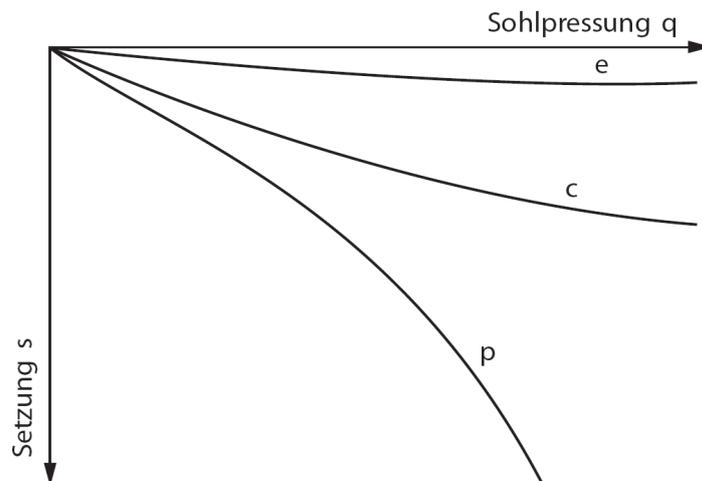


Abb. 2.6: Unterschiede in der Last-Setzungs-Beziehung je nach Setzungsart: e: reversibler Kompressionsanteil (elastische Setzung); c: irreversibler Kompressionsanteil (Verdichtungssetzung); p: plastische Setzung (seitliches Ausweichen). Nach Pietsch & Wiener (1985)

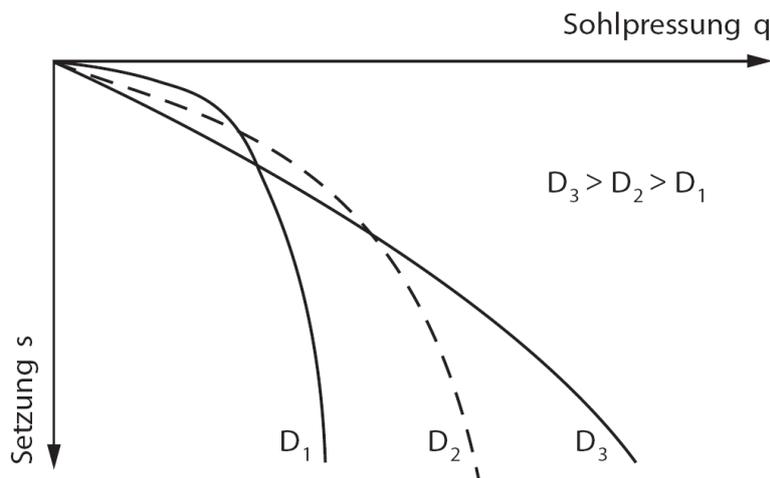


Abb. 2.7: Setzungsausmass in Abhängigkeit des Fundationsdurchmessers. Nach Pietsch & Wiener (1985)

Abb. 2.1 und Abb. 2.6 machen den Unterschied zwischen einem Ödometer- und einem Plattendruckversuch deutlich. Beim Ödometerversuch wird der Boden entsprechend den Randbedingungen eindimensional zusammengedrückt. Die Deformation kann sich lediglich vertikal ausbilden. Beim Plattendruckversuch hingegen ist aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen auch eine Deformation in horizontaler Richtung zugelassen. Dieser zunehmende Verlust an Steifigkeit des Fundationssystems äussert sich in der Kurve p , welche derjenigen eines Plattendruckversuches sehr ähnlich ist.

2.2.3 Grundlagen zur Mechanik teilgesättigter Böden

Für die nachfolgend beschriebenen Zentrifugenmodellversuche (vgl. Kapitel 7) spielt die Mechanik teilgesättigter Böden eine gewisse Rolle, da für den Aufbau des Bodenmodells und die nachfolgend stabile Verschiebung in die Trommelzentrifuge Saugspannungen zur Aufrechterhaltung der Stabilität erzeugt werden mussten.

Definition von teilgesättigten Böden

Thielen (2008) beschreibt die Definition teilgesättigter Böden folgendermassen: „Böden werden als ungesättigt bezeichnet, wenn ihr Porenraum mit mehr als einer Phase gefüllt ist. Sie werden folglich als 3-Phasen-Systeme betrachtet (Wasser-, Luft-, und Bodenpartikelphase). Besondere Bedeutung ist dabei der Grenzfläche zwischen Luft- und Wasserphase zu schenken...“.

Fredlund & Rahardjo (1993) definieren ungesättigten Boden so, dass in den Bodenporen von ungesättigtem Boden in der Regel zwei Fluide vorhanden sind: Luft und Wasser.

Erzeugung von Saugspannungen in Böden

Durch die Anwesenheit von Wasser und Luft in den Bodenporen entstehen sogenannte Menisken zwischen den Bodenkörnern. Diese Menisken bewirken eine Haftkraft zwischen den Körnern, da durch Adhäsionskräfte zwischen Wasser und Bodenkorn die sogenannte Saugspannung entsteht (vgl. Abb. 2.8).

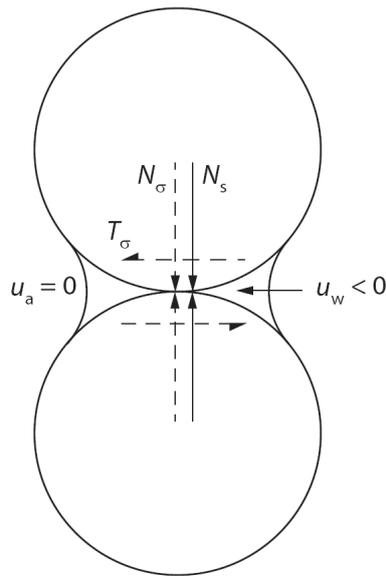


Abb. 2.8: Bildung von Menisken zwischen den Bodenkörnern nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007). N_σ : Intergranuläre Normalspannung; T_σ : Tangentielle Komponente der intergranulären Spannung; N_s : Intergranuläre Kraft aufgrund der Saugspannung

Ist der Boden oder Teile davon gesättigt, gehen diese Menisken und damit auch die Saugspannung verloren (vgl. Abb. 2.9).

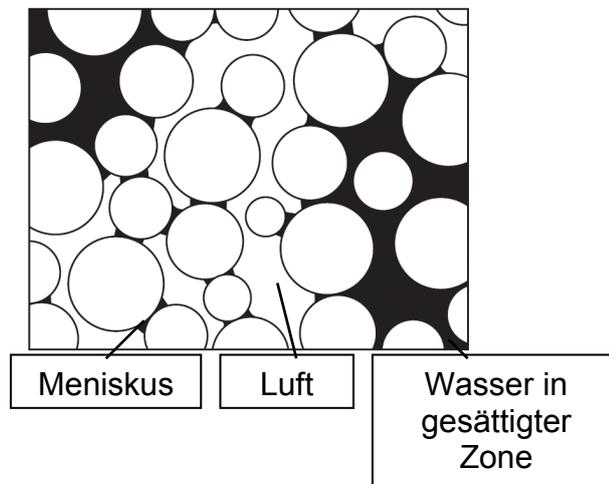


Abb. 2.9: Boden mit Zonen teilgesättigter und gesättigter Bodenporen nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007)

Das heißt, dass die Saugspannung direkt von der Sättigungszahl abhängig ist. S_r ist wie folgt definiert:

$$S_r = \frac{w\gamma_d}{n\gamma_w} \quad 2.5$$

S_r :	Sättigungszahl	[-]
w :	Wassergehalt	[%]
γ_d :	Trockenraumgewicht	[kN/m ³]
γ_w :	Raumgewicht des Wassers	[kN/m ³]

Wie genau die Saugspannung mit der Sättigungszahl zusammenhängt, sagt die „Soil-Water-Retention-Curve“ (SWRC). Die SWRC ist für jedes Bodenmaterial verschieden und muss daher bei neu zu untersuchendem Bodenmaterial neu bestimmt werden. Eine typische SWR-Kurve ist in Abb. 2.10 dargestellt.

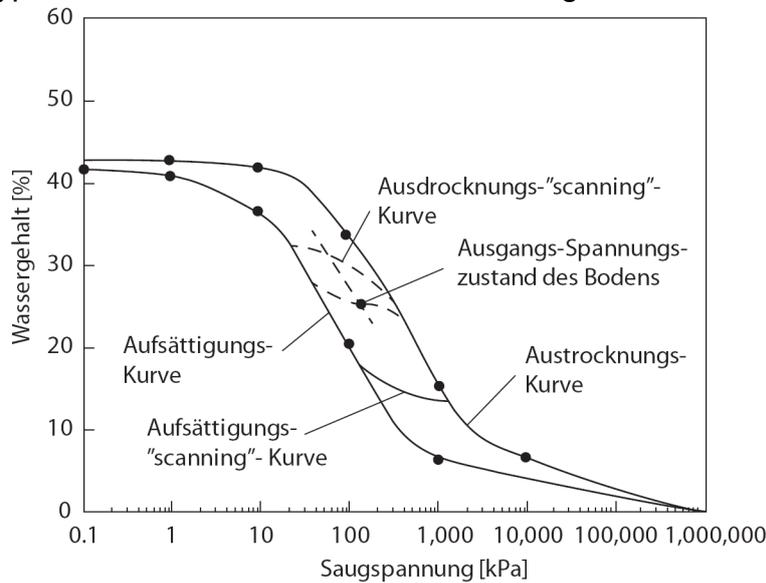


Abb. 2.10: Boden-Wasser-Retentionskurve nach Fredlund (2000)

Für den verwendeten Perth-Sand wurde eine SWRC durch Neracher (2009) ermittelt. Sie ist in der nachfolgenden Abb. 2.11 dargestellt.

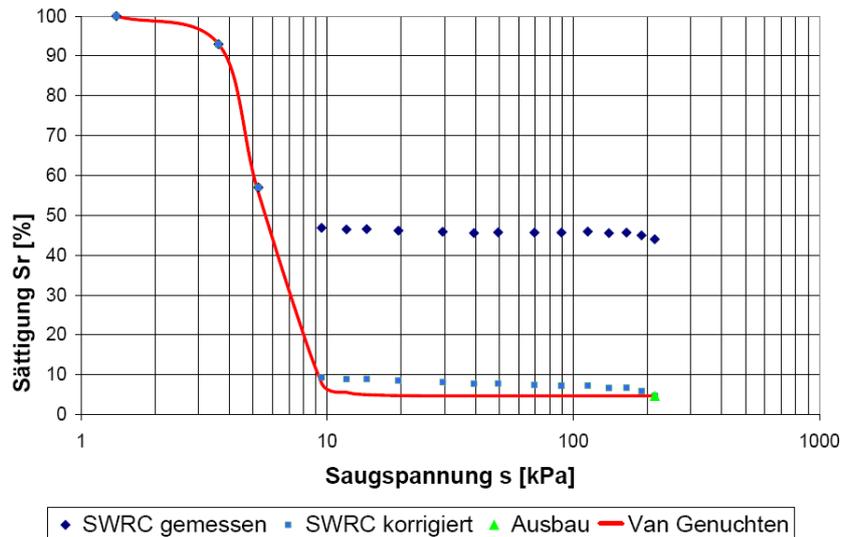


Abb. 2.11: SWRC Kurve nach Neracher (2009)

Da die Laborwerte von Neracher hinsichtlich einer realitätsnahen Wasser-Retentionskurve korrigiert werden mussten, muss das Resultat überprüft werden. Arya & Paris (1981) schlagen zur Überprüfung oder Gewinnung von Wasser-Retentionskurven eine physikalisch-empirische Methode vor. Dabei wird davon ausgegangen, dass für jedes Material die Korngrößenverteilungs- und die Wasser-retentionskurve einander ähnlich sind und deshalb aufgrund der einen Kurve auf die andere geschlossen werden kann. Sie gehen dabei von zylindrischen Poren aus, welche bei den feinsten Porenräumen beginnend, sukzessive mit Wasser gefüllt werden. Da mit den feinsten Porenräumen begonnen wird, sind zu Beginn der Wasser-gehalt und damit die Sättigungszahl sehr klein. Die Saugspannung ist dabei sehr

gross und wird mit steigender Grösse des betrachteten Porenraums immer kleiner. So wird die Wasser-Retentionskurve aufgezeichnet.

Wie von der Korngrössenverteilung auf die Saugspannung je nach Sättigungszahl geschlossen werden kann, wird ausgehend von der Berechnung der Saugspannung aufgezeigt:

Die Saugspannung je nach Porenradius wird folgendermassen berechnet:

$$s = \frac{2 \cdot S \cdot \cos \Theta}{\gamma_w \cdot r_i} \quad 2.6$$

- s: Saugspannung [mm]
- S: Oberflächenspannung des Wassers [N/mm²]
- θ: Kontakt-Winkel zwischen Wasser und Korn [°]
- γ_w: Raumgewicht des Wassers [N/mm³]
- r_i: Radius des zylindrischen Porenraums [mm]

Der Radius r_i des zylindrischen Porenraums wird dabei je nach betrachteter Korngrösse variiert und folgendermassen berechnet:

$$r_i = R_i \cdot \left[\frac{4 \cdot e \cdot n_i^{(1-\alpha)}}{6} \right]^{\frac{1}{2}} \quad 2.7$$

- R_i: Mittlerer Kornpartikel-Durchmesser [mm]
- e: Porenzahl des Bodens [-]
- α: empirischer Modellparameter in Funktion der Korngrösse [-]

Der Faktor n_i wird dabei folgendermassen berechnet:

$$n_i = \frac{\frac{W_i}{\rho_s} \cdot 3}{4 \cdot \pi \cdot R_i^3} \quad 2.8$$

- W_i: skalierte Bodenmasse für den jeweiligen Korngrössenbereich [g]
- ρ_s: Dichte der Festsubstanz des Bodens [g/mm³]
- R_i: mittlerer Korn-Partikel Durchmesser [mm]

Die Sättigungszahl S_r für den jeweiligen betrachteten Korngrössenbereich erhält man über den volumetrischen Wassergehalt θ_{vi}:

$$\theta_{vi} = \frac{V_{vi}}{V_b} \quad 2.9$$

- V_{vi}: Porenvolumen für den betrachteten Korngrössenbereich = $\frac{W_i}{\rho_s} \cdot e$; wobei ρ_s die Dichte der Festsubstanz ist [mm³].
- V_b: Volumen der Festsubstanz [mm³]

Anhand des volumetrischen Wassergehalts kann schliesslich die Sättigungszahl S_r berechnet werden.

$$S_r = \frac{\theta}{n}; n = \frac{e}{1+e} \quad 2.10$$

n: Porosität des Bodenmaterials [-]

Damit können sämtliche Parameter für die Darstellung der Kurve in Abb. 2.12 bestimmt werden. Der Faktor α wird üblicherweise zwischen 1.3 und 1.4 gewählt.

Zum besseren Verständnis wird an dieser Stelle die Berechnung für einen Korngrössenbereich durchgeführt:

a) $d = 0.106 \text{ mm}$; Massenbereich feiner: 0.49%

b) Bestimmung der nötigen Parameter für die Berechnung von S_r und n:

$$R_i = \frac{d}{2} = \frac{0.106}{2} = 0.053; W_i = \frac{0.49\%}{100} = 0.0049; V_{vi} = \frac{W_i}{\rho_s} \cdot e = \frac{0.0049}{0.0026 \frac{\text{g}}{\text{mm}^3}} \cdot 0.53 = 0.998 \text{ mm}^3 \quad 2.11$$

c) Bestimmung der Sättigungszahl S_r :

$$\theta_{vi} = \frac{V_{vi}}{V_b} = \frac{V_{vi}}{1} = \frac{0.998 \text{ mm}^3}{1 \text{ g}} = 0.001698; S_r = \frac{\theta}{n} = \frac{0.001698}{\frac{0.53}{1.53}} = 0.00489 \quad 2.12$$

d) Bestimmung der Saugspannung s:

$$n_i = \frac{\frac{W_i}{\rho_s} \cdot 3}{4 \cdot \pi \cdot R_i^3} = \frac{\frac{0.0049}{0.0026 \frac{\text{g}}{\text{mm}^3}} \cdot 3}{4 \cdot \pi \cdot (0.053 \text{ mm})^3}$$

$$= 3022.08 \frac{1}{\text{g}}; r_i = R_i \cdot \left(\frac{4 \cdot e \cdot n_i^{1-\alpha}}{6} \right)^{0.5} = 0.053 \text{ mm} \cdot \left(\frac{4 \cdot 0.53 \cdot \left(3022 \frac{1}{\text{g}} \right)^{(1-1.362)}}{6} \right)^{0.5} \quad 2.13$$

$$= 0.007386 \text{ mm}$$

$$s = \frac{2 \cdot S \cdot \cos \theta}{\gamma_w \cdot r_i} = \frac{2 \cdot 0.000072 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 1}{0.00001 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \cdot 0.007386 \text{ mm}} = 1949 \text{ mm} \hat{=} 1.949 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 19.49 \text{ kPa} \quad 2.14$$

Der Winkel θ wird dabei nach Empfehlung von Arya & Paris (1981) zu Null Grad angenommen. Die Oberflächenspannung wird gemäss Paus (1995) näherungsweise zu 72 mN/m angenommen.

Wird dieser Berechnungsschritt für jeden Korngrößenbereich unter Berücksichtigung der Kumulation durchgeführt, resultiert die Kurve in Abb. 2.12.

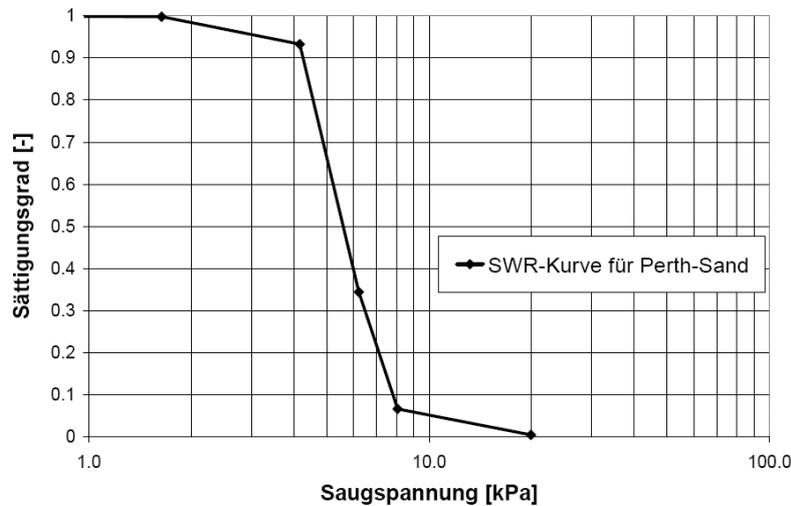


Abb. 2.12: Wasser-Retentionskurve anhand der Kornverteilungskurve für Perth-Sand (vgl. Abb. 4.5) nach Arya & Paris (1981)

Anhand des Vergleichs der Abb. 2.11 und Abb. 2.12 erkennt man, dass die beiden Kurven (vgl. Abb. 2.11 und Abb. 2.12) eine gute Übereinstimmung ergeben, was darauf schliessen lässt, dass die so erhaltenen Wasser-Retentionskurve das Verhalten des Perth-Sandes im ungesättigten Zustand gut zu beschreiben vermag.

Typisch für Feinsande ist der kleine „air entry value“ s_{AEV} , welcher bei 4 kPa liegt. Der „air entry value“ beschreibt die Saugspannung, bei welcher die Entleerung der Poren beginnt (Vanapalli et al., 1999). Da beim vorliegenden Sand dieser „air entry value“ sehr klein ist, können keine grossen Saugspannungen aufgebaut werden.

Die SWRC fällt steil ab, was wiederum für Feinsande typisch ist. Im Gegensatz zu Sand-Böden zeigen feinkörnigere Böden wie z.B. Silt einen wesentlich flacheren Verlauf der SWRC. Dies wird in Abb. 2.13 deutlich. Solche feinkörnigen Böden können demnach auch deutlich höhere Saugspannungen aufbauen als Sandböden.

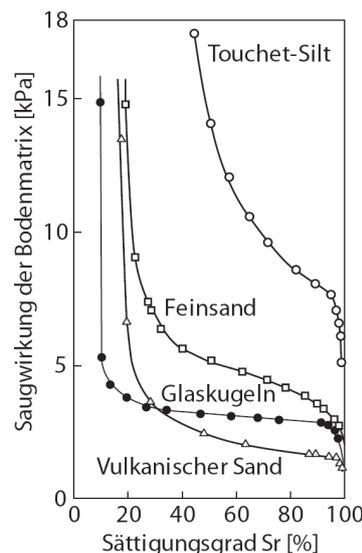


Abb. 2.13: Wasser-Retentionskurven für verschiedene Bodenarten (Brooks & Corey, 1964)

Ausbildung der ungesättigten Zone oberhalb des Wasserspiegels

Meistens liegt ein Wasserspiegel in einer gewissen Tiefe unterhalb des gewachsenen Terrains vor. Dies wird auch in den Zentrifugenmodellversuchen aufgrund der vorgängigen Teilsättigung des Bodenmodells so eingestellt. Lu & Likos (2004) geben mögliche Verläufe der Porenwasserspannungen je nach äusseren Bedingungen an. Dabei beeinflussen vor allem Infiltration und Evaporation die ungesättigte Zone oberhalb des Wasserspiegels.

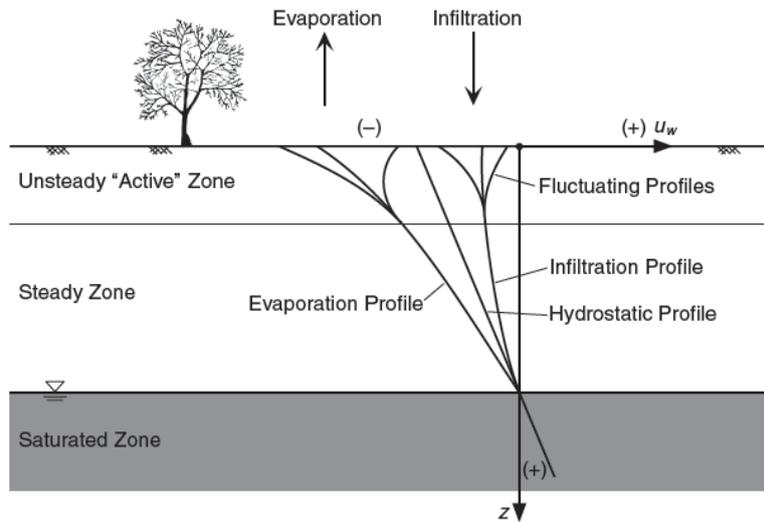


Abb. 2.14: Verlauf der Porenwasserspannungen unter- und oberhalb des Wasserspiegels nach Lu & Likos (2004)

Einfluss der Saugspannungen auf die Scherfestigkeit von Böden

Durch Saugspannungen werden die effektiven Spannungen im Korngefüge grösser, was Auswirkungen auf die Scherfestigkeit des teilgesättigten Bodens hat.

Fredlund & Rahardjo (1993) und Fredlund et al. (1978) beschreiben die Scherfestigkeit von teilgesättigten Böden durch eine Erweiterung des Mohr-Coulomb-Bruchkriteriums (vgl. Abb. 2.15).

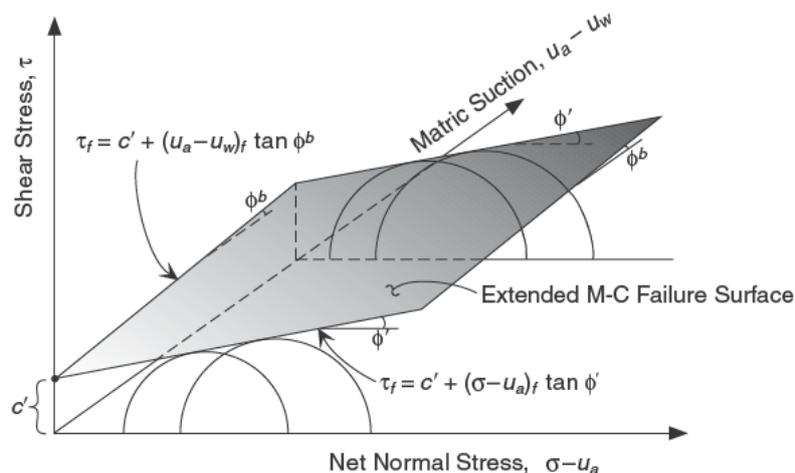


Abb. 2.15: Erweiterung des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb für ungesättigte Böden nach Fredlund et al. (1978) in Lu & Likos (2004)

Mathematisch wird das erweiterte Bruchkriterium nach Gleichung 2.15 umgesetzt.

$$\tau_f = (\sigma - u_a)_f \cdot \tan(\varphi') + (u_a - u_w)_f \cdot \tan(\varphi^b) \quad 2.15$$

- τ_f : Schubspannung im Bruchzustand (Scherfestigkeit) [kPa]
- σ : Normalspannung im untersuchten Bodenelement [kPa]
- u_a : Luftdruck in den Bodenporen [kPa]
- u_w : Porenwasserdruck [kPa]
- φ' : Effektiver Winkel der inneren Reibung [°]
- φ^b : Faktor zur Beschreibung der Erhöhung der Scherfestigkeit aufgrund teilgesättigter Verhältnisse [°]

Der Faktor φ^b variiert für unterschiedliche Bodenarten und muss über Experimente eingegrenzt werden. Da im Gegensatz dazu der Sättigungsgrad S_r einfacher zu bestimmen ist, haben Bishop et al. (1960) eine zu Gleichung 2.15 ähnliche Formulierung postuliert, welche in der Anwendung etwas einfacher ist, da anstatt φ^b die Sättigungszahl S_r zu verwenden ist (vgl. Gleichung 2.16).

$$\tau_f = (\sigma - u_a)_f \cdot \tan(\varphi') + S_r \cdot (u_a - u_w)_f \cdot \tan(\varphi') \quad 2.16$$

Diese Erhöhung von τ_f geht mit der Austrocknung oder der Sättigung des Bodens verloren, weshalb bei der Bemessung von geotechnischen Bauwerken mit den Saugspannungen, welche auch als scheinbare Kohäsion beschrieben werden, vorsichtig umgegangen werden muss.

Einfluss der Saugspannungen auf die Steifigkeit von Böden

Ng & Menzies (2007) beschreiben, dass der Schubmodul G des Bodens vom Sättigungsgrad des Bodens abhängig ist. Untersuchungen von Qian et al. (1993) ergeben, dass das Verhältnis aus $G_0/G_{0(\text{dry})}$, das heisst die Beziehung des G -Moduls bei einer gewissen Sättigung im Vergleich zum G -Modul bei trockenen Bedingungen, bei einem Sättigungsgrad von ca. 10% mit dem Wert von 1.7 für Glazier-Way-Sand bei einer Normalspannung $\sigma_0 = 24.6$ kPa am grössten ist. Damit ist eine klare Abhängigkeit der Schersteifigkeit vom Sättigungsgrad und auch eine klare Zunahme der Schersteifigkeit bei einem gewissen Sättigungsgrad gegeben.

Der Einfluss der Bodenteilsättigung wird im Zusammenhang mit den Zentrifugenmodellversuchen in Kapitel 7.4 diskutiert.

2.3 Konstruktive Grundlagen

Neben den bodenmechanischen Grundlagen spielt die Konstruktion der Fundation eine wichtige Rolle für die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Gebäudestruktur. Da in dieser Arbeit das Tragverhalten von Fundationen beschrieben werden soll, ist es erforderlich, auch die konstruktiven Grundlagen und deren Anwendung zu beherrschen.

2.3.1 Stahlbeton – Mechanische Grundlagen

Für nachfolgende Ausführungen, was die Grundlagen des Stahlbetonbaus betrifft, sei generell auf Böhme (1988); Lohmeyer (2004) und Wommelsdorff (2005) verwiesen. Die nachfolgenden Ausführungen wurden den Vorlesungs-Manuskripten von Bachmann (1991), Marti (2002) und Engström (2004) entnommen.

Beton ist eine Art Verbundwerkstoff bestehend aus Gesteinskörnung, Zement, Zusatzmitteln und Wasser (Holcim, 2003). Der Zement trägt dabei die Aufgabe, die Gesteinskörnung unter Zugabe von Wasser zu binden und damit eine Festigkeit, welche einer effektiven Kohäsion entspricht, zu erzeugen. Diese Festigkeit kann unter Druckbeanspruchung hohe Werte annehmen. Unter Zugbeanspruchung jedoch versagt der Beton schon bei kleinen Spannungen und ist deshalb als Biegeträger ohne Bewehrung nicht geeignet. Aufgrund dieser geringen Zugfestigkeit von Beton werden Zugglieder und Biegeträger mit Stahl bewehrt. Der Stahl trägt dann die Zugbeanspruchung im Träger und gibt diese über den Verbund mit dem Beton über Schub- und Druckkräfte auf die Träger-Auflager ab. Für den Verbund zwischen Stahl und Beton ist vor allem die Rippenpressung verantwortlich.

Damit der Betonstahl seine tragende Wirkung entfalten kann, muss der Beton im Zugbereich Risse entwickeln. Durch diesen Reiss-Vorgang verliert der Betonträger an Steifigkeit (Abnahme des Trägheitsmomentes). Das heisst also, dass je nach Belastung der Betonquerschnitt verschiedene Steifigkeiten entsprechend seines Reiss-Verhaltens aufzeigt (vgl. Abb. 2.16).

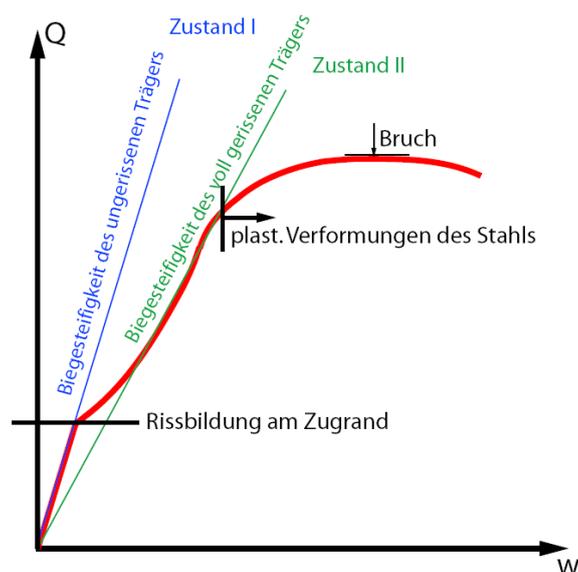


Abb. 2.16: Tragverhalten von Stahlbeton nach Wommelsdorff (2005). Q: aufgebrachte Einzellast (in Feldmitte); w: Mittendurchbiegung

Im Zustand I hat der Träger eine hohe Steifigkeit, da das Verhalten noch ungerissen ist. In diesem Zustand gibt es keine Dehnungsunterschiede zwischen Stahl und Beton (idealer Verbund). Dieser Zustand entspricht in Abb. 2.16 der blauen Linie. Im Zustand I wird mit ideellen Querschnittswerten gerechnet, wobei der Betonstahl über die Wertigkeit n berücksichtigt wird.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad 2.17$$

n : Wertigkeit des Stahlbetonquerschnitts [-]
 E_s : Elastizitätsmodul des Betonstahls [N/mm²]
 E_c : Elastizitätsmodul des Betons [N/mm²]

Die Querschnittsfläche des Betons wird im ideellen Bereich folgendermassen berechnet:

$$a_{id} = A_c + A_s \cdot (n-1) \quad 2.18$$

a_{id} : ideelle Querschnittsfläche
 A_c : Betonquerschnittsfläche [m²]
 A_s : Stahlquerschnittsfläche [m²]
 n : Wertigkeit [-]

Das ideale Flächenträgheitsmoment i_{id} ist für die Bestimmung des Riss-Momentes wichtig und wird folgendermassen bestimmt:

$$i_{id} = I_c + \Delta z^2 \cdot A_c + A_s \cdot (n-1) \cdot z_s^2 \quad 2.19$$

$$\Delta z = \frac{h}{2} - z_s$$

$$z_s = \frac{\frac{h}{2} \cdot A_c + z_{Stahl} \cdot A_s \cdot (n-1)}{A_c + A_s \cdot (n-1)}$$

I_c : Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts [m⁴]
 z_s : Schwerpunktslage des Stahlbetonquerschnitts [m]
 z_{Stahl} : Lage der Bewehrung [m]

Auf den Zustand I folgt die Rissbildung, sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Um das statische Gleichgewicht im Trägerquerschnitt zu erhalten, wird die Stahlspannung erhöht, die Betonspannungen an den Riss-Rändern hingegen gehen gegen Null. Zwischen den Rissen verbleibt das Bauteil vorderhand im Zustand I, also im ungerissenen Verhalten.

Mit dem Abschluss der Rissbildung wird das Tragverhalten des Stahlbetonträgers mit dem Zustand II beschrieben (grüne Linie). In diesem Zustand wird nirgends mehr im Querschnitt die Zugfestigkeit des Betons erreicht. Die Biegesteifigkeit des gerissenen Stahlbetonquerschnitts ist kleiner als die des ungerissenen und wird folgendermassen ermittelt:

$$EI_{II} = A_s \cdot E_s \cdot (d - z_c) \cdot \left(d - \frac{z_c}{3} \right) \quad 2.20$$

EI_{II} : Biegesteifigkeit im Zustand II [Nmm²]

d : statische Höhe

z_c : Druckzonenhöhe [m]

Die Druckzonenhöhe z_c wird anhand des Biegemomentes M_b , der Betondruckfestigkeit f_c und der Zugfestigkeit der Querschnittsbreite b bestimmt:

$$z_c = \frac{M_b}{d \cdot f_c \cdot b} \quad 2.21$$

Durch die sogenannte Zugversteifung (tension stiffening) werden jedoch zwischen den Zugrissen im Beton Zugspannungen über den Verbund Stahl – Beton in den Betonquerschnitt geleitet, wodurch die Steifigkeit des Betons erhöht wird und der Beton bei der Abtragung der Zugkräfte mithilft. Diese Zugversteifung wird in der Bemessung oft vernachlässigt.

Wichtig für nachfolgende Betrachtungen an Betonfundationen ist die Biegebeanspruchung, bei welcher der erste Riss auftritt. Dieses Rissmoment wird folgendermassen bestimmt:

$$m_r = f_{ct} \cdot \frac{i_{id}}{h - z_0} \quad 2.22$$
$$z_0 = \frac{\frac{h}{2} \cdot a_c + d \cdot a_s \cdot (n - 1)}{a_{id}}$$

f_{ct} : Zugfestigkeit des Betons [N/mm²]

a_c : Betonquerschnittsfläche pro Meter Breite [mm²/m']

a_s : Stahlquerschnittsfläche pro Meter Breite [mm²/m']

z_0 : Schwerpunktlage im Stahlbetonquerschnitt [mm]

Schwindvorgang

Nach Wommelsdorff (2005) ist das Schwinden als Volumenabnahme des abgebundenen Betons definiert. Zu Beginn schwindet der Beton vor allem wegen der Verdunstung des Überschusswassers. Später schrumpft vor allem die Gelmasse, welche die Zementkörner umhüllt. Schwindverformungen sind nahezu unabhängig von der Beanspruchung.

Der zeitliche Verlauf und das Endschwindmass sind von diversen Einflussfaktoren abhängig. Deshalb ist die Annahme eines Schwindmasses immer mit Unsicherheiten verbunden.

Kriechvorgang

Das Kriechen wird gemäss Wommelsdorff durch Belastung der Betonstruktur hervorgerufen. Einerseits wird freies Wasser ausgedrückt, andererseits verformt sich die Gelmasse. Kriechverformungen sind bis ca. $f_c/3$ proportional zur Beanspruchung bzw. zur elastischen Deformation. Die Kriechdeformation kann deshalb nach Wommelsdorff folgendermassen notiert werden.

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} \quad 2.23$$

$\varepsilon_{cc}(t)$: Kriechmass zur Zeit t nach der Belastung

$\varphi(t, t_0)$: Kriechzahl als zeitabhängiger Proportionalitätsfaktor

t_0 : Alter des Betons bei der Belastung

$\varepsilon_{c,el}$: σ_c/E_{c0}

σ_c : Aufgebrachte Spannung im Betonquerschnitt [kPa]

E_{c0} : Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt der Belastungsaufbringung [kPa]

2.3.2 Aluminium – Mechanische Grundlagen

Für die Zentrifugenmodellversuche kommt Aluminium zum Einsatz. Die Fundationsplatten lassen sich in Aluminium einfach herstellen. Ausserdem ist das Gewicht verglichen mit anderen Metallen relativ klein, was für Zentrifugenversuche aufgrund der Trommelbalance wichtig ist. Die geringe Steifigkeit dieses Metalls ist ein weiterer Vorteil (Tabelle 2-1). Diese liegt nur ca. doppelt so hoch wie bei Beton.

Ein grosser Nachteil bei der Verwendung von Metallplatten anstelle von Betonplatten ist jedoch, dass das Rissverhalten von Beton nicht nachempfunden werden kann. Wie in Kapitel 2.3.1 beschrieben, reisst der Beton unter Zug- oder Biegebelastung auf der Zugseite und verliert dadurch an Steifigkeit. Diese Steifigkeitsänderung kann mit Metallplatten nicht simuliert werden.

Tabelle 2-1: Technische Daten von Aluminium (Häuselmann-Stahag, 2010)

Bezeichnung	Einheit	Grösse
EN AW-6082 (AlMgSi1) T651		
Zugfestigkeit R_m	[N/mm ²]	275-300
Dehngrenze $R_{p0.2}$	[N/mm ²]	240-255
Spezifisches Gewicht	[g/cm ³]	2.7
Elastizitätsmodul E	[N/mm ²]	69000
Wärmeausdehn.koeff. α	[K ⁻¹ ; 10 ⁻⁶]	23.4
Zustand		warm ausgehärtet

3 Stand der Technik zum Tragverhalten von Flachfundationen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit

Flachfundationen werden schon seit langer Zeit ausgeführt; dabei kommen verschiedene Berechnungsverfahren zum Zuge, die je nach Anwendungsgebiet mehr oder weniger sinnvoll sind. Im nachfolgenden Abschnitt (3.1) soll ein Überblick über die bisherigen Veröffentlichungen zu diesem Thema geschaffen werden. Am Schluss des Abschnitts werden die Aussagen der verschiedenen Autoren zusammenfassend kommentiert.

3.1 Geschichtlicher Überblick über Forschungsschwerpunkte im Gebiet der Flachfundationen

Bevor die einzelnen Verfahren zur Auslegung von Flachfundationen besprochen werden, wird hier ein Überblick über bisherige Forschungsschwerpunkte gegeben. Die Auflistung ist nicht vollständig.

Ausgangspunkt für die Bestimmung der Sohldruckverteilung sind die Werke von Winkler (1867), Boussinesq (1885) und Froehlich (1934), welche sich mit der Lastausbreitung im Boden unter der Annahme von linear-elastischem Verhalten befassen haben.

Zimmermann (1888) & Zimmerman (1930) beschäftigte sich mit der Berechnung des Eisenbahnoberbaues auf der Annahme von linear-elastischem Unterbau. Hier, wie auch in Schwedler (1889), werden die Grundlagen für das Bettungsmodulverfahren gelegt.

Prandtl (1920) beschreibt den keilförmigen Bruchmechanismus unter einer Flachfundation und weist auf die Spannungszustände in den verschiedenen Keilen hin.

Ohde (1942) entwickelt das Steifemodulverfahren.

Hetenyi (1946) beschäftigte sich mit Balken auf elastischer Unterlage. Dabei geht es unter anderem um die Anwendung im Bau von Eisenbahnlinien. Es stellt im Wesentlichen eine Fortsetzung der Arbeit von Zimmermann dar.

Kögler & Scheidig (1948) beschreiben die Einsenkung eines Bauwerks infolge seitlichen Ausweichens des Baugrundes. Das Mass des seitlichen Ausweichens wird zur Fundamentabmessung ins Verhältnis gesetzt: Fundamente kleiner Abmessungen neigen zu mehr seitlichem Ausweichen als Fundamente grosser Abmessungen. In Abb. 3.1 wird deutlich, dass zunächst vor allem Kompression bei einer Fundamentbelastung massgebend wird (Setzungen nehmen mit zunehmendem Druck ab), bevor mit dem Einsetzen des seitlichen Ausweichens die Setzungen wieder zunehmen.

3 Stand der Technik zum Tragverhalten von Flachfundationen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit

Als Abschluß dieses Abschnitts sei noch folgende Betrachtung angefügt, die nochmals auf die beiden Ursachen der Einsenkung, die Zusammendrückung und das seitliche Ausweichen, eingeht. Wenn Einsenkungskurven von Bauwerken oder von Probebelastungen vorliegen, so ist immer zu beachten, daß die Gesamteinsenkung (Abb. 130, untere Kurve 2) sich in zwei Bereiche zerteilt, herührend aus den Ursachen:

- a) Zusammendrückung a - Verdichtung;
- b) Senkung b infolge des Ausweichens.

Zu a). Für die Verdichtung ist klar und am Schluß von Abschn. 1 dargelegt, daß sie mit wachsendem Druck p_0 immer weniger zunehmen.

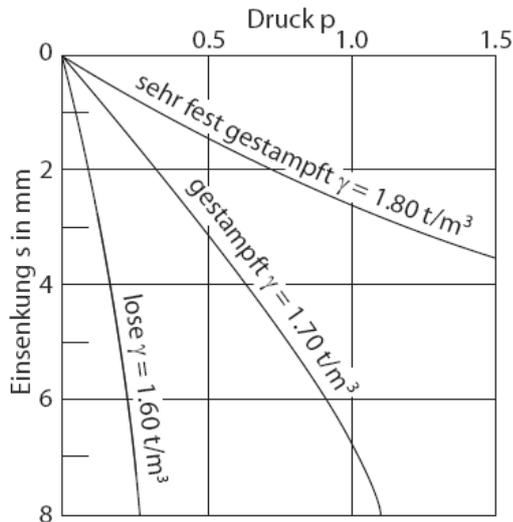


Abb. 131.
Einfluß der Sanddichte.

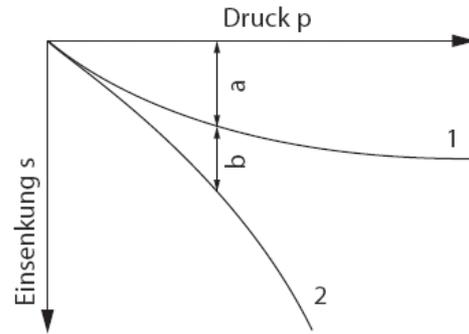


Abb. 130.
Zusammensetzung und Ausweichen.

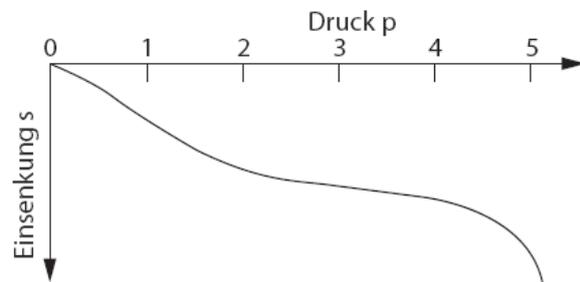


Abb. 132.
Schema der Setzungskurve bei Probebelastung.

Abb. 3.1: Zusammendrückung und Seitliches Ausweichen nach Kögler & Scheidig (1948)

Meyerhof (1953) publizierte in seinem Forschungsbeitrag sowohl neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von Flachfundationen als auch über das Last-Setzungsverhalten. Es wird postuliert, dass bei gleichförmig belasteten Flachfundationen die differentielle Setzung mit zunehmender relativer Steifigkeit zwischen Struktur und Boden abnimmt. Die relative Steifigkeit zwischen Boden und Fundament wird dabei folgendermassen definiert:

$$K_r = \frac{EI_B}{E_s B^4} \quad 3.1$$

Wobei EI_B die Steifigkeit der Struktur und $E_s B^4$ die Steifigkeit des Bodens repräsentieren (B: Seitenlänge der Fundation).

Weiter wird postuliert, dass anhand der differentiellen Setzungen die Spannungen in Fundation und Überbau bestimmbar sind. Bei einer gleichmässig belasteten Fundation kann K_r direkt mit dem Biegemoment und der Schubkraft in der Fundamentplatte verbunden werden. Die Beanspruchung (Biegemoment und Schubkraft) steigen von $K_r = 0$ für eine absolut flexible Platte auf ein Maximum mit $K_r = \infty$ an, was steifes Verhalten bedeutet. Erstmals wird also der Überbau von Fundamentstrukturen als wichtig erwähnt und auch gesagt, dass mit steigender relativer Steifigkeit die differentiellen Setzungen abnehmen, dafür aber die Beanspruchung in der Fundamentstruktur und im Überbau zunehmen.

Peck et al. (1953) geben ein Buch über Foundationstechnik im Allgemeinen heraus. Hier wird der geschichtliche Kontext zum Konzept zulässiger Spannungen gegeben: Ab ca. 1870 begannen die Ingenieure, Fundationen nach der aufgetragenen Last auszulegen. Sie nahmen bei allen Fundationen dieselbe zulässige Druckspannung an in der Annahme, dass auf diese Weise keine differentiellen Setzungen entstehen, da aufgrund derselben Spannung an allen Fundationen dieselbe Setzung eintreten würde. Weiter glaubten sie, dass für einen spezifischen Boden eine spezifische Spannung existiert, unter welcher die Setzung ein zulässiges Mass nicht überschreiten würde. Diese Spannung wurde als zulässige Bodenpressung benannt.

Bodenplatten werden als wirtschaftliche Alternative gegenüber Einzel- und Streifenfundamenten vorgeschlagen, sofern Einzel- und Streifenfundamente sowieso mehr als die Hälfte der Gebäudegrundfläche einnehmen würden. Der Sohldruck wird dabei als uniform über die gesamte Platte angenommen. Aufgrund möglicher differentieller Setzungen ist die Bodenplatte stärker als statisch notwendig zu bewehren. Zur Bemessung von Flachfundationen wird empfohlen, eine uniforme Spannungsverteilung anzunehmen, da diese Annahme konservativ sei und damit sichere Fundationen entstünden. Die Tragfähigkeit von vielen Fundationen wird hauptsächlich durch den Tragwiderstand der Fundation selbst und nicht des Bodens limitiert. Bevor der Boden seine Tragfähigkeitsgrenze erreicht, versagt in der Regel die Fundation aufgrund zu grosser Verformungen und Risse, welche die Fundation unbrauchbar machen. Dieses Versagen wird Primärversagen genannt.

Grasshoff (1955, 1966a,b) hat sich intensiv mit Setzungen von steifen Bauwerken mittels kennzeichnendem Punkt; Einflusslinien für Flächengründungen und dem Verhalten von steifen Bauwerken auf nachgiebigem Untergrund befasst. Im Wesentlichen stellt er das Bettungsmodulverfahren mit dem Ansatz der Verwendung von unterschiedlichen Bettungsmoduli verteilt auf die Fundation und das Steifemodulverfahren vor. Es wird eine Versuchseinrichtung zur Messung des Sohldruckes auf Siltboden vorgestellt, bei welchem die Messresultate mit der Berechnung anhand des Steifemodulverfahrens verglichen wurden. Mehr findet sich in Johnson (1963).

Schnitter (1960) beschäftigt sich in seiner Autographie in Grundbau ebenfalls mit dem Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren, wobei eine wichtige Aussage heraus sticht: „Entscheidend für die Berechnung solcher Fundamente ist die Sohl-druckverteilung und zwar nicht so sehr des Sohldruckes wegen, sondern weil die aus ihr sich ergebenden Schnittkräfte in der Gründung (Momente und Querkräfte) massgebend durch diese Verteilung beeinflusst werden.“

Sommer (1965) entwickelt ein Verfahren zur Berücksichtigung der Gebäudesteifigkeit von rahmenartigen Hochbauten auf das Tragverhalten von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten (ebener Fall). Dabei wird vorausgesetzt, dass sich Bauwerk und Boden im elastischen Bereich befinden. Folgende Passage zur Boden-Bauwerks-Interaktion sei hier zitiert: „Geringe Steifigkeitsverhältnisse K rufen eine Sohlpressungskonzentration unter den Stützen hervor. Ein geringer K -Wert kennzeichnet entweder eine Gründungsplatte auf einem wenig nachgiebigen Baugrund oder eine weiche Gründungsplatte auf setzungsfähigem Baugrund. Die Bauwerklasten verursachen auf wenig nachgiebigem Baugrund nur eine geringfügige Zusammendrückung. Die Biegesteifigkeit der Gründungsplatte

wird in diesem Falle nicht oder nur unwesentlich aktiviert, so dass sich die Sohlpressungen unter den Stützen konzentrieren. Bei weichen Gründungsplatten auf setzungsfähigem Baugrund dagegen reicht die in Folge der Setzungen wirksam gewordene Biegesteifigkeit nicht aus, um statt der Sohlpressungskonzentration unter den Stützen eine gleichmässigerere Verteilung zu erzwingen. Mit wachsenden K -Werten kann das System Platte-Baugrund die Sohlpressungen gleichmässiger verteilen. Für den K -Wert 0.1 nähert sich die Sohlpressungsverteilung der Boussinesq'schen Hohlparabel, die für starre Gründungskörper gilt.“ Weiter wird erwähnt, dass die Gründungsplatte die geringsten Momente erhält, wenn der Hochbau starr oder nahezu starr ist. Die Momentenverteilung ist in diesem Fall von der Bodenart fast unabhängig.

Leussink et al. (1966) beschreiben zahlreiche Versuche über die Sohldruckverteilung unter starren Gründungsplatten auf „kohäsionslosem“ Sand. Dabei wird zuerst auf zurückliegende Untersuchungen und Versuche eingegangen. Annahmen von Carillo (1948), wonach die Sohldruckverteilung einer starren Quadratplatte über pyramidenförmige Spannungsspitzen an den Ecken verfügt (vgl. Abb. 3.5a), werden angegeben. Weiter werden verschiedene Versuchsergebnisse beschrieben, allen voran die ersten Versuche zum Thema, getätigt von Kögler & Scheidig (1927). In diesen Versuchen, welche grossmassstäblich durchgeführt wurden, wurde gefunden, dass die Sohldruckverteilung, gemessen durch Kraftmessdosen im Boden, parabolisch ist. Daher war die Schlussfolgerung von Kögler, dass Spannungsspitzen an den Fundamenträndern in Sandschüttungen in Wirklichkeit nicht auftreten. Als Grund wird angefügt, dass das seitliche Ausweichen der Bodenteilchen unter dem Rand eine nennenswerte Aufnahme von Spannungen verunmöglicht.

Ferner werden die eigenen Grossversuche an starren Fundationen beschrieben mit dem Ergebnis, dass unter den Fundationsrändern Spannungsspitzen gemessen wurden, welche, je höher die Lagerungsdichte und je tiefer die Einbindetiefe, umso ausgeprägter erschienen. Eine Umlagerung der Last zur Fundamentmitte hin (parabolische Druckverteilung) herrscht nach Leussink et al. (1966) anhand der Versuche erst im Zeitpunkt des Grundbruches.

Als Empfehlung für die Bemessung wird angegeben, dass eine gleichmässige oder gegen die Mitte hin konzentrierte Spannungsverteilung für starre Fundamente keine sichere Bemessung der Foundation liefert.

Siemer (1967) untersuchte die Spannungen und Setzungen des Halbraumes unter einfachen Flächenlasten und unter starren Gründungskörpern aus waagrechter Belastung. Dazu wurden auf analytischer Basis vorhandene Ansätze, beruhend auf der Elastizitätstheorie, diverser Autoren erweitert und ergänzt (Froehlich, 1934).

El-Kadi (1968) hat sich mit der statischen Berechnung von Gründungen auseinandergesetzt. Es wird die Abhängigkeit zwischen Systemsteifigkeit K_s und Biegemoment M_b beschrieben: „Eine kleine Änderung in der Form der Sohldruckverteilung übt einen wesentlichen Einfluss auf die Biegemomente aus. Das Biegemoment ist eine Funktion der Form der Sohldruckverteilung und des Quadrates der Länge.“ Die Abhängigkeit zwischen Systemsteifigkeit und Biegemoment wird über Beiwerte und Tabellen ermöglicht, wobei die Entwicklung einer neuen Gleichung für die Systemsteifigkeit in Abhängigkeit von Poissonzahl, Seitenverhältnissen und Dicke der zu-

sammendrückbaren Schicht formuliert wird, um anhand der vielen Parameter für die Tabellenwerke die Bemessung zu vereinfachen. Diese neue Gleichung geht auf Schultze (1964) zurück:

$$K_{se} = \left(\frac{E'_b \cdot I}{E \cdot b \cdot L^3} \right) \cdot \alpha_\mu \cdot \alpha_{L/b} \cdot \alpha_{d_s/b'} \quad 3.2$$

K_{se} : Systemsteifigkeit nach Schultze

$$E'_b: E'_b = \frac{E_b}{1 - \mu_b^2}$$

E_b : Elastizitätsmodul des Baumaterials

μ_b : Querdehnungszahl des Fundamentes [N/mm²]

I : Trägheitsmoment des Fundamentes [mm⁴]

E : Elastizitätsmodul des Bodens aus dem Zylinderdruckversuch (Triaxial-Versuch) [N/mm²]

b : Breite des Balkens senkrecht zum untersuchten Querschnitt [mm]

L : Länge des Balkens im untersuchten Querschnitt [mm]

α_μ : $f(\mu)$: Funktion der Querdehnzahl des Bodens; Beiwert zur Bestimmung der Baugrundsteifigkeit [-]

$\alpha_{L/b}$: $f(L/b)$: Funktion des Verhältnisses der Länge zur Breite des Balkens; Beiwert zur Bestimmung der Baugrundsteifigkeit [-]

$\alpha_{d_s/b'}$: $f(d_s/b')$: Funktion des Verhältnisses der Dicke der zusammendrückbaren Schicht zur kleinsten Seite des Fundamentes; Beiwert zur Bestimmung der Baugrundsteifigkeit [-].

Auf die Bestimmung der α -Beiwerte wird im Werk von El-Kadi näher Stellung genommen. Diese Gleichung zur Ermittlung der Systemsteifigkeit trägt den verschiedenen Einflüssen wie beispielsweise der zusammendrückbaren Schicht besser Rechnung als die Systemsteifigkeit gemäss DIN-Norm (Gleichung 3.9). Dennoch wird diese Gleichung zur Bestimmung der Systemsteifigkeit kaum verwendet.

Weiter wird der Einfluss der Steifigkeit des Überbaus auf die Sohldruckverteilung anhand anderer Autoren (Grasshoff, 1966a) näher betrachtet. In dieser Betrachtung wird vor allem die Steifigkeit der Geschossdecken herangezogen, denn es wird wie in Netzel (2002) davon ausgegangen, dass der Überbau über ein regelmässiges Raster von gelenkig gelagerten Stützen verfügt.

Rivkin (1969) beschäftigte sich mit dem Tragverhalten von Flachfundationen unter Einbezug der Gebäudestruktur und den inelastischen Deformationen von Boden und bewehrtem Beton. Nachdem die Betonplatte zu reissen begonnen hat, erhöht sich die Deformierbarkeit der Platte, wobei die Biegemomente abnehmen und dadurch die Platte schlaffer wirkt.

Schultze (1970) beschäftigte sich mit der Kombination von Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren. Insbesondere zeigte er die Schwächen und Stärken beider Verfahren auf, so in etwa dem konstanten Bettungsmodul wie auch dem konstant zunehmenden Steifemodul mit der Tiefe, welche scheinbar wiederum mit einem konstanten Bettungsmodul zusammenfällt.

Weiter wird auf die s-a-Linie (gestrichelte Linie in Abb. 3.2) hingewiesen (s: Setzung; a: halbe Seitenlänge der Lastplatte), welche von Repnikov (1967) und Wiener (1968) postuliert wurde. Danach lässt sich die Fundamentsetzung bei konstanter Last in einen „elastischen“ Zusammendrückungsteil und einen „plastischen“ Verdrückungsteil unterteilen (Abb. 3.2). Eigentlich würde eine Geradenform für die s-a-Linie erwartet, da mit steigender Plattengröße die Setzung im selben Mass ansteigen müsste. Durch den erwähnten plastischen Teil der Setzung, der mit steigender Plattengröße immer kleiner wird, kann jedoch die Krümmung dieser s-a-Linie erklärt werden.

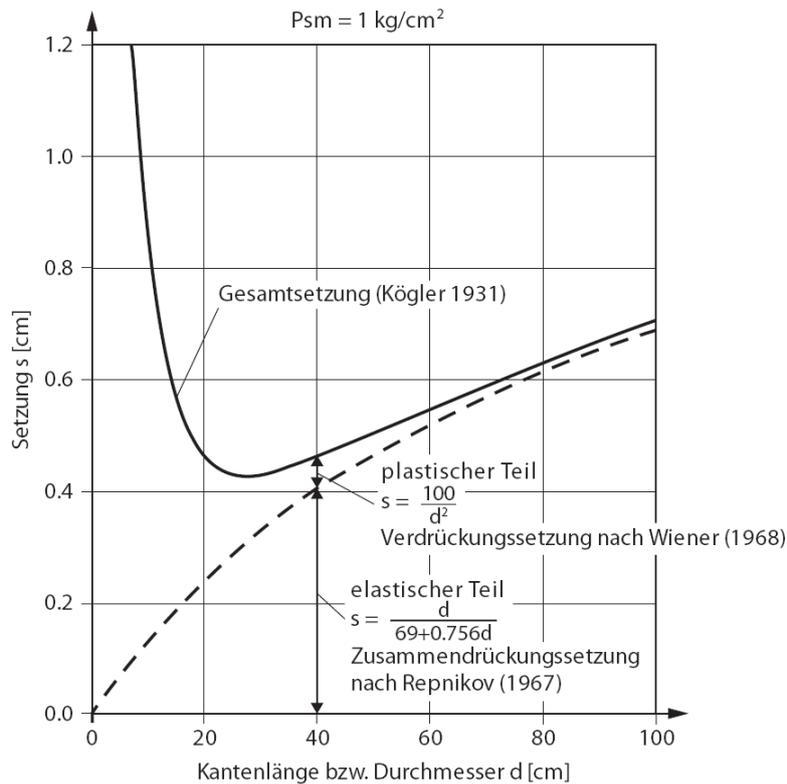


Abb. 3.2: Anteil elastischer und plastischer Setzung bei einer Belastung von 1 kg/cm^2 und verschiedenen Kantenlängen bzw. Durchmessern der Fundation nach Schultze (1970)

Intensive Grossversuche an Fundamenten zur Untersuchung der Grenztragfähigkeit von Flachfundationen wurden von Muhs (1971); Muhs & Weiss (1971, 1975) und Weiss (1970) durchgeführt. Dabei wurde unter anderem gefunden, dass die Tragfähigkeit von grobkörnigen Böden unabhängig vom Ungleichförmigkeitsgrad ist.

Heil (1971) untersuchte den Einfluss der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton. Dabei wird postuliert, dass der Einfluss der Gebäudesteifigkeit auf die Fundation vom Zeiteinfluss des Kriechens des Betons überlagert wird. Wird das Kriechen und damit der Teilverlust der Gebäudesteifigkeit nicht berücksichtigt, entstehen ebenso grosse Berechnungsfehler, wie wenn die Gebäudesteifigkeit von Beginn weg nicht berücksichtigt wird. In steifen Gebäuden werden die Biegemomente durch den Kriechvorgang nur geringfügig abgebaut, wo hingegen bei weichen Gebäuden die Biegemomente durch das Kriechen wesentlich abgebaut werden.

Hellers & Orrje (1972) untersuchen das Tragverhalten von einem unendlichen Streifenfundament auf elastischem Ein-Schicht-Untergrund. Dabei werden die Ansätze nach Winkler und Boussinesq verfolgt und gefolgert, dass der Boussinesq-Ansatz dem Winkler-Ansatz vorzuziehen ist. In ihrem Bericht werden die verschiedenen Modelle der elastischen Halbräume von Winkler (1867), Grasshoff (1951), Hetenyi (1946), Ohde (1942) und De Beer et al. (1956) aufgezeigt.

Sherif (1973) hat Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten durchgeführt und ausgewertet. Die Auswertung erfolgte unter den Gesichtspunkten von linear-elastischem Bodenverhalten nach Froehlich (1934). Eine wichtige Erkenntnis ist, dass weniger die Bodenart als vielmehr die Lagerungsdichte, ob fest oder locker, die Setzungsempfindlichkeit dominiert (vgl. Abb. 3.1).

Grasshoff (1974) gibt einen Überblick über die Berechnung von Flächen Gründungen. Das Bettungsmodulverfahren, welchem der Winkler'sche Halbraum (Winkler, 1867) zugrunde liegt wie auch das Steifemodulverfahren, welchem der elastisch-isotrope Halbraum (Boussinesq, 1885) zugrunde liegt, werden erläutert. In einer kritischen Beurteilung wird festgehalten, dass alle bekannten Berechnungsverfahren das Bodenverhalten mehr oder weniger unvollkommen beschreiben. Es wird dargelegt, dass mit abnehmender Dicke der zusammendrückbaren Schicht die Spannungsverteilung ausgeglichener wird und sich eher dem Zustand des Spannungstrapezverfahrens annähert.

Kany (1974b) klärt praktische Fragen im Zusammenhang mit der Berechnung und Konstruktion von Flächengründungen. Insbesondere wird auf die Berücksichtigung der Gebäudesteifigkeit auf die Sohldruckverteilung eingegangen. Bei regelmässigen Stockwerken kann die Formel nach Meyerhof (1953) verwendet werden, die die Gebäudesteifigkeit in einem Trägheitsmoment zusammenfügt. Es wird aber darauf hingewiesen, dass anhand von Setzungsmessungen an Gebäuden die Steifigkeit des Gebäudes relativ gering sein muss, was auf Kriechverformungen im Gebäude zurückzuführen ist.

Sovinc (1974) hebt in seinem Beitrag zur Berechnung von Flächengründungen hervor, dass die Verfahren wie Bettungsmodul- und Steifezahlverfahren nicht die Anisotropie, Heterogenität, Kriecheffekte und die nichtlineare Abhängigkeit zwischen Spannungen und Verformungen des Baugrundes berücksichtigen.

Siemer (1974) hat sich mit der Sohlreibung von Fundamenten befasst. Bei der Berechnung von Flachfundationen wird die Reibung zwischen Foundation und Boden vernachlässigt und die gängigen Verfahren gehen in ihren Modellen auch davon aus, dass keine Sohlreibung existiert. In Wirklichkeit jedoch werden die Formänderungen unter dem Fundament durch die Sohlreibung behindert, wodurch Reibungskräfte entstehen, die den Spannungszustand und die Setzungen beeinflussen. Das heisst also, dass die Sohlreibung die Querdehnung im Boden teilweise verhindert.

Die Sohlreibung ist nicht vom Reibungswinkel bzw. von der Lagerungsdichte des Bodens abhängig sondern von der Fundamentrauigkeit. Je rauer ein Fundament ist, desto mehr wird die Querdehnung im Boden verhindert, wodurch die Steifigkeit des Bodens grösser und dadurch die Sohldruckverteilung die Form einer schlaffen Lastabtragung erhält.

Kany (1974a) beschreibt in seinen zwei Bänden zur Berechnung von Flächengründungen ausführlich den Stand der Technik. Ausserdem kann mit dem Verfahren nach Kany mit geringem Aufwand eine Sohldruckverteilung nach den Regeln des Steifemodulverfahrens berechnet werden (vgl. Kapitel 9.3).

Breth (1976) führte Grossversuche zum Setzungsverhalten flach gegründeter Einzelfundamente durch. Es konnte gezeigt werden, dass mit zunehmender Gründungstiefe eine Verminderung der Setzungen festgestellt wird. Diese Feststellung ist auch für Lasten gültig, die noch weit vom Bruchzustand entfernt sind. Der Einfluss des Fundationsdurchmessers auf die Setzung ist in dieser Versuchsreihe nur gering.

Kany & Gründer (1978) kritisieren in ihrem Beitrag zur gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Flächengründungen, dass der Steifemodul nur aufgrund von vertikalen Stauchungen bestimmt wird, die horizontalen Deformationen jedoch ausser Acht gelassen werden. „Diese Vereinfachung der Problematik brachte eine Polarisierung: Das Setzungsverhalten wurde in den meisten Fällen unabhängig vom Grundbruchverhalten betrachtet. Nicht nur Praxis, sondern auch Theorie und Wissenschaft unterwarfen sich in den meisten Fällen dieser für die praktische Anwendung durch sinnvoll erscheinende Zweiteilung. Die Folge war, dass der Übergang des Untergrundverhaltens bei Laststeigerung von beginnend überwiegend vertikaler Zusammendrückung in horizontales Ausweichen und Auflockern wenig beachtet wurde.“

Die Grundbruchsicherheit eines Fundamentes wird durch Nachbarfundamente erhöht. Aufgrund von Drucküberschreitungen im Untergrund treten aber verstärkte Setzungen bei benachbarten Fundamenten auf.

Tomlinson (1980) gibt in seinem Buch über die Bemessung von Fundationen einen Überblick über Auslegung und Konstruktion von Fundamenten. Es wird das Konzept der zulässigen Spannungen als Bemessungsgrundlage angeführt, wobei sich die Bestimmung der zulässigen Spannungen nach den maximal zugelassenen Setzungen richtet. Die Fundamentdicke richtet sich nach der Biegebeanspruchung und der Durchstanzlast (vgl. Abb. 3.3). Auf die Bemessung gegen Biegebruch und Durchstanzen wird denn auch ein Schwerpunkt gelegt. Die Biegebemessung richtet sich nach der Belastung aus dem Sohldruck, welcher von der Fundation wie ein Kragarm auf die Stütze übertragen werden muss (SIA, 2003a).

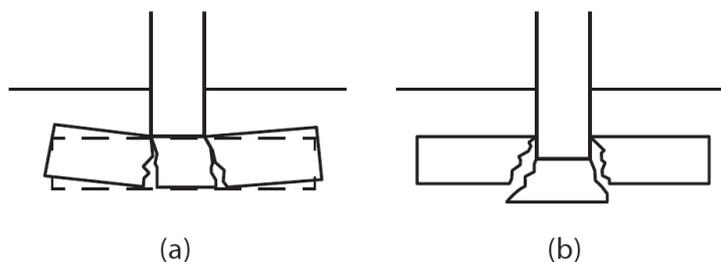


Abb. 3.3: Mögliche Versagensmechanismen von Flachfundationen: (a) Biegebruch; (b) Durchstanzen (Schubbruch) nach Tomlinson (1980)

Die Verwendung von durchgehenden Bodenplatten sind vor allem dann interessant, wenn der Boden über eine eher geringe Tragfähigkeit und eine grosse Setzungsempfindlichkeit verfügt, da mit einer Bodenplatte die Lasten besser auf eine grösse-

re Fläche verteilt werden können, wodurch die Spannungen kleiner werden. Hier sei angemerkt, dass dafür die Spannungen tiefer in den Boden hinein reichen.

Quade & Messtorff-Lebius (1983) bestimmen mittels Einflussflächen die Setzung, den Sohldruck und die Biege- und Torsionsmomente an Flächengründungen (Rechteckplatten) auf Winklerscher Unterlage. Das heisst, es wird das Bettungszifferverfahren verwendet.

Jänke (1991) hat Untersuchungen mit Streifenfundamenten auf sandigen Böden unter verschiedenen Lagerungsdichten gemacht. Die Unterscheidung zwischen „Bodenverdrückung“ und seitlichem Ausweichen aufgrund der Fundationsbelastung sind dabei zentral. Es wird argumentiert, dass mit zunehmender Lagerungsdichte das Verdrückungspotenzial des Bodens kleiner wird, weshalb das seitliche Ausweichen schneller einsetzt, wodurch grössere Setzungen entstehen können. Es wird darauf hingewiesen, dass mit höherer Lagerungsdichte nicht automatisch kleinere Setzungen resultieren.

Atkinson (1993) postuliert, dass Gebäude-Fundationen meist nicht bis zur Tragfähigkeitsgrenze belastet werden können, da die Setzungen in diesem Zustand bereits viel zu gross sind und das Gebäude demnach beschädigt wäre.

Bei feinkörnigen Böden ist der Sicherheitsfaktor gegen Versagen der Fundation zu Beginn am kleinsten (effektiver Spannungspfad A'B' nähert sich der Critical State Line (CSL)), da die Belastungsrate verglichen zur Drainagerate des Bodens hoch ist und daher der Boden zu Beginn der Belastung undrainiert reagiert. Mit fortschreitender Konsolidation wird der Sicherheitsfaktor grösser, da durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke der effektive Spannungspfad B'C' nach rechts, weg von der CSL, zum totalen Spannungspfad ABC hin fährt. Dafür steigen die Setzungen mit der Konsolidation an (vgl. Abb. 3.4). Weitere Details zum Critical-State-Modell können in Muir Wood (1990) nachgelesen werden.

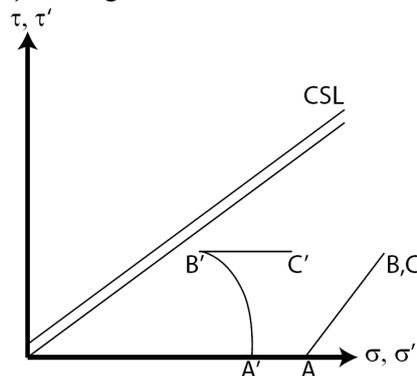


Abb. 3.4: Totaler (ABC) und effektiver (A'B'C') Spannungspfad bei der Belastung von weichen Böden durch Flachfundationen (Betrachtetes Bodenelement mittig unterhalb der Fundation)

Weiter gilt es zu beachten, dass die Steifigkeit des Bodens keine Konstante ist; je nach Lagerungsdichte verhält sich der Boden dilatant oder kontraktant, was sich in der Schubsteifigkeit (G-Modul) bemerkbar macht. Ob sich ein Boden dilatant oder kontraktant verhält, wird von der Spannungsgeschichte, der jetzigen Spannung und dem zu beschreitenden Spannungspfad bestimmt.

Bachmann (1994) empfiehlt die Verwendung von zulässigen Bodenpressungen bei der Bemessung von Flachfundationen. Es werden zwei Bestimmungskriterien für die zulässigen Sohlpressungen genannt: den Tragwiderstand des Baugrundes und die verkräftbaren Setzungen. Beide Kriterien sind voneinander unabhängig, haben aber mit zunehmender Fundationsbreite gegenläufigen Charakter. Der Tragwiderstand des Baugrundes wird bei kleinen oder schmalen Fundamenten massgebend, während die Setzungen bei grösseren Gründungen wie Platten- oder Kastenfundamenten massgebend werden.

Hansbo (1994) schreibt in seinem Buch über Fundations-Technologie, dass es schon viele Versuche gegeben habe, die Sohldruckverteilung zwischen Fundament und Boden richtig abzubilden. Es werden Gründe angegeben, weshalb es bisher nicht gelungen ist: „Die Druckverteilung ist nicht nur eine Funktion der Biegesteifigkeit des Fundaments sondern auch des darüber liegenden Gebäudes; der Boden ist in der Regel heterogen aufgebaut und verfügt nicht überall unter dem Fundament über das gleiche Deformationsverhalten; die Steifigkeit des Gebäudes ändert sich im Verlauf des Bauprozesses; diese mit der Änderung der Steifigkeit während der Bauphase hervorgerufene Spannungsverteilungs-Änderung hat einen starken Einfluss auf die „endgültige“ Spannungsverteilung nach Fertigstellung der Baute.“

Kany & El Gendy (1996) veröffentlichen einen Forschungsbericht zum Thema „Sicherheitsuntersuchungen bei Flächengründungen“ in welchem ganz grundsätzlich auf die Bemessung von Flachfundationen eingegangen wird. Der Biegenachweis für die Platte wie auch Durchstanznachweise werden angegeben. Die Eruierung der Sohldruckverteilung erfolgt entweder nach dem Bettungsmodulverfahren oder nach dem Steifemodulverfahren.

El-Hamalawi (1997) hat numerische Untersuchungen zur Ausbreitung der plastischen Zone unterhalb von Flachfundationen durchgeführt. Dabei hat er entdeckt, dass bei 10% der Bruchlast lediglich an den Fundamenträndern plastische Zonen auftreten und sich diese weiter in Fundamentmitte und in der Tiefe mit steigender Last ausbreiten.

Nebst der Systemsteifigkeit hat aber auch die Grösse der Belastung gemäss Jessberger (1986) in Triantafyllidis (1999) einen Einfluss auf die Plastifizierung des Bodens. So ändert die Spannungsverteilung unter einem starren Fundament mit zunehmender Belastung von typisch starrer zu schlaffer Verteilung kurz vor dem Grundbruch (vgl. Abb. 3.5).

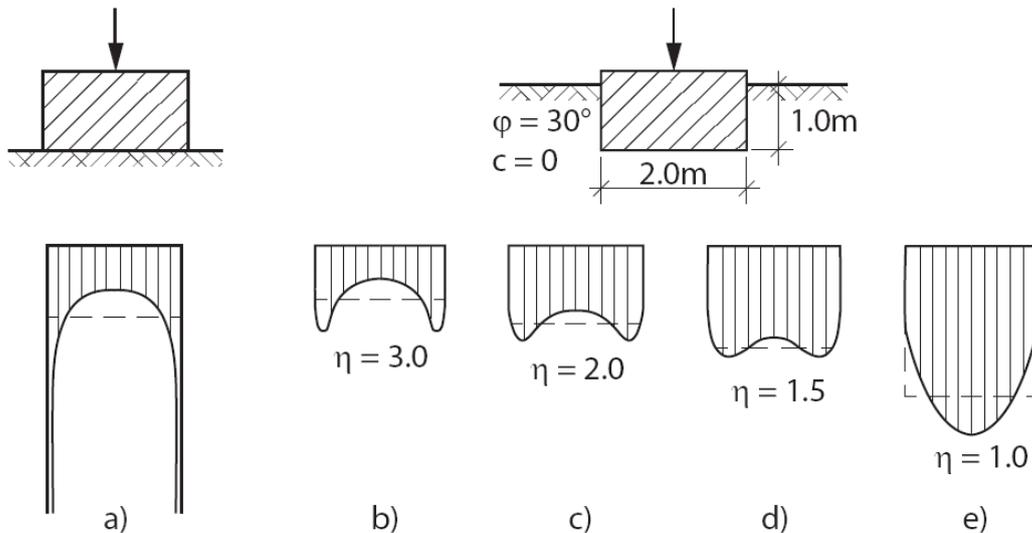


Abb. 3.5: Änderung der Spannungsverteilung mit zunehmender Belastung nach Jessberger (1986) in Triantafyllidis (1999). a) Für den elastischen Halbraum mit konstanter Steifenzahl nach Boussinesq, b) – e) für grobkörnige Böden und unterschiedliche Grundbruchsicherheiten η (bzw. Lasten) nach Jessberger (1986)

Durch die Kriechfähigkeit des Betons und des Bodens können örtliche Beanspruchungsspitzen unter Flächengründungen abgebaut und Fundationsschäden verhindert werden. Weiter werden unter Einbezug der Ergebnisse von El-Hamalawi (1997) die Spannungsspitzen an den Rändern durch die Plastifizierung des Bodens abgebaut.

Die Bestimmung der zulässigen Bodenpressungen soll nach den Gesichtspunkten der Grundbruchsicherheit und der akzeptierten Setzungen geschehen. Beim Setzungsnachweis muss je nach Bodenart ein unterschiedliches Vorgehen gewählt werden: „Bei nicht bindigen (grobkörnigen) Böden lässt sich die Setzung nur grob abschätzen, ist allerdings nur bei geringer Lagerungsdichte und bei hohen Bodenpressungen massgebend; bei bindigen (feinkörnigen) Böden ist der zeitliche Verlauf der Konsolidierung zu erfassen und notfalls durch Drainage zu beschleunigen; bei bindigen Böden kann das Aushubgewicht von der Gebäudelast abgezogen werden; man erreicht im Grenzfall Aushublast = Gebäudelast die sog. Schwimmende Gründung (keine Zusatzspannungen).“

Hettler (2000) geht in seinem Buch über die Gründung von Hochbauten von konstanten Spannungsverteilungen gemäss Spannungstrapezverfahren für die Biegebemessung von Fundamenten aus. Es werden die üblichen Verfahren Spannungstrapez-, Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren vorgestellt. Zur Berücksichtigung der Gebäudesteifigkeit wird auf die Systemsteifigkeit nach DIN 4018 (1981) verwiesen. Smolczyk (2001) empfiehlt zusätzlich für komplexere Aufgabenstellungen Finite-Element-Verfahren.

Springman (2003) beschreibt in ihrem Vorlesungsskript die Abhängigkeit der Sohlpressungsverteilung von der Last nach Leussink et al. (1966). Bei kleinen Lasten ist die Verteilung steif (Spannungsspitzen unter den Rändern). Mit zunehmender Belastung wird die Spannungsverteilung schlaff; Spannungen konzentrieren sich also mittig unter der Lasteinleitung (vgl. Abb. 3.6).

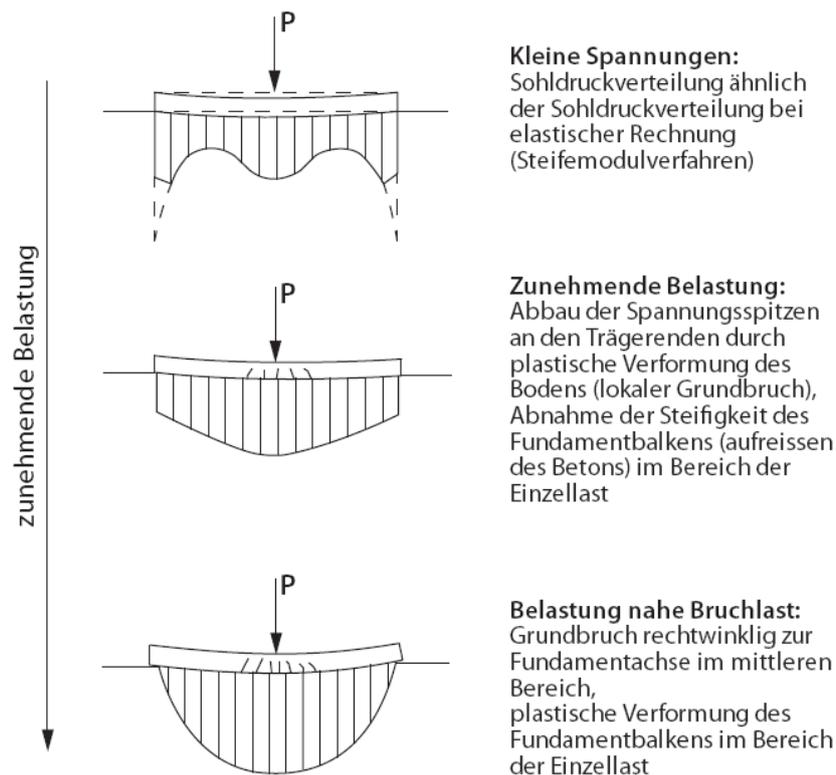


Abb. 3.6: Änderung der Spannungsverteilung mit zunehmender Belastung P aus Springman (2003) nach Leussink et al. (1966)

Steenfelt et al. (2003) haben grossmassstäbliche Plattendruckversuche zum Tragverhalten von möglichen Flachfundationen für eine Bahnhofhalle aus Glas durchgeführt. Dabei konnte am Schluss mit Flachfundationen eine optimierte Bemessung der Gründung und ein Verzicht auf Pfähle realisiert werden, da die Versuche zeigten, dass die aufgrund des Baugrundgutachtens angesetzten Bodenparameter zu konservativ waren.

Breyse et al. (2004) beschäftigten sich mit der Boden-Bauwerks-Interaktion unter dem Gesichtspunkt der Boden-Heterogenität. Die daraus entstehende unterschiedliche Bodensteifigkeit über einer Fundations-Fläche kann zu differentiellen Setzungen führen, welche Schäden an Fundation und Gebäude herbeiführen können. Deshalb ist es wichtig, diese Variabilität der Bodeneigenschaften und die Sensitivität der Gebäude-Struktur auf die unterschiedlichen Bodeneigenschaften erfassen zu können. Das hierbei verwendete FE-Modell beschreibt die Bodeneigenschaften anhand des Winkler'schen Halbraumes (Bettungsmodulverfahren).

Hegger et al. (2006) kombinieren in ihrer Publikation über das Durchstanzverhalten von Stahlbetonfundamenten die Geotechnik und Konstruktion. Es wird beschrieben, dass die Sohlspannungsverteilung den Durchstanznachweis massgebend beeinflusst. Da die Bodenreaktionskraft (Sohlpressung) im Bereich des Durchstanzkegels von der einwirkenden Durchstanzlast abgezogen werden darf, ist es von grosser Wichtigkeit, dass man die Sohlspannungsverteilung vor allem unterhalb der Lasteinleitung kennt. Im Allgemeinen wird dabei eine konstante Sohlspannungsverteilung angenommen (Spannungstrapezverfahren). In Wirklichkeit hängt die Sohlspannungsverteilung jedoch von der einwirkenden Last ab. Solange bei einer steifen Fundation elastisch isotropes Bodenverhalten angenommen werden kann, bilden

sich Spannungsspitzen an den Fundamenträndern. Bei einer Steigerung der Last plastifiziert der Boden zunächst unter den Fundamenträndern und die Spannungen lagern sich zur Fundamentmitte hin um. Es stellt sich also eine konvexe Spannungsverteilung ein. Wird ein solcher Ansatz beim Durchstanznachweis verwendet, resultiert eine wirtschaftlichere Bemessung. Allerdings können die Verfahren wie Bettungsmodul- oder Steifemodulverfahren dieser Abhängigkeit der Sohldruckverteilung von der Belastungsgrösse nicht Rechnung tragen. Um diese Forderungen zu untermauern, wurden Durchstanzversuche durchgeführt, wobei mit Kraftmessdosen die Spannungsverteilung an diskreten Punkten gemessen wurde. Für geringe Belastungen bis 300 kN/m^2 ist die Spannungsverteilung nach Boussinesq ansatzweise zu erkennen, allerdings zeigt sich bereits im Gebrauchszustand ein lokales Spannungsmaximum unter der Stütze. Eine weitere Auswertung der Sohldruckverteilung unmittelbar vor der Grundbruchlast ergab Sohlpressungen unterhalb des Durchstanzkegels die 15.7% grösser waren als die durchschnittliche Bodenpressung. Die Abb. 3.7 verdeutlicht diesen Sachverhalt.

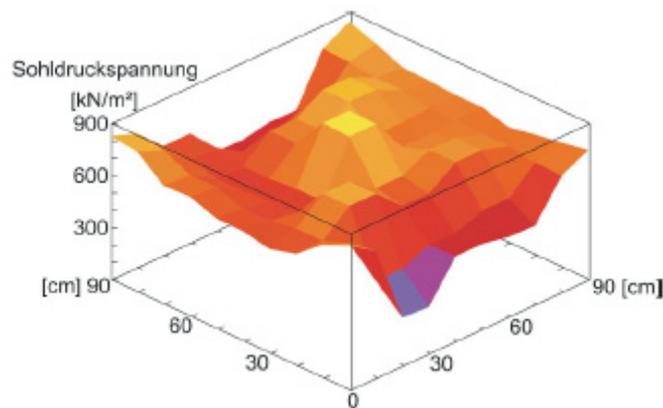


Abb. 3.7: Dreidimensionale Darstellung der Spannungsverteilung der untersuchten Fundation (Einzelfundament: $0.9 \times 0.9 \text{ m}^2$; $d = 0.2 \text{ m}$) kurz vor Erreichen der Bruchlast nach Hegger et al. (2006)

Insgesamt liegt daher die Annahme einer gleichmässig verteilten Sohlpressung im Hinblick auf den Durchstanznachweis auf der sicheren Seite.

Richwien & Lesny (2008) beschreiben die zulässige Bodenpressung als diejenige Sohlspannung, die mit Blick auf die Tragfähigkeit des Bodens ausgewählt werden muss, um eine Flächengründung zu bemessen. Weiter können aufgrund der grösseren Fläche Flächengründungen bei gleichem Baugrund grössere Bauwerkslasten in den Untergrund einleiten als Einzel- und Streifenfundamente.

Wie wichtig die Gebrauchstauglichkeit im Zusammenhang mit Flachfundationen ist und wie schnell eine Baumassnahme (hier Tunnelprojekte) zu Schäden führen kann, zeigen zum Beispiel Bezuijen & Korff (2009); Franzius et al. (2004) und Liu et al. (2000).

3.1.1 Zusammenfassung des Überblicks

Alle Autoren machen von den bekannten Berechnungsverfahren Gebrauch und gehen von linear-elastischen Eigenschaften des Bodens aus. Der aktuelle Stand der Technik zur Bemessung von Flachfundationen beruht also auf Berechnungen,

welche den Boden als linear-elastisches Material beschreiben, obwohl bereits Grasshoff (1974) und Sovinc (1974) darauf hingewiesen haben, dass das linear-elastische Stoffgesetz den Boden „unvollkommen“ zu beschreiben vermag.

Kögler & Scheidig (1948) erwähnen das seitliche Ausweichen als wichtigen Bestandteil des Verhaltens von Flachfundationen. Dies wird von Repiknov (1967), Wiener (1968) und Schultze (1970) aufgenommen, wo ein Setzungsverhalten abhängig von der Fundationsgrösse beschrieben wird. Dass diesem Verhalten zu wenig Rechnung getragen wird, wird von Kany & Gründer (1978) festgestellt. Trotzdem wird das seitliche Ausweichen in neueren Werken kaum noch erwähnt, obwohl dieser Mechanismus sicher eine wichtige Rolle im Tragverhalten von Flachfundationen einnimmt.

Die Veränderung der Sohldruckverteilung mit steigender Last wird von Leussink et al. (1966) erwähnt und von Triantafyllidis (1999) bzw. Jessberger (1986) aufgenommen. Demnach ändert die Sohldruckverteilung von steifem Verhalten (Spannungsspitzen an den Fundamenträndern) zu schlaffem Verhalten mit einer parabolischen Sohldruckverteilung, wobei das Maximum der Sohlpressung bei der Lasteinleitung auftritt. Dass die Sohldruckverteilung massgebend für die Beanspruchung und damit die statische Auslegung der Bodenplatte ist, wird von Schnitter (1960) festgestellt und von Hegger (2006) im Rahmen von Untersuchungen des Durchstanzverhaltens aufgegriffen. Der Einfluss des Reissens des Betons auf die Sohldruckverteilung wird von Rivkin (1969) dargestellt.

Peck et al. (1953) beschreibt erstmals den Gebrauch von zulässigen Spannungen, welche im Hinblick auf die Verhinderung von differentiellen Setzungen gewählt werden sollen. Im Gegensatz dazu verwenden Richwien & Lesny (2008) die zulässigen Spannungen im Hinblick auf die Tragfähigkeit des Bodens. Hier wird deutlich, dass der Gebrauch der zulässigen Spannungen problematisch ist, da unklar ist, ob diese sich nach der Gebrauchstauglichkeit (nach den zulässigen Setzungen) oder nach der Tragfähigkeit richten. Atkinson (1993) stellt fest, dass Gebäude-Fundationen meistens nicht bis zur Tragfähigkeitsgrenze belastet werden können, da die Setzungen in diesem Zustand schon viel zu gross würden. Dies spricht dafür, dass zulässige Spannungen, wenn überhaupt, nach dem Gesichtspunkt der Gebrauchstauglichkeit zu wählen sind. Dass die Foundation in der Regel vor Versagen des Baugrundes schon gebrauchsuntauglich ist, hat bereits Peck et al. (1953) dargestellt.

Meyherhof (1953) und El-Kadi (1968) formulieren Systemsteifigkeiten zur Beschreibung der Boden-Bauwerksinteraktion.

Die wesentlichen Lücken im Verständnis des Tragverhaltens von Flachfundationen bestehen darin, dass die Form der tatsächlichen Spannungsverteilung bisher unbekannt ist, nicht zuletzt deswegen, weil von linear-elastischem Bodenverhalten ausgegangen wird. Weiter hat die Steifigkeit der Foundation einen grossen Einfluss auf die Spannungsverteilung. Das Tragverhalten von Flachfundationen wurde von älteren Autoren beschrieben, wobei es in neuen Werken kaum noch vorkommt. Die korrekte Beschreibung des Setzungsverhaltens in Abhängigkeit des Bodens und der Fundationsgrösse ist aber von grosser Wichtigkeit.

3.2 Spannungstrapezverfahren

Dieses Verfahren ist die einfachste Methode zur Bemessung von Flachfundationen. Es geht, wie bereits in der Einleitung beschrieben, darum, die Sohlspannung als gleichmässige Verteilung über die Fundation anzunehmen. Erfolgt der Lastangriff zentrisch, ist die Spannungsverteilung geradlinig begrenzt, wirkt die Last exzentrisch, ergibt sich eine trapezförmige Verteilung der Spannung (vgl. Abb. 3.8).

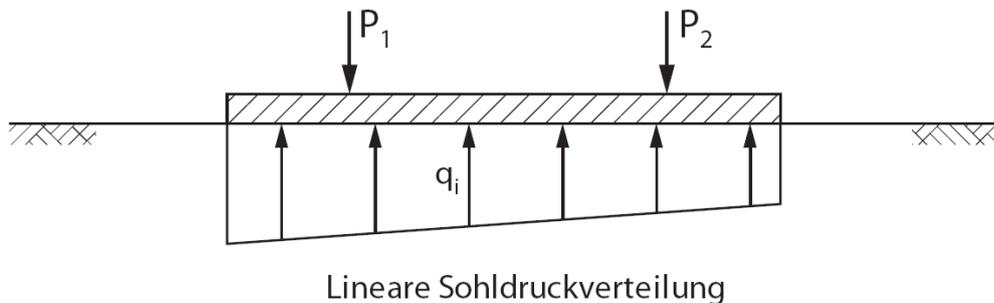


Abb. 3.8: Spannungsverteilung nach der Methode des Spannungstrapezverfahrens nach Kany & El Gendy (1996)

Der grosse Nachteil des Spannungstrapezverfahrens liegt darin, dass die Spannungsverteilung empirisch bestimmt wird und die Steifigkeit des Bauwerks und des Bodens nicht mit einbezieht (Kany, 1974a). Kany beschreibt weiter, dass streng genommen bereits bei Einzelfundamenten das Spannungstrapezverfahren nicht mehr angewandt werden dürfte, da die so berechneten Biegemomente aufgrund der Anhäufung der Spannungen in den Randzonen der Fundamente kleiner ausfallen, als wenn man eine genauere Sohldruckverteilung annimmt. Lang et al. (1996) sprechen von einem allgemeinen Grundsatz bei der Bemessung von Fundamenten, wonach die Deformationsbedingungen herangezogen werden müssen. Dies heisst nichts anderes, als dass die Steifigkeiten von Boden und Bauwerk in die Bemessung von Fundamenten einfliessen sollen. Dieser Forderung kann das Spannungstrapezverfahren, wie bereits erwähnt, nicht nachkommen.

Rechenbeispiel zum Spannungstrapezverfahren

Nachfolgend wird an der Baute in Alpnach, welche später noch detaillierter betrachtet wird (vgl. Kapitel 5.1), aufgezeigt, wie in der Berufspraxis hoch belastete Einzelfundamente aufgrund des Spannungstrapezverfahrens bemessen und das Massivbau-Fundament nachfolgend aufgrund dieser Berechnungen bewehrt wird. Für die Fundamentgeometrie sei auf Abb. 5.1; Abb. 5.8 und Abb. 5.9 verwiesen.

Stützenlast auf Niveau Tragsicherheit: $Q_d = 2740 \text{ kN}$
 Fundamentabmessungen: $3.70 \text{ m} \times 3.70 \text{ m} \times \text{ca. } 0.65 \text{ m}$

Zulässige Spannung anhand der Grundfläche (gleichmässige Spannungsverteilung, da Lasteinleitung zentrisch (vgl. Abb. 3.8)):

$$\sigma_{zul} = \frac{Q_d}{3.7 \cdot 3.7 \text{ m}^2} = \frac{2740 \text{ kN}}{13.69 \text{ m}^2} = 200 \text{ kPa} \quad 3.3$$

Berechnung des Biegemomentes:

$$M_b = \frac{\sigma_{zul} \cdot L^2}{2} = 342.25 \frac{kNm}{m'} \quad 3.4$$

Mit $\sigma_{zul} = 200 \text{ kPa}$; $L = 1.85 \text{ m}$ (halbe Fundamentbreite)

Aus diesem Biegemoment wird die erforderliche Biegebewehrung pro Laufmeter berechnet:

$$a_s = \frac{M_b}{0.9 \cdot d \cdot f_{sd}} = \frac{342250000 \text{ Nmm}}{0.9 \cdot 610 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 14.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}'} \quad 3.5$$

Wobei a_s dem zu berechnenden Bewehrungsquerschnitt entspricht, d der statischen Höhe des Bauteils und f_{sd} der Zugfestigkeit des Betonstahls. Dieses a_s entspricht einer Bewehrung von Durchmesser 18 mm im Abstand 150 mm ($a_s = 17.0 \text{ cm}^2/\text{m}'$).

Vergleicht man dies mit dem Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan (vgl. Abb. 3.9), so sieht man, dass die Fundation tatsächlich auf diese Weise bemessen wurde. Der etwas grössere Durchmesser (20 mm) in vertikaler Richtung wurde höchstwahrscheinlich konstruktiv aufgrund der Stützensausrichtung gewählt (Haupttragrichtung).

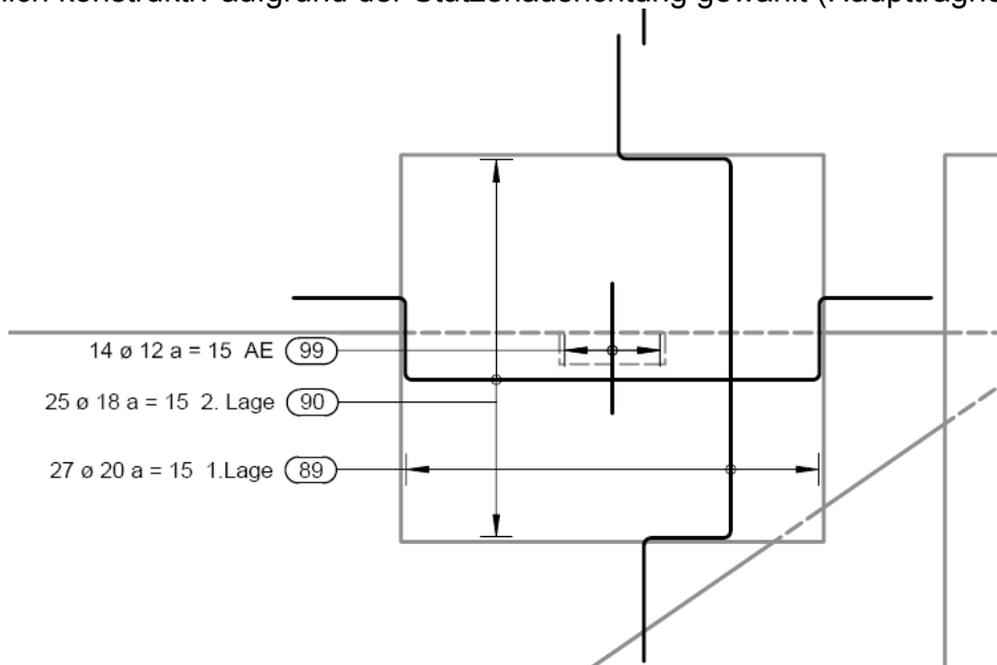


Abb. 3.9: Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan für die Fundamentvertiefungen der Überbauung Kistle in Alpnach (Lehmann, 2009)

3.3 Bettungsmodulverfahren

Dieses Verfahren geht auf Winkler (1867), Zimmermann (1888), Schwedler (1889) und Zimmermann (1930) zurück und versucht bereits etwas detaillierter das Verhalten des Bodens abzubilden. Kany (1974a) spricht von einem Berechnungsverfahren 1. Ordnung, da die Einsenkung eines Punktes unabhängig von der Belastung benachbarter Teilflächen ist (vgl. Abb. 3.10). Die Anordnung der Federn und eine allfällige Unterteilung der Federsteifigkeiten werden dabei immer nur in einem Schnitt betrachtet und lässt keine räumliche Modellierung zu. Dies wird auch beim Steifemodulverfahren (vgl. Kapitel 3.4; Kapitel 9.3) so durchgeführt, was in Abb. 15.1 (vgl. Anhang) zu erkennen ist.

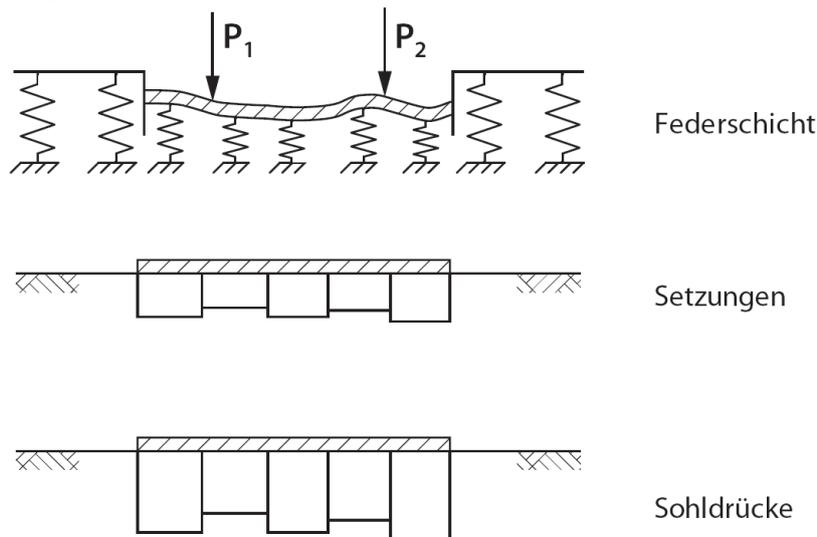


Abb. 3.10: Modellvorstellung des Bettungsmodulverfahrens und daraus resultierende Spannungsverteilung nach Kany & El Gendy (1996)

Das heisst, dass beispielsweise eine Fundation auf sehr vielen voneinander unabhängigen Federn steht, was dem Ansatz nach Winkler (1867) entspricht, weshalb auch oft vom „Winkler’schen Halbraum“ gesprochen wird. Das Verhalten der Federn ist dabei als linear elastisch mit einer konstanten Federsteifigkeit anzusehen. Das heisst, dass die Einsenkung s_x dem Sohldruck q_x an der gleichen Stelle proportional ist (Kany, 1974a):

$$s_x = \frac{q_x}{C_b} \quad 3.6$$

- s_x : Einsenkung an der Stelle x des Balkens [cm]
- q_x : Sohldruck an der Stelle x des Balkens [kg/cm^2]
- C_b : Bettungszahl (Federkonstante) [kg/cm^3]

Anhand dieser Grundformel und anhand der Differentialgleichung der Biegelinie kann nach Schwedler (1889) und Zimmermann (1930a) folgende Differentialgleichung aufgestellt werden:

$$\frac{d^4 s_x}{dx^4} = -\frac{4 \cdot s_x}{L_b^4} \quad 3.7$$

wobei

$$L_b = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{C_b \cdot B}} \quad 3.8$$

- L_b : Elastische Länge [cm]
 B : Breite des Balkens [cm]
 EI : Biegesteifigkeit des Balkens [Ncm²]

die elastische Länge des Balkens ist. In dieser Gleichung für die elastische Länge ist auch die Biegesteifigkeit EI enthalten, welche beim Spannungstrapezverfahren (vgl. Kapitel 3.2) noch gefehlt hatte. Das heisst, dass bei diesem Verfahren, die Deformationsbedingungen, welche von Lang et al. (1996) für die Bemessung von Flachfundationen gefordert wurden, enthalten sind. Lang et al. geben weiter an, dass, wenn die Fundamentlänge $l < 2L_b$ ist, man mit einem starren Verhalten und für $l > 5.5L_b$ man mit einem schlaffen Verhalten der Foundation rechnen kann.

Die Lösung der Differentialgleichung (Gleichung 3.7) ergibt die Gleichung für die Durchbiegung s_x , das Biegemoment M_x und die Querkraft Q_x .

Der grosse Nachteil dieses Verfahrens liegt darin, dass es in Wirklichkeit eine Drucküberschneidung im Boden und damit eine Beeinflussung durch benachbarte Belastungspunkte stattfindet (Kany, 1974a). Das heisst, dass der Winkler'sche Halbraum das Tragverhalten von Flachfundationen nicht richtig abzubilden vermag. Sehr deutlich wird das, wenn man sich die Setzungsmulde aufgrund des Bettungsmodulverfahrens ansieht und mit einer wirklichen Setzungsmulde vergleicht (vgl. Abb. 3.10).

Es kommt hinzu, dass sich infolge ungleichförmiger Sohlpressung das Verhältnis gemäss Gleichung 3.6 und sich damit der Bettungsmodul ändert. Das heisst, es kann kein über das gesamte Bauwerk konstanter Bettungsmodul angenommen werden. Dies grenzt die Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens stark ein. Sinnvoll modellierbar mit dem Bettungsmodulverfahren bleiben Eisenbahnfundationen, wo die Setzungsmulde lokal in einer Richtung annähernd unendlich lang ist.

3.4 Steifemodulverfahren

Kany (1974a) beschreibt das Steifemodulverfahren folgendermassen: „In den Berechnungsverfahren der Theorie zweiter Ordnung, auch Steifezahlverfahren genannt, wird der Einfluss der Drucküberschneidung aus benachbarten Lasten vollständig berücksichtigt.“

Für die mathematischen Beziehungen des Steifemodulverfahrens sei auf Borowicka (1936, 1941) und Kany (1974a) verwiesen. Die daraus entstehende geschlossene Lösung für die Sohlspannungsverteilung bedingt erheblichen Rechenaufwand, der von Ohde (1942) durch eine Näherungslösung etwas herabgesetzt wurde.

Der wichtigste Unterschied zum Bettungsmodulverfahren ist, dass der Boden nicht mit voneinander unabhängigen Federn modelliert, sondern die Drucküberschneidung im Boden berücksichtigt wird.

Vereinfachtes Verfahren nach Kany

Trotzdem ist der Rechenaufwand im Vergleich mit dem Spannungstrapez- und dem Bettungsmodulverfahren immer noch immens hoch. Aus diesem Grund hat Kany (1974a) ein vereinfachtes Verfahren zur Bemessung von Flachfundationen nach den Regeln des Steifemodulverfahrens eingeführt. Mit diesem Verfahren, welches die Anwendung von Tafeln voraussetzt, wird der Rechenaufwand auf ein akzeptables Niveau herunter gesetzt, wobei trotzdem realitätsnähere Lösungen als durch das Spannungstrapezverfahren (vgl. Kapitel 3.2) und das Bettungsmodulverfahren (vgl. Kapitel 3.3) erzielt werden.

Dieses Verfahren wird anhand der analytischen Modellierung (vgl. Kapitel 9.3; Anhang: Kapitel 15.1) genauer vorgestellt.

3.5 Bemerkungen zu den Berechnungsverfahren

All diesen Berechnungsverfahren ist gemeinsam, dass sie von einem linear-elastischen Modell für das Verformungsverhalten von Böden ausgehen. Das heisst, dass die Entlastung der Fundation nicht dem gewohnten Bild für das Verhalten von Bodenstrukturen (Abb. 3.11) entspricht, sondern die Setzung entsprechend dem linear elastischen Verhalten wieder auf Null zurückgeht. Diese Verfahren sind daher streng genommen nur für Erstbelastungen „geeignet“, wobei auch bei einer Erstbelastung das nicht-lineare Verhalten von Boden nicht korrekt beschrieben wird. Das Ent- und Wiederbelastungsverhalten kann mit einem linear-elastischen Verhalten nicht beschrieben werden. Weiter kommt hinzu, dass Flachfundationen vor allem bei überkonsolidierten Böden Anwendung finden, was den Ansatz des linear-elastischen Bodenverhaltens weiter in Frage stellt, da ihr Last-Setzungs-Verhalten demjenigen einer Wiederbelastung entspricht.

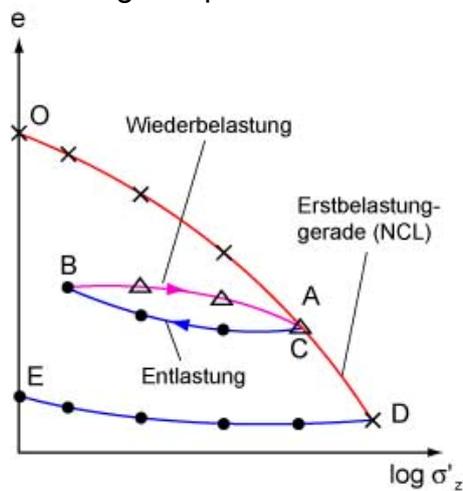


Abb. 3.11: Bodenverhalten anhand eines IL-Ödometer-Versuches aus Springman & Mayor (2010)

3.6 Bemessung von Flachfundationen nach SIA 260 – 267 (2003) und ausländischen Normenwerken (Deutschland, Kanada)

Nachfolgend werden einige Normenwerke miteinander verglichen.

3.6.1 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach Schweizer Norm SIA

Das schweizerische Normenwerk für die Baubranche wird vom Schweizerischen Verein der Ingenieure und Architekten (SIA) herausgegeben und wurde letztmals 2003 neu bearbeitet. Für Flachfundationen sind die folgenden Normen wichtig: SIA (2003a – f).

In der SIA 267 (2003d), welche für sämtliche Bemessungen in der Geotechnik gilt, steht, dass beim Festlegen der Fundamentlasten bei starker Wechselwirkung zwischen Tragwerk und Baugrund die Steifigkeit des Überbaus, d.h. seine Fähigkeit zur Lastverteilung, zu berücksichtigen ist (Ziffer 8.4.2). Weiter steht in Ziffer 8.5.3.2, dass bei grossen Fundamenten und bei Fundamentplatten bei der Bestimmung des Sohldrucks (Auswirkung) die Steifigkeit des Tragwerks mit berücksichtigt werden soll.

Nach Hinweisen, wie man die Überbausteifigkeit berücksichtigen soll, sucht man in der SIA 267 aber vergebens. In den Bemessungsbeispielen zur Norm SIA 267 findet man eine Tabelle mit möglichen Spannungsverteilungen je nach Steifigkeit von Boden und Foundation, wobei diese Empfehlungen zum Teil widersprüchlich sind. So wird empfohlen für die Fundationsbemessung das Spannungstrapezverfahren (vgl. Kapitel 3.2) zu verwenden, wobei wenige Zeilen später darauf hingewiesen wird, dass die Steifigkeitsverhältnisse für eine korrekte Bestimmung der Sohldruckverteilung berücksichtigt werden müssen, obwohl dies mit dem Spannungstrapezverfahren nicht möglich ist, da in diesem Verfahren die Deformationsbedingungen nicht eingehalten werden.

3.6.2 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach deutscher Norm DIN

Die deutsche Norm (DIN) geht deutlich detaillierter auf die Bemessung von Flachfundationen ein. Die DIN 4018 (1981) beschreibt eine Systemsteifigkeit, nach welcher die Spannungsverteilung bestimmt werden kann (Gleichung 3.9). Je nach Wert liegt steifes, welches nach Boussinesq (1885) durch Spannungsspitzen an den Fundamenträndern gekennzeichnet ist, oder schlaffes Verhalten der Foundation, welches durch Spannungsspitzen bei der Lasteinleitung gekennzeichnet ist, vor.

$$K_s = \frac{1}{12} \cdot \frac{E_b}{E_s} \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^3 \quad 3.9$$

- K_s: Systemsteifigkeit [-]
- E_b: E-Modul Gebäudebaustoff [N/mm²]
- E_s: Steifemodul des Bodens [N/mm²]
- d: Fundationsdicke [mm]
- L: Fundationslänge (massgebende) [mm]

3 Stand der Technik zum Tragverhalten von Flachfundationen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit

Je nach Autor variieren die Grenzen zwischen starrem und schlaffem Verhalten. Blama (1977) hat Verhaltensgrenzen der Systemsteifigkeit anhand einer Grafik, wo die Einheitsbiegemomente ($m/p \cdot LX$) in Abhängigkeit vom Systemsteifigkeitswert aufgetragen werden, definiert. Für jeweils starres und schlaffes Verhalten ist die Kurve flach, dazwischen fällt sie steil ab, wodurch der Zwischenbereich zwischen starr und schlaff gegeben ist. Beispielhaft seien hier die Grenzen nach Meyerhof (1979) aufgetragen; die Grenzen nach Blama liegen entsprechend einem anderen Steifigkeitsverhältnis (vgl. Gleichung 3.10) anders.

Nach Meyerhof (1979):

$K_s = 0$: schlaffes Verhalten
 $0.001 < K_s < 0.01$: halbschlaffes Verhalten
 $0.01 < K_s < 0.1$: halbstarres Verhalten
 $K_s > 0.1$: starres Verhalten.

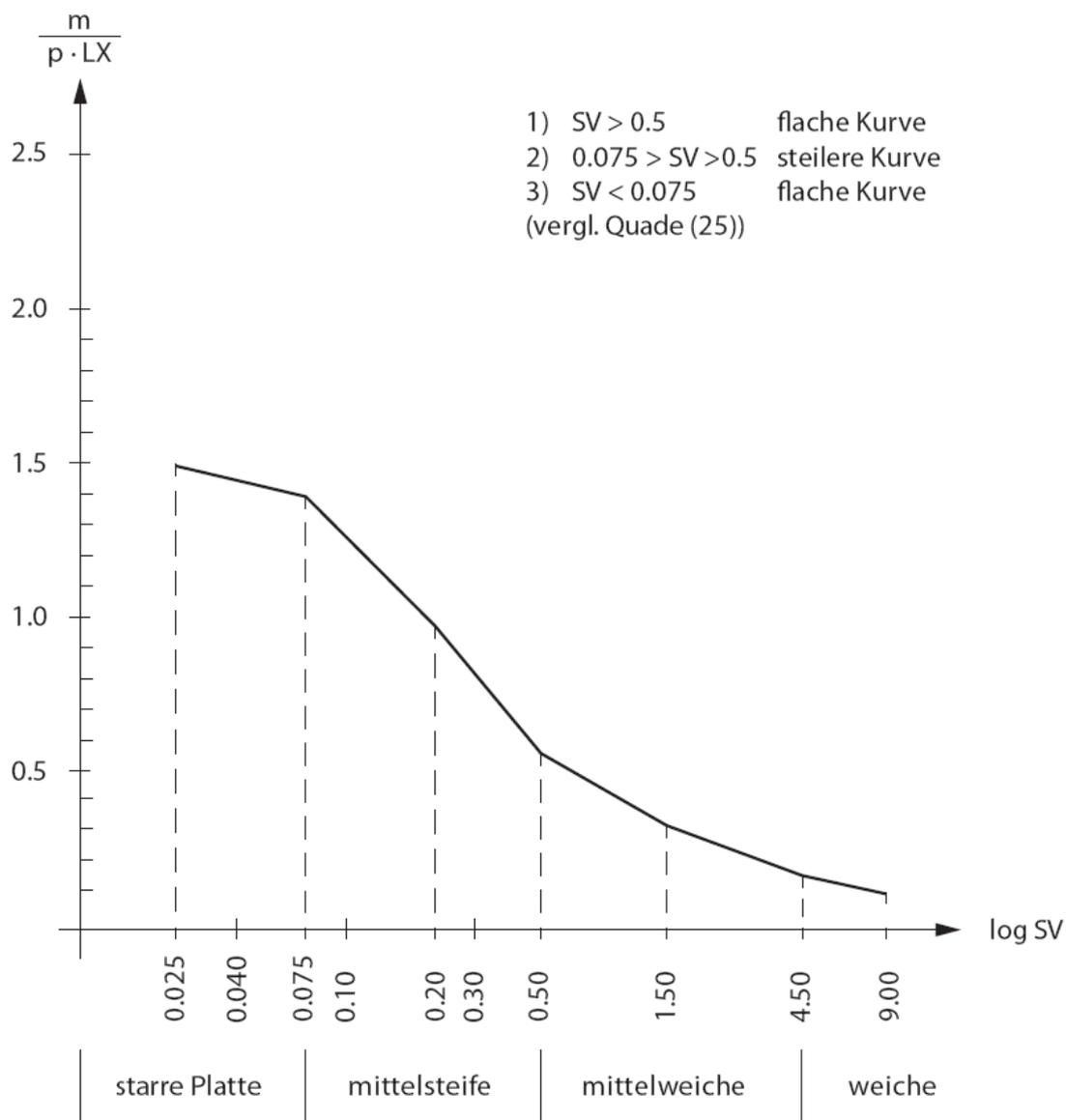


Abb. 3.12: Grafik zur Bestimmung der Verhaltensgrenzen starr und schlaff nach Blama (1977). SV beschreibt das Steifigkeitsverhältnis gemäss Gleichung 3.10.

$$SV = 0.008619 \cdot \sqrt{\frac{LY}{LX}} \cdot \frac{LY^3 \cdot E_0 \cdot 12}{E_b \cdot d^3} \quad 3.10$$

- LY: Länge der Platte in y-Richtung [mm]
LX: Länge der Platte in x-Richtung [mm]
E₀: Elastizitätsmodul des Bodens [N/mm²]
E_b: Elastizitätsmodul des Betons [N/mm²]
d: Plattendicke [mm]

Steifigkeitsgrenzen nach Blama:

- 0 < SV < 0.075: starre Platte
0.075 < SV < 0.5: mittelsteife Platte
0.5 < SV < 4.5: mittelweiche Platte
SV > 4.5: weiche Platte

Da das Steifigkeitsverhältnis SV nach Blama im Wesentlichen dem Kehrwert der Gleichung 3.9 entspricht, sind die Grenzen anders definiert. Beide Ansätze gehen jedoch vom gleichen physikalischen Prinzip aus.

Obwohl in diesen Ausführungen der Steifemodul E_s bzw. der Elastizitätsmodul E₀ verwendet wird, bleibt unklar, welcher Wert angesetzt werden muss, da sowohl E_s als auch E₀ spannungsabhängig ist. Die sinnvollste Lösung ist vermutlich, den E_s- bzw. E₀-Wert entsprechend der mittleren Bodenpressung anhand eines Ödometer- oder Plattendruckversuches anzunehmen. Die Variation der Bodensteifigkeit mit der Tiefe ergibt angesichts des angestrebten Resultats, eine Aussage über die Systemsteifigkeit zu erlangen, keinen Sinn.

3.6.3 Bestimmung der Sohldruckverteilung nach Canadian-Geotechnical-Society (2006)

Ähnlich detailliert gibt die kanadische Norm Auskunft. Auch sie definiert eine Systemsteifigkeit, welche sehr ähnlich zum K_s-Wert der DIN ist, aber einen 96-fach höheren Wert ausgibt als das K_s aus der DIN-Norm:

$$K_F = \frac{E_F}{E} \cdot \left(\frac{2t}{B} \right)^3 \quad 3.11$$

- E_F: E-Modul des Foundations-Materials [N/mm²]
E: Zusammendrückungsmodul des Bodens [N/mm²]
t: Dicke der Fundationsplatte [mm]
B: Fundationsdurchmesser [mm]

Über die Steifigkeitsgrenzen wird indes nichts erwähnt. Einer Grafik, welche Trägheitsmomente gegenüber diesem Wert K_F abträgt, ist zu entnehmen, dass die Steifigkeitsgrenzen bei K_F = 0.01 für den Übergang von schlaffem zu halbschlaffem Verhalten und bei K_F = ca. 1.0 der Übergang von halbstarrem zu starrem Verhalten stattfindet. Zwischen diesen beiden Werten fällt die Kurve steil ab, wobei sie sonst flach verläuft; es handelt sich also um eine ähnliche Betrachtung wie bei Blama.

3.6.4 Bestimmung der Beanspruchung von Fundationen nach Schweizer Norm SIA

Anhand der bestimmten Sohldruckverteilung muss anschliessend die Fundationsplatte selbst auf die Beanspruchung bemessen werden. Diese Bemessung ist nicht trivial, denn die Lagerung der Platte auf dem Boden entspricht nicht der üblichen Lagerung von Platten auf Stützen oder Wänden. Das Streifenverfahren nach Hillerborg (1982) kann hier also nicht ohne weiteres angewandt werden, da die Lagerung „unbekannt“ ist.

Man hilft sich hier in der Praxis folgendermassen, indem man die Sohldruckverteilung als Belastung auf die Fundation annimmt und die Lagerung von der Lasteinleitungs-Struktur übernommen wird (vgl. Kapitel 3.2).

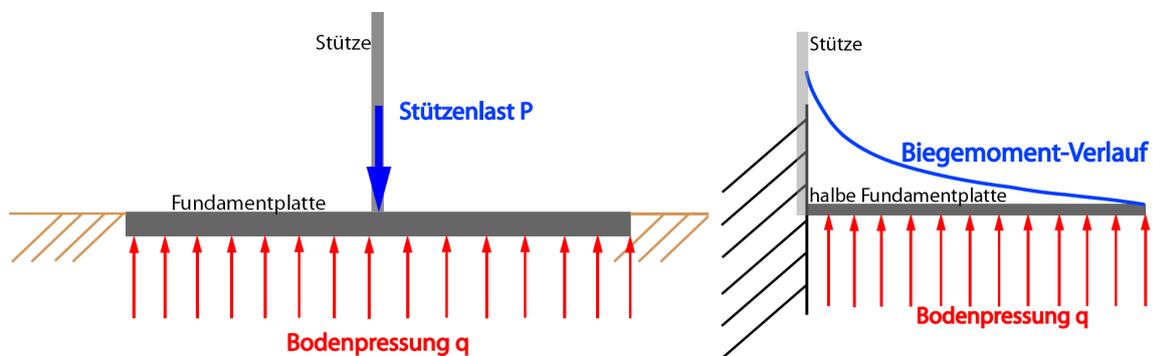


Abb. 3.13: Links: Nach dem Spannungstrapezverfahren wird die Bodenpressung q bestimmt. Rechts: Anhand des Modells links wird die halbe Fundationsplatte als Kragarm modelliert und die Beanspruchung berechnet.

Man kehrt also quasi die Fundation um und bemisst beispielsweise bei einem Einzelfundament die Lasteinleitung von der Decke (Fundation) in die Stütze. Dies wird auch in den Bemessungsbeispielen zur Norm SIA 262 so postuliert. Die halbe Fundationsbreite des Einzelfundamentes wird quasi als Kragarm belastet mit der Bodenpressung angesehen (vgl. Abb. 3.13). Entsprechend der Berechnung des Momentes nach

$$M_b = \frac{q_s \cdot L^2}{2} \quad 3.12$$

- M_b : Biegemoment bei der Lasteinleitung [Nmm]
 q_s : gleichmässiger Sohldruck [N/mm]
 L : halbe Fundamentlänge [mm]

wird die Bewehrung eingesetzt. Es fällt sofort auf, dass es sich, einerseits je nach Sohldruckverteilung und andererseits aufgrund der Modellunschärfe (Annahme Kragarm), nur um eine Abschätzung des tatsächlich auftretenden Biegemoments handeln kann. Wird mehr Last an den Fundamenträndern abgetragen (steifes Verhalten), liegt die Annahme auf der unsicheren Seite. Die Annahme des Kragarms stimmt insofern nicht, als dass der Sohldruck radial auf die Stütze übertragen wird, wodurch die massgebende Länge anhand der Fundamentabmessungen variiert.

Nachfolgend zeigt ein einfaches Rechenbeispiel auf, welchen Einfluss die Annahme der Spannungsverteilung auf die Auswirkung, in diesem Fall das Biegemoment, hat. Bei allen drei Spannungsverteilungen (a) – c) in Abb. 3.14 unter einem Einzelfundament der Seitenlänge 5.6 m wird jeweils dieselbe Kraft abgetragen. Verteilung a) stellt vereinfacht starres Verhalten dar (Lastspitze am Rand); Fall b) stellt die vielfach angenommene gleichmässige Spannungsverteilung gemäss Spannungstapezverfahren dar und Verteilung c) stellt vereinfacht schlaffes Verhalten mit der Spannungsspitze bei der Lasteinleitung dar. Es wird jeweils zur Berechnung des Biegemomentes nur die eine Hälfte der Spannungsverteilung dargestellt (Kragarme). Beim Fall a) beträgt das Biegemoment 1045 kNm/m'; beim Fall b) 784 kNm/m' und beim Fall c) 523 kNm/m'. Dies macht deutlich, dass je nach Steifigkeit der Fundation der Fehler in der Bestimmung der Beanspruchung auf der sicheren oder unsicheren Seite ca. 33% beträgt.

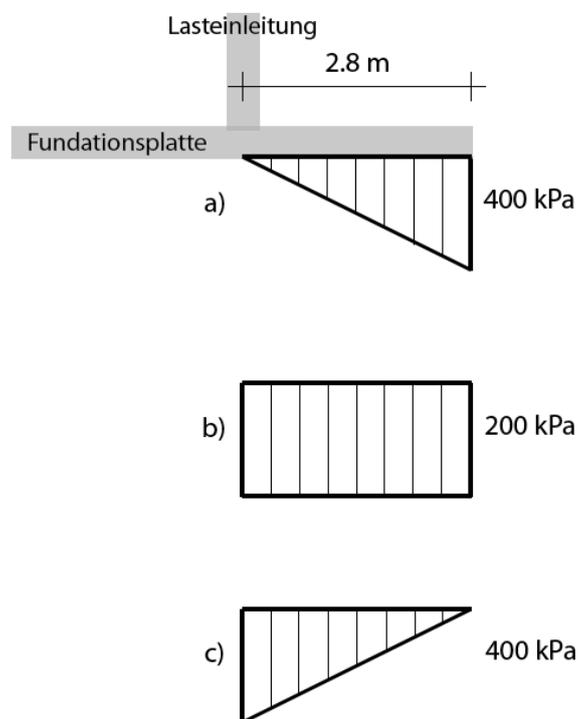


Abb. 3.14: Mögliche Modell-Spannungsverteilungen unter einem Einzelfundament der Seitenlänge 5.60 m. Fall a) Starre Modell-Spannungsverteilung; Fall b) Berechnungsmodell; Fall c) Schlaffe Modell-Spannungsverteilung

3.6.5 Bemerkung zu den Bemessungsverfahren nach verschiedenen Normenwerken

Je nach Norm ist die Bemessung von Flachfundationen verschieden aufwändig. Die deutsche Norm (DIN) gibt, wie auch die kanadische Norm, Hinweise auf eine mögliche Bemessung. Die Ermittlung der Systemsteifigkeit scheint ein adäquates Mittel zur Beschreibung des Tragverhaltens zu sein.

Die Bemessungshinweise der Schweizer Norm (SIA) fallen eher etwas dürftig aus. Vor allem die Bemessungshinweise, wo geradlinige Spannungsverteilungen verwendet werden, sind nicht auf dem Stand der Technik. Hier ist eine Verbesserung der Bemessungspraxis von Flachfundationen angezeigt.

4 Zentrifugenmodelltechnik

Die in Kapitel 7 beschriebenen Modellversuche an nicht starren Flachfundationen wurden in einer geotechnischen Zentrifuge durchgeführt. Das Institut für Geotechnik der ETH Zürich besitzt eine solche geotechnische Trommelzentrifuge. Abb. 4.1 zeigt den Blick in die Zentrifuge während eines Fundamentversuches. Gut ersichtlich ist dabei die Tool-Plattform und ein Container, worin sich das Bodenmodell befindet. Details zu dieser Zentrifuge und den Zentrifugentypen folgen in Kapitel 4.3.



Abb. 4.1: Die Trommelzentrifuge des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich. Blick von oben in die sich drehende Zentrifuge

4.1 Geschichte der Zentrifugenmodelltechnik

Die Zentrifugenmodelltechnik ist bereits über 100 Jahre alt. Erster Benutzer im Feld der Bauingenieurwissenschaften war Bucky (1931) in Columbia USA, der eine Zentrifuge zur Untersuchung von Stabilitätseigenschaften von Stollenwerken verwendete. Springman et al. (2006) erwähnt in ihrem Vorlesungsskript, dass die grössten Entwicklungsschritte während des kalten Kriegs von der UdSSR verzeichnet wurden, die Zentrifugen vor allem für die Entwicklung von Waffen gebrauchten (Taylor, 1995).

Vorreiter der Zentrifugenmodelltechnik für geotechnische Problemstellungen war Andrew Schofield (Schofield, 1980), der an der University of Manchester und später an der Cambridge University mit geotechnischen Zentrifugen arbeitete.

Welche Anwendungsgebiete mit der Zentrifugenmodelltechnik abgebildet und im Detail erforscht werden können, zeigen zum Beispiel Jessberger (1992), Craig (2002), Springman (2008) und Rismanchian & Craig (2010).

4.2 Prinzip der Zentrifugenmodellierung

Das Prinzip der Zentrifugenmodellierung besteht im Wesentlichen aus der Einwirkung der Zentripetalkraft bei einer kreisförmigen Bewegung eines Massenpunktes im Abstand r vom Mittelpunkt, wobei auf folgende und weitere Literatur verwiesen sei, was die mathematischen Beziehungen anbelangt (Schofield, 1980). Durch die Zentripetalkraft erfährt der Massenpunkt eine radiale Beschleunigung, welche von der Winkelgeschwindigkeit und dem Radius abhängig ist. Diese Zentripetalbeschleunigung kann ins Verhältnis n zur Erdbeschleunigung gesetzt werden. Damit wird ersichtlich, dass die Zentrifuge ein, der Erdbeschleunigung gegenüber, erhöhtes Schwerfeld erzeugt.

Boden verhält sich spannungsabhängig. Daraus folgt die Notwendigkeit, die Spannung realitätsnah abzubilden, was bei 1g-Modellversuchen nicht gelingt, es sei denn, sie werden selbst als Prototyp betrachtet. Zentrifugen dienen dazu, das Schwerfeld auf $n \cdot g$ zu erhöhen, sodass reale Spannungen betrachtet werden können. Dies wird durch Abb. 4.2 verdeutlicht (Laue, 2002).

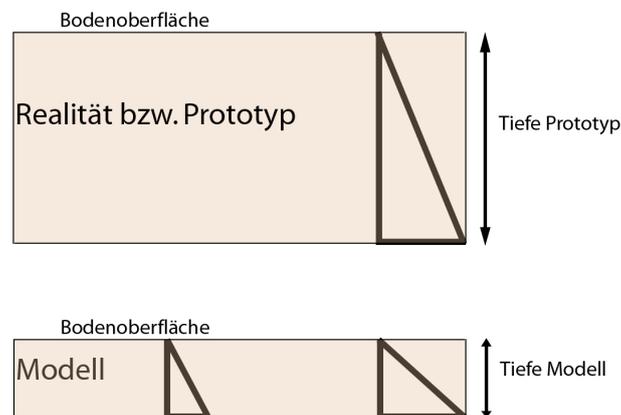


Abb. 4.2: Spannungszustände im Prototyp und im Modell unter 1g Erdbeschleunigung (links) und unter n -facher Erdbeschleunigung (rechts) nach Laue (2002)

Im Prototyp beträgt die vertikale Spannung σ_v am unteren Rand des Modells:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z_p \quad 4.1$$

ρ : Dichte des Bodens [kg/m^3]
 z_p : Tiefe Prototyp [m]

Im Modell unter 1g beträgt die vertikale Spannung σ_v am unteren Rand:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z_m \quad 4.2$$

ρ : Dichte des Bodens [kg/m^3]
 z_m : Tiefe Modell [m]

Diese Spannung ist entsprechend der Abb. 4.2 kleiner als die Spannung im Prototyp.

Wird nun das Modell einer erhöhten Erdbeschleunigung ausgesetzt, werden die Spannungen im Modell entsprechend grösser (vgl. Abb. 4.2 rechts).

$$\sigma_v = \rho \cdot n g \cdot z_m$$

4.3

n: Faktor der Erhöhung der Erdbeschleunigung [-]

Durch diese Erhöhung der Beschleunigung ergibt sich also am unteren Rand des Modells die gleiche Spannung wie im Prototyp. Das heisst, dass durch Zentrifugenmodellversuche realitätskonforme Spannungen in einem kleinen Modell erzeugt werden können.

Bei herkömmlichen, kleinmassstäblichen Versuchen kann ein realistischer Spannungszustand nicht erreicht werden; die korrekte Simulation der Spannungsverteilung im Boden bei Modellversuchen ohne erhöhtes Schwerfeld ist nicht möglich (Laue & Springman, 2003). Auf diesen Umstand weist auch Schofield (1998) hin, der die Aussagen von Terzaghi, welcher alle Publikationen über physikalische Modelle in kleinem Massstab dahingehend kritisierte, dass die Generalisierung von kleinem Massstab auf wirkliche Bedingungen nicht ohne weiteres gemacht werden dürfe, würdigt. Die Zentrifugenmodelltechnik mit ihrem Vorteil der korrekten Abbildung der Spannungen im Boden wird von Schofield jedoch explizit von dieser Kritik ausgeschlossen, da mit dieser Technologie den von Terzaghi kritisierten Punkten adäquat Rechnung getragen wird.

Es besteht allerdings ein Fehler im Spannungsverlauf des Modells gegenüber dem Prototyp. Der Radius und damit das Schwerfeld werden mit der Probentiefe grösser. Das heisst, es herrscht über die Modelltiefe kein konstantes Schwerfeld. Dieser Fehler ist in Abb. 4.3 dargestellt und muss korrigiert werden. Dabei kann eine korrigierte Tiefe zur Lösung des Problems herangezogen werden. Es ist aber Vorsicht geboten, welcher Radius für die richtige Beschreibung des zu untersuchenden Problems verwendet wird (Taylor, 1995).

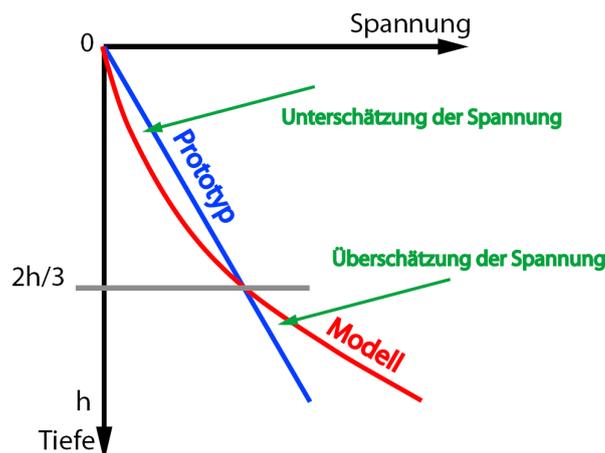


Abb. 4.3: Fehler in der Spannungsabbildung zwischen Prototyp und Zentrifugenmodell nach Taylor (1995)

Die Oberfläche des Bodenmodells ist, bedingt durch das radiale Schwerfeld, gekrümmt. Dieser Tatsache muss bei der Entwicklung von Versuchsteilen (z.B. Bodenplatten) Rechnung getragen werden.

4.3 Zentrifugentypen

Zur Modellierung von geotechnischen Problemstellungen haben sich gegenwärtig zwei Typen von Zentrifugen etabliert.

Die Arm-Zentrifuge besteht aus einem zentral gelagerten Arm mit je einem Behälter an den Enden. In diesen Behältern sind das Modell auf einer Seite und ein Gegengewicht auf der anderen Seite angebracht. Durch Rotation um die zentrale Lagerung wird das erhöhte Schwerfeld erzeugt.

Ein grosser Vorteil der Armzentrifuge ist, dass, im Gegensatz zur Trommelzentrifuge, trockene Proben eingebaut werden können. Dies wird durch die anfänglich horizontale Ausrichtung des Behälters ermöglicht. In Betrieb bei n -facher Erdbeschleunigung wirkt bei einer Armzentrifuge die Beschleunigung immer senkrecht auf die Modelloberfläche.

Die Trommelzentrifuge besteht im Wesentlichen aus einer Trommel, in welcher sich das Bodenmodell in der gesamten Trommel oder in einzelnen, an der Trommelwand befestigten, Containern befindet. Die Versuchsgeräte befinden sich auf einer sogenannten Toolplattform, welche durch eine Kupplung mit der Trommel gekoppelt ist. Die Plattform kann unabhängig von der Trommel gesteuert werden. Das heisst, dass während eines Versuches die Plattform angehalten und entfernt werden kann, um beispielsweise die Versuchsapparatur zu wechseln. Durch das Herunterfahren eines Sicherheitsschildes kann das Bodenmodell weiterhin dem erhöhten Schwerfeld ausgesetzt bleiben, ohne dass dabei durch das Entfernen der Plattform Gefahr für die Techniker bestehen würde. Dies ist je nach geplantem Versuch ein grosser Vorteil, da so die Möglichkeiten der Mess- und Steuerungsmethoden vielfältiger sind als bei einer Armzentrifuge.

Ein weiterer Vorteil der Trommelzentrifuge gegenüber der Armzentrifuge ist die Modellgrösse. Es können zum Beispiel auch lange Dämme simuliert werden, wenn die gesamte Trommel mit Boden gefüllt wird (Kusakabe et al., 1988; Stewart et al., 1998).

4.3.1 Die Trommelzentrifuge des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich

Das Institut für Geotechnik der ETH Zürich verfügt über eine Trommelzentrifuge, hergestellt von der Firma Thomas Broadbent and Sons Ltd in Huddersfield in Grossbritannien, mit einem Radius von 1.10 Metern (Springman et al., 2001). Es können Versuche bis zu maximal 440-facher Erdbeschleunigung durchgeführt werden. Bei diesem Beschleunigungsniveau (g-Niveau) beträgt die maximale Modellmasse zwei Tonnen. Der Aufbau der Zentrifuge ist in der Abb. 4.4 dargestellt. Das Gesamtgewicht der Zentrifuge beträgt elf Tonnen.

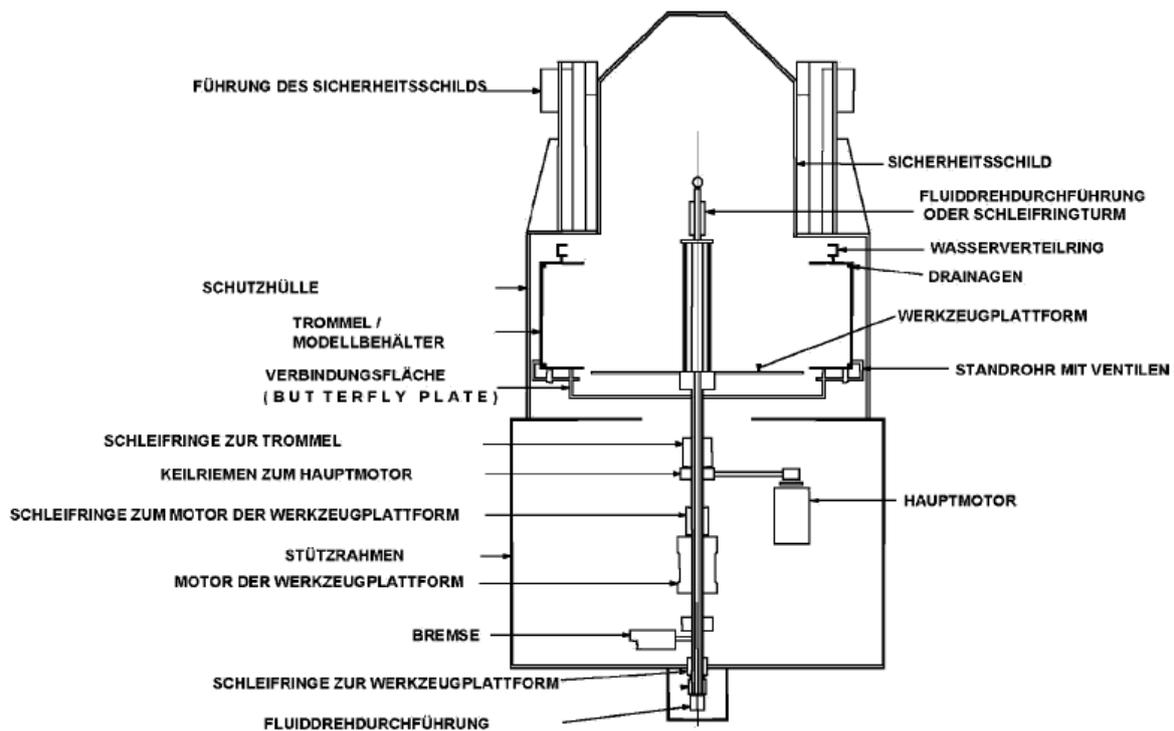


Abb. 4.4: Schnitt durch die Trommelzentrifuge und Beschreibung der Bauteile (Springman et al., 2001)

4.4 Skalierungsgesetze

Das Prinzip der Zentrifugenmodellierung ist, wie bereits erwähnt, den Spannungszustand im Boden eines Modells im Kleinmassstab in Grösse und Verlauf gleich den Spannungen im Prototyp zu setzen. Um die einzelnen Parameter richtig zu skalieren, sind nachfolgend in der Tabelle 4-1 die wichtigsten Skalierungsregeln aufgeführt (Schofield, 1980).

Tabelle 4-1: Skalierungsregeln für Zentrifugenmodellversuche aus Laue (2002) nach Schofield (1980)

Parameter	Einheit	Skalierung (Modell/Prototyp)
Beschleunigung	m/s^2	n
Längen	m	$1/n$
Spannung	kPa	1
Dehnung	-	1
Dichte	kg/m^3	1
Masse bzw. Volumen	kg bzw. m^3	$1/n^3$
Raumgewicht	N/m^3	n
Kraft	N	$1/n^2$
Biegemoment	Nm	$1/n^3$

4.4.1 Korngrösseneffekte

Bei grobkörnigen Böden muss das Skalierungsgesetz, wonach die Abmessung mit dem Faktor n multipliziert wird, verwendet werden. Somit wird ein Korn mit Durchmesser 1 mm bei hundertfacher Erdbeschleunigung zu einem Steinblock von 10 cm Durchmesser. Daraus folgt, dass grobkörnige Böden im Prototyp-Massstab mit feinkörnigen Böden in der Zentrifuge modelliert werden. Der Effekt der Korngrösse auf das Versuchsergebnis wird durch Versuche desselben Modells bei verschiedenen g-Niveaus ermittelt. Dabei sollten die Resultate eine möglichst kleine Streuung haben, um Korngrösseneffekte auszuschliessen (Laue, 2002).

Weiter muss nach Lau (1988) je nach Versuchsart die Zertrümmerungseigenschaft von Körnern berücksichtigt werden. Da kleinere Korngrössen meist durch Bruch von grösseren Körnern entstehen, haben sie eine entsprechend höhere Festigkeit gegen Zertrümmerung. Zentrifugentests von Bolton & Lau (1988) und Lau (1988) haben gezeigt, dass die Festigkeit und daher die Dilatanz von kleinen Korngrössen sehr viel höher sind als von grösseren.

Kimura et al. (1985) haben bei ihren Zentrifugenversuchen zum Thema der Grenztragfähigkeit von Flachfundationen auf dichtem Sand Untersuchungen zum Thema Korngrösseneffekte gemacht. Zunächst haben sie sich dem Problem gestellt, dass bei den Korngrössen genauso, wie bei den Abmessungen des Versuchsmodells, der Faktor n zu berücksichtigen ist, und dass man eigentlich den Boden für die Versuche entsprechend anpassen müsste. Sie haben sich dann verschiedene Methoden überlegt um herauszufinden, welche Rolle die Korngrösse tatsächlich spielt. Als erste Methode haben sie mit demselben Boden Zentrifugenmodellversuche und Versuche am Prototyp durchgeführt und herausgefunden, dass die Resultate sehr gut übereinstimmen, was die Folgerung nahe bringt, dass der Korngrösseneffekt bei

Zentrifugenmodellversuchen vernachlässigbar klein ist. Weiter haben sie Zentrifugenmodellversuche unter verschiedenen erhöhten Schwerfeldern mit verschiedenen Korngrößen durchgeführt, um direkt auf die Korngrösseneffekte zu schliessen. Dabei fanden sie heraus, dass bei verschiedenen Korngrößen immer dieselbe Grenztragfähigkeit resultierte, was wiederum schliessen lässt, dass wenn für den Prototyp und das Zentrifugenmodell derselbe Boden verwendet wird, die Resultate auch unverfälscht sein sollten. Zentrifugenversuche mit dem selben Resultat wurden auch von Ovesen (1979) durchgeführt.

Springman et al. (2006) geben für die Korngrösse für Zentrifugenmodellversuche eine Maximalgrösse von $1/15$ oder falls möglich $1/30$ der massgebenden Modelldimensionen an. Das heisst, dass bei einem Versuch mit einer Bodenplatte der Abmessung $5.6 \text{ cm} \times 5.6 \text{ cm}$ eine maximale Korngrösse von 1.9 mm bis 3.73 mm verwendet werden darf.

Es wäre jedoch falsch, die Korngrösse mit dem Faktor n zu skalieren wie beispielsweise die Abmessungen der Bodenplatte. Wird zum Beispiel Ton mit dem Faktor 100 skaliert (vergrössert), so kann sich daraus ein Silt oder Sand ergeben, der aber völlig andere Spannungs-Dehnungs-Volumenbeziehungen aufweist als der Ton. Das heisst, es müssen Böden verwendet werden, welche gegenüber dem Prototyp vergleichbare Spannungs-Dehnungsbeziehungen haben.

Abschliessend liegt die Folgerung nahe, dass es sehr viele verschiedene Auffassungen zum Thema Korngrösseneffekte in der Zentrifugenmodelltechnik gibt, und dass diese Haltungen auf die verschiedenen Untersuchungssparten zurückgehen. Korngrösseneffekte verhalten sich spezifisch zur Problemstellung (Nater, 2005) und können keiner allgemeinen Regel unterzogen werden.

Für die innerhalb dieser Arbeit durchgeführten Versuche werden Ton- und Sandböden mit einem Maximalkorn von 0.20 bis 0.30 mm verwendet. Bei diesen Korngrößen und dem applizierten g -Niveau von 50 , spielt der Effekt der Korngrösse nicht in das Versuchsergebnis hinein.

4.5 Verwendete Böden und Laborversuche

4.5.1 Perth Sand

Dieses Bodenmaterial stammt, wie der Name sagt, aus der Nähe von Perth, West-Australien. Perth-Sand wurde bereits von Buchheister (2009) ausführlich beschrieben.

Bestimmung der Kornverteilung von Perth Sand

Die Kornverteilungskurve von Perth-Sand wurde von Buchheister (2009) bestimmt und wird hier sinngemäss in Abb. 4.5 übernommen. Buchheister hat nebst der Siebanalyse weitere Analysen zur Bestimmung der Kornverteilung vorgenommen. Die Resultate zeigen jedoch, dass die Unterschiede zwischen den Analysen vernachlässigbar sind, weshalb sie hier nicht gezeigt werden.

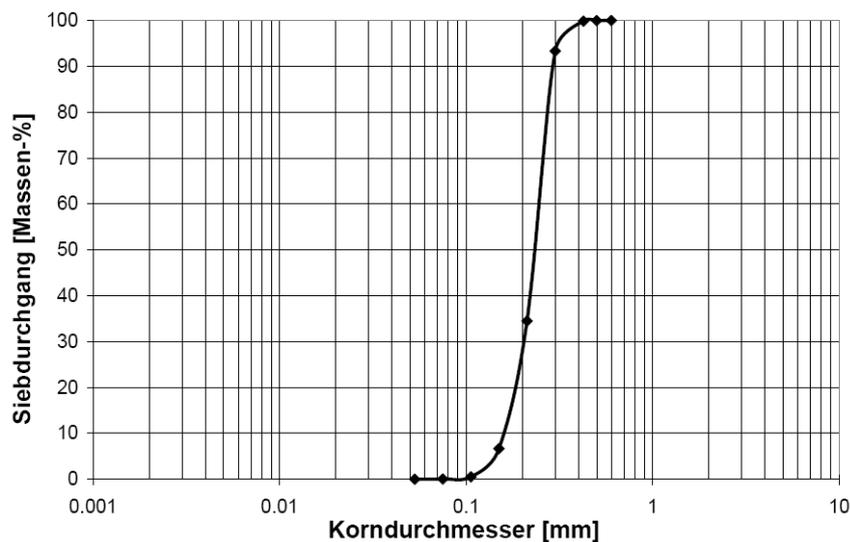


Abb. 4.5: Siebanalyse von Perth-Sand nach Buchheister (2009)

Anhand der Kornverteilungskurve kann der Perth Sand als schlecht abgestufter Sand (SP) klassifiziert werden (CEN-Brüssel, 2007).

Die Kornform und die Mineralogie wurden ebenfalls von Buchheister untersucht.

Die Kornform wurde dabei von Buchheister mit einem ESEM (Environmental Scanning Electron Microscope) sichtbar gemacht und wird von Buchheister anhand von von Soos (1996) mit kugelig bis gedrunen und gerundet beschrieben (Abb. 4.6).

Mit dem EDX-Detektor des ESEM (energy-dispersive-x-ray) konnte die Mineralogie bestimmt werden. Die Resultate können in Buchheister (2009) eingesehen werden. Wesentlich ist, dass es sich um einen reinen Quarzsand handelt.

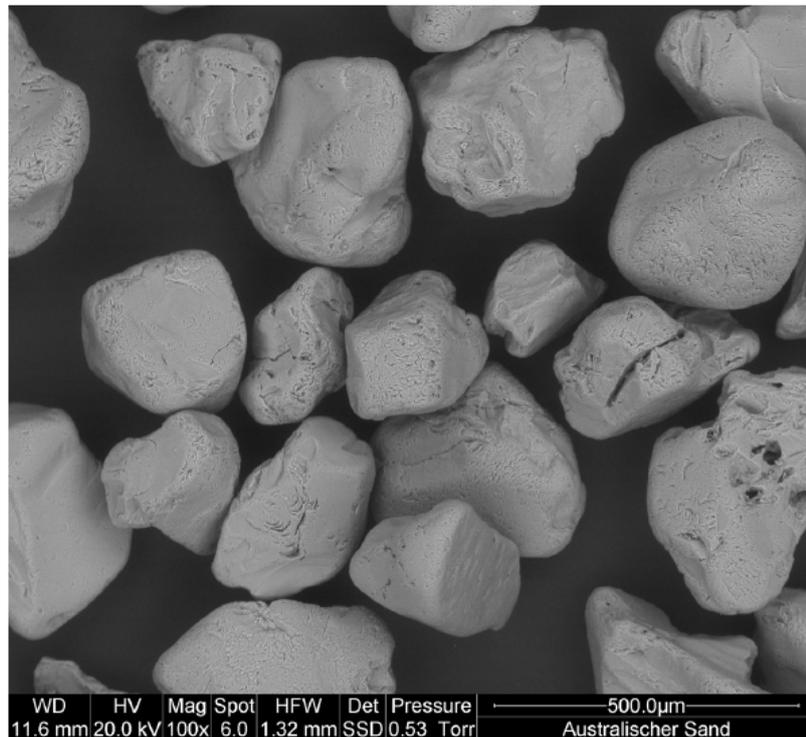


Abb. 4.6: ESEM-Bild des Perth-Sandes nach (Buchheister, 2009)

Weitere Bodenkennwerte, was die minimale und maximale Lagerungsdichte (ASTM, 2006) betrifft, wurden von Nater (2005) erhoben und sind in der Tabelle 4-2 zusammengefasst.

Tabelle 4-2: Bodenkennwerte für Perth-Sand nach Nater (2005)

Bezeichnung	Einheit	Wert
Bezeichnung USCS	-	SP
Grösstkorn d_{\max}	mm	0.50
Korndurchmesser d_{60}	mm	0.31
Mittlerer Korndurchmesser d_{50}	mm	0.28
Korndurchmesser d_{30}	mm	0.21
Korndurchmesser d_{10}	mm	0.14
Krümmungszahl C_{cd}	-	1.0
Ungleichförmigkeitszahl C_{ud}	-	2.2
Minimale Trockendichte ASTM ρ_{\min}	kg/m ³	1515
Maximale Trockendichte ASTM ρ_{\max}	kg/m ³	1801

Das spezifische Gewicht der Festsubstanz wurde anhand von Pyknometerversuchen (CEN-Brüssel, 2000) bestimmt und kann zu 26.0 kN/m³ angegeben werden.

Triaxialversuche an Perth Sand

Um mehr über das Verformungs- und Bruchverhalten von Perth Sand zu erfahren, wurden Triaxialversuche (CEN-Brüssel, 2004) an trockenem Sand durchgeführt (vgl. Abb. 4.7).



Abb. 4.7: Triaxialversuche an trockenem Perth-Sand

Insgesamt wurden vier Versuche durchgeführt; allgemeine Informationen sind in Tabelle 4-3 aufgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei allen Versuchen 0.01 mm/s.

Tabelle 4-3: Allgemeine Informationen zu den durchgeführten Triaxial-Versuchen an Perth-Sand. D_D : Relative Lagerungsdichte; e_0 : Ausgangsporenzahl

Versuch Nr.	Einbaudichte/ D_D / e_0 [kN/m ³]/[-]/[-]	Durchmesser [mm]	Probenhöhe [mm]	Seitendruck [kPa]
Versuch 1	16.9/0.652/0.54	56.55	129.36	10
Versuch 2	17.0/0.685/0.53	56.82	126.51	15
Versuch 3	17.0/0.685/0.53	56.8	126.25	20
Versuch 4	17.18/0.744/0.51	56.95	126.2	40

Anhand dieser Versuche wurden folgende Bodenparameter bestimmt (Tabelle 4-4).

Tabelle 4-4: Bodenparameter aus den Triaxialversuchen an Perth-Sand

Versuch Nr.	Max. Scherwinkel φ'_{\max} [°]	Rest-Scherwinkel φ'_{cv} [°]	Dilatanzwinkel ψ [°]	Effektive Kohäsion c' [kPa]
Versuch 1	41.9	29.5	11.5	0
Versuch 2	39.3	29.8	9.5	0
Versuch 3	39.3	29.7	9.6	0
Versuch 4	39.0	29.6	9.4	0

Die Mittelwerte dieser Versuchsergebnisse ergeben die Festigkeitsparameter die für Perth-Sand für die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche und Analysen zugrunde gelegt werden (vgl. Tabelle 4-5).

Tabelle 4-5: Mittelwerte der Bodenparameter für Perth-Sand

Festigkeits-Parameter	Bezeichnung	Einheit	Wert
Maximaler Scherwinkel	φ'_{\max}	°	39.9
Residual-Scherwinkel	φ'_{cv}	°	29.7
Dilatanzwinkel	ψ	°	10
Effektive Kohäsion	c'	kPa	0

Ödometerversuche an Perth Sand

Da für die weiteren Betrachtungen des Tragverhaltens von Flachfundationen auf Perth Sand die Steifigkeit in Abhängigkeit der Belastungsstufe wichtig ist, wurden Ödometerversuche (CEN-Brüssel; Teil 5, 2005) bei verschiedenen Lagerungsdichten an trockenem Sand durchgeführt (vgl. Abb. 4.8).

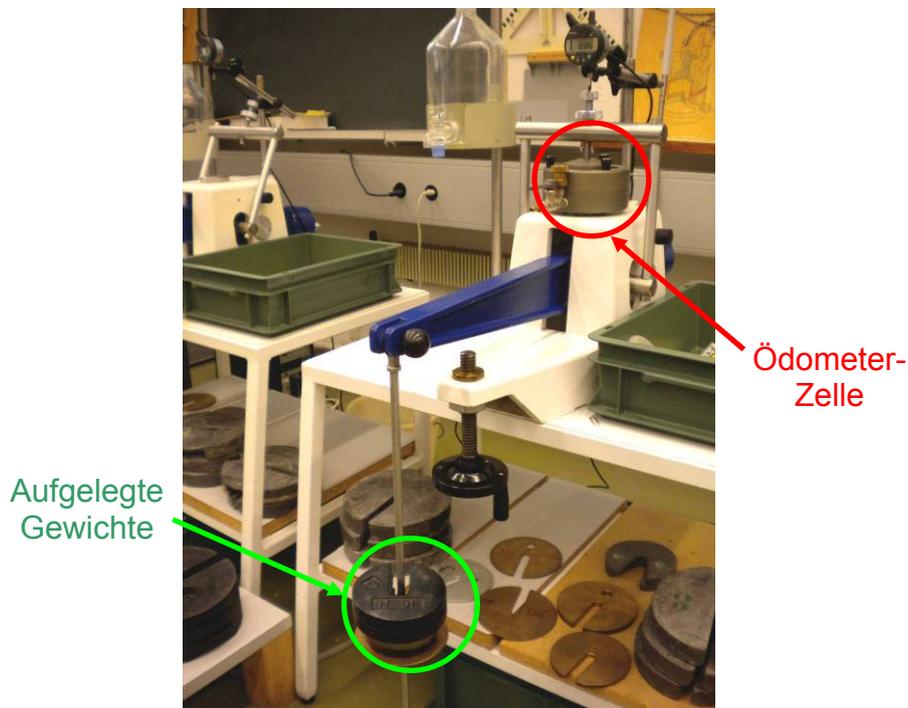


Abb. 4.8: Ödometergerät, welches für die Versuche verwendet wurde.

Insgesamt wurden sechs Versuche durchgeführt. Der Sand wurde in die Ödometer-Zellen gleichermassen eingerieselt wie für die Zentrifugenmodellversuche (vgl. Kapitel 4.6). Es wurden für alle Versuche Ödometergeräte der Firma Strassentest (vgl. Abb. 4.8) verwendet (Probendurchmesser $d = 71.36$ mm).

In nachfolgender Tabelle 4-6 sind die Eingangsparameter für alle Versuche aufgeführt. Die Abb. 4.9 zeigt die Ergebnisse aus den Versuchen.

Tabelle 4-6: Eingangsparmeter für die Ödometerversuche an Perth-Sand

Versuch Nr.	Einbauhöhe h [mm]	Durchmesser d [mm]	Einbaudichte γ_d [kN/m ³]	Porenzahl e [-]
Versuch 1	17.06	71.36	17.08	0.52
Versuch 2*	16.46	71.36	17.23	0.51
Versuch 3	17.22	71.36	17.35	0.50
Versuch 4	17.4	71.36	16.64	0.56
Versuch 5	17.47	71.36	16.65	0.56
Versuch 6	17.9	71.36	17.04	0.53

*Versuch 2 lieferte aufgrund von Einbauproblemen keine gültigen Resultate.

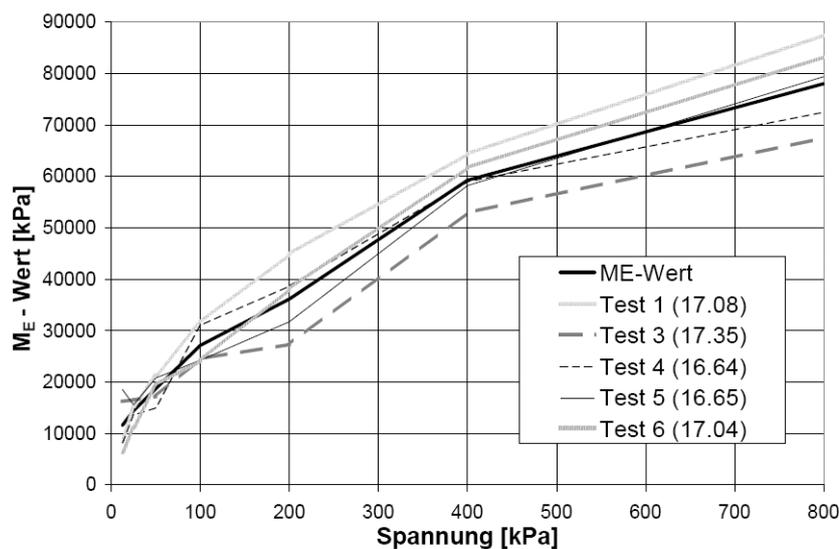


Abb. 4.9: Resultate aus den Ödometer-Versuchen an Perth-Sand

In Abb. 4.9 ist vor allem bei Test 3 deutlich zu erkennen, welche Laststufen gewählt wurden (50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa).

4.5.2 Birmensdorfer Ton

Dieser Ton stammt aus Birmensdorf, Kanton Zürich. Birmensdorfer Ton wurde bereits anhand von verschiedenen Arbeiten am Institut untersucht, verwendet und beschrieben (Tausch Giudici, 2003; Nater, 2005; Messerklinger, 2006, Weber, 2007).

Folgende Bodenkennwerte lassen sich aus diesen Arbeiten gewinnen (Tabelle 4-7; Tabelle 4-8):

Tabelle 4-7: Bodenmechanische Klassifikation des Birmensdorfer Tons nach Weber (2007)

Klassifikation USCS	CH
Tongehalt < 2 μ m [%]	42
Fließgrenze w_l [%]	58
Ausrollgrenze w_p [%]	19
Plastizitätsindex I_p [%]	39

Tabelle 4-8: Ausgewählte bodenmechanische Eigenschaften des aufbereiteten Birmensdorfer Tons (Kueng, 2003; Panduri, 2000)

Dichte der Festsubstanz ρ_s [g/cm ³]	2.75
Effektiver Reibungswinkel ϕ'_{cv} [°]	24.5
Effektive Kohäsion c' [kPa]	0
Kompressionsbeiwert C_c [-]	0.49
Kompressionsbeiwert der Ent- und Wiederbelastung C_s [-]	0.03
Cam Clay Bruchparameter M [-]	0.97
Cam Clay Kompressionsbeiwert λ [-]	0.21
Cam Clay Entlastungsbeiwert κ [-]	0.01

Laborversuche an aufbereitetem Birmensdorfer Ton

Da der Ton für den Zentrifugenversuch aufbereitet wurde, wurden trotzdem einige Versuche zur Bestimmung des Bodenverhaltens für die speziellen Randbedingungen des Versuchs durchgeführt (Espinosa, 2009) (Tabelle 4-9). Es wurden vor dem Einbau des aufbereiteten Tonmodells in die Zentrifuge drei Proben für Ödometerversuche entnommen, sowie weitere vier Proben für die Bestimmung des Feuchtraumgewichtes, des Wassergehaltes und des initialen Porengehalts. Die Ergebnisse weichen zum Teil von den Werten in Tabelle 4-8 ab.

Tabelle 4-9: Parameter des aufbereiteten, mit 200 kPa vorbelasteten Birmensdorfer Tons (Espinosa, 2009)

Trockendichte ρ_d [kg/m ³]	1382
Feuchtdichte ρ [kg/m ³]	1880
Kompressionsbeiwert C_c [-]	0.25
Kompressionsbeiwert der Ent- und Wiederbelastung C_s [-]	0.027
Initialer Porengehalt e_0 [-]	0.91
Zusammendrückungsmodul: Tangentenmodul bei Referenzspannungsniveau 100 kPa $M_{E,ref}$ [kPa]	2500
Sättigungsgrad S_r [-]	1
Wassergehalt w [-]	0.36
Fliessgrenze w_l [%]	54
Ausrollgrenze w_p [%]	24

4.6 Zentrifugenmodellierung von Flachfundationen

Es besteht bereits eine grosse Anzahl von Arbeiten über die Modellierung von Flachfundationen in Zentrifugen. Die meisten dieser Arbeiten hatten jedoch zum Ziel, mehr über den Grenzzustand der Tragsicherheit und über neue zusätzliche Erkenntnisse zur Tragfähigkeitsformel in Erfahrung zu bringen wie zum Beispiel Kimura et al. (1985), Kutter et al. (1988a), Bakir et al. (1994) und Aliaiban & Znidaric (1995). Bolton & Sun (1991) beschrieben das Deformationsverhalten von Brückenwiderlagern auf Tonboden. Nater (2005) befasst sich mit dem Tragverhalten von starren Kreisfundamenten auf geschichteten Böden. Osman & Bolton (2004, 2005) beschäftigten sich mit der Bestimmung der undrainierten Setzung unter Flachfundationen. Bay-Gress (2000) befasste sich mit der Boden-Bauwerks-Interaktion, indem sie ein Fundament anhand von verschiedenen Spannungspfaden zum Bruch führte. Dabei stellte sie fest, dass bei exzentrischer Belastung der Momentenwiderstand ansteigt, wenn vor dem Aufbringen der exzentrischen Last zuerst Kompression stattfindet. Damit ist eine Abhängigkeit des Bodenwiderstandes vom Spannungspfad gezeigt. Springman (2008) gibt in ihren Ausführungen über Niels Krebs-Ovesen ausserdem einen guten Überblick über Zentrifugenmodellierungen an Fundationen. Keine Arbeit befasst sich mit dem Thema der Gebrauchstauglichkeit von nicht starren Fundationen unter Einbezug der Steifigkeitsverhältnisse.

4.6.1 Modellierungsprozess für Flachfundationen

Nachfolgend wird der Prozess zur Modellierung von Flachfundationen in der Zentrifuge beschrieben. Dabei wird zuerst auf den Versuchsaufbau im Allgemeinen und danach auf sämtliche verwendeten Messinstrumente eingegangen, bevor die Herstellung der Bodenmodelle in den dafür vorgesehenen Containern erläutert wird.

Versuchsaufbau

Wie bereits ausgeführt wurde, besitzt das Institut für Geotechnik der ETH Zürich eine Trommelzentrifuge, mit welcher alle hier beschriebenen Versuche durchgeführt wurden. Trommelzentrifugen eignen sich besser für grosse Modelle wie Dämme etc. als für eher kleine Bodenmodelle, wie sie für Flachfundationen nötig sind. Aus diesem Grund wird die Trommelzentrifuge für diese Fundationsversuche in eine Art Armzentrifuge umgebaut. Im Wesentlichen werden dazu zwei grosse runde Töpfe, Container genannt, an der Zentrifugenwand befestigt. In diesen Containern befinden sich die Bodenmodelle. Am Actuator werden die Fundationen mit den notwendigen Messgeräten befestigt und durch das Herausfahren gegen das Bodenmodell gedrückt. Durch diese Anordnung können zwei Fundationsversuche miteinander durchgeführt werden.

Messinstrumente

Damit möglichst aussagekräftige Daten aus den Versuchen gewonnen werden können, werden verschiedene Messsysteme auf dem Actuator aber auch in den Strongboxen eingesetzt.

Der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messgeräte ist in Abb. 4.10 zu sehen:

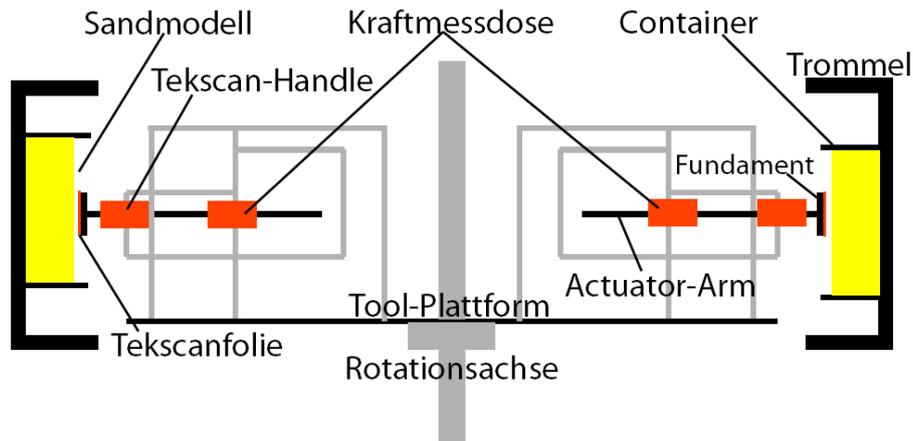


Abb. 4.10: Versuchsaufbau in der Trommelzentrifuge nach Arnold et al. (2010)

Tekscan

Druckempfindliche Folien der Firma Tekscan (Tekscan, 2007) werden dazu verwendet, die Druckspannung zwischen Fundament und Boden aufzuzeichnen (Laue et al., 2002a; Springman et al., 2002; Laue & Springman, 2003). Auf einer Größe von 11.2 cm x 11.2 cm liegen 1936 Messpunkte, die es ermöglichen, ein sehr genaues Bild der Druckspannungsverteilung zu erhalten.

Das Messsystem besteht aus Sensor, Handle und einem handelsüblichen Computer, wo das Handle über USB 2.0 angeschlossen und durch von Tekscan Inc. mitgelieferte Software bedient wird (vgl. Abb. 4.11).



Abb. 4.11: Tekscan-Messsystem mit Folie; Handle und Kabelverbindung

Der Aufbau der Folie ist in Abb. 4.12 dargestellt. Im Wesentlichen werden zwei Folien, welche dünne Linien druckempfindlicher, leitender Tinte enthalten, aufeinander geklebt. Das so entstehende Netz von Tintenbahnen ist von einem Halbleiter umgeben. Die Schnittstellen der Tintenbahnen ergeben die Netzpunkte, welche die 1936 Messpunkte der aufzuzeichnenden Spannung ergeben (Laue et al., 2002a).

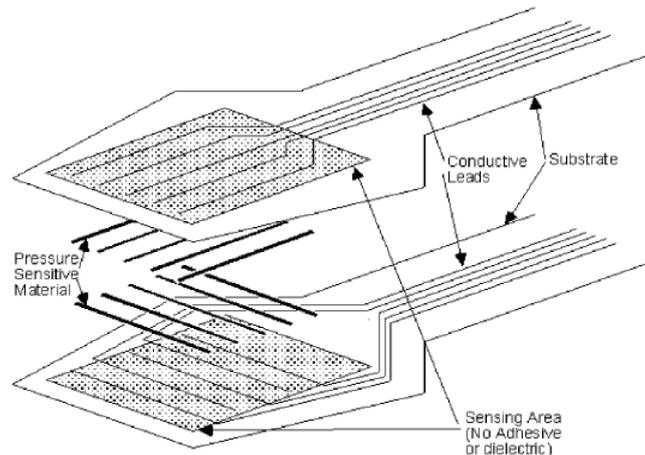


Abb. 4.12: Schematischer Aufbau der Tekscan-Folien (Tekscan, 2007)

Da die Folien dünn und flexibel sind (ca. 0.1 mm), verändern sie die Steifigkeit des untersuchten Systems nicht. Im Gegensatz dazu würden Kraftmessdosen, die im Boden eingelegt werden, die Steifigkeit des Modells verändern und damit auch die gemessene Spannungsverteilung beeinflussen und verfälschen. Die Skalierung macht diese Kraftmessdosen im Prototyp noch grösser, weshalb die Messungen in Zentrifugen noch problematischer werden (Laue, 2002). Auch Selig (1989) verweist auf diese Problematik. Lee et al. (2002) haben hingegen aufgezeigt, dass Kraftmessdosen zur Bestimmung der Sohldruckverteilung angewandt werden können. Die Messgeräte müssen aber unter ähnlichen Bedingungen, wie sie im Versuch herrschen, kalibriert werden. Das heisst, dass die Kalibration im selben Boden bei ähnlichen Spannungszuständen und Sättigungsgrad und ähnlichem g-Niveau wie im Zentrifugenversuch stattfinden sollte. Dieser Umstand erhöht den Kalibrationsaufwand wesentlich.

Die Sensoren müssen kalibriert werden. Paikowsky & Haiduk (1997) geben Informationen zur Kalibration. Dabei schlagen sie ein Kalibrationsgerät speziell für diese druckempfindlichen Folien vor, in welchem die Sensoren idealerweise kalibriert werden können. Dabei ist vor allem darauf zu achten, dass der Sensor möglichst gleichmässig belastet werden kann. Werden die Folien zwischen einer starren Platte und einer Membran eingespannt, kann diese gleichmässige Belastung nicht erreicht werden, weil die starre Platte in der Regel über eine zu unregelmässige Oberfläche verfügt, die Querdehnung der Membran die Aufzeichnung der Folien stört und durch die Weichheit der Membran die Durchlässigkeit der Tintenbahnen verringert wird, was wiederum in einer Ungenauigkeit der Messaufzeichnung resultiert. Deshalb wurde schlussendlich eine dünne Schicht körnigen Materials auf die Membran gegeben, auf welcher die Folie zu liegen kommt. Mit dieser Anordnung konnte eine optimale Kalibration erreicht werden. Es wird auch darauf hingewiesen, dass die Hauptprobleme dieser Folien bei Nicht-Linearität der Laststeigerung, der Hysterese und dem Kriechen bei konstanter Last liegen. Da die Datenerfassung von

Tekscan in der Zentrifuge über den Computer auf der Tool-Plattform erfolgt, kann das Tekscan-Handle nicht beliebig weit von der Zentrifuge für die Kalibration entfernt werden. Aus diesem Grund konnte die hydraulische Presse nicht für die Kalibration verwendet werden. Um die Tekscan-Folien dennoch auf eine dem Versuch entsprechenden Last (ca. 4 kN) zu kalibrieren, kommen keine Gewichte in Frage. Was bleibt, ist die einfache Kalibration über die Lastzelle auf dem Actuator-Arm der Zentrifuge. Auf diese Weise kann jedoch anhand der Tekscan-Software nur ein Kalibrationspunkt angegeben werden. Für die Versuche wurde das Tekscan deshalb jeweils auf die erste Belastungsspitze während dem Fundament-Versuch kalibriert. Damit kann der Nicht-Linearität während der Belastung bis zur Spitze nicht Rechnung getragen werden. Da jedoch aufgrund der unregelmässigen Sandoberfläche weniger die absoluten als vielmehr die relativen Messwerte interessieren, ist dieses Vorgehen entsprechend der Verwendung der Daten adäquat.

Ein weiterer Nachteil dieser Messsysteme nebst der schwierigen Kalibration ist die Neigung zum Kriechen unter Last. Versuche haben gezeigt, dass die Folien unter Last kriechen und deshalb die gemessene Spannung grösser wird, als sie eigentlich ist. Dazu wurde mit einer konstanten Last von 3 kN (anhand Kraftmessdose) die Folie über mehrere Stunden belastet. In Abb. 4.13 ist deutlich zu erkennen, dass dabei der integrierte Wert der 1936 Messpunkte bei gleichbleibender Last ansteigt, was also bedeutet, dass die Folie unter gleichbleibender Last kriecht. Bei den hier durchgeführten Versuchen ist dieser Effekt nicht so gaviierend (ca. 4% Abweichung (vgl. Abb. 4.13)), da die Versuche nicht sehr lange dauern und da es vor allem darum geht, das grundsätzliche Verhalten der Fundationen zu zeigen. Beim durchgeführten Ton-Versuch verfälscht das Phänomen des Kriechens das Versuchsergebnis zweifelsohne.

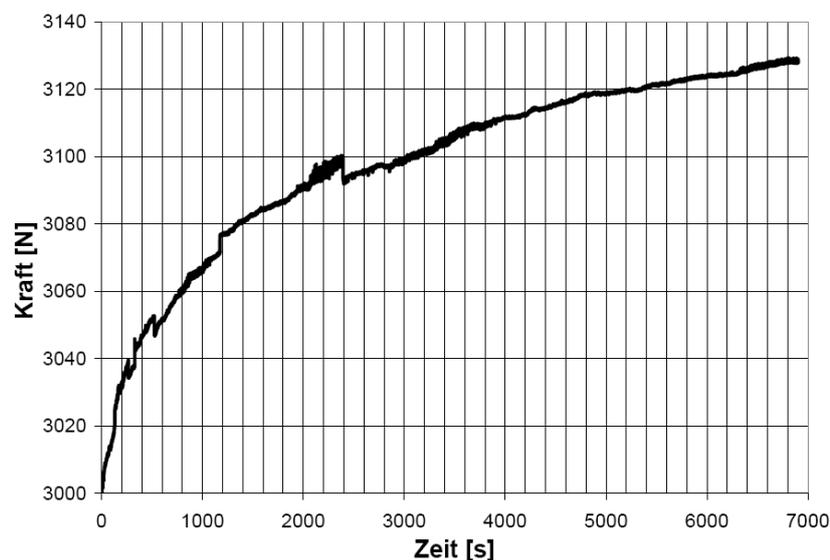


Abb. 4.13: Entwicklung der mit Tekscan aufgezeichneten Kraft mit der Zeit, wobei die Kraft bei 3000 N auf dem Actuator-Arm konstant belassen wurde. Nach zwei Stunden beträgt die Abweichung 4 %.

Lastzelle

Die Lastzelle zeichnet die Last, welche von der Stütze auf das Fundament eingeleitet wird, auf. Es wurden dabei Lastzellen des Herstellers HBM verwendet (vgl. Abb. 4.14). Sie ist dabei zwischen Actuator-Arm und Fundationsmodell geschaltet. Es ist wichtig, die genaue aufgebrachte Last zu kennen; auch im Hinblick auf die Sicherheit während des Zentrifugenmodellversuches.

Die Kalibration dieser Kraftmessdosen erfolgt in regelmässigen Abständen und ist für die Versuche als Kalibrationsfile abrufbar. Dabei wird die Kraftmessdose mit Bleigewichten bis zu 30 kg kalibriert. Aufgrund der Herstellerangaben von HBM beträgt die Linearitätsabweichung von einer 2 kN Lastzelle 0.011 % und von einer 10 kN Lastzelle 0.061 %. Dies entspricht bei einer Last von 4 kN (ungefähre Maximallast bei den Versuchen) einer Abweichung von 2.44 N, was einem nicht spürbaren Fehler in den Versuchsergebnissen entspricht. Diese Werte wurden im Wesentlichen durch die Kalibration bestätigt.



Abb. 4.14: Lastzelle des Herstellers HBM

Actuator-Arm

Der Actuator-Arm selbst zeichnet den Weg des Fundaments beim Eindringen in den Boden auf. Er gibt also gewissermassen die Setzung des Systems wieder (vgl. Abb. 4.15).

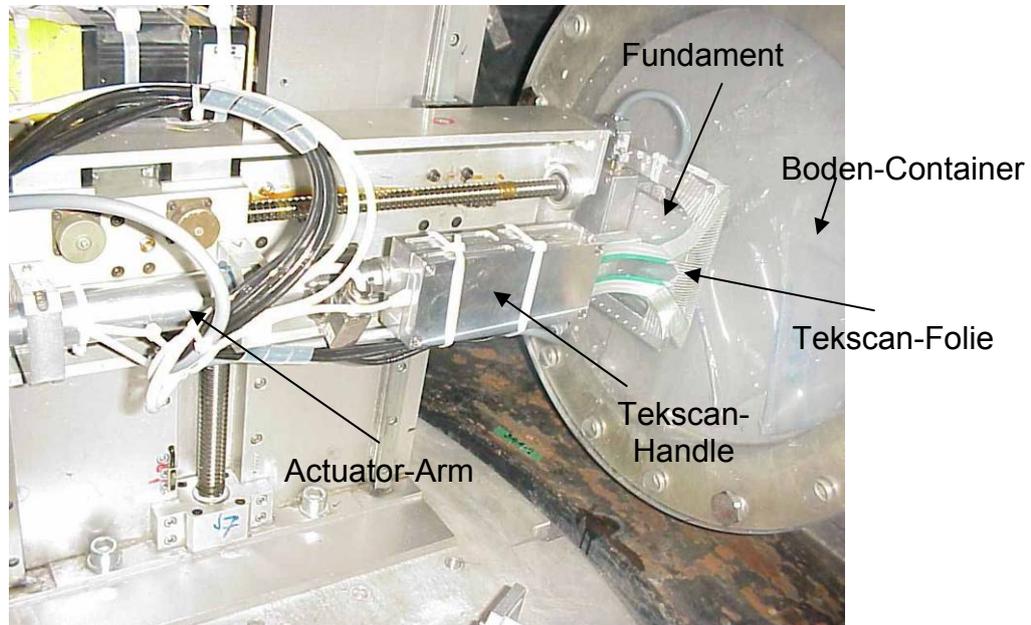


Abb. 4.15: Actuator-Arm mit Fundationsmodell

Dehnmessstreifen (DMS)

Das Prinzip der DMS, nämlich den Zusammenhang zwischen Dehnung und Widerstand elektrischer Leiter wurde erstmals von William Thomson im Jahr 1856 beschrieben und kann beispielsweise in Paus (1995) nachgelesen werden. Darauf aufbauend wurden die DMS entwickelt, welche genau diese Widerstandsänderung aufgrund der Dehnung von elektrischen Leitern aufzeichnen und durch Kalibration in der Lage sind, Dehnungen aufzuzeichnen. Ein typischer DMS ist schematisch in Abb. 4.16 dargestellt und appliziert auf einem Fundament zu sehen.

Um Dehnmessstreifen erfolgreich zu applizieren, muss vorgängig die Oberfläche gereinigt werden, damit der Klebstoff optimale Haftung garantiert. Danach wird der DMS aufgeklebt und mit einer Schutzschicht überzogen, damit allfälliges Wasser den DMS nicht beschädigt. Damit aber aus der Widerstandsänderung, welche aufgrund der Dehnung des DMS entsteht, ein Messsignal in Form einer elektrischen Spannung herausgelesen werden kann, muss jeder DMS mit einer Wheatston'schen Brückenschaltung ausgerüstet werden. Weiter wird von Vorteil ein DMS an einem Ort appliziert, wo lediglich eine Dehnung infolge Temperaturänderung entsteht. Damit kann der Temperatureffekt auf alle anderen DMS eliminiert werden. Weitere Details zur Wheatstone-Brücke können beispielsweise in Paus (1995) nachgelesen werden. Im Computer werden „counts“ erfasst, wobei je nach Datenerfassungs-Box 16247 bzw. 16108 counts 1 mV/V Spannung entsprechen. Bei einem DMS-bedingten Faktor $k = 2.0$ entspricht 1mV/V 2000 $\mu\text{m}/\text{m}$. Mit diesen Grundlagen kann die Dehnung für jeden DMS anhand der Computer-Ausgabewerte bestimmt werden.

Die Dehnung wird folgendermassen aus dem elektrischen Signal eruiert (Gleichung 4.4):

$$\varepsilon = \frac{\Delta R / R}{k} \quad 4.4$$

- ε : Dehnung [-]
 R : Widerstand des DMS [Ω]
 ΔR : Widerstandsänderung [Ω]
 k : k-Faktor, drückt das zahlenmässige Verhältnis der Wandlung der mechanischen Grösse ΔL in eine analoge elektrische Grösse ΔR aus.

Die Dehnmessstreifen werden auf der Oberseite der Foundation angebracht und sollen Aufschluss darüber geben, wie fest die Platte durch das Eindrücken in den Boden auf Biegung beansprucht wird.

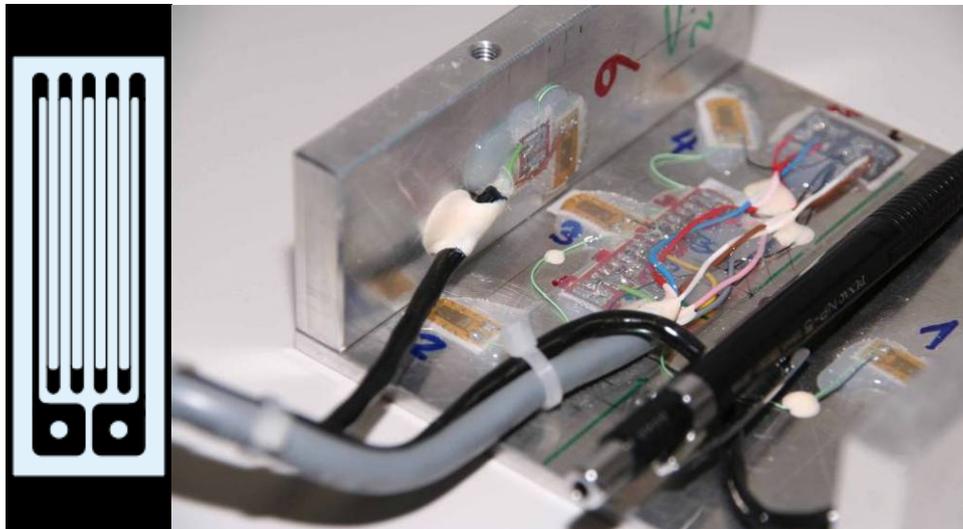


Abb. 4.16: Links: Schematische Darstellung eines Dehnmessstreifens; rechts: DMS auf einem Fundationsmodell appliziert

Um sicher zu sein, dass die DMS die Dehnung zuverlässig wieder geben, wurden Eichversuche durchgeführt. Dabei wurden die Fundationsplatten mit den aufgeklebten DMS auf vier Wänden gelagert und mit Gewichten (Abb. 4.17) oder mit dem Actuatorarm belastet.



Abb. 4.17: Links: Kalibrierungstest durch Auflegen von Gewichten; rechts: Eichtest durch Belastung mit dem Actuator-Arm

Die dabei aufgezeichnete Dehnung der DMS wurde mit der rechnerischen Dehnung aus einer Finite-Elemente-Berechnung mit ABAQUS (Abb. 4.18) verglichen. Die Resultate dazu sind in Tabelle 15-3 und Abb. 15.6 im Anhang zusammengestellt. Die verwendeten Stoffparameter für Aluminium sind in Tabelle 4-10 zu finden.

Tabelle 4-10: Stoffparameter in ABAQUS für Aluminium

Stoffmodell	Elastizitätsmodul E [N/mm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Raumgewicht γ [kN/m ³]
Elastisch – Isotrop	69000	0.3	27

Auffallend ist, dass je komplexer die Fundationsstruktur ist, die gemessenen Dehnungen mehr von den rechnerischen abweichen. Dies hat einerseits mit der komplexeren Kräfteinleitung im Belastungstest zu tun (belastete Wände) andererseits mit der Modellierung in ABAQUS. Verschraubte Wände sind nicht starr mit der Platte verbunden, wie das mit ABAQUS modelliert wird.

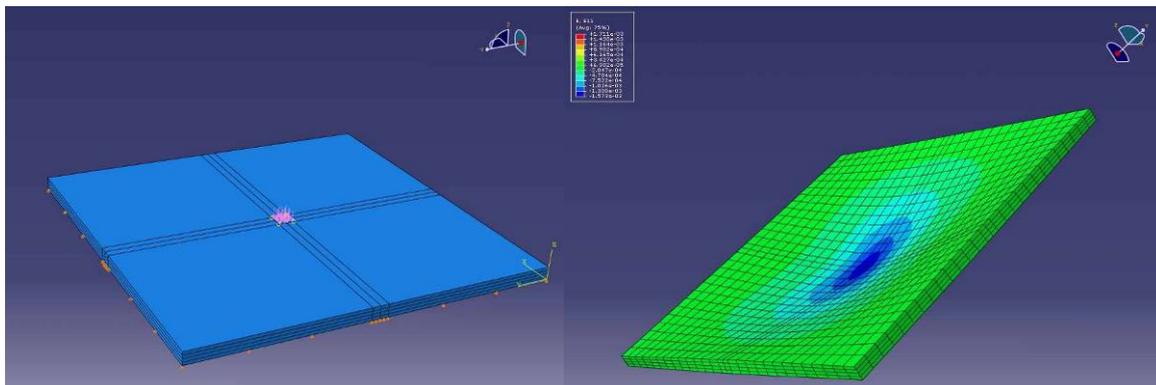


Abb. 4.18: Links: ABAQUS-Modell der vierseitig gelagerten Platte mit Lasteinleitung in der Mitte. Rechts: Resultat aus der Berechnung mit ABAQUS. Hier dargestellt die Dehnung E11 (grün: keine Dehnung; rot: positive Dehnung; blau: negative Dehnung). Mit Hilfe von Pfaden auf dem Modell kann die Dehnung an beliebigen Punkten abgelesen werden.

Deshalb konnten die gemessenen Dehnungen nur für einfache Strukturen exakt nachgebildet werden. Die Eichtests lassen dennoch den Schluss zu, dass die DMS zuverlässige Messwerte ausgeben.

Beschleunigungsaufnehmer

Es wurden Messgeber und Ladungsverstärker der Firma Brüel & Kjaer verwendet (Abb. 4.19). Diese Geräte wurden in den Boden eingebracht (Chikatamarla, 2005; Siemer, 1996), um aufgrund einer äusseren Einwirkung die Druckwellengeschwindigkeit im Boden zu messen (Siemer, 1996). Die Beschleunigungsaufnehmer wurden dabei immer in der Mitte des Containers eingebaut, das heisst, sie liegen direkt unter der Fundation und haben von den Seitenwänden des Containers 20 cm Abstand. Anhand dieser Druckwellengeschwindigkeit kann eine Aussage über die Bodensteifigkeit gemacht werden (Studer et al., 2007). Die äussere Einwirkung wird durch eine Kugel erzeugt, welche in einer Rutsche durch einen Magneten gehalten und losgelassen werden kann. Diese Kugel trifft auf eine Platte auf, die auf dem Boden aufliegt. An der Platte ist ein erster Beschleunigungsgeber angebracht, der den Null-Zeitpunkt misst (Abb. 4.20). Dadurch kann die Zeit gemessen werden, die die Wellen brauchen, um die anderen Beschleunigungsgeber zu erreichen.

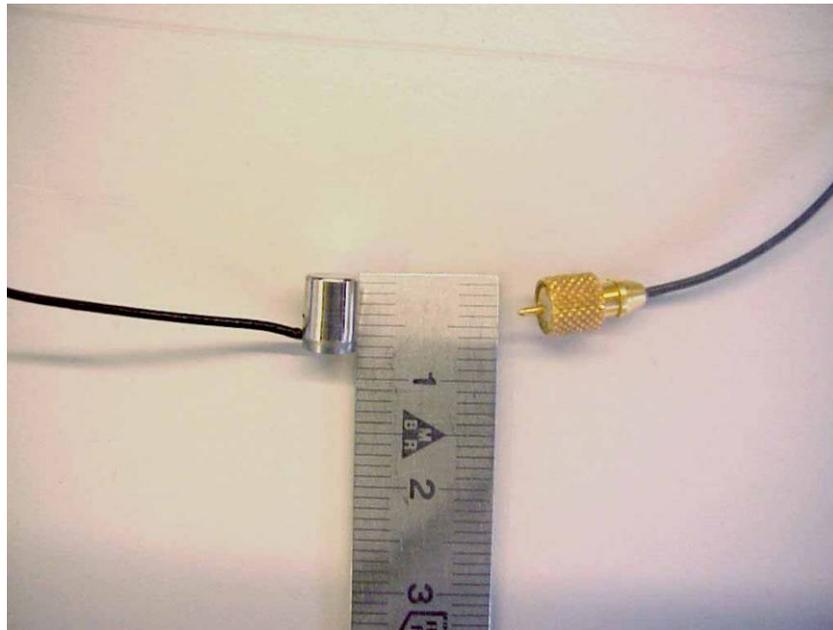


Abb. 4.19: Beschleunigungsaufnehmer der Firma Brüel & Kjaer



Abb. 4.20: Rutsche, welche die Kugel führt, die auf der Platte auftrifft.

Diese Messeinrichtung hat nicht zweifelsfrei funktioniert. Für den Einbau der Beschleunigungsgeber wurden spezielle Plättchen entwickelt, welche es ermöglichen, den Beschleunigungsgeber im Boden in richtiger Position zu halten. Sind die Geber schief im Boden, messen sie die Beschleunigung nicht mehr korrekt. Diese Schiefstellung wird durch die Plättchen verhindert (Abb. 4.21).



Abb. 4.21: Links: Beschleunigungsaufnehmer mit Plättchen zur korrekten Positionierung beim Ausbau. Rechts: Einbau und Positionsbestimmung der Beschleunigungsgeber mit Schublehre

Dennoch ist es schwierig, die Beschleunigungsgeber im Boden einzubauen und dabei die exakte Position zu bestimmen, nicht zuletzt deswegen, weil sich das Bodenmodell bei Erhöhung des Schwerfeldes verformt.

Diese Position muss aber möglichst exakt vorliegen, damit eine sinnvolle Aussage über die Druckwellengeschwindigkeit gemacht werden kann; nicht zuletzt deswegen, weil die Zeitunterschiede aufgrund des eher kleinen Bodenmodells klein sind (Abb. 4.21) und die Ausbreitung der Wellen im Versuch im erhöhten Schwerfeld n -mal schneller erfolgt als im Prototyp. Dies ergibt in der Auswertung eine erhebliche Streuung der Druckwellengeschwindigkeiten. Ausserdem sind diese Beschleuni-

gungsgeber empfindlich und zeichnen die Unwucht der Zentrifuge mit auf. Dadurch wird es schwierig, den richtigen Peak für die Druckwelle aufgrund der Metallkugel zu finden. Dies wird in Abb. 4.22 deutlich. Die Peaks für den Geber auf der Rutsche (Auslösung) und den Geber in der Mitte (bei -7.50 cm ab Bodenoberfläche) sind deutlich. Der obere Geber (bei -4.40 cm ab Bodenoberfläche) jedoch weist ein diffuses Beschleunigungsbild auf. Ohne deutliche Peaks kann die Zeitverzögerung nicht ohne erhebliche Streuung bestimmt werden, was es dann schwierig macht, auf die Bodensteifigkeit zu schliessen. Ausserdem verschieben sich die Beschleunigungsaufnehmer mit sich erhöhendem Schwerfeld gegenüber der gemessenen Einbauposition. Damit werden die Abstände verändert, was das Resultat wiederum verfälscht.

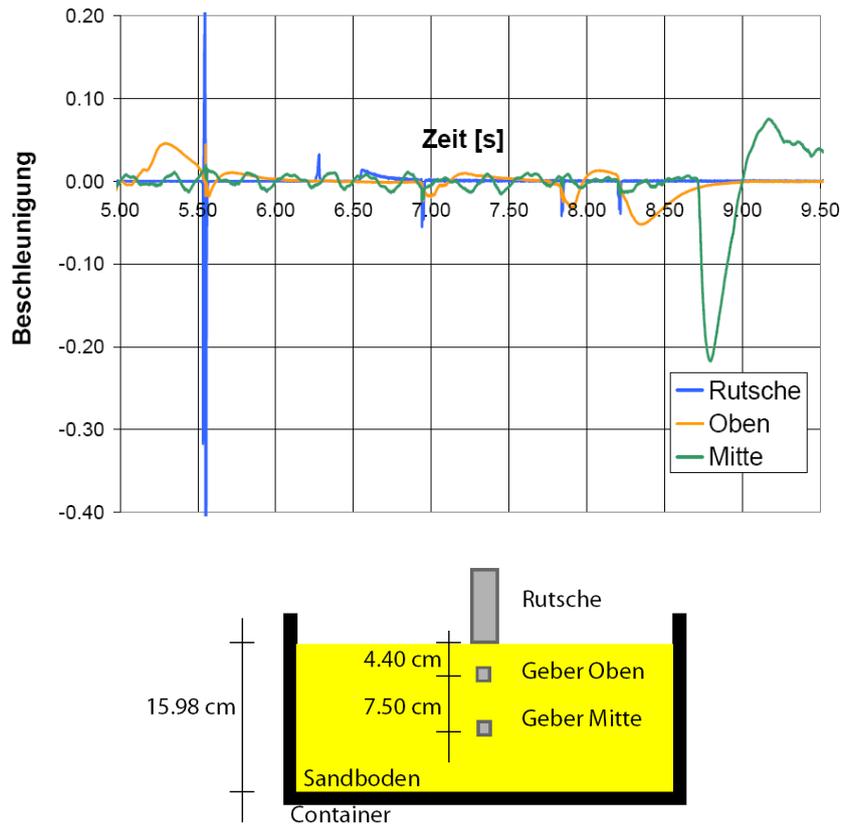


Abb. 4.22: Oben: Aufzeichnung des Beschleunigungen von drei Gebern und die zeitliche Verzögerung (Versuch arn_17). Geber „Oben“ bei -4.40 cm ab Bodenoberfläche; Geber Mitte bei -7.50 cm ab Bodenoberfläche (im Modellmassstab); Unten: Entsprechende Situation im Bodenmodell

Aus diesen Gründen war es nicht möglich, die Bodensteifigkeit mit dieser Messeinrichtung zu bestimmen.

Laser

Es wurden Laser der Firma Micro-Epsilon Messtechnik verwendet. Es gibt Lasermessgeräte mit unterschiedlichen Messbereichen. Für diese Arbeit wurde ein Laser mit einem Messbereich von 10 mm gewählt. Grössere Deformationen als diese 10 mm kann er nicht aufzeichnen. Der Laser misst nur im bestimmten Abstand von zwischen 20 und 30 mm vom Messpunkt zuverlässig, was die Positionierung erschweren kann. Die Auflösung des Messsignals wird vom Hersteller mit 0.04 mm angegeben. Die Genauigkeit beträgt 0.4% des Messbereichs, was einer theoretischen Abweichung von bis zu 0.04 mm entspricht.

Die Laser wurden dazu gebraucht, die Deformationen der Platte zusätzlich zu den DMS-Aufzeichnungen genauer zu bestimmen. Um die Laser möglichst nahe an der Fundation zu positionieren, wurden Platten konstruiert, welche die Laser tragen (Abb. 4.23).

Die erhaltenen Resultate aufgrund dieser Messeinrichtungen waren nicht zufriedenstellend, weshalb ein anderes System gewählt wurde. Mittels Stahltraversen (Abb. 4.24) direkt auf den Containern wurde eine steife Lagerung des Lasers ermöglicht. Damit konnte dieser Laser nun genau die Deformationen am Rand der Platte im Verlauf des Versuches aufzeichnen.

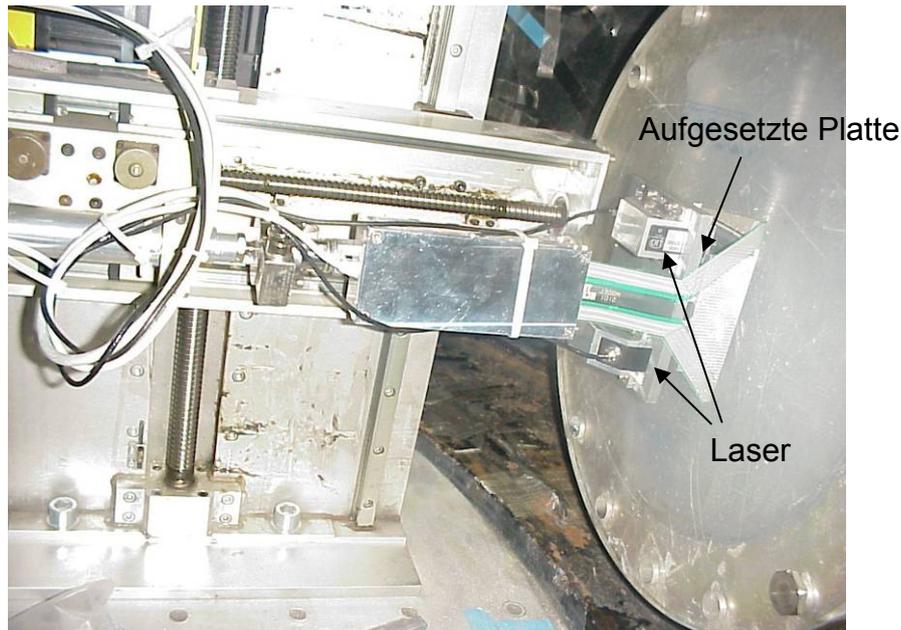


Abb. 4.23: Lasergeräte auf einer aufgesetzten Platte zur Bestimmung der Plattenverformungen

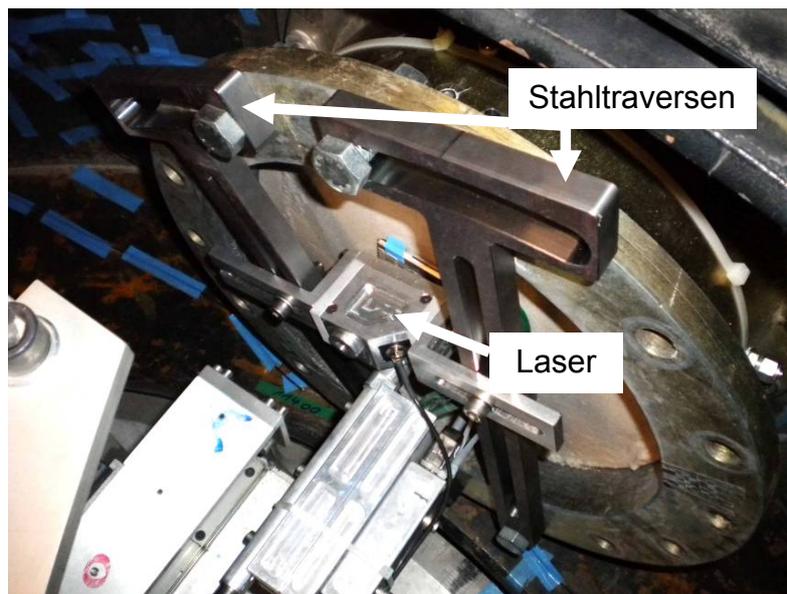


Abb. 4.24: Laserpositionierung mit Hilfe von Stahltraversen

Porenwasserdruck-Aufnehmer (Pore Pressure Transducers PPT)

Zur Messung des Porenwasserdruckes wurden PPTs des Typs DRUCK PDCR 81 verwendet (Weber, 2007). Der Messbereich dieser PPTs beträgt je nach Modell bis 7 bar. Auch im Bereich der Saugspannungen können sie bis zu einem Wert von -80 kPa messen (Muraleetharan und Granger, 1999). Gemäss Weber (2007) erfolgt die Messung des Wasserdruckes aufgrund der Dehnung der Messmembran gegen dem atmosphärischen Luftdruck. Dabei schützt ein Keramikfilter die Membran vor eindringenden Körnern (vgl. Abb. 4.25), damit die Membran nur den Porenwasser- nicht aber den Erddruck misst.

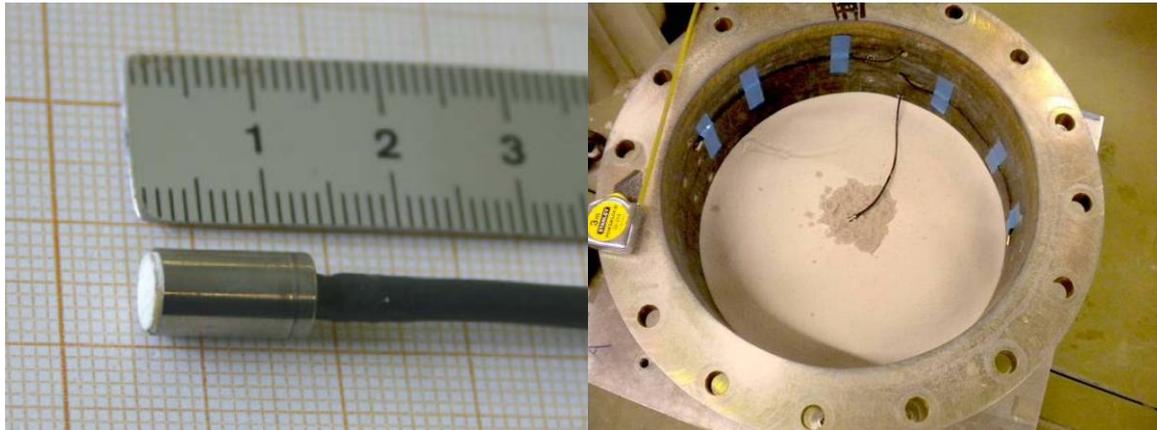


Abb. 4.25: Links: PPT-Messkopf mit Keramikfilter (Weber, 2007). Rechts: Einbau von PPTs in die Strongbox. Anfeuchtung des Sandes für den Erhalt der Funktionstüchtigkeit des PPT

Damit die Messung des PPTs korrekt ist, muss es vorgängig gesättigt werden. Dies erfolgt in einer Druckkammer mit entlüftetem Wasser. Auch die Kalibration erfolgt in dieser Druckkammer. Dabei wird ein Druckprüfgerät der Firma Keller (Typ: Handpump K/P) verwendet (Weber, 2007). Die Auflösung des Messsignals dieser PPTs liegt bei 0.01 kPa. Die Genauigkeit beträgt gemäss Hersteller 0.2 % des Messbereichs.

Der Einbau der PPTs ist je nach Bodenmaterial unterschiedlich. In sandigem Material können die PPTs horizontal auf den trockenen Sand gelegt werden. Damit die gesättigte Kammer des PPTs aber nicht austrocknet und damit die Messergebnisse verfälschen würde, wurde der Sand vorher in diesem Bereich angefeuchtet (vgl. Abb. 4.25).

Ebenfalls möglich ist, die PPTs an die Containerwand anzukleben. Hierbei sollte aber darauf geachtet werden, dass die PPT-Köpfe gut fixiert werden, da die sonst entstehende Kabelkrümmung gleich hinter dem Kopf zu Verfälschungen der Daten führen kann. Diese Abhängigkeit der Messresultate von Kabelkrümmungen, Spannungskonzentrationen oder Bogenwirkungen im Boden wird von Kutter et al. (1988) beschrieben und sollte beachtet werden. In tonigen Böden können die PPTs nicht mit dem Bodeneinbau gesetzt werden, da der Ton mit einem Wassergehalt oberhalb der Fliessgrenze („slurry“) eingefüllt und nachher unter einer Presse konsolidiert wird. Damit würde sich die Position der PPTs zu stark verändern. Also müssen die PPTs nachträglich im auskonsolidierten Tonmodell eingeführt werden. Dies geschieht durch seitliche Öffnungen im Container und durch eine Einbauhilfe (vgl. Abb. 4.26), welche speziell dafür entwickelt wurde (König et al., 1994). Zuerst wird

im Tonmodell ein Loch vorgebohrt und Ton entnommen. Danach wird der PPT mit der erwähnten Einbauhilfe in das Loch eingeführt und am Ende wenige Millimeter in den ungestörten Ton eingedrückt. Die Einbauhilfe kann danach gezogen werden, wobei der Messgeber im Modell verbleibt. Das Loch wird mit flüssigem Ton durch eine Spritze verfüllt. Durch diese Einbauprozedur sind Höhe und horizontale Lage des PPTs einigermaßen genau bekannt.



Abb. 4.26: Einbauhilfe mit aufgesetztem PPT (Weber, 2007)

Die PPTs wurden vor allem für den Tonversuch verwendet, um die Konsolidationsrate während des Versuches zu kontrollieren, aber auch, um den Einfluss der Belastung der Fundation auf die Porenwasserdrücke festzustellen.

In den Sandversuchen wurden zum Teil auch PPTs verwendet, um den Wasserspiegel zu lokalisieren und um allfällig negative Porenwasserdrücke messen zu können.

Kleines und grosses „Bagger-Werkzeug“

Der Wassergehalt nahe der Bodenoberfläche während dem Versuch ist von Interesse, da die Grösse der Saugspannung (vgl. Kapitel 2.2.3) quantifiziert werden müsste. Zu diesem Zweck wurde von Markus Iten ein kleines „Bagger-Werkzeug“ konstruiert (vgl. Abb. 4.27), das „inflight“ Sandproben an der Oberfläche entnehmen kann.



Abb. 4.27: Links: Kleines Bagger-Werkzeug bei der Probenentnahme „inflight“. Mitte: Schaufel des kleinen Baggers von der Seite mit geschlossener Öffnung. Rechts: Schaufel des kleinen Baggers von oben mit offener Öffnung

Durch das Absenken des Sicherheits-Schildes der Zentrifuge kann, ohne dabei die Zentrifuge zu stoppen, das Bagger-Werkzeug entfernt und der entnommene Boden gewogen und getrocknet werden. Dadurch kann der Wassergehalt bestimmt werden. Das grosse Werkzeug (vgl. Abb. 4.28) wurde gebaut, um mit dem kleinen Werkzeug auch grössere Tiefen zu erreichen und ein ganzes Profil des Wassergehaltes aufzeichnen zu können. Dafür wurde das Gerät mit einer Antriebsvorrichtung und einem Seilzug ausgerüstet, wodurch vorne die Schaufel geöffnet und das Material ausgekippt werden kann (vgl. Abb. 4.29).

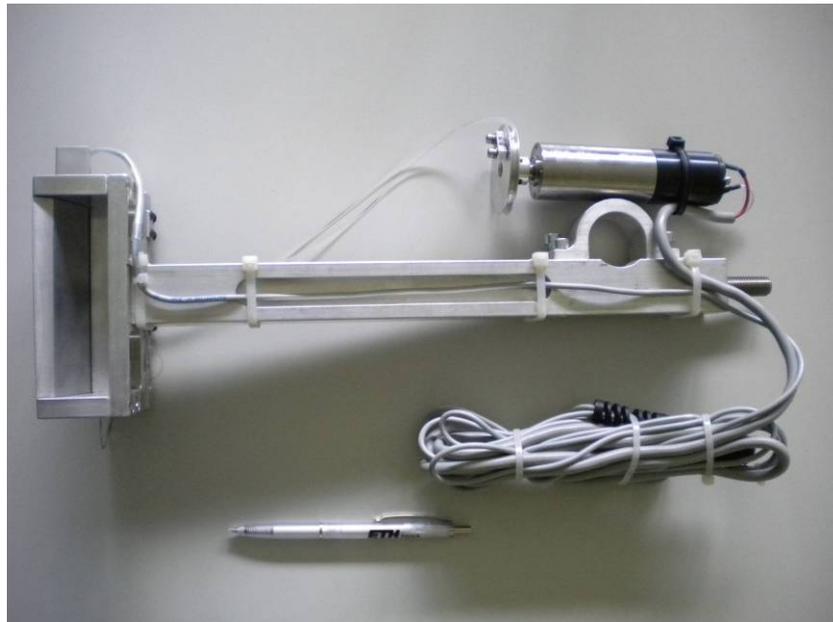


Abb. 4.28: Grosses Baggerwerkzeug mit Antriebsvorrichtung zum öffnen und schliessen der Schaufel



Abb. 4.29: Grosses Baggertool links mit geschlossener Schaufel; rechts mit geöffneter Schaufel und sichtbarer Seilzugvorrichtung

Da das kleine Baggertool aber nur sehr kleine Mengen von Sand entnimmt, unterliegen die Ergebnisse zum Wassergehalt einer grossen Streuung, welche es verunmöglicht, ein realistisches Wassergehalts-Profil aufzuzeichnen (Neracher, 2009). Tendenzen des Verlaufs des Wassergehaltes mit der Tiefe konnten dennoch sichtbar gemacht werden.

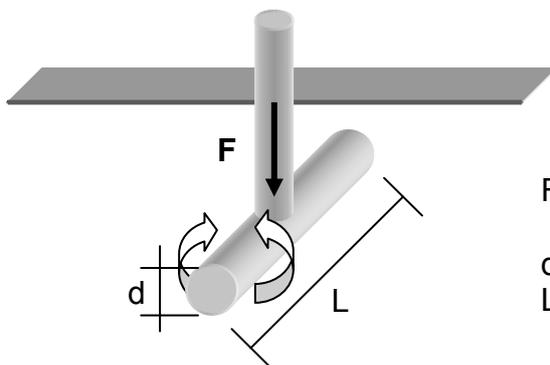
T-Bar

Dieses Messgerät wird für die Messung der undrainierten Scherfestigkeit weicher Böden benötigt und kommt deshalb nur bei feinkörnigen Böden, wo undrainierte Verhältnisse auch auftreten, zur Anwendung.



Abb. 4.30: T-Bar-Gerät

Gemäss Weber (2007) handelt es sich bei dem an der ETH verwendeten T-Bar (vgl. Abb. 4.30) um eine modifizierte Version des von Stewart & Randolph (1994) entwickelten Gerätes. Die theoretischen Grundlagen zum T-Bar-Versuch werden von Randolph & Houlsby (1984) dargelegt: Der T-Stück an der Spitze ist aufgerauht und hat eine Länge von 28 mm, welche maximal dem 5-fachen des Schaftdurchmessers ($d_b = 7$ mm) entsprechen darf. Die seitlichen Enden des T-Stücks sind glatt. Mit einer Lastzelle wird die axiale Kraft gemessen. Weber (2007) formuliert den Mechanismus des T-Bar-Versuches folgendermassen: „Unter der Annahme der Ausbildung eines plastischen Fließmechanismus um das zylindrische T-Stück des T-Bars beim Eindringen in den Boden kann auf eine undrainierte Scherfestigkeit s_u geschlossen werden.“ Dieser Sachverhalt ist in Abb. 4.31 dargestellt.



- F - gemessene Kraft an der Spitze des Schaftes
- d - Durchmesser des T-Stückes
- L - Länge des T-Stückes

Abb. 4.31: Mechanismus des T-Bar Versuches nach Weber (2007)

Die undrainierte Scherfestigkeit wird nach Stewart & Randolph (1994) folgendermassen bestimmt:

$$s_u = \frac{F}{N_b \cdot d \cdot L} \quad 4.5$$

N_b : Spitzenfaktor des T-Bars. Variiert je nach Rauigkeit des T-Stücks zwischen 9.0 für glatte und 12.0 für raue Oberflächen im zweidimensionalen Verzerrungszustand (Randolph & Houlsby, 1984).

Der Aufbau der Kraftmesszelle und deren Kalibration sind ausführlich in Weber (2007) beschrieben und wurden für die Untersuchungen in dieser Arbeit übernommen.

Cone penetration test (CPT)

Mit dem Cone Penetration Test, nachfolgend CPT genannt, ist es möglich, qualitative Aussagen über die Lagerungsdichte und die Lage von Bodenschichten zu machen. In den hier durchgeführten Versuchen wurden keine unterschiedlichen Bodenschichten eingebaut, jedoch wurden trotzdem CPT-Tests durchgeführt, um die Lagerungsdichten über die verschiedenen Versuche hinweg qualitativ untereinander zu vergleichen. Dabei wurden die Daten nach Empfehlungen von Bolton et al. (1999) ausgewertet und einander gegenüber gestellt.

Das in der Zentrifuge verwendete CPT-Gerät wurde von der Firma ISMES erworben und ist in Abb. 4.32 abgebildet. Der genaue Aufbau und die Bedienungshinweise können in Laue (1993) nachgelesen werden.

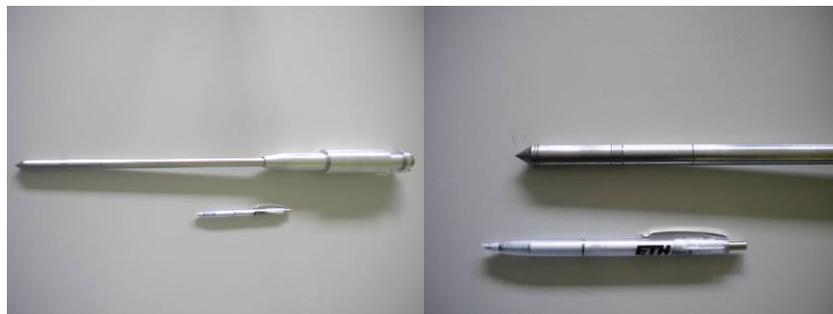


Abb. 4.32: CPT-Gerät: links mit komplettem Montagearm; rechts nur die Spitze



Abb. 4.33: Kalibration des CPT-Gerätes

Nater (2005) beschreibt den Aufbau und die Funktionsweise des CPT folgendermassen: „Die Drucksonde wird in die Belastungseinheit eingesetzt und misst den

Spitzendruck q_s , die Mantelreibung f_m am Schaft und den Porenwasserdruck u direkt an der Spitze. Zur Messung des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung werden zwei Lastzellen eingesetzt, die auf eine Kraft von je 10 kN ausgelegt sind. Die erste Lastzelle misst die Kraft an der Spitze und die zweite Lastzelle die Summe der Kräfte aus Spitze und Mantel. Aus der Kraft wird über die Spitzen- resp. Mantelfläche die Spannung zurückgerechnet. Das Gehäuse ist vollständig in Aluminium gehalten und hat einen Aussendurchmesser von $D_{CPT} = 11.3$ mm. Die Länge des Schafts für die Messung der Mantelreibung beträgt 36.9 mm.“

Die Kalibrierung der Lastzellen erfolgte über das Auflegen von Gewichten (vgl. Abb. 4.33). Der Porenwasserdrucksensor (PPT) wurde nicht kalibriert, da er mangels vorhandener Messanschlüsse an der Zentrifuge nicht in Betrieb genommen wurde. Die Auflösung des Kraftmesssignals liegt gemäss Weber (2007) bei 0.2 N. Die Kraftmessdose ist auf eine Messung von 10 kN ausgelegt (Laue, 1992; Springman et al., 2001). Die Messgenauigkeit ist wie beim T-Bar abhängig von diversen Faktoren, wie beispielsweise der Lauf-Unruhe der Zentrifuge, welche sich auf die Druckmessung überträgt (Weber, 2007).

Das Gerät wurde seit der Verwendung durch Nater (2005) leicht modifiziert. Der Kabelanschluss wurde hinsichtlich einer besseren Montage abgeändert.

Herstellung des Bodenmodells

Wie erwähnt werden die Bodenmodelle in den Containern hergestellt. Damit in jedem Bodenmodell vergleichbare Verhältnisse erzeugt werden können, muss der Einbau nach einer bestimmten Prozedur erfolgen. Die verwendeten Container sind runde Töpfe mit einer Höhe von 20 cm und einem Radius von 40 cm (vgl. Abb. 4.34). Der Boden dieser Container verfügt über Öffnungen, welche über kleine Filterplatten abgedeckt sind. An diesen Öffnungen können ausserhalb des Containers ein Wasseranschluss angekoppelt werden, der es erlaubt, über ein Standrohr, den Wasserspiegel im Modell zu kontrollieren. Bleiben diese Öffnungen geschlossen, kann das Wasser nicht aus dem Bodenmodell herausfliessen. Bei den Standard-Zentrifugenversuchen (vgl. Kapitel 7) blieben die Öffnungen geschlossen, wodurch sich ein, abgesehen von einem Verdunstungseffekt, konstanter Wasserspiegel ausbildete.

Das Bodenmaterial, in diesem Fall Sand, wird durch einen Behälter von einer Höhe von 30 cm über der Oberfläche des Bodenmodells eingerieselt. Durch dieses Einrieseln wird eine homogene Lagerungsdichte über die gesamte Höhe des Bodenmodells erzeugt (Shahu & Yudhbir, 1998). Shahu & Yudhbir fanden ausserdem, dass die Lagerungsdichte des eingerieselten Sandes nicht nur von der Fallhöhe abhängt sondern auch von der Charakteristik des Sandes selbst. Das Einrieseln von feinkörnigem Sand ($D_{50} = 0.18$ mm) ergibt eher locker gelagerte Bodenmodelle, wird hingegen grobkörniger Sand ($D_{50} > 0.40$ mm) eingerieselt, ergeben sich dichter gelagerte Bodenmodelle. Je nach Anforderung an die Dichte des Bodenmodells kann es also sinnvoll sein, die Korngrösse des Sandes zu ändern. Im vorliegenden Projekt wurden mit einer Rieselhöhe von 30 cm und mit einem D_{50} von ca. 0.25 mm mittlere bis erhöhte Lagerungsdichten erreicht.

Anschliessend wird das Bodenmodell mit Wasser angefeuchtet, damit es beim Einbau in die Trommelzentrifuge bedingt durch die so entstehenden Saugspannun-

gen stabil bleibt. Das Wasser wird vorsichtig von oben über ein Fliesspapier eingefüllt, damit die Sandoberfläche nicht beschädigt wird. Die Sättigung des Sandbodens kann durch vorsichtiges Benetzen sehr genau verfolgt werden, weshalb es gelingt, einen Sättigungsgrad von ungefähr 90% zu erreichen, ohne dass Wasser abgelassen werden muss. Das heisst, es braucht keine grossen Saugspannungen, um das Modell stabil zu halten. Das eingefüllte Wasser wird nicht aus dem Topf herausgelassen, um höhere Saugspannungen zu erzeugen, weil diese für den Einbau nicht nötig sind und die effektiven Spannungen im Boden unnötig erhöhen würden, was eine Verfälschung des Bodenmodells zur Folge hätte (vgl. Abb. 4.34).



Abb. 4.34: Links: Einrieseln des Perth-Sandes in die Strongbox aus einer Höhe von 30 cm. Rechts: Wässern des Bodenmodells, welches mit einem Filter-Papier als Erosionsschutz abgedeckt ist, für die Erzeugung der Saugspannungen.

Probetöpfchen

Um den in situ Wassergehalt und das Raumgewicht des Bodens zu überprüfen, wurden Probetöpfchen eingesetzt. Bei den Probetöpfchen handelt es sich um kleine Gefässe, die vor dem Versuch fest im Bodenmodell eingebaut und nach dem Versuch wieder ausgebaut werden. Im Anschluss an den Versuch werden die Töpfchen gewogen und das Bodenmaterial getrocknet, wodurch im Anschluss Aussagen über die Lagerungsdichte, Porenzahl, Wassergehalt und Sättigungszahl gemacht werden können und durch den Pyknometerversuch das spezifische Gewicht der Körner ermittelt werden kann. Damit können bei jedem Versuch wesentliche Bodenparameter, die sich durch den Einbau in den Container ergeben, eruiert werden (vgl. Abb. 4.35).



Abb. 4.35: Einbau und Einmessen der Lage der Bodentöpfchen mit einer Schublehre

Die Bodentöpfchen werden in der vertikalen und horizontalen Lage eingemessen, damit die Bodenparameter entsprechend der Modelltiefe erfasst werden können (vgl. Abb. 4.35). Alle Töpfchen verfügen über eine Filterplatte, damit sich gleiche Sättigungsverhältnisse im Töpfchen wie im umgebenden Boden einstellen. Während dem Versuch bei erhöhter Erdbeschleunigung stellt sich ein Wasserspiegel im Bodenmodell ein. Dadurch wird die Wassersättigung während des Versuches unterhalb des Wasserspiegels ausgeschöpft. Beim Herunterfahren der Zentrifuge und dem Ausbau der Probetöpfchen stellt sich wiederum, wie vor dem Versuch ein generell teilgesättigtes Verhalten im Bodenmodell ein. Es kann lediglich diese Teilsättigung mit den Bodentöpfchen gemessen werden. Dennoch ist diese Information wichtig, da damit die Wasserspiegellage während des Versuches berechnet und mit den Messwerten der Porenwasserdruckgeber (PPT) verglichen werden kann.

Die Herstellung des Tonmodells geht anders vor sich. Zuerst wird der Ton mit so viel Wasser angemischt, dass sein Wassergehalt über demjenigen der Fließgrenze liegt. Durch den hohen Wassergehalt und den Mischvorgang verliert der Ton seine Spannungsgeschichte (vgl. Abb. 4.36).



Abb. 4.36: Links: Der Tonschlamm wird in den Vakuum-Mixer eingefüllt. Rechts: Der Vakuum-Mixer.

Anschliessend wird er in einem Vakuummischer umgerührt, bis keine Luft mehr im Ton ist (vgl. Abb. 4.36).

Danach wird er in den Container eingefüllt (vgl. Abb. 4.37) und unter einer Presse bei langsam erhöhender Last bis zu 200 kPa während ca. vier Wochen konsolidiert. Damit wird ein je nach Laststufe überkonsolidiertes Tonmodell geschaffen und ausserdem wird eine weniger lang andauernde Konsolidationszeit in der Zentrifuge notwendig (Abb. 4.37). Diese Vorgehensweise für die Herstellung eines definierten Bodenmodells richtet sich nach Burland (1990) und wurde in Untersuchungen zur Herstellung von Bodenmodellen von Fearon & Coop (2000) aufgegriffen und teil-

weise bestätigt, wobei Fearon & Coop fanden, dass die Bodeneigenschaften eines hergestellten Bodenmodells von der Methode der Aufbereitung abhängig sind.

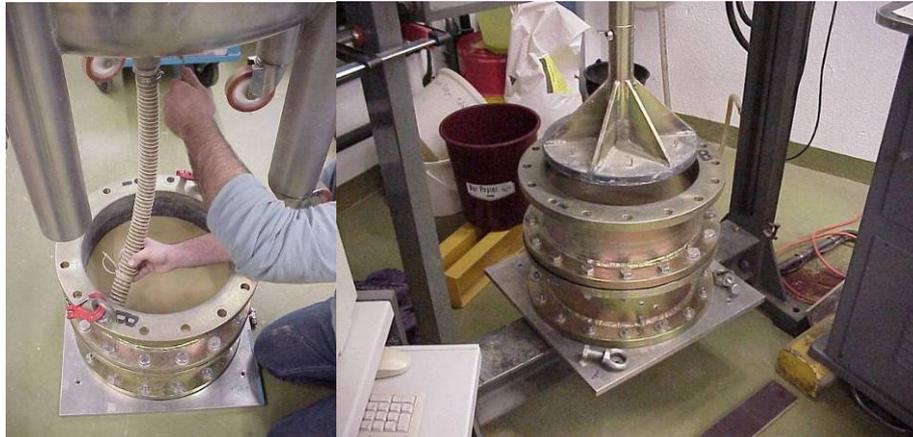


Abb. 4.37: Links: Einfüllen des Ton-Slurrys vom Vakuum-Mixer in den Container. Rechts: Der Container mit dem eingefüllten Ton-Slurry wird unter die Hydraulik-Pressen gestellt.

Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass mit der zur Verfügung stehenden Trommelzentrifuge weit grössere Bodenmodelle hergestellt werden können, als die hier in den Containern gezeigten. Prinzipiell kann die gesamte Trommel mit Bodenmaterial gefüllt werden. Diese Möglichkeit wurde im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht genutzt. In früheren Forschungsprojekten jedoch wurde dies schon erfolgreich gemacht (Laue et al., 2002b).

Fundationsmodelle

Die Modellversuche werden gemacht, um realitätsnah das Verhalten von Betonfundamenten nachzubilden. Trotzdem können bei über 70 Versuchen nicht nur Betonfundamente in den Modellversuchen zur Anwendung kommen, da die Herstellung solcher Modelle kompliziert und zeitaufwendig ist und vor allem die Frage der Nachbildung der Bewehrung für Modellversuche bis jetzt noch nicht geklärt wurde. Um also ein in der Bearbeitung möglichst einfaches Material zu verwenden, wurde Aluminium gewählt. Aluminium hat einen E-Modul von 69000 N/mm^2 (vgl. Tabelle 2-1) und liegt für ein Metall relativ nahe bei Beton mit ca. 30000 N/mm^2 (SIA, 2003a). Mit Aluminium können auch Fundamente mit aussteifenden Wänden, Vertiefungen etc. sehr einfach konstruiert werden.

Anhand des Aluminium-Modells einen Beton-Prototyp abzuleiten ist problematisch, da Beton ab einem gewissen Biegemoment, dem Rissmoment (vgl. Kapitel 2.3.1) durch die Rissbildung an Steifigkeit verliert. Dieser Steifigkeitsverlust kann mit Aluminium nicht nachgebildet werden. Es kann aber für die Zentrifugenversuche nur ein gewisses Verhalten anhand eines Aluminium-Prototyps abgeleitet werden; eine direkte Aussage für Betonprototypen ist nicht möglich.

Betonfundamente

Um allfällige Unterschiede im Tragverhalten von Aluminiummodellen zu Betonmodellen sichtbar zu machen, wurden auch einige Versuche mit Betonfundamenten durchgeführt. Die Betonfundamente wurden dabei mit selbstverdichtendem Beton (Zementsorte ermöglicht Selbstverdichtung) und einer Faserbewehrung hergestellt. Stähli (2008) gibt einen Überblick über das mechanische Verhalten von faserbe-

wehrtm Beton und verweist auf weitere Fachliteratur. Bei der Verwendung von Faserbeton erhält man einen etwas anderen Prototyp als denjenigen mit Stabbe-
wehrung. Die Herstellung einer solch feinen Stahlbewehrung, die trotzdem im Verb-
und mit dem Beton liegt (Stahlrippung) ist aber sehr schwierig. Unbewehrte Model-
le konnten aufgrund der Sicherheit während des Versuches nicht verwendet wer-
den. Also blieb nur die Möglichkeit einer Faserbewehrung, obwohl diese dem Beton
gegenüber dem mit Stabstahl ausgeführtem Prototyp eine zu hohe Zugfestigkeit
über die ganze Modellhöhe gibt.

Die Herstellung der Betonfundamente geschah unter der Mithilfe des Instituts für
Baustoffe (IfB) der ETH Zürich. Der Beton wurde dabei nach in Tabelle 4-11 ste-
henden Rezepturen erstellt. Handelsüblicher Beton verfügt über ein Grösstkorn von
32 mm. Diese Korngrösse muss nach den Modellgesetzen für die Zentrifugenmo-
dellierung skaliert werden. Es resultiert eine maximale Korngrösse von 1.30 mm.
Um Massstabeffekte aufgrund der Korngrösse auszuschliessen, wurden drei ver-
schiedene Betonsorten mit unterschiedlichen maximalen Korngrössen hergestellt.
Die verwendeten Gesteinskörnungen (Zuschlagsstoffe) wurden einer Siebanalyse
unterzogen (vgl. Tabelle 4-11).

Danach wurden Stahlfasern mit einer Länge von 12 mm, einer Dicke von 0.4 mm
und einer Zugfestigkeit von 1200 N/mm² (www.stratec-gmbh.de), (vgl. Abb. 4.38)
beigemischt und mittels Ausbreitmass (vgl. Abb. 4.38) die Güte der Rezeptur im
Zusammenhang mit den Stahlfasern getestet.

Tabelle 4-11: Betonrezepturen

	Rezeptur 1 (Platte 1)	Rezeptur 2 (Platte 2)	Rezeptur 3 (Platte 3)
Grösstkorn	1 mm	0.5 mm	2 mm
Zement: CEM I 52.5	900 g	900 g	900 g
Hydrolent Flugasche	200 g	200 g	200 g
Microsilica	100 g	100 g	100 g
Sand	750 g	750 g	750 g
Stahl-Fasern	80 g	80 g	80 g
Wasser	250 g	250 g	248 g
Glenium (Beschleuniger)	15 g	15 g	9 g



Abb. 4.38: Links: Verwendete Stahlfasern. Rechts: Ausbreitmass

Da es sich um selbstverdichtenden Beton handelte, konnte dieser ohne zusätzliche
Verdichtung in die speziell hergestellten Schalungen einbracht werden (vgl. Abb.

4.39). Nachfolgend wurden die Betonplatten während mindestens 28 Tagen im Klimaraum bei 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% aufbewahrt.

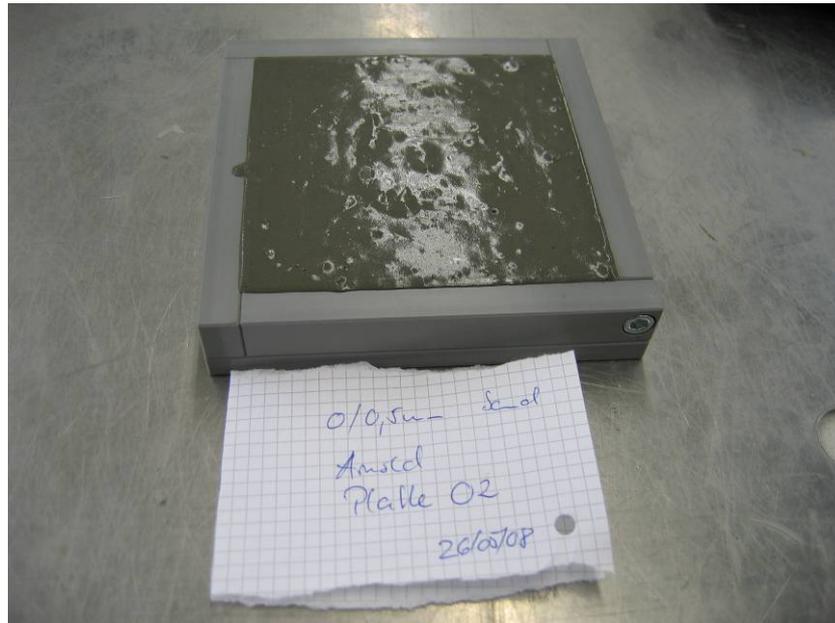


Abb. 4.39: Roh-Beton in Fundament-Schalung aus PVC. Die Luftblasen kommen von der Selbst-Verdichtung.

Damit die Betonplatten für die Versuche am Actuatorarm befestigt werden konnten, brauchte es eine Befestigungsvorrichtung. Diese wurde mit einer Art Holzschrauben-Dübel sichergestellt. Durch die gegen aussen stark gerippte Oberfläche wurde die Schubkrafteinleitung vom Actuatorarm in die Betonplatte ermöglicht. Diese Dübel wurden mit der Schalung verschraubt und konnten so direkt in den Beton eingegossen werden. Dieser Dübel ist in Abb. 4.39 nicht zu sehen, da er unten an die Schalung geschraubt wurde, damit er präzise in der Mitte der Platte liegt.

Zusätzlich zu den Betonplatten wurden Betonprismen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Zug- und Druckfestigkeit hergestellt. Die Resultate zu den Versuchen (vgl. Abb. 4.40) befinden sich in Tabelle 4-12. Die einzelnen Prüfmethode werden nachfolgend erläutert (vgl. Abb. 4.40).

Tabelle 4-12: Resultate aus den Festigkeits- und Steifigkeitsermittlungsversuchen

	Platte 1	Platte 2	Platte 3
Würfeldruckfestigkeit	163.2 N/mm ²	157.7 N/mm ²	156.6 N/mm ²
Biegezugfestigkeit	18.5 N/mm ²	28.5 N/mm ²	20.2 N/mm ²
E-Modul	37531 N/mm ²	39522 N/mm ²	39569 N/mm ²
Mittelwert Würfeldruckfestigkeit	159.2 N/mm ²		
Mittelwert Biegezugfestigkeit	22.4 N/mm ²		
Mittelwert E-Modul	38874 N/mm ²		



Abb. 4.40: Links: Druckversuch zur Ermittlung des E-Moduls des Betons. Rechts: Biegezugversuch zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit

Beim Druckversuch werden seitlich die Dehnungen gemessen (vgl. Abb. 4.40). Anhand der aufgebrachtten Spannung kann so der E-Modul ermittelt werden. In diesem Versuch wird etwa ein Drittel der maximal zulässigen Bruchspannung auf Druck aufgebracht.

Beim Biegezugversuch wird das Prisma als einfacher Balken gelagert und mittig belastet (vgl. Abb. 4.40). Anhand der Geometrie des Prismas und dem Abstand der Auflager kann auf die Biegespannung geschlossen werden, womit die Biegezugfestigkeit ermittelt werden kann.

Die Dicke der Betonplatten ergab sich aus zweierlei Überlegungen. Allzu dünne Platten könnten in der Zentrifuge brechen und Schäden verursachen. Vor allem könnten die Platten nicht mit sehr hohen Lasten belastet werden. Geht man von der praktischen Bemessung von Fundationsplatten aus, so wird oft die zulässige Bodenpressung zur Hilfe genommen. Wird diese auf 250 kN/m^2 gesetzt, ergibt sich eine maximale Stützenlast von 1960 kN im Prototyp. Anhand dieser Stützenlast kann ein Durchstanznachweis nach SIA 261 geführt werden. Es wird dabei ersichtlich, dass bei einer Plattendicke von 40 cm eine vertretbare Durchstanzbewehrung vorgesehen werden muss, was auch wirtschaftlich sinnvoll ist.

Es wird also eine Plattendicke von 40 cm im Prototyp gewählt. Dies entspricht bei einem g-Niveau von 25 einer Modelldicke von 16 mm . Das g-Niveau wird absichtlich kleiner gewählt als für die restlichen Versuche an Aluminium, da so die Betonplatte im Modell etwas dicker ausgeführt werden kann.

Damit die Anbindung an die restlichen Versuche gelingen kann, sind nebst den Versuchen an den Betonplatten noch weitere Vergleichsversuche an Aluminium-

Platten notwendig. Um alle Versuche in den richtigen Kontext stellen zu können, wurden die Plattendicken anhand der Steifigkeit der Platte gewählt.

$$K_M = \frac{E}{12} \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^3 \quad 4.6$$

- K_M : Fundationssteifigkeit [-]
- E: Elastizitätsmodul [N/mm²]
- d: Fundationsdicke [mm]
- L: Fundations-Seitenlänge [mm]

Das heisst, dass alle Platten im Rahmen dieser Versuchsreihe dieselbe Steifigkeit aufweisen. Die entsprechenden Versuche und deren Fundamentabmessungen sind in Tabelle 4-13 dargestellt.

Tabelle 4-13: Fundament-Abmessungen Versuchsreihe Betonplatten

	Material	g-Niveau	Abmessungen Modell	Abmessungen Prototyp	Steifigkeit K_M
arn_22 (d = 12 mm)	Aluminium	50	11.2 x 11.2 cm ²	5.6 x 5.6 m ²	7.3
arn_23 (d = 6 mm)	Aluminium	50	5.6 x 5.6 cm ²	2.8 x 2.8 m ²	7.3
arn_24 (d = 12 mm)	Aluminium	25	11.2 x 11.2 cm ²	2.8 x 2.8 m ²	7.3
arn_25-27 (d = 16 mm)	Beton	25	11.2 x 11.2 cm ²	2.8 x 2.8 m ²	7.3

Versuchsdurchführung

Der Zentrifugenversuch wird bei 50-facher Erdbeschleunigung bezogen auf die Oberfläche des Bodenmodells durchgeführt. Vor dem Start des Versuchs ist es wichtig, dass die Bodenoberfläche parallel zur Foundation abgezogen und geglättet wird, damit der Kontakt mit der Druckfolie möglichst einheitlich ist. Da das Fundationsmodell starr mit dem Arm des Actuators verbunden ist, ist dieser einheitliche Kontakt nicht trivial herzustellen.

Üblicherweise wurde bei den Versuchen eine Erstbelastung und eine Wiederbelastung durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei allen Versuchen auf Sand 0.01 mm/s.

Beim Tonversuch wurde vor dem Fundationsversuch zuerst während rund 12 Stunden die Probe konsolidiert. Die Konsolidation wurde dabei mit einem Laser, der die Setzung der Tonprobe misst und PPTs, die die Porenwasserüberdrücke messen, kontrolliert. Danach wurde ein erster Belastungsschritt mit der Foundation durchgeführt. Diese Zusatzbelastung verursachte Porenwasserüberdrücke im Ton (undrainiertes Verhalten), deren Abbau nachfolgend abgewartet wurde (Konsolidation), bevor die 2. Belastungsstufe aufgebracht wurde, dessen Konsolidation aus betriebstechnischen Gründen nicht mehr abgewartet werden konnte.

5 Untersuchungen an entstehenden Gebäuden

Um die Resultate aus den Zentrifugenmodellierungen zu untermauern, wurden Messungen an neu entstehenden Gebäuden durchgeführt. Das eine Gebäude steht in Alpnach, Kanton Obwalden. Es handelt sich dabei um ein Mehrfamilienhaus mit eingegliedertem Einstellhalle. Das zweite Objekt steht in Merenschwand, Kanton Aargau. Dabei handelt es sich um eine Überbauung mit Doppel- bzw. Einfamilienhäusern, welchen zwischenliegend eine Tiefgarage angebaut ist.

5.1 Standort Alpnach – Bodenverhältnisse; Tragkonstruktion und Messausrüstung

Alpnach befindet sich im Kanton Obwalden, wenige Kilometer von der Stadt Luzern entfernt. Am betrachteten Standort der Überbauung „Kistle“ wurden Mehrfamilienhäuser, welche auf einer gemeinsamen Tiefgarage angeordnet sind, erstellt (vgl. Abb. 5.1; Abb. 5.2).

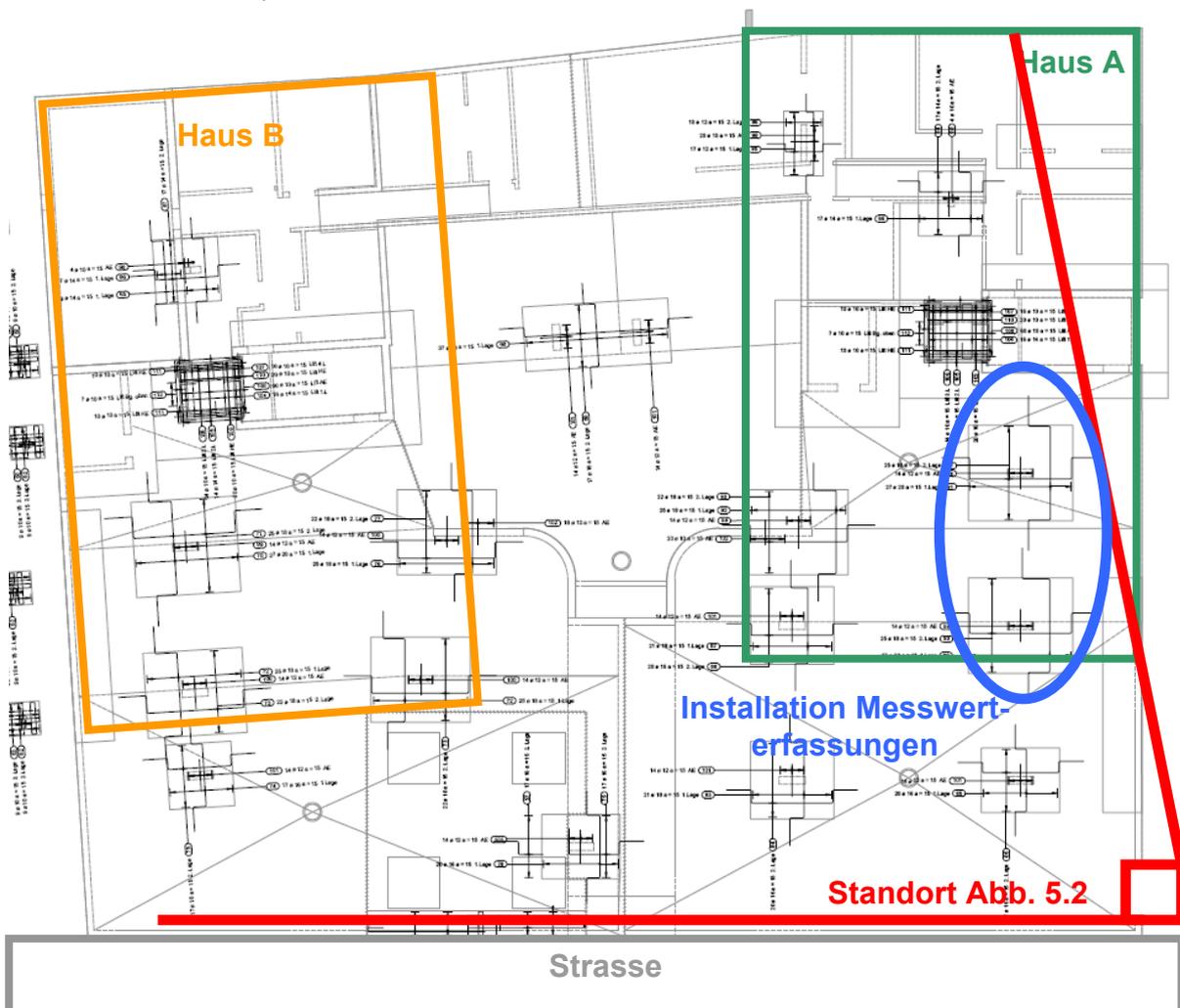


Abb. 5.1: Schalungsplan des Untergeschosses der Überbauung Kistle in Alpnach



Abb. 5.2: Blick von der Strasse aus auf das Untergeschoss der Überbauung Kistle

5.1.1 Bodenverhältnisse und Untersuchungen

Die anzutreffenden Bodenverhältnisse wurden in einem geotechnischen Gutachten der Firma Geotest (Kaufmann, 2008) festgehalten. Die Schichtung und Grundwasserhältnisse wurden mit Baggerschlitzten und Rammsondierungen erkundet. Die dabei benannten Bodenparameter beruhen auf Erfahrungswerten. Folgende Tabelle 5-1 fasst die Bodenparameter aus dem geotechnischen Bericht zusammen. Grundwasser wurde in den Untersuchungen keines angetroffen.

Tabelle 5-1: Bodenkennwerte anhand der Baugrunduntersuchung der Firma Geotest AG

Kennwert	Schichttyp A Deckschicht / Auffüllung	Schichttyp B Tonig-siltiger Bachschutt
Beschreibung	Toniger Silt mit Sand, Kies und einz. Steinen, mittelsteif. Maximale Mächtigkeit: 1.0 m. (Mit Grasnarbe bis in ca. 1.3 m ab Oberkante Terrain gehend.)	Steine und Blöcke in tonig-siltiger Matrix mit Sand und Kies. Ab 1.3 m Tiefe bis Sondierendtiefe anzutreffen.
Feldklassifikation	CL	GC
Feuchtraumgewicht γ	20 kN/m ³	21 kN/m ³
Effektive Kohäsion c'	2-5 kN/m ²	0-5 kN/m ²
Zusammendrückungsmodul (Erstbelastung) M_{E1}	8-10 MN/m ²	20-30 MN/m ²
Zusammendrückungsmodul (Wiederbelastung) M_{E2}	20-30 MN/m ²	60-100 MN/m ²

Anlässlich der Messvorhaben an diesem Bauwerk wurde Bodenmaterial des Schichttyps B von der Baustelle entnommen und im Labor des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich einer Siebanalyse unterzogen. Dabei konnte der Boden als

siltiger Sand (SM) nach Europäischer Norm (CEN-Brüssel, 2007) klassifiziert werden. Die kompletten Laborversuche sind nachfolgend dargestellt.

Klassifikation

Es wurden ca. 25 kg Bodenmaterial des Schichttyps B entnommen und zur Klassifikation und zur Bestimmung der minimalen und maximalen Lagerungsdichte nach ASTM im Labor untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-2 aufgeführt.

Tabelle 5-2: Klassifikation des Bodenmaterials aus Alpnach OW

Klassifikation nach USCS	SM
In situ Wassergehalt w [%]	21
Minimale Lagerungsdichte ρ_{min} [g/cm ³]	1.16
Maximale Lagerungsdichte ρ_{max} [g/cm ³]	1.49
Spezifisches Gewicht* γ_s [g/cm ³]	2.68

*: Es wurde lediglich der Feinanteil <0.063 mm für die Bestimmung des spez. Gewichts herangezogen.

Die relative in situ Lagerungsdichte wird nach folgender Gleichung bestimmt.

$$D_d = \frac{\rho_{dmax} \cdot (\rho_d - \rho_{dmin})}{\rho_d \cdot (\rho_{dmax} - \rho_{dmin})} \cdot 100 \tag{5.1}$$

D_d : Relative Lagerungsdichte [%]

ρ_{dmin} : Minimale Lagerungsdichte [g/cm³]

ρ_{dmax} : Maximale Lagerungsdichte [g/cm³]

ρ_d : In situ Lagerungsdichte [g/cm³]

Die Kornverteilungskurve ist in Abb. 5.3 ersichtlich.

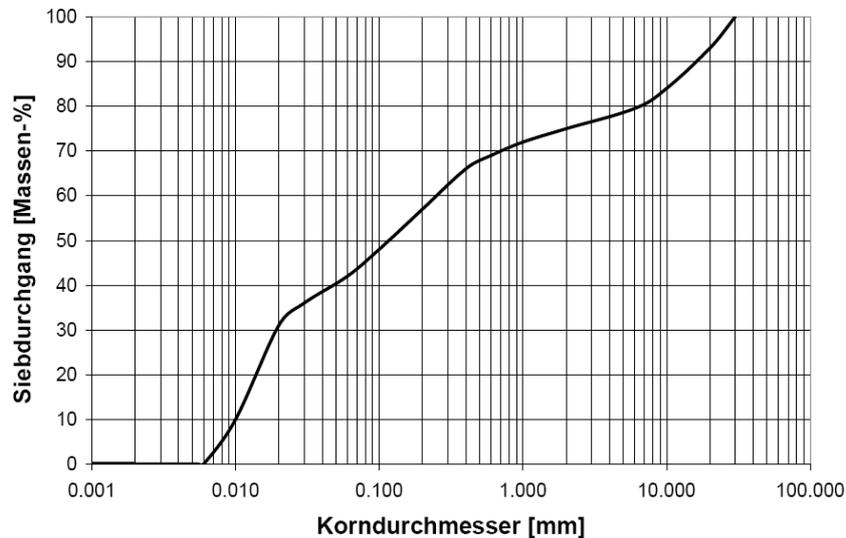


Abb. 5.3: Kornverteilungskurve für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW)

Sandersatz

Um die in situ Lagerungsdichte des siltigen Sandes in Alpnach zu bestimmen, wurde ein Sandersatz-Versuch durchgeführt, welcher fehlschlug. Um dennoch eine Aussage über die relative Lagerungsdichte zu erhalten, wurde die Bodeneignungs-

karte (Bundesamt für Raumplanung, 1980) beigezogen, welche angibt, welche Regionen geschichtlich welche Belastungen erfahren haben. Das Gebiet bei Alpnach erfuhr keine glaziale Überprägung. Beim Material handelt es sich um relativ junge Flussablagerungen, welche also eine lockere Lagerung, was einer geringen relativen Lagerungsdichte gleichzusetzen ist, haben. Aus diesem Grund wurde ein Ödometerversuch mit einer möglichst geringen Lagerungsdichte durchgeführt.

Ödometerversuch

Der Ödometerversuch wurde in einem Grossödometer (Abb. 5.4) des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich durchgeführt. Die üblicherweise angewandten kleinen Ödometer waren ungeeignet, da das für diese Untersuchung relevante Grösstkorn 16 mm beträgt. Der Durchmesser des Grossödometergerätes beträgt 25 cm.



Abb. 5.4: Grossödometer-Gerät des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich

Der Einbau in das Ödometergefäss musste in Form eines „slurrys“ erfolgen, da anfängliche Versuche, unter einem bestimmten Wassergehalt einzubauen, aufgrund der klebrigen Konsistenz des Siltes scheiterten. Der Einbau als slurry bringt weiter den Vorteil, dass fast keine Luft in den Bodenporen ist, welche die Konsolidationsmessungen störend beeinflussen würden. Die Filterplatten wurden vor dem Einbau mit entlüftetem Wasser gesättigt, wie auch die Bodenprobe nach dem Einbau. Danach wurde die Probe nur unter ihrem Eigengewicht und unter dem Gewicht des Stempels während zwei Tagen konsolidiert, bevor der erste Belastungsschritt angesetzt wurde. Bei jedem Belastungsschritt wurde die Konsolidation, welche durch das LabView-Programm überwacht wurde, abgewartet, bevor der nächste Lastschritt in Angriff genommen wurde.

Die Probenhöhe betrug beim Einbau 8.64 cm. Der Wassergehalt betrug beim Ausbau der Probe 20.02 %. Die relative Lagerungsdichte (gemäss Gleichung 5.1) konnte damit beim Einbau nicht bestimmt werden. Da aber der „slurry“ bedingt durch den

sehr grossen Wassergehalt entsprechend eine sehr lockere Lagerung aufweist, sollte dieses Vorgehen zu verwendbaren Ergebnissen hinsichtlich des M_E -wertes führen.

Das Versuchsprogramm sah folgendermassen aus (Tabelle 5-3).

Tabelle 5-3: Versuchsprogramm für den Grossödometerversuch am Bodenmaterial aus Alpnach (OW)

Aufgebrachte Spannung [kN/m ²]	Zeit / Datum der Lastaufbringung
4 (Stempel)	26.03.2010 12:00
12.5	30.03.2010 12:00
25	01.04.2010 15:00
50	06.04.2010 10:15
100	07.04.2010 11:45
200	08.04.2010 10:00
100	09.04.2010 11:20
50	12.04.2010 11:00
25	13.04.2010 12:15
50	14.04.2010 10:30
100	15.04.2010 17:00
200	16.04.2010 09:45
400	19.04.2010 07:00
800	20.04.2010 08:15
400	21.04.2010 07:45
200	22.04.2010 07:15
100	23.04.2010 09:45
0	26.04.2010 06:40
Ausbau	27.04.2010 10:30

Versuchsauswertung

Die Auswertung wurde nach Empfehlungen aus Lang et al. (1996) und nach der Formulierung der eindimensionalen Konsolidationstheorie nach Terzaghi (1925) folgendermassen vorgenommen:

Bestimmung der Durchlässigkeit für jede Laststufe anhand der $\log(t)$ -s-Kurven (vgl. Abb. 5.5):

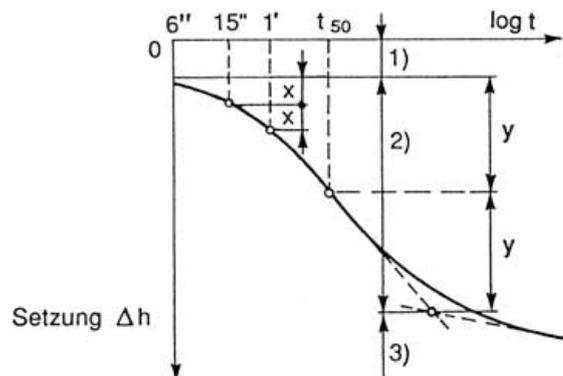


Abb. 5.5: Zeit-Setzungs-Kurve bei einem Ödometerversuch in halblogarithmischer Darstellung nach Lang et al. (1996)

1.) Bestimmung von t_{50} graphisch aus dem $\log t - \Delta h$ - Diagramm. t_{50} befindet sich dabei im Wendepunkt der Zeit-Setzungs-Kurve. Daraus kann c_v folgendermassen bestimmt werden:

$$c_v = \frac{T_{50} \cdot d^2}{t_{50}} \quad 5.2$$

Mit $T_{50} = 0.197$

- c_v : Konsolidationskoeffizient [m^2/s]
- T_{50} : Zeitfaktor [-]
- d : Drainageschicht-Dicke [m]
- t_{50} : Konsolidationszeit [s]

2.) Die Durchlässigkeit k berechnet sich gemäss Springman (2009) nach Terzaghi (1925) nach folgender Formel, wobei M_E als Sekantenmodul über die jeweilige Laststufe der totalen Spannung gewählt wurde:

$$k = \frac{T_{50} \cdot d^2 \cdot \gamma_w}{t_{50} \cdot M_E} \quad 5.3$$

Aufgrund der vielen zu untersuchenden Laststufen wurden für den Konsolidationsbeiwert c_v und die Drainageschicht d Mittelwerte verwendet.

$$c_{v \text{ mittel}} = 1.44 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$d_{\text{mittel}} = 0.0349 \text{ m}$$

5.) Anhand dieser bestimmten Werte kann nun T_v zu jedem Zeitpunkt der Laststufe berechnet werden und damit nach Lang et al. (1996) die Porenwasserüberdruckbeiwerte Δu und daraus die effektiven Spannung σ' berechnet werden.

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{d^2} \quad 5.4$$

Versuchsergebnisse

Aus diesen Resultaten lässt sich die $\sigma' - \varepsilon$ Kurve zeichnen (Abb. 5.6) und daraus die M_E -Werte je Belastungsstufe berechnen.

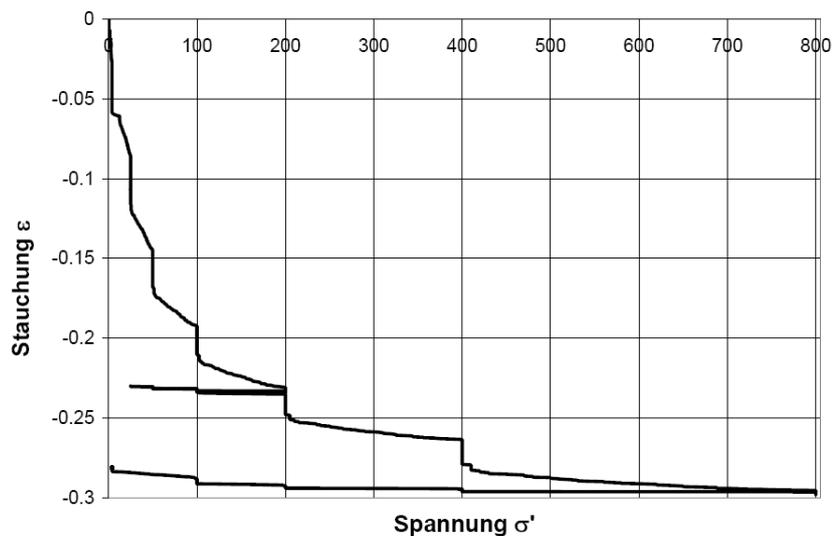


Abb. 5.6: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Ödometerversuch am Bodenmaterial aus Alpnach (OW) (Spannung σ' in kPa)

Diese M_E -Werte wurden als Sekantenmodule berechnet, da die Tangentenmodule aufgrund der Messrauschungen zu stark streuen würden. Aufgrund der zu Beginn stark gekrümmten Kurven im $\sigma' - \varepsilon$ Diagramm wurden zwei M_E -Werte je Laststufe bestimmt, der Erste für den zu Beginn gekrümmten Bereich, der Zweite für den darauffolgenden relativ geraden Bereich. Die Werte sind in Tabelle 5-4 zusammengefasst und Abb. 5.7 gibt Auskunft über die Bestimmung der Sekantenmodule.

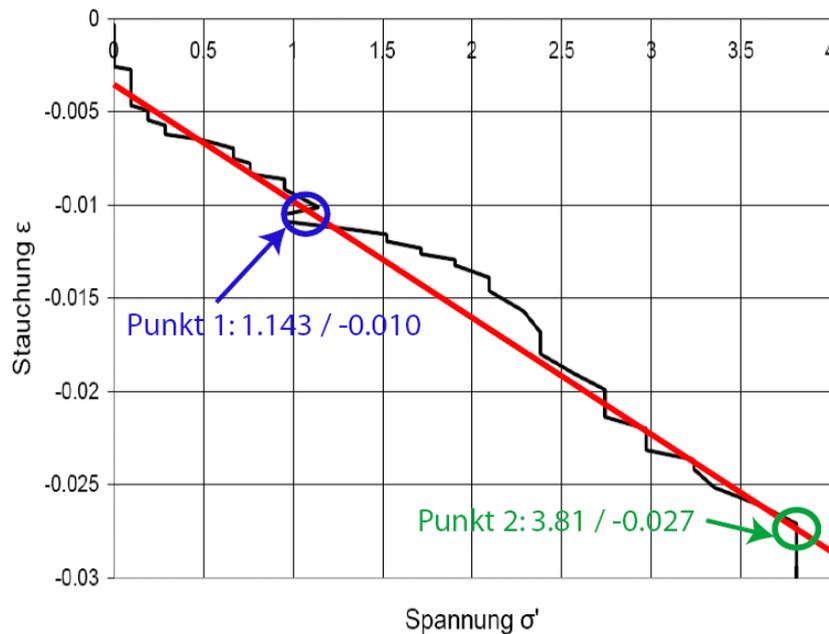


Abb. 5.7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Laststufe 1 am Ödometerversuch für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW) und Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul (Spannung σ' in kPa)

Der M_E -Wert wird als Sekantenmodul folgendermassen bestimmt:

$$M_E = \frac{3.81 - 1.143}{0.027 - 0.010} = 157 \text{ kPa} \quad 5.5$$

Auf diese Art und Weise wurden alle M_E -Werte bestimmt (Tabelle 5-4).

Tabelle 5-4: M_E -Werte aus den Belastungsstufen am Ödometerversuch für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW)

Laststufe	Last [kPa]	M_E -Wert [kPa]	Laststufe	Last [kPa]	M_E -Wert [kPa]
1	4	157	10	50	357143
3	25	180	11	100	294642
3	25	610	12	200	100000
4	50	516	13	400	5000
4	50	1002	13	400	15675
5	100	961	14	800	8695
5	100	2455	14	800	24590
6	200	2118	14	800	50000
6	200	5411	15	400	2105263*
7	100	416666	16	200	610561
8	50	203125	17	100	126329
9	25	65878	18	4	26318

*unrealistischer Wert: evtl. Reibung im Versuchssystem

5.1.3 Messausrüstung

Es ist anstrebenswert, möglichst dieselbe Quantität an Informationen von dem entstehenden Gebäude zu erhalten wie in den Messungen an den Zentrifugenmodellen. Aus diesem Grund wurden einerseits die Sohlspannungen zwischen Fundamentvertiefung und Boden sowie die Stauchung der Stützen anhand von DMS-Messungen aufgezeichnet. Auch die Setzung der Fundation wurde geodätisch aufgenommen. In der nachfolgenden Tabelle 5-5 sind die wichtigsten Eckdaten im Bauablauf zum besseren Verständnis der Versuchsdaten aufgelistet.

Tabelle 5-5: Eckdaten des Bauablaufs und der Datenerfassung

Datum	Vorgang	Bemerkungen
18.02.2009	Einbau Druckkissen	Nullablesung Druckkissen
04.03.2009	Betonprismen betoniert	
07.04.2009	Decke 1. Teil Tiefgarage betoniert	Deformationsmessung noch nicht installiert
24.04.2009	Nivellement	Installierung Logger
29.04.2009	Betonprüfung Labor	
11.05.2009	Decke 2. Teil Tiefgarage betoniert	
15.05.2009	Installierung sämtlicher Messsysteme	
05.06.2009	Decke EG Haus A betoniert	
22.06.2009	Decke 1. OG Haus A betoniert	
09.07.2009	Decke 2. OG Haus A betoniert	
21.07.2009	Decke Attika Haus A betoniert	
23.09.2009	Messgeber Stützenstauchung demon- tiert	

In der nachfolgenden Abb. 5.9 sind sämtliche Messerfassungen und deren genaue Lage eingezeichnet.

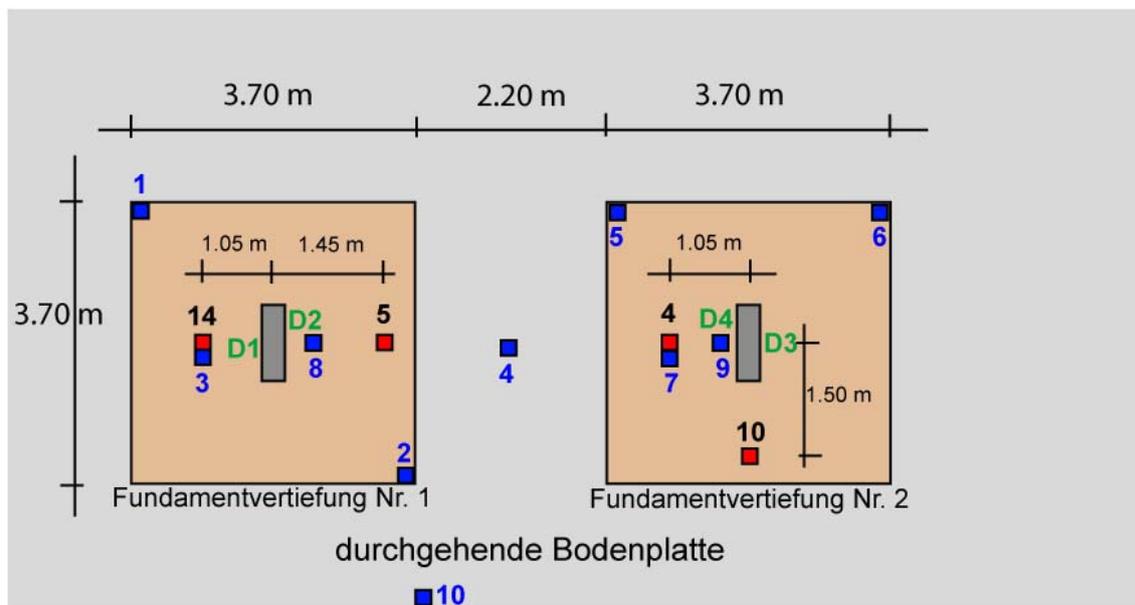


Abb. 5.9: Situation in Alpnach: Druckkissenpunkte (rot); Höhenpunkte für das Nivellement (blau) und Deformationsmessungen (grün). Die Nivellementpunkte 8 und 9 sind jeweils 40 cm vom Stützenrand entfernt.

Messung der Sohlspannungen

Die Sohlspannungen können an wirklichen Fundamenten nicht so einfach über druckempfindliche Folien wie in der Zentrifuge gemessen werden. Entsprechend der Grösse und der zur Verfügung stehenden Mittel wurden pro Einzelfundament zwei Druckkissen der Firma Glötzl (Hilmer et al., 1983; Schmidt, 1991) eingebaut, um an wenigstens zwei diskreten Punkten Aufschluss über die Sohlspannung zu erhalten.

Im Wesentlichen sind die Druckkissen so aufgebaut, dass zwischen zwei Metallplatten ein dünner Ölfilm eingelagert ist, dessen Druck gemessen wird. Diese Bauweise ist robust.

Der Einbau dieser Kissen erfolgt nach den Richtlinien von Hilmer et al. (1983). Zuerst wird eine Schicht Grobsand eingebaut und glatt gestrichen. Auf dieses Sandbett wird das Druckkissen gelegt, horizontaliert und anschliessend mit Sand zugeeckt, bevor es mit anstehendem Boden nochmals zugeeckt wird (vgl. Abb. 5.10). Diese Sandschichten sind wichtig, damit keine grösseren Steine, welche auf die Druckkissenplatten drücken könnten, die Messwerte beeinflussen.



Abb. 5.10: Links: Einbau des Druckkissens auf eine Schicht Grobsand. Rechts: Positionierung der Druckkissen in der Fundamentvertiefung Nr. 1

Anhand der Erwartung der Sohlspannungsverteilung von den Zentrifugenversuchen wurde je ein Druckkissen am Fundamentrand angebracht und das andere im Bereich der direkten Lasteinleitung der Stütze auf die Foundation (vgl. Abb. 5.9). Die Messwerte dieser vier Druckkissen wurden an einen stationären Datenlogger der Marke Campbell übertragen, gespeichert und in regelmässigen Abständen abgelesen.

Druckkissen desselben Typs und in derselben Anordnung wurden auch in Merschwand verwendet.

Messung der Stützenstauchungen

Um die Last, die auf eine Stütze abgetragen wird, zu bestimmen, gibt es grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten. Aus dem Brückenbau ist die Variante der Messung des Lagerdruckes bekannt. Weiter gibt es die Möglichkeit, DMS am Bewehrungsstahl anzubringen und so über die Stauchung des Betonstahls auf die Stützenlast zu schliessen. In den vorliegenden Fällen war die Anbringung von Lagern über den

Stützen zur Messung des Lagerdruckes nicht möglich, da dies den Baufortschritt verzögert hätte bzw. die Bauherrschaft die Lager nicht akzeptiert hätte. Auch die Messung der Stahlstauchung gestaltet sich schwierig, da die Dehnmessstreifen vor dem Betoniervorgang angebracht werden müssen und danach das notwendige Messkabel in einer Dose an der Stütze zugänglich gemacht werden muss.

Aus diesen Gründen wurde die Stützenstauchung an der Aussenseite der Stütze über ein Messsystem der Firma Tokyo (www.tml.jp), welches auf der Anwendung von DMS beruht, aufgenommen. Dabei wurden immer an beiden Stützenseiten je ein Messsystem angelegt, um allfällige Biegespannungen- und damit Verformungen ausfiltern zu können. Das Messsystem ist dabei temperaturkompensiert. Das heisst, dass Dehnungen aufgrund der Temperaturänderungen am Gerät durch eine zusätzliche DMS, welche an unbelasteter Stelle angeordnet ist, kompensiert wird.



Abb. 5.11: Deformationsaufnehmer, der die Stützenstauchung misst. Auf beiden Seiten der Stütze ist je ein Aufnehmer angelegt.

Messung der Setzungen

Die durch die Belastung entstehenden Setzungen wurden mittels geodätischen Nivellements (Ingensand, 1999) aufgenommen. Dabei wurden an den Fundationsplatten Messpunkte angebracht, deren Höhe anhand eines Fixpunktes ausserhalb der Baustelle fiktiv bestimmt werden konnte. Dabei wurde nach Erstellung der Foundationen eine erste „Nullmessung“ durchgeführt. Die Setzung wird dann über die relative Verschiebung des Messpunktes zum Fixpunkt bestimmt.

5.1.4 Bestimmung der Betoneigenschaften

Um von den Stützenstauchungen auf die übertragene Kraft von der Struktur auf die Stütze zu gelangen, müssen die Steifigkeitseigenschaften des verwendeten Betons bekannt sein. Vor allem der Elastizitätsmodul ist von grosser Wichtigkeit.

Deshalb wurden von der Baustelle zwei Betonwürfel mitgenommen und im Labor des Institutes für Baustoffe (IfB) der ETH Zürich getestet. Es wurden, bis auf den Biegezugversuch, die selben Versuche wie für den Beton für die Modellplatten (vgl. Kapitel 4.6) durchgeführt. In der nachfolgenden Tabelle 5-6 sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt.

*Tabelle 5-6: Eigenschaften des verwendeten Betons in Alpnach (Arnold & Laue, 2010)
(Mittelwerte aus drei durchgeführten Prüfungen an Probezylindern der Abmessungen $d = 100 \text{ mm}$; $h = 200 \text{ mm}$)*

Parameter	Wert
Zylinderdruckfestigkeit	26 N/mm ²
Elastizitätsmodul E	32'100 N/mm ²

5.2 Standort Merenschwand – Bodenverhältnisse; Tragkonstruktion und Messausrüstung

Merenschwand liegt im Kanton Aargau nahe der Stadt Zug. Am Standort wurden mehrere Doppel- und Einfamilienhäuser erstellt, welche über eine gemeinsame Tiefgarage verbunden sind. In dieser Tiefgarage, welche nur über eine Erdaufschüttung aber über keine darüberliegende Gebäudestrukturen verfügt, wurden Einzelfundamente zur Abtragung der hohen Stützenlasten konstruiert. Eine durchgehende Bodenplatte fehlt (vgl. Abb. 5.12). Das heisst, dass zwischen den Einzelfundamenten keine Struktur vorhanden ist, welche aufgrund einer erhöhten Steifigkeit zusammen mit den Einzelfundamenten bei der Lastabtragung einen zusätzlichen Einfluss haben könnte.

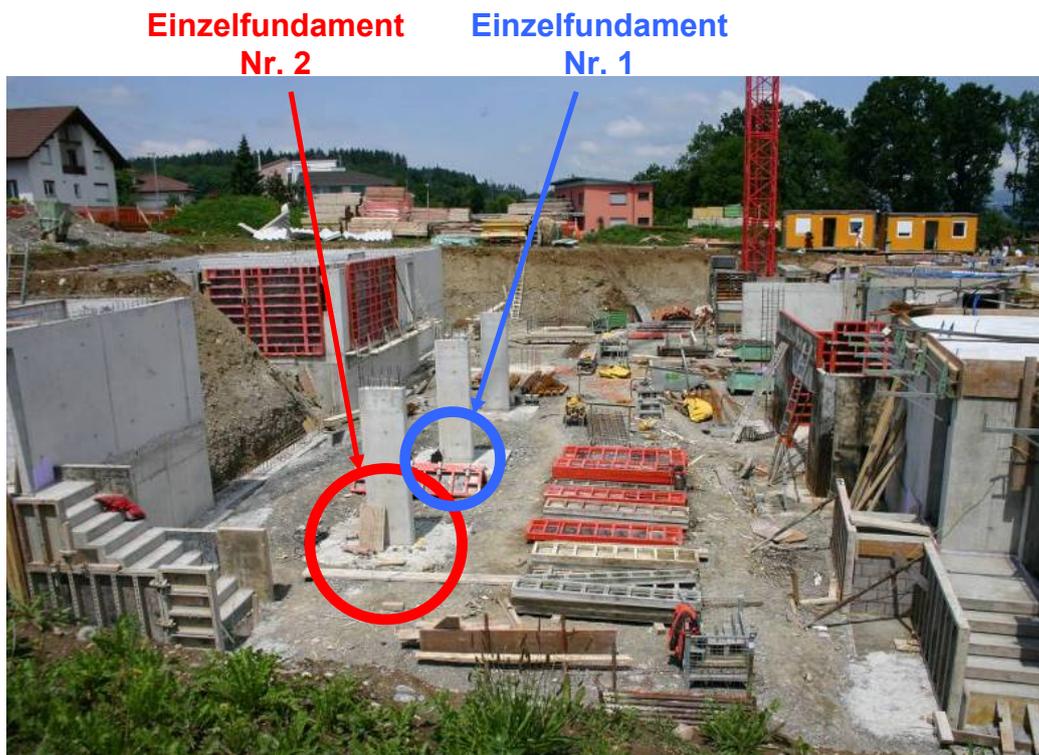


Abb. 5.12: Blick auf die Stützen mit den Einzelfundamenten der Tiefgarage. Links und rechts entstehen die Kellergeschosse der Doppel- und Einfamilienhäuser. Zuvorderst sieht man das Einzelfundament Nr. 2 und dahinter das Einzelfundament Nr. 1.

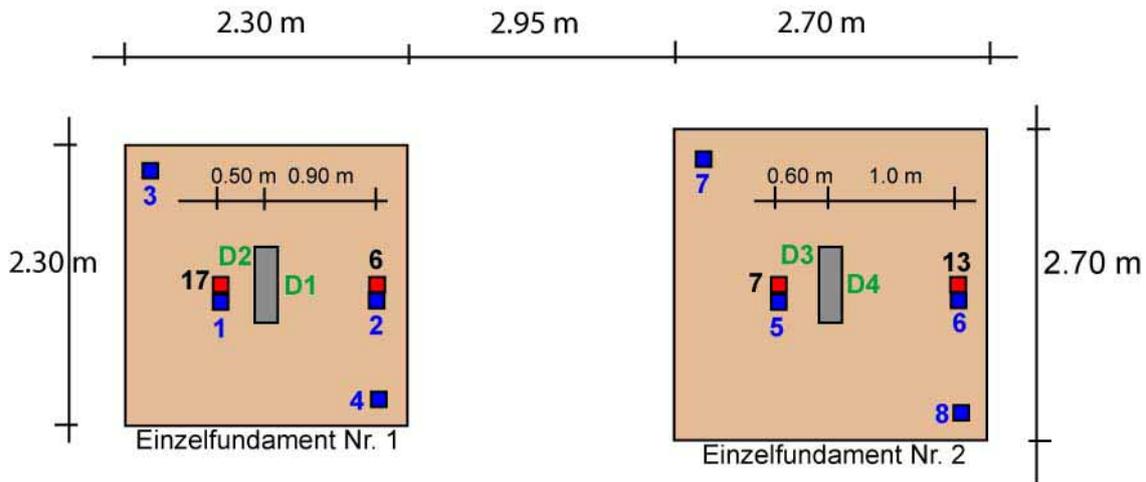


Abb. 5.13: Situation in Merenschwand: Druckkissenpunkte (rot); Höhenpunkte für das Nivellement (blau) und Deformationsmessungen (grün). Die Nivellementpunkte 3; 4; 7 und 8 sind jeweils ca. 30 cm von der Fundamentecke entfernt.

5.2.1 Bodenverhältnisse und Untersuchungen

Bei diesem Objekt fehlt ein geotechnisches Gutachten, da von den verantwortlichen Planungsfirmen keine Abklärungen angeordnet wurden. Die Aushubtiefe ab gewachsenem Terrain beträgt für die beiden Fundamente 4.50 m.

Anhand diverser Tiefenbohrungen an verschiedenen Stellen (auch im Bereich der betrachteten Foundationen) für die Erdsondenheizungen wird deutlich, dass bereits nach zwei Metern unterhalb des Aushubplanums Sandstein ansteht. Darüber liegt gemäss Laboruntersuchungen von entnommenem Bodenmaterial siltiger Kies (GM). Aufgrund der erhöhten Lage über der Reuss und aufgrund der Bohrprotokolle steht in relevanter Tiefe kein Grundwasser an.

Bei diesem Objekt war ein in situ Versuch zur Bestimmung der vorhandenen Steifigkeit im Boden mit einem Marchetti-Dilatometer geplant. Auf diesen Versuch wurde anhand des anstehenden Sandsteins verzichtet.

Klassifikation

Auch in Merenschwand wurden von der Baustelle ca. 15 kg Bodenmaterial entnommen und im Labor klassifiziert (Tabelle 5-7; Abb. 5.14).

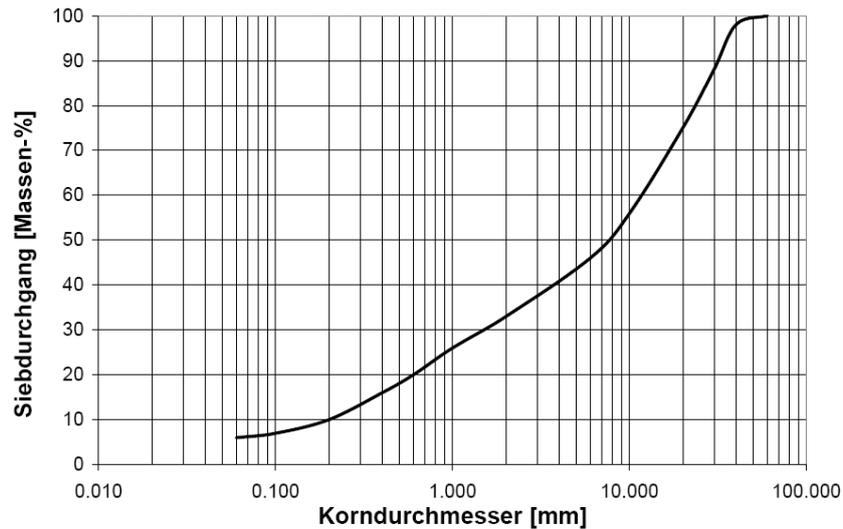


Abb. 5.14: Kornverteilungskurve für das Bodenmaterial aus Merenschwand

Tabelle 5-7: Klassifikation des Bodenmaterials aus Merenschwand (AG)

Klassifikation nach USCS	GM
Wassergehalt w [%]	2
Minimale Lagerungsdichte ρ_{\min} [g/cm^3]	1.90
Maximale Lagerungsdichte ρ_{\max} [g/cm^3]	2.30

Ödometerversuch

Mit diesem Material wurde ebenfalls ein Versuch im Grossödometer durchgeführt. Die Aufmischung zu einem „slurry“ war für diesen Boden nicht notwendig. Da der Siltanteil verglichen mit dem Material aus Alpnach sehr klein ist, spielt hier die Konsolidation praktisch keine Rolle. Deshalb wurde das Bodenmaterial nur mit einem Wassergehalt von 4 % angemischt, damit eine optimale Durchmischung in der Aufbereitung gelingt und sich das Material beim Einbau in den Ödometer nicht gleich wieder entmischt.

Die Einbau-Lagerungsdichte D_d betrug lediglich 23 %. Nach mehrmaligem Einbau mit immer grösserer statischer Verdichtung gelang kein höherer Einbaudichtegrad. Dieser wäre eigentlich anhand der Bodeneignungskarte (Bundesamt für Raumplanung, 1980) wünschenswert gewesen, da das Gebiet in Merenschwand eine glaziale Überprägung erfahren hat. Gemäss Studer et al. (2007) kann eine Schubsteifigkeitsänderung ΔG anhand der Porenzahländerung Δe erörtert werden. Diese Schubsteifigkeitsänderung korreliert auch mit dem Zusammendrückungsmodul M_E des Bodens. Für eine Porenzahländerung von 0.7 auf 0.5 (Verkleinerung um den Faktor 0.71) ergibt sich eine Schubsteifigkeitserhöhung um den Faktor von ca. 2 bei kleinen Schubdehnungen von ca. 10^{-5} %. Die Erhöhung der relativen Lagerungsdichte von 23 % auf 60 % entspricht einer Erniedrigung der Porenzahl um den Faktor von ca. 0.75 bei einer Annahme von $27 \text{ kN}/\text{m}^3$ für das spezifische Gewicht des Bodens γ_s . Damit ergibt sich also eine Erhöhung der Schubsteifigkeit um den Faktor 2, was einer Erhöhung des Elastizitätsmodul E gemäss Gleichung 7.2 um ebenfalls den Faktor 2 entspricht, wenn man linear elastische Verhältnisse voraussetzt. Der Zusammendrückungsmodul M_E ist keine sich linear verhaltende Kenngrösse. Dennoch zeigt dieser Vergleich zur Schubsteifigkeitsentwicklung bei kleinen Dehnungen

auf, dass die mit dem Ödometerversuch ermittelten M_E -Werte für das Material aus Merenschwand effektiv höher sind.

Das Versuchsprogramm ist in der Tabelle 5-8 dargestellt. Die M_E -Werte wurden als Sekantenmodule der jeweiligen Belastungsstufen ermittelt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5-8 zusammengestellt.

Tabelle 5-8: Links: Versuchsprogramm und Setzungsmessung für den Gross- Ödometer versuch am Material von Merenschwand (AG). Rechts: Versuchsergebnisse (M_E -Werte) anhand des Ödometerversuches für das Bodenmaterial aus Merenschwand (AG)

Aufgebrachte Spannung [kN/m ²]	Setzung [mm]	Last [kPa]	M_E -Wert [kPa]
4 (Stempel)			
12.5		0	
25	0.488	25	4179
50	0.748	50	7861
100	1.062	100	13059
200	1.566	200	16156
100	1.489	100	102188
50	1.406	50	49247
25	1.322	25	24330
50	1.359	50	52404
100	1.443	100	48661
200	1.604	200	51094
400	2.506	400	18106
800	3.850	800	24294
400	3.703	400	216556
200	3.542	200	102188
100	3.395	100	55612
0	3.007	4	20279
Ausbau			

5.2.2 Tragstruktur

Die Tragstruktur des Standortes Merenschwand ist grundlegend anders als die des Standortes Alpnach. Im betrachteten Teil der Überbauung, der Tiefgarage, sind lediglich Einzelfundamente zur Abtragung der Lasten der Garagendecke und der darüberliegenden Auffüllung mit Humus angeordnet. Zwischen den Einzelfundamenten hat es keine durchgehende Bodenplatte, welche das Tragverhalten der Einzelfundamente beeinflussen könnte. Auch wirkt die Decke nicht als Abfangdecke für übergeordnete Gebäudestrukturen, sondern ist lediglich zur Abtragung von gleichmässig verteilten Auflasten konstruiert.

5.2.3 Messausrüstung

Zuerst werden auch hier in der Tabelle 5-9 die massgebenden Eckdaten in der Bauausführung und Messsysteminstallation gegeben.

Tabelle 5-9: Eckdaten des Bauablaufs und der Datenerfassung

Datum	Vorgang	Bemerkungen
22.05.2009	Einbau Druckkissen	Nullablesung Druckkissen
28.05.2009	Betonieren Einzelfundamente	
24.06.2009	Setzen der Messpunkte	0-Nivellement
16.07.2010	Installation Wegaufnehmer	0-Messung Wegaufnehmer
26.08.2009	Betonieren Einstellhallendecke	
09.09.2009	Ausschalen Einstellhallendecke	
20.04.2010	Beginn Auffüllung Einstellhallendecke	

Es wurden Druckkissen des gleichen Typs verwendet wie in Alpnach. Die Abb. 5.15 zeigt auch eine beinahe identische Anordnungsweise der Kissen unter den Fundationen.



Abb. 5.15: Einbau und Positionierung der Druckkissen in Merenschwand

Die Stützenstauchungen wurden ebenfalls nach einem ähnlichen Prinzip wie in Alpnach gemessen. Da auf diese Stützen aber eine deutlich geringere Last einwirkt als auf die Stützen in Alpnach, wird auch die Stauchung deutlich geringer ausfallen. Bei den erwarteten Stauchungen kann das Messsystem von Alpnach nicht verwendet werden. Stattdessen wurden Wegaufnehmer des Typs W1-EL ± 1 mm der Firma HBM verwendet, welche über eine neu konstruierte Verlängerung die Stauchung auf einer Stützenhöhe von ca. 80 cm aufnehmen können (Abb. 5.16).



Abb. 5.16: Links: Wegaufnehmer zur Messung der Stützenstauchung. Rechts: Detailansicht der Spule, welche je nach Standort des Magneten an der Stange, der sich innerhalb der Spule befindet, einen anderen Widerstand ausgibt und damit die Stützenstauchung erfasst.

Dadurch wird der gemessene Längenunterschied genügend gross, um zuverlässig gemessen werden zu können. Im Gegensatz zur Messmethode in Alpnach sind die Wegaufnehmer nicht temperaturkompensiert. Das heisst, dass die Dehnung des Stahlgestänges aufgrund der ändernden Temperatur in der Berechnung der wirklichen Stützenstauchung berücksichtigt werden muss. Deshalb wurde in unmittelbarer Nähe ein Temperatursensor angebracht, damit dieser Einfluss später berücksichtigt werden kann.

Die Setzungen werden ebenfalls mittels geodätischen Nivellements erfasst.

5.2.4 Bestimmung der Betoneigenschaften

Auch für den verwendeten Beton in Merenschwand wurden die wichtigsten Bodenparameter bestimmt (vgl. Kapitel 4.6). Sie sind in Tabelle 5-10 zusammengestellt.

Tabelle 5-10: Eigenschaften des verwendeten Betons in Merenschwand (Mittelwerte aus den 3 durchgeführten Prüfungen an Probezylindern der Abmessungen $d = 150$; $h = 300$ mm)

Parameter	Wert
Zylinderdruckfestigkeit	37.7 N/mm ²
Elastizitätsmodul E	35'500 N/mm ²

6 Numerische Modellierung

Da heutzutage in der Berufspraxis der Bauingenieurin und des Bauingenieurs zunehmend Finite-Element-Programme die Berechnung von statischen Strukturen übernehmen, ist es wichtig, die Versuchsergebnisse mit einem der aktuellen Programme zu überprüfen. So können Schwachstellen in den vorhandenen Stoffmodellen und Programmstrukturen aufgedeckt und dadurch die numerische Bemessung verbessert werden.

In der Praxis haben die Ingenieurin und der Ingenieur beschränkte Versuchsmöglichkeiten zur Kalibrierung des verwendeten Numerik-Modells, wie das in dieser Arbeit aufgrund der Zentrifugenmodellversuche gegeben ist. Aus diesem Grund muss er sich auf die richtige und realitätsnahe Arbeitsweise des Programmes verlassen können. Diese Tatsache legitimiert die Durchführung von Zentrifugenmodellversuchen zur Kalibrierung und Verbesserung der angewandten Programmgrundlagen.

Die Boden-Bauwerks-Interaktion wurde bereits von einigen Autoren numerisch modelliert. So wurde der Einfluss der Struktur-Steifigkeit auf das Last-Setzungsverhalten von Fundationen studiert (Jackson et al. 1997; Houlsby et al. 2000; Liu et al. 2000; Potts et al. 2002). Hier sei vor allem erwähnt, dass Liu et al. (2000) ein Modell erarbeiteten, wo Backstein-Mauerwerke im Zusammenhang mit darunter liegenden Tunnel-Konstruktionen untersucht wurden. In diesem Zusammenhang wurde auch ein Stoffmodell erarbeitet, womit es möglich ist, die Entwicklung von Rissen in Backstein-Mauerwerken aufgrund von Untergrund-Setzungen aufzuzeigen (Houlsby et al., 2000).

6.1 Grundlagen der numerischen Modellierung

Die numerische Modellierung in der Geotechnik geschieht häufig durch die Anwendung von Finiten Elementen (FE). Dabei wird ein Boden- oder Strukturmodell in einzelne Elemente „diskretisiert“ (Potts und Zdravkovic, 1999). Diese Elemente können nach Potts und Zdravkovic verschiedene Formen wie Dreiecke (3 Knoten), Vierecke (4 Knoten) und Vielecke (>4 Knoten) annehmen. An den Elementknoten werden Spannungen und Verschiebungen mittels „Element-Gleichungen“ berechnet. Diese Element-Gleichungen verbinden Kompatibilität, Gleichgewicht und die konstitutiven Bedingungen (constitutive model) und ermöglichen dadurch die erfolgreiche Berechnung der zu untersuchenden Struktur. Die zentrale Rolle dabei spielt das Konstitutive Gesetz, welches in Form der konstitutiven Matrix in die Berechnungsschritte des FE-Programms eingeht:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad 6.1$$

[D]: Konstitutive Matrix

Gemäss Gleichung 6.1 verbindet die konstitutive Matrix [D] die Spannungen mit den Dehnungen. Ähnlich wie beim einfachsten, dem einachsigen Spannungszustand der E-Modul die Spannung mit der Dehnung verknüpft, ist hier eine ganze Matrix dafür zuständig, da die Spannung $\Delta\sigma$ in x-, y-, und z-Richtung gerichtet sein oder auch die Form einer Schubspannung annehmen kann.

Details zur numerischen Modellierung können zum Beispiel in Potts & Zdravkovic (1999) nachgelesen werden.

6.2 Numerik – Codes

Die in dieser Arbeit verwendeten Programme (Numerik – Codes) sind PLAXIS 3D Foundation (Version 2.2, 2008) und für die Überprüfung der Dehnungsmessungen der Zentrifugenmodellversuche ABAQUS (Version 6.9, 2009).

Mit PLAXIS werden die getesteten Foundationen als Ganzes mit der anstehenden Bodenstruktur modelliert und die Resultate mit den Versuchen verglichen. Im Rahmen einer Vergleichsrechnung zu den Zentrifugenmodellversuchen eignet sich dieses Programm, da sich das Zentrifugenmodell einfach als Finite-Element-Modell in diesem Programm implementieren lässt und so mit verhältnismässigem Aufwand Vergleichsberechnungen angestellt werden können.

ABAQUS wurde lediglich zur Überprüfung der Dehnungsmessungen an den Foundationsstrukturen zur Hilfe genommen. Bei ABAQUS handelt sich nicht um ein für die Geotechnik entwickeltes Finite-Element-Programm, weshalb es im Rahmen einer Vergleichsrechnung zu den Zentrifugenmodellversuchen nicht angewandt wird.

Weiter sei an dieser Stelle auf ein in der Schweiz häufig verwendetes FE-Programm namens CEDRUS (Version 5, 2004) verwiesen. Es handelt sich dabei um ein Programm zur Bemessung von Hochbauten (Stahlbetondecken), wobei die Bodenplatte mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens ebenfalls bemessen werden kann. Dabei wird jedoch nur die Bodenplatte mit finiten Elementen modelliert und gemäss Bettungsmodulverfahren auf Federn gelagert.

6.3 Entwicklung von Stoffmodellen für den Boden

Im Wesentlichen geht es darum, das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Böden richtig zu modellieren. Also muss eine Beziehung zwischen Spannung und Dehnung für Bodenmaterialien gefunden werden (Lade, 2005). Die grösste Schwierigkeit in der Modellierung des Bodenverhaltens besteht darin, dass der Boden, nicht wie metallische Werkstoffe, die über einen relativ weiten Spannungsbereich elastisch reagieren, sondern praktisch von Beginn der Belastung an kein linear-elastisches Verhalten zeigt. Das Bodenverhalten ist nicht-linear, anisotrop und vielfach auch zeitabhängig (Brinkgreve, 2005). Daraus ergibt sich, dass der Boden keine konstante Steifigkeit hat. Diese ist abhängig vom Boden selbst, vom Spannungsniveau, dem Spannungspfad, dem Deformations-Niveau, der Belastungsdauer, der Bodendichte, der Durchlässigkeit, dem Überkonsolidationsverhältnis (OCR-Wert) und der Richtung der aufgetragenen Spannung. Weitere Schwierigkeiten für die Ausarbeitung von konstitutiven Modellen sind Kontraktanz und Dilatation und das Gedächtnis des Bodens auf frühere Belastungen, was grosse Auswirkungen auf den K_0 -Wert (K -Wert: Verhältnis zwischen horizontaler und vertikaler Spannung) im Boden hat (Brinkgreve, 2005). Dieser K_0 -Wert, welcher für den Ausgangszustand einer FE-Berechnung unbedingt realitätsnah gewählt werden muss, ist entscheidend, damit die FE-Berechnung brauchbare Resultate liefert. Die grösste Schwierigkeit liegt also zusammenfassend darin, das Bodenverhalten über den gesamten abzubildenden Spannungsbereich korrekt zu modellieren (Lade, 2005).

Anhand der Eigenschaften des Bodens macht es eigentlich wenig Sinn, linear-elastische – starr plastische Stoffmodelle für Böden zu verwenden. Dennoch wurde das Mohr-Coulomb-Modell zur Vergleichsberechnung gewählt, welches auch in der Praxis häufig gewählt wird. Eine Weiterentwicklung des Mohr-Coulomb-Modells, welches im Wesentlichen auf die gleichen mechanischen Grundlagen zurück greift (elastisch, perfekt-plastisch) ist das Drucker-Prager-Modell, welches im Rahmen der numerischen Verwendung über bessere Eigenschaften als das Mohr-Coulomb-Modell verfügt, im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht verwendet wurde, da es in PLAXIS 3D FOUNDATION nicht implementiert ist.

Eine Weiterentwicklung, welche dem Bodenverhalten besser Rechnung trägt, ist das Hardening-Soil Modell, welches die Steifigkeitsänderung des Bodens mit zunehmender Belastung – die Verfestigung und auch die Entlastung- und Wiederbelastung besser abbilden kann. Auch dieses Stoffmodell zur Beschreibung des Bodenverhaltens wurde zur Vergleichsberechnung zu den Zentrifugenmodellversuchen angewandt.

6.4 Die verwendeten Stoffmodelle im Überblick

Entsprechend der Anwendung von PLAXIS 3D Foundation werden hier die dort zur Verfügung gestellten Stoffmodelle vorgestellt.

6.4.1 Linear elastisches – ideal plastisches Modell nach Mohr-Coulomb (MC)

Wie der Name schon verrät, handelt es sich bei diesem Stoffmodell um ein linear-elastisch – ideal-plastisches Modell. Das heisst, dass im elastischen Bereich alle durch Last aufgebrachten Verformungen vollständig reversibel sind und im plastischen Bereich keine Verfestigung stattfindet (vgl. Abb. 6.1).

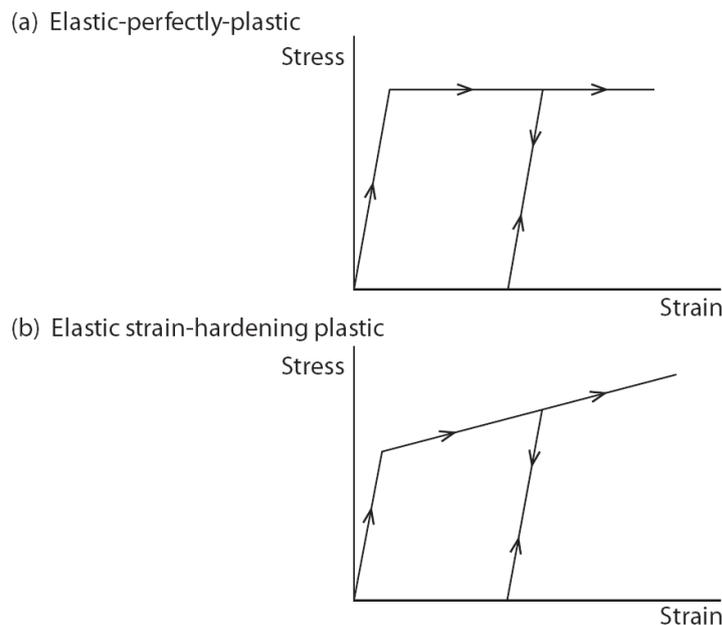


Abb. 6.1: *Elastisches-perfekt plastisches Verhalten (oben) und elastisches-verfestigendes Verhalten (unten) nach Britto & Gunn (1987)*

Die Steifigkeit wird über einen konstanten Elastizitätsmodul E angegeben. Das Bruchverhalten wird dem Mohr-Coulomb-Kriterium (Coulomb, 1776; Mohr, 1882) entsprechend mit φ' als dem Winkel der inneren Reibung, c' als der Kohäsion und ψ als dem Dilatanzwinkel beschrieben (vgl. Abb. 6.2).

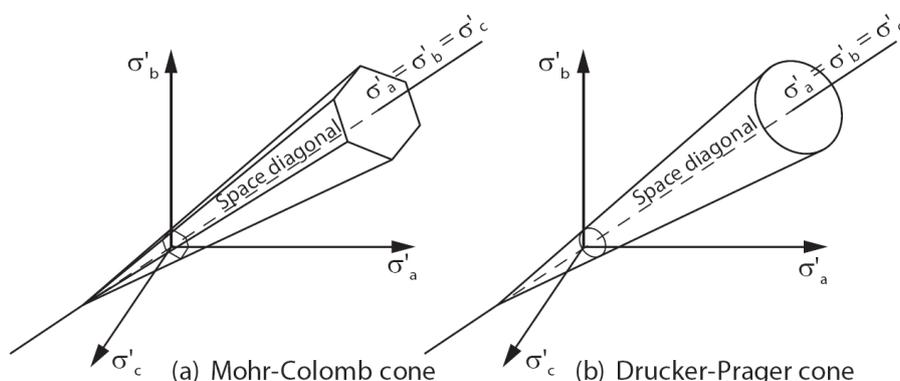


Abb. 6.2: *Mohr-Coulomb Bruchkriterium (links) und Drucker-Prager Bruchkriterium (rechts) nach Britto & Gunn (1987)*

Vorteile des MC-Modells

Der grösste Vorteil dieses Modells ist die Einfachheit und damit die Überprüfbarkeit der Resultate. Es braucht lediglich fünf Parameter als Eingabewerte, was hinsichtlich seiner praktischen Verwendung vorteilhaft ist. In der Regel müssen die Modelle aufgrund von Erfahrungswerten mit Parametern ausgestattet werden, was die Verwendung von komplexeren Stoffmodellen mit mehr Eingabeparametern in Frage stellt. Aus diesen Gründen wird das MC-Modell in der Praxis häufig verwendet.

Nachteile des MC-Modells

Die Linear-Elastizität des MC-Modells vermag das Bodenverhalten vor dem Bruch nicht richtig abzubilden. Das Verhalten von Böden ist von Beginn weg nicht linear, gekennzeichnet durch eine spannungsabhängige Steifigkeit (Verfestigung) und eine, im Vergleich zur Belastung, im Entlastungsbereich geringe Reversibilität. Das steifere Verhalten bei Wiederbelastung kann zwar durch eine entsprechende Eingabe des E-Moduls simuliert werden, im Zusammenhang mit einer vorhergehenden Entlastung ist das Verhalten aber nicht modellierbar. Dies macht es vor allem zur Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit unbrauchbar, da dort diese Eigenschaften von entscheidender Bedeutung sind.

Da also das MC-Modell das Bodenverhalten nicht richtig abbildet, darf es lediglich als grobe Abschätzung des Verhaltens der Struktur herangezogen werden; für genauere Berechnungen sind exaktere nichtlineare Stoffmodelle zu verwenden, welche aber entsprechend durch Laborversuche generierte Eingabeparameter benötigen, was ihre Nutzbarkeit in der Praxis oft limitiert.

6.4.2 Hardening Soil Modell (HS)

Das Hardening Soil Modell, kurz HS-Modell genannt, kann einen Nachteil des MC-Modells ausgleichen, indem es das Bodenverhalten realitätsnaher beschreiben kann. So ist es möglich, die spannungsabhängige Steifigkeit des Bodens zu simulieren (Schanz et al., 1999; Brinkgreve, 2005; Lade, 2005).

Im Unterschied zum MC-Modell verwendet das HS-Modell keinen konstanten E-Modul. Stattdessen wird eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet (vgl. Abb. 6.3).

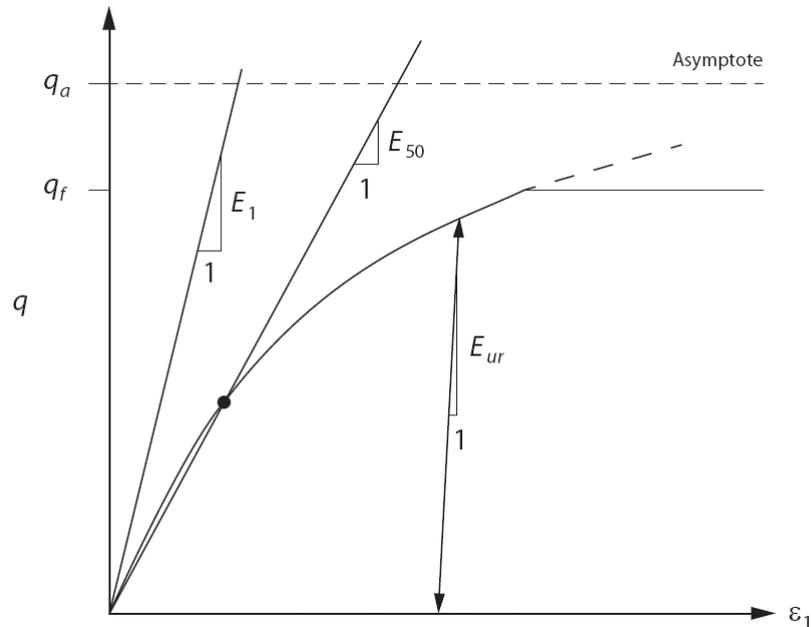


Abb. 6.3: Anpassung des E-Moduls entsprechend der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Schanz et al. (1999)

Durch diese hyperbolische Formulierung entsteht eine spannungsabhängige Steifigkeit, welche dem wirklichen Bodenverhalten in Be-, Ent- und Wiederbelastung Rechnung trägt (vgl. Gleichung 6.2; 6.3). Die Abkürzungen werden entsprechend dem PLAXIS-Manual verwendet.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \sin(\varphi)} \right)^m \quad 6.2$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \sin(\varphi)} \right)^m \quad 6.3$$

E_{50} : Spannungsabhängiger Steifigkeits-Modul für die Erstbelastung (NC).

E_{50}^{ref} : Referenzsteifigkeit bei der Referenzspannung p^{ref} im Triaxialversuch.

σ'_3 : Effektiver Seitendruck im Triaxialversuch.

p^{ref} : Referenzspannung im Triaxialversuch (mittlere Normalspannung)

m : Der Betrag der Spannungsabhängigkeit wird mit m gegeben.

Sinngemäss gelten die Abkürzungen für den Ent- und Wiederbelastungsfall in Gleichung 6.3.

Diese Verfestigung wird durch eine Erweiterung der Fließgrenze gekennzeichnet, wie sie in Abb. 6.4 mit einer isotropen Verfestigung dargestellt ist. Der elastische Anteil bei Entlastung und Wiederbelastung wird dabei mit steigender Erstbelastung und damit einer Erweiterung der Fließgrenze immer grösser.

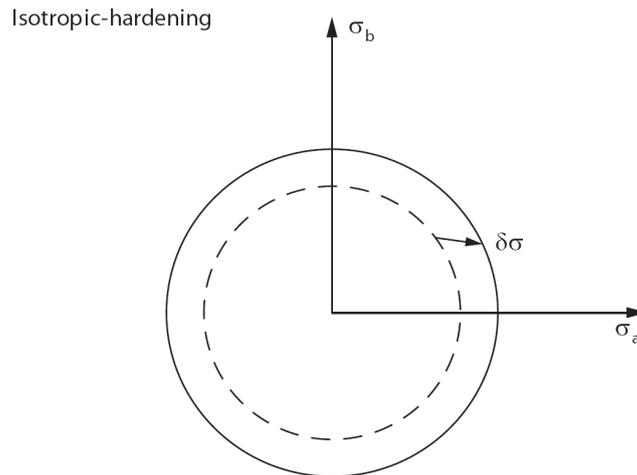


Abb. 6.4: Isotropes Verfestigungsverhalten nach Britto & Gunn (1987)

Das HS-Modell kann einerseits die Verfestigung aufgrund von deviatorischer Belastung (friction hardening) und andererseits die Verfestigung aufgrund volumetrischer Dehnung aufgrund primärer Kompression (cap hardening) modellieren (Brinkgreve, 2005). Aufgrund dieser modellierten Verfestigung werden die Entlastungs- und Wiederbelastungslinie vom Verhalten her realitätsnaher wiedergegeben (vgl. Abb. 6.5).

Ein Nachteil des HS-Modells ist die Erfordernis von mehreren Bodenparametern, welche in Tabelle 6-2 aufgelistet sind. Die Bestimmung dieser Parameter ist in der Praxis nicht einfach, da oft Zeit und meistens Geld fehlen, wenn es um die Auslegung von Gründungssystemen wie Flachfundationen geht. Diese Tatsache macht das HS-Modell für die Praxis nur beschränkt tauglich. Weiter bekundet das HS-Modell Probleme bei der Modellierung der Dilatanz und damit der Entfestigung bei dicht gelagerten Böden. Die Modellierung der Entfestigung durch Ausbildung der Scherzone und Mobilisierung von ϕ'_{cv} ist im HS-Modell nicht möglich.

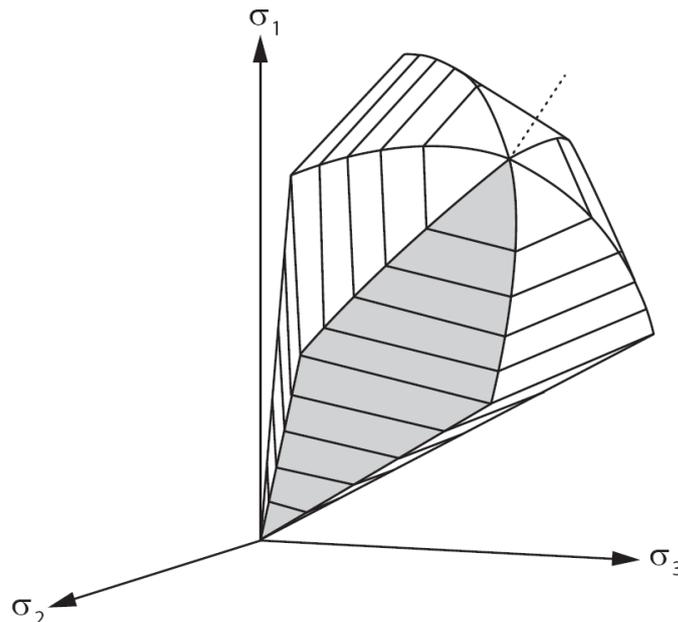


Abb. 6.5: Hardening-Soil-Modell im Hauptspannungsraum mit Fließflächen und „Cap“ nach Schanz et al. (1999)

6.5 Gewinnung und Verwendung von Boden-Parametern in FEM-Programmen

Wie bereits erwähnt ist die Bestimmung von Bodenparametern für die adäquate Verwendung von FE-Programmen notwendig. Bei grossen Projekten mit hohem Risiko werden solche Parameter anhand von Feld- und Laborversuchen häufig eruiert. Bei kleineren Projekten (Wohnüberbauungen, Einfamilienhäuser etc.) fehlen meistens die finanziellen Mittel für die erforderlichen geotechnischen Untersuchungen.

Hat man keine durch Versuche eruierten Bodenparameter zur Verfügung, sondern muss sich auf Erfahrungs- und Schätzwerte verlassen, macht es häufig wenig Sinn, moderne Stoffmodelle in den FE-Berechnungen anzuwenden, da aufgrund der fehlenden Kenntnisse die Problemstellung nicht adäquat modelliert werden kann. Bei solchen Problemstellungen erscheint es sinnvoller, einfache Berechnungen durchzuführen und diese mit Handrechnungen zu überprüfen.

Prinzipiell werden die Parameter aber durch Triaxial- und Ödometerversuche gewonnen (Lade, 2005). Es ist aber auch denkbar, Parameter aus Feldversuchen wie SPTs (Standard Penetration Test) oder CPTs (Cone Penetration Test) zu erhalten (Brinkgreve, 2005). Mayne et al. (2009) geben ausserdem einen Überblick, welche Parameter mit welchen Felduntersuchungen gewonnen werden können.

6.5.1 Parameter für das MC-Modell

Für das MC-Modell sind die Parameter für das linear-elastische Verhalten wichtig (E , ν'). Das Bruchverhalten wird mit dem Reibungswinkel und der Kohäsion beschrieben. Die Wahl der Querdehnzahl ist erforderlich. Sie wird nach Brinkgreve (2005) folgendermassen angenommen:

$$\nu' \approx \frac{1 - \sin \varphi'}{2 - \sin \varphi'} \quad 6.4$$

Tabelle 6-1: Notwendige Parameter für das MC-Modell

Parameter	Bezeichnung	Einheit
ν'	Querdehnungszahl	-
c'	Effektive Kohäsion	kPa
φ'	Effektiver Winkel der inneren Reibung	°
ψ	Dilatanzwinkel	°
E	Elastizitätsmodul	kPa

6.5.2 Parameter für das HS-Modell

Für das Bruchverhalten werden dieselben Parameter verwendet wie im MC-Modell. Die Steifigkeit wird durch ein hyperbolisches Gesetz (vgl. Gleichungen 6.2; 6.3) beschrieben. Die Wahl für m wird dabei mit 0.4-0.7 empfohlen (Brinkgreve, 2005).

Tabelle 6-2: Notwendige Parameter für das HS-Modell

Parameter	Bezeichnung	Einheit
c'	Effektive Kohäsion	kPa
φ'	Effektiver Winkel der inneren Reibung	°
ψ	Dilatanzwinkel	°
E_{50}^{ref}	Sekantenmodul im Triaxialversuch	kPa
E_{oed}^{ref}	Tangentenmodul für Erstbelastung im Ödometer	kPa
E_{ur}^{ref}	Entlastung- und Wiederbelastungs Steifigkeit	kPa
m	Exponent für die Abhängigkeit des Spannungsniveaus	-
p^{ref}	Referenz-Spannung für Erhebung der Steifigkeit (= 100 kPa)	kPa

TEIL II: MODELLIERUNG & ERGEBNISSE

7 Zentrifugenmodellversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Zentrifugenmodellversuche beschrieben und einige Kommentare dazu abgegeben. Ein ausführlicher Vergleich mit der analytischen- und numerischen Modellierung und mit den Feldmessungen erfolgt in den Kapiteln 10 bis 12.

7.1 Versuchs-Randbedingungen

Die Messungen mit den kleinen Probetöpfchen (vgl. Kap. 4.6), welche vor dem Einrieseln des Sandes in den Container eingebaut wurden, ergeben Resultate für das Trockenraumgewicht und damit für die relative Lagerungsdichte der eingebauten Bodenmodelle.

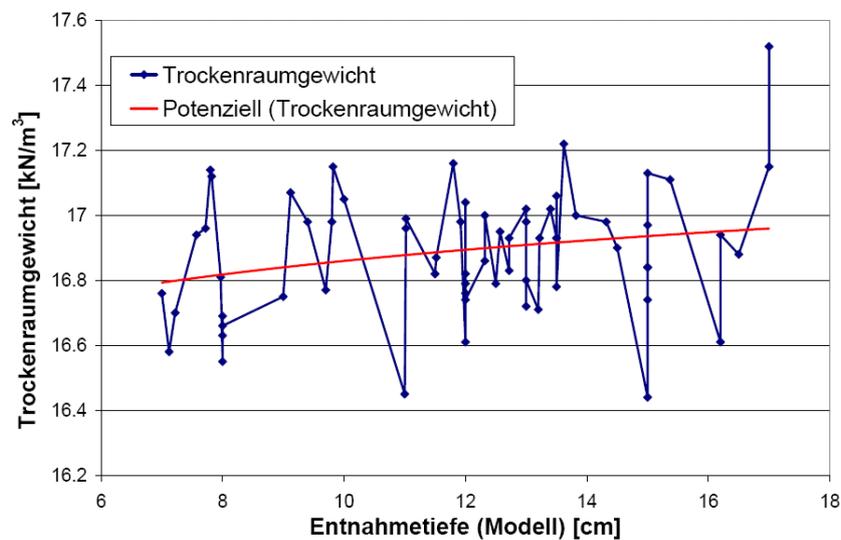


Abb. 7.1 Trockenraumgewichte der hergestellten Bodenmodelle über die Entnahmetiefe

In Abb. 7.1 sind die gemessenen Trockenraumgewichte in Abhängigkeit der Entnahmetiefe dargestellt. Es wird deutlich eine gewisse Streuung im Trockenraumgewicht wahrgenommen. Weiter nimmt die Dichte mit der Entnahmetiefe etwas zu, was angesichts der Belastung durch das erhöhte Schwerfeld in der Zentrifuge erklärbar ist. Die Regressionskurve liegt im Bereich von 16.8 bis 17.0 kN/m³, was anhand von Tabelle 4-2 einer relativen Lagerungsdichte D_d von 61.8% bis 68.5% entspricht. D_d wird dabei nach Gleichung 5.1 berechnet:

7.2 Planung und Terminologie der Versuche

Die Zentrifugenmodellversuche wurden in verschiedene Versuchsreihen aufgeteilt, wobei in jeder Versuchsreihe bestimmte Einflüsse untersucht wurden. Durch diese Aufteilung blieb das Versuchsprogramm flexibel und erhaltene Ergebnisse konnten in die Planung nachfolgender Versuche einfließen, was den Fortschritt erhöhte.

7.2.1 1. Versuchsreihe: Verschiedene Plattendicken

In den ersten Versuchen wurde anhand von Einzelfundamenten (Platte mit Stütze als Lasteinwirkung) das Verhalten von verschiedenen Plattendicken untersucht. Für nachfolgende Versuche stellte sich heraus, dass Platten mit einer Modelldicke von 4 mm die auf den ersten Blick interessantesten Ergebnisse zeigten. Deshalb und auch wegen der sinnvollen Anlehnung an den Prototyp ($d = 26.5$ cm in Beton) wurde diese Plattendicke auch für die meisten, nachfolgenden Versuche gewählt.

7.2.2 2. Versuchsreihe: Verschiedene Strukturen

In der 2. Versuchsreihe wurden verschiedene Gebäudestrukturen untersucht. Aussteifende, belastete und unbelastete Wände bildeten den Schwerpunkt. Ebenfalls wurden Plattenmodelle aus Beton gefertigt, um dem Nachteil der Verwendung von Aluminiumplatten, womit das Reiss-Verhalten des Betons nicht dargestellt werden kann, entgegenzuwirken.

7.2.3 3. Versuchsreihe: Verschiedene Bodenstrukturen; div. Versuche

In der 3. Versuchsreihe, welche im Zusammenhang mit zwei Masterarbeiten (Espinosa, 2009; Neracher, 2009) durchgeführt wurde, standen verschiedene Bodenstrukturen und die Untersuchung der Teilsättigung des Perth-Sandes auf die Versuchsergebnisse im Vordergrund. Weiter wurden diverse andere Versuche durchgeführt, dessen Resultate in vergangenen Versuchsreihen zu wenig aussagekräftig oder als Ergänzung zu bestehenden Resultaten notwendig waren.

Nachfolgend wird detailliert auf die einzelnen Versuchsergebnisse unabhängig von den Versuchsreihen eingegangen.

7.3 Einfluss der Toolplattform-Verkipfung auf die Versuchsergebnisse

Um das Tragverhalten der untersuchten Flachfundationen korrekt zu beschreiben, ist es notwendig, systematische Fehler der Messwerterfassung der Zentrifuge zu quantifizieren. Bei der Beschreibung der Last-Setzungs-Kurven der Fundationssysteme spielt die Konstruktion der Tool-Plattform der Zentrifuge eine wichtige Rolle. Mit zunehmender Belastung durch den Fundamentenversuch beginnt sich die gesamte Toolplattform aufgrund ihrer weichen Lagerung zu verkippen. Diese Verkipfung hat einen Einfluss auf die Setzungsmessung am Actuator-Arm, welche für die Bestimmung der Last-Setzungs-Kurven herangezogen wird. An der Interpretation des Verhaltens der Versuche zueinander ändert dieser Fehler nichts, weshalb er in Kapitel 7.4 bis 7.9, wo die Last-Setzungs-Kurven beschrieben werden, auch nicht korrigiert wird. Die dort gezeigten Last-Setzungs-Kurven entsprechen den mit dem Actuator tatsächlich aufgezeichneten Setzungen. Das relative Verhalten zu anderen Versuchen kann damit auch korrekt beschrieben werden. Die Korrektur wird erst ab Kapitel 9 wichtig, wo der Leser geneigt ist, die Last-Setzungs-Kurven der numerischen Modellierungen mit den Last-Setzungs-Kurven aus den Versuchen ab Kapitel 7.5 zu vergleichen. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Vergleiche der Last-Setzungs-Kurven aus den Versuchen und den numerischen Berechnungen ab Kapitel 11 angestellt werden.

Dennoch wird hier beschrieben, wie der Fehler zustande kommt und wie gross dieser Fehler ist. Dies wurde anhand von einigen Versuchen quantifiziert. Es wurden drei Tests ohne Erhöhung der Erdbeschleunigung durchgeführt, wobei bei zwei Versuchen mit der Modell-Fundationsplatte auf Perth-Sand und bei einem Versuch auf Stahl gedrückt wurde. Ausserdem wurden zwei Fundationsversuche unter erhöhter Erdbeschleunigung durchgeführt, wo die Verkipfung mit einem Laser gemessen wurde. Der Versuchsaufbau mit den Messapplikationen ist in Abb. 7.2 dargestellt.

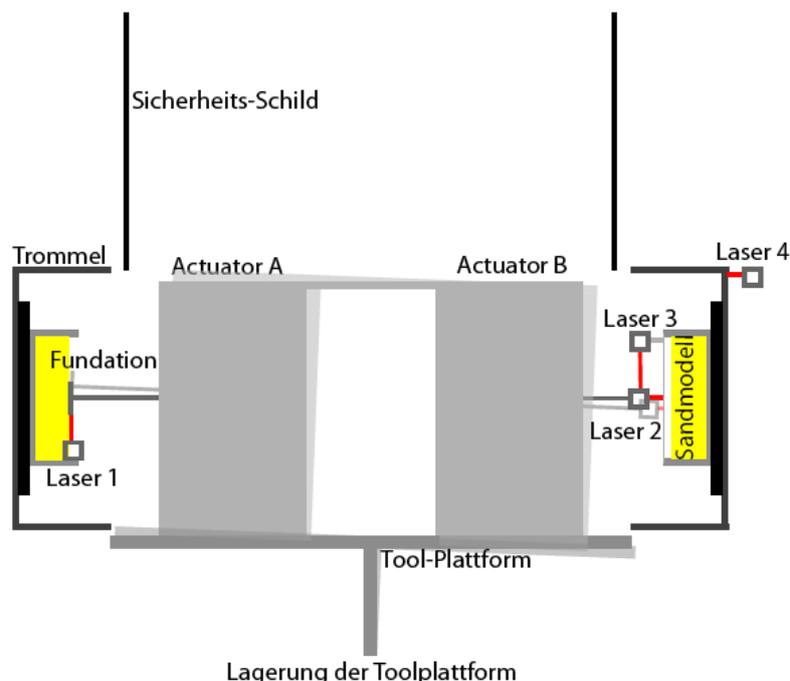


Abb. 7.2: Situation der Verkipfung der Tool-Plattform durch die Belastung des Fundamentversuches und Aufbau des Messsystems mit Lasern

Laser 1 misst die Vertikalverschiebung der Fundation mit steigender Last. Laser 2 misst indirekt die Verkipfung der Plattform über die Längenänderung bis zur Oberfläche der Stahltraverse über dem Sandmodell. Laser 3 misst die vertikale Verschiebung des Laserkopfes aufgrund der Verkipfung und damit die zweite Komponente zur Berechnung des Kippwinkels. Laser 4 misst eine allfällige Verkipfung der Trommel durch die Belastung.

Der Verkipfungswinkel bei 4 kN Modelllast beträgt aufgrund der Lasermessungen ca. 0.22° . Der Verkipfungswinkel der Trommel ist wesentlich kleiner und beträgt bei 4 kN 0.006° . Werden die Setzungsmessungen des Fundamentes auf Sand oder Stahl mit den Messungen von Laser 2 in Relation gesetzt, ergibt sich kein einheitliches Fehlerbild, da je nachdem ob auf Sand oder Stahl gedrückt wird und ob bei normaler oder erhöhter Erdbeschleunigung sich eine ganz andere prozentuale Abweichung ergibt. Diese Erkenntnis bringt den Schluss, dass alleine die Modelllast, welche mit der Lastzelle gemessen wird als Referenz für die Verkipfung angegeben werden darf. Die Verkipfung stellt sich ja aufgrund der Last in horizontaler Richtung ein, muss also vom g-Niveau und von der Oberfläche (Sand oder Stahl) unabhängig sein. Dass dies der Fall ist und sich tatsächlich unabhängig von den Versuchsbedingungen immer dieselbe Verkipfung einstellt, zeigt Abb. 7.3.

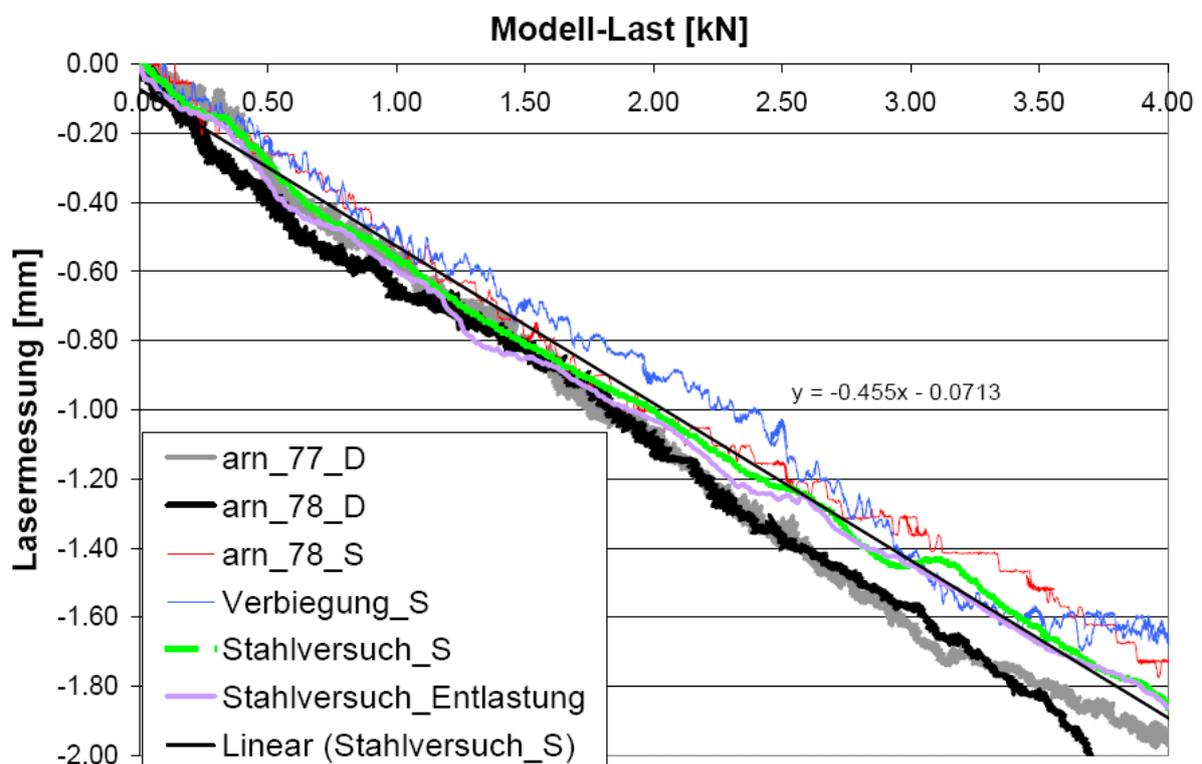


Abb. 7.3: Beziehung zwischen Lasermessung (Laser 2) und Modell-Last. D: „dynamischer Versuch“ unter erhöhter Erdbeschleunigung; S: „statischer Versuch“ unter normalen Bedingungen

Eine gewisse Streuung ist auch hier wahrnehmbar. Doch streuen die Versuche um den Versuch mit Stahloberfläche als Auflagermaterial für die Fundation. Die Regressionsgerade liegt denn auch sehr nahe bei den Linien für den Stahlversuch. Die Entlastungslinie des Stahlversuches lässt weiter erkennen, dass keine Hysterese berücksichtigt werden muss.

Die so gewonnene lineare Funktion dient nun als Fehlerkorrektur für die Last-Setzungs-Kurven. Die Verkippung der Trommel wird dabei noch eingearbeitet. Diese Verkippung korrigiert den gemachten Fehler bereits etwas. Es wurde beobachtet, dass diese Trommelverkippung bei einer Last von ca. 0.5 kN plötzlich einsetzt und danach nicht stärker wird. Das heisst, dass die lineare Funktion eine kleine y-Achsenverschiebung erfährt im Wissen, dass bei einer Last von weniger als 0.5 kN ein gewisser Fehler entsteht, der aber keinen Einfluss auf die Resultate hat.

Es ergibt sich also folgende Korrekturfunktion für die Verkippung der Tool-Plattform und der Trommel:

$$\Delta s = -0.455 \cdot F + 0.1287$$

7.1

Δs : von der Messung abzuziehende Setzung [mm]
 F: Modelllast (von Lastzellenmessung) [kN]

Die Abb. 7.4 zeigt den Vergleich der Last-Setzungs-Kurven vor und nach der Korrektur.

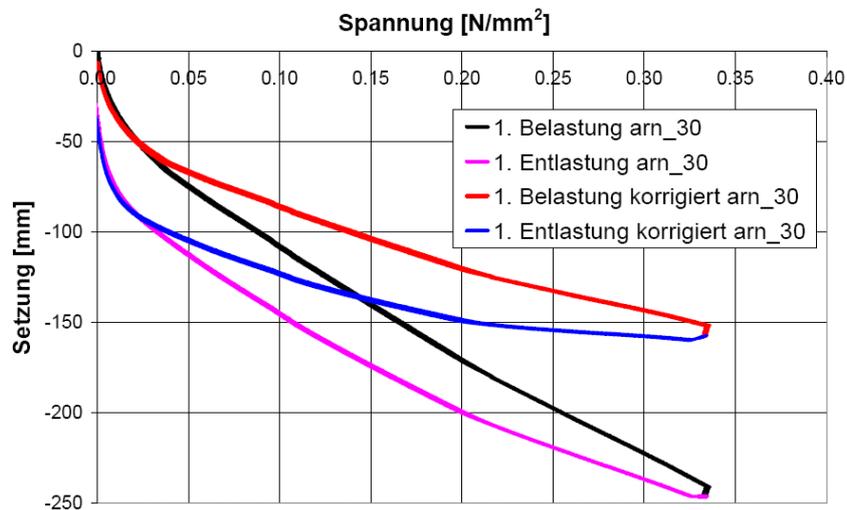


Abb. 7.4: Last-Setzungs-Kurve (Belastung und Entlastung) für Versuch "arn_30" vor und nach der Korrektur

Damit ergibt sich für die Entlastungskurve ein Bild, wie man es aus der Fachliteratur erwartet. Ausserdem liefert der Belastungsast völlig andere Werte für M_E .

7.4 Einfluss des Wasserspiegels und der Teilsättigung auf die Versuchsergebnisse

Wie bereits erwähnt, herrschen im Bodenmodell ungesättigte Verhältnisse (vgl. Kapitel 2.2.3), die aufgrund des Einbaus des Modells in die Zentrifuge erforderlich sind. Die mit der Teilsättigung entstehenden Saugspannungen erhöhen die effektiven Spannungen im Bodenmodell und beeinflussen damit die Versuchsergebnisse, da der Zusammendrückungsmodul M_E von der Grösse der effektiven Spannungen abhängig ist. Es soll gezeigt werden, wie gross der Einfluss der Saugspannung auf die Versuchsergebnisse ist. Dazu wurde die Water-Retention-Curve des Sandes erhoben, um zu sehen, welche Saugspannungen sich in dem Perth-Sand entwickeln können. Weiter wurden Plattendruckversuche in der Zentrifuge unter verschiedenen Bedingungen, was die Bodensättigung betrifft, durchgeführt. Zuletzt war es möglich, durch ein spezielles Einbauverfahren, Fundamentversuche auf trockenem Sand durchzuführen, wodurch ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse und eine entsprechend zuverlässige Aussage über die Beeinflussung möglich ist.

7.4.1 Water-Retention-Curve

Neracher (2009) hat im Rahmen seiner Masterarbeit eine Water-Retention-Curve von Perth-Sand mit den Resultaten in Kapitel 2.2.3 erhoben. Der „air entry value“ liegt bei ca. 4 kPa, wodurch deutlich wird, dass in diesem Sand keine grossen Saugspannungen aufgebaut werden können. Ausserdem werden diese 4 kPa Saugspannungen bei einem Sättigungsgrad von ca. 90% aufgebaut. Werden die Sättigungsmessungen anhand der kleinen Bodentöpfchen herangezogen (vgl. Abb. 7.5), so wird deutlich, dass die Mehrheit aller Versuche bei einem durchschnittlichen Sättigungsgrad von über 90% durchgeführt wurde.

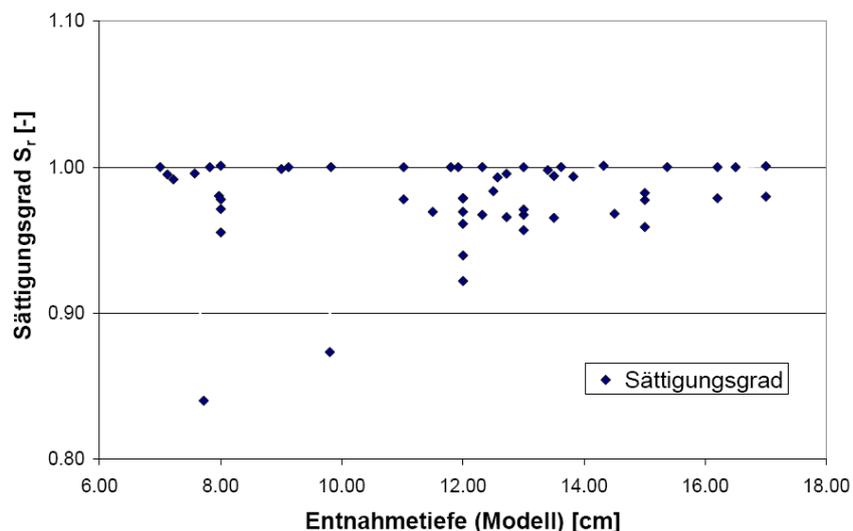


Abb. 7.5: Sättigungsmessungen an den Bodenmodellen der Zentrifugenmodellversuche

Bei diesem Wassergehalt liegt der Wasserspiegel im Bodenmodell in der Mitte der Bodenmodellfläche ca. 1 cm unterhalb der Bodenoberfläche. Das heisst wiederum, dass im Prototyp eine Schicht von 50 cm teilgesättigt ist, wobei angefügt werden muss, dass auch unterhalb des Wasserspiegels Luft in den Poren verbleiben kann. Um diesen Luftanteil zu eliminieren, würde es eines Porenwassergegendrucks äh-

lich wie bei Triaxial-Versuchen bedürfen, was im gewählten Versuchsaufbau nicht möglich ist. Gemäss Abb. 2.14 (Lu & Likos, 2004) kann der Verlauf der Porenwasserspannungen als linear und hydrostatisch angenommen werden, sofern Evaporation und Infiltration das System nicht stark beeinflussen. Abb. 7.8 zeigt, dass die Evaporation keinen starken Einfluss hat, da gemäss PPT-Messungen der Wasserspiegel nur wenig abnimmt. Wird also eine lineare, hydrostatische Funktion zu Beschreibung des Verlaufs der Saugspannungen in der ungesättigten Zone angenommen, so resultiert eine maximale Saugspannung von 5 kPa.

Durch den hohen Wasserspiegel wird der grosse Teil der zusammendrückbaren Schicht kleinere effektive Spannungen erfahren als im trockenen Zustand. Dadurch wird der Zusammendrückungsmodul, der spannungsabhängig ist, im gesättigten Bereich geringer ausfallen, als wenn der Boden trocken wäre. Die Gesamtsteifigkeit des Bodens wird damit eher kleiner ausfallen als wenn der Boden trocken wäre, da nur auf einer Dicke von 50 cm die effektiven Spannungen und damit der Zusammendrückungsmodul erhöht werden, wo hingegen die Verminderung des Zusammendrückungsmoduls aufgrund des Grundwasserspiegels auf einer Dicke von ca. 7 m stattfindet.

Aus diesen Betrachtungen heraus dürfte die Teilsättigung des Bodenmodells also keine merkbaren Einflüsse auf die Versuchsergebnisse ausüben. Vielmehr wird die Lage des Wasserspiegels im Sinne einer Abminderung der effektiven Spannungen die Steifigkeit beeinflussen.

7.4.2 Plattendruckversuche

Die Plattendruckversuche wurden mit einem kleinen, runden Fundament mit Modell-durchmesser $d = 28.5$ mm durchgeführt. Dabei wurden Tests durchgeführt, in welchen a) durch ein Standrohr der Wasserspiegel auf einem hohen Niveau (nahe der Bodenoberfläche) gehalten wurde ("arn_33" & "arn_33a"); b) eine Wasserdrainage eingebaut wurde, wodurch das Wasser aus dem Bodenmodell ungehindert entweichen konnte ("arn_35" & "arn_35a"); c) die Versuchsbedingungen möglichst so hergestellt wurden, wie sie auch bei den üblichen Fundamentversuchen geschaffen wurden, was heisst, dass der trocken eingebaute Sand anschliessend gewässert wurde, bis er komplett durchfeuchtet war ("arn_32" & "arn_34"). Während dieser Versuche wurde keine Drainagevorrichtung vorgesehen. Das heisst, dass sich auch unter diesen Bedingungen ein Wasserspiegel einstellt, der allerdings je nach eingefüllter Wassermenge in der Höhe ein wenig variiert.

Mit diesen drei Versuchsbedingungen sollten unterschiedliche Last-Setzungs-Kurven aus den Fundationsversuchen resultieren, welche es erlauben sollten, den Effekt von Teilsättigung im Ausmass der normalen Versuchsbedingungen (c), des gesamten Bodenmodells (b) und der Einfluss des Wasserspiegels (a) zu quantifizieren.

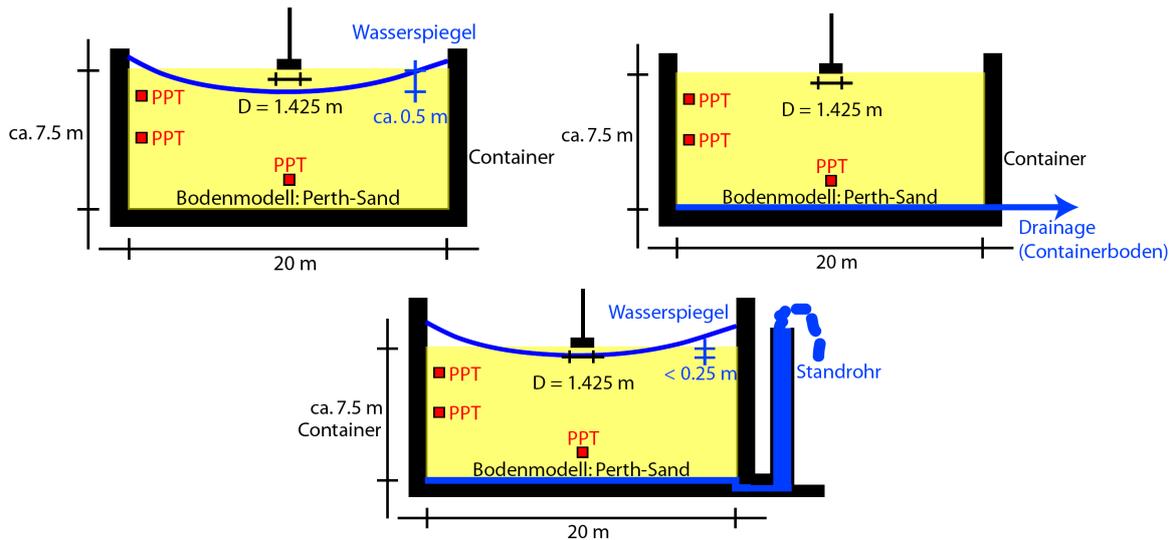


Abb. 7.6: Links oben: Normale Versuchsbedingungen (dicke Linien Abb. 7.7); Rechts oben: Drainagevorrichtung (dünne Linien in Abb. 7.7); unten: Kontrolle des Wasserspiegels mit Standrohr (gestrichelte Linien in Abb. 7.7). Die genauen Höhenlagen der PPTs sind in Tabelle 7-1 dargestellt.

Versuchsergebnisse

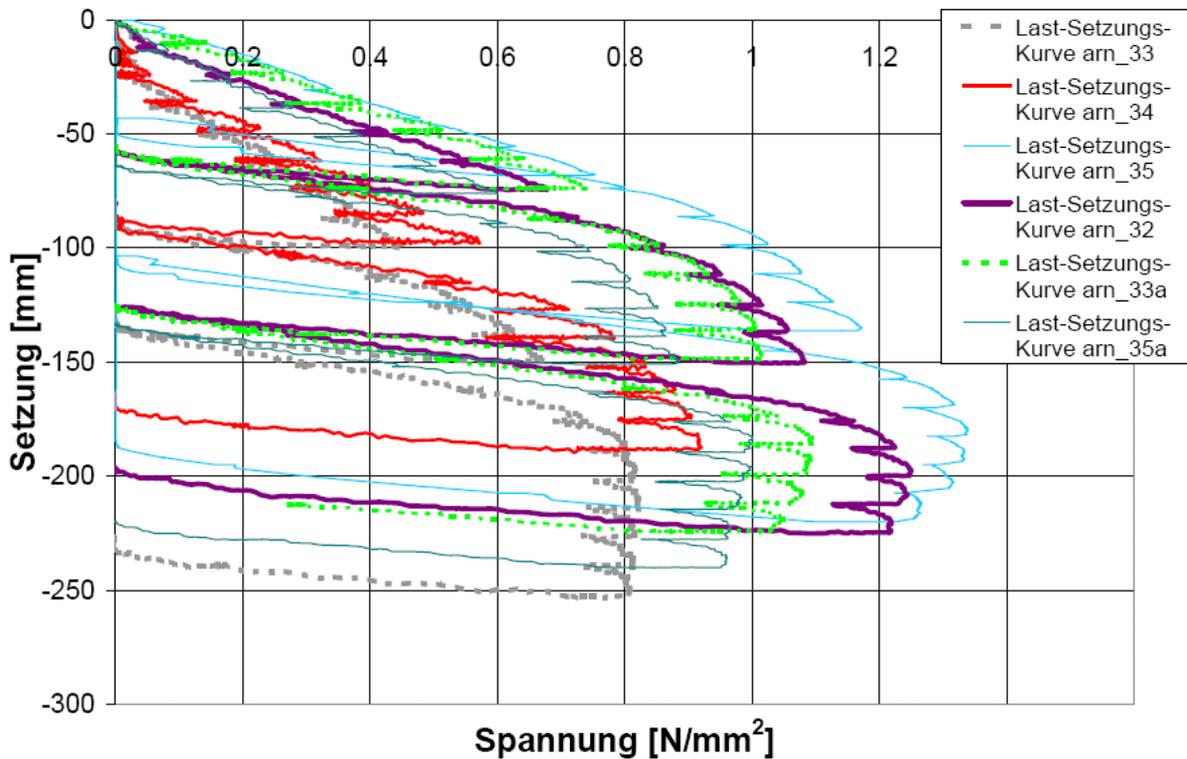


Abb. 7.7: Last-Setzungskurven der Plattendruckversuche: Dicke Linien: normale Versuchsbedingungen; gestrichelte Linien: mit Standrohr; dünne Linien: mit Drainagevorrichtung

Abb. 7.7 zeigt, dass wenn man nur die Versuche "arn_35" (Drainage), "arn_32" (normale Bedingungen) und "arn_33a" (mit Standrohr) miteinander vergleicht, der erwartete Trend zu erkennen ist, wonach durch Teilsättigung die Steifigkeit des Bodens

zunimmt. Da bei "arn_33a" der Wasserspiegel sehr nahe an der Oberfläche war, resultiert dort erwartungsgemäss die kleinste Steifigkeit. Betrachtet man alle weiteren Versuche, wird deutlich, dass anhand aller Versuche kein deutlicher Trend vorhanden ist, was die Last-Setzungs-Kurven der Plattendruckversuche anbelangt. Offensichtlich ist die versuchsbedingte Streuung grösser als der Effekt der Saugspannung oder der Höhe des Wasserspiegels.

Die Problematik in der Versuchsdurchführung liegt darin, dass das Fundament mit einem Durchmesser von 28.5 mm sehr klein ist und sich demnach eine Schiefstellung des Fundaments gegenüber der Bodenoberfläche sehr stark auf die Versuchsergebnisse auswirkt, was einerseits sehr deutlich anhand der unterschiedlichen Steifigkeiten aber auch anhand der unterschiedlichen Bruchlasten zu Tage tritt. Der Umstand, dass die Foundation absolut starr ist, verstärkt den Effekt noch, da so bei Verkantungen keine Korrektur seitens der Foundation wahrgenommen werden kann und demnach mit verminderter Aufstandsfläche entsprechend Resultate mit grosser Streuung resultieren.

Die Wasserspiegellage und allfällige Saugspannungen wurden mit PPTs gemessen. Dabei wurden die PPTs in verschiedenen Höhenlagen eingebaut. Um näher an der Bodenoberfläche auch Aussagen über den Porenwasserdruck zu erhalten, wurden auch relativ nahe an der Bodenoberfläche PPTs eingebaut. Damit aber die Versuchsergebnisse des Plattendruckversuches nicht durch die Anwesenheit eines PPTs mit dem Kabel gestört wurden, wurden die PPTs am Rand des Containers angeklebt. Dieses Ankleben der PPTs am Topfrand verursachte unbrauchbare Messergebnisse, da der PPT-Kopf frei hängend befestigt war und durch den Druck des Bodens und des erhöhten Schwerefeldes leicht abknickte, was zu einem Messfehler führte. Deshalb ergeben nur die untersten PPT-Messungen, wo die Messköpfe horizontal in den Sand gelegt wurden, sinnvolle Ergebnisse. In Tabelle 7-1 sind die Resultate aus den Wasserspiegelmessungen aufgezeigt. Die Versuche "arn_31" und "arn_32" wurden unter normalen Versuchsbedingungen durchgeführt. Es ist deutlich zu sehen, dass der Wasserspiegel zwischen 1.0 cm und 0.5 cm unterhalb der Bodenoberfläche liegt. Im Versuch "arn_33a" wurde ein Standrohr eingebaut, wobei der Wasserspiegel möglichst auf der Höhe der Bodenoberfläche zu liegen kommen sollte. Anhand der PPT-Messungen ist dies auch gelungen. Im Versuch "arn_35" schliesslich konnte das Wasser aus dem Modell hinaus fliessen, weshalb ein anfangs relativ hoher Porenwasserdruck in einen über die Probenhöhe konstanten negativen Porenwasserdruck überging. Laut PPT-Messung betrug die Saugspannung lediglich 8 kPa, was der Abschätzung anhand der SWRC über die aufbringbare Saugspannung anhand des air entry value nahe kommt. Der Sättigungsgrad im Versuch "arn_35" betrug dabei $S_r = 0.2$ was einem Wassergehalt von ca. 4% entspricht.

Tabelle 7-1: PPT-Messungen an den Plattendruckversuchen

Versuch-Nr. / g-Niveau / γ_d [kN/m ³] / D_d [%]	PPT-Nr.	PPT-Lage ab OKT [cm]	Messung Versuchsbeginn [kPa]	Messung Versuchsende [kPa]	WSp. ab OKT Versuchsbeginn [cm]	WSp. ab OKT Versuchsende [cm]
arn_31 @25g 16.84 63.2	Mitte: 11194	-12.7	29.4	29.1	-0.94	-1.06
	Rand: 9435	-7.2	16.0	15.75	-0.8	-0.9
	Rand: 9448	-2.7	1.33	1.12	-2.27	-2.25
arn_32 @50g 16.44 49.4	Mitte: 11195	-9.7	46.1	45.87	-0.48	-0.53
	Rand: 9442	-7.05	1.02	1.01	-6.85	-6.85
	Rand: 11196	-2.47	3.1	3.1	-1.85	-1.85
arn_33a @50g 16.73 59.5	Mitte: 11194	-10.5	53.0	55.0	0	0
	Rand: 9435	-4.0	13.0	14.75	-1.4	-1.05
	Rand: 9448	-1.0	1.26	3.2	-0.75	-0.36
arn_35 @50g 16.76 60.5	Mitte: 11196	-11.5	46.1	-8.0	-2.3	-
	Mitte: 9442	-9.0	13.5	-8.0	-6.3	-
	Rand: 9445	-8.5	37.1	-8.0	-1.1	-
	Rand: 11195	-2.5	1.8	-8.0	2.1	-

Wie Abb. 7.8 zeigt, konnten keine Porenwasserüberdrücke, bedingt durch die zusätzliche Belastung vom Fundamentenversuch, gemessen werden, was angesichts der hohen Durchlässigkeit des Sandes auch nicht erstaunt. Das Bodenverhalten ist also während der gesamten Versuchsdauer drainiert.

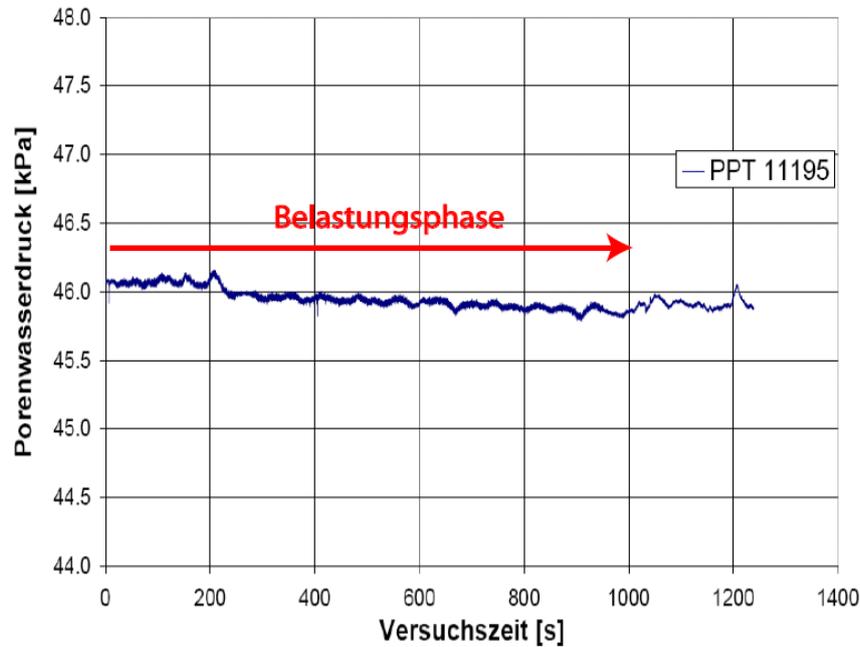


Abb. 7.8: Verlauf des Porenwasserdruckes im Versuch "arn_32" 9.7 cm unterhalb der Bodenoberfläche (Modellmassstab)

Drei der Plattendruckversuche wurden hinsichtlich des Zusammendrückungsmoduls ausgewertet. Dabei konnten keine Tangentenmoduli berechnet werden, da das Mess-Signal einem beachtlichen Rauschen unterworfen ist, streuen die Tangentenmoduli so stark, dass es unmöglich ist, einen repräsentativen Wert herauszulesen. Deshalb wurden Sekantenmoduli aus den Last-Setzungs-Kurven graphisch bestimmt. Dabei wurde der erste Belastungsast (vor der ersten Entlastung) herangezogen. Der M_E -Wert wird dabei nach der Formel für den Plattendruckversuch (vgl. Gleichung 2.4) berechnet. Der Durchmesser der Platte beträgt im Prototyp 1.425 m. Die Resultate sind in Tabelle 7-2 dargestellt.

Tabelle 7-2: M_E -Werte anhand der Plattendruckversuche. Angaben Bodendichte: Wenn zwei Werte vorhanden: 1. Werte näher an Bodenoberfläche; 2. Wert tiefer im Boden

Versuchs-Nr.	Versuchsbedingungen	Gemessene Bodendichte γ_d [kN/m ³]	M_E -Wert [kPa]
arn_32	Normale Bedg.	16.44	14200
arn_33	Standrohr	16.75	7800
arn_33a	Standrohr	16.66 / 16.79	13700
arn_34	Normale Bedg.	16.55 / 16.93	10300
arn_35	Drainage	16.45 / 17.06	17100
arn_35a	Drainage	16.71 / 16.98	12800

7.4.3 Versuche auf trockenem Sand

Die Schwierigkeit beim Einbau von trockenem Sand in die Trommelzentrifuge besteht darin, das Bodenmodell stabil zu halten. Daraus ist die Methodik der Erzeugung von Saugspannungen entstanden, welche genügend grosse Stabilität für den Einbau bietet.

Um dies zu umgehen und trockene Bodenmodelle zu testen, wurde eine spezielle Apparatur entwickelt, die es erlaubt, das Bodenmodell jederzeit trocken stabil zu halten (vgl. Abb. 7.9). Im Container wurde ein zusätzlicher Plastikring eingebaut. Dieser muss zusammen mit einem Deckel das Bodenmodell stabilisieren. Damit der Sand nicht zwischen Ring und Deckel durchrinnen kann, wurde der Deckel mit einem Gummi versehen, der die Naht abdichtet. Der Deckel wird mit verschraubten Halterungen sicher auf dem Container gehalten. So kann der Container in die Trommel der Zentrifuge eingebaut werden. Der Deckel darf aber erst entfernt werden, wenn die Zentrifuge ungefähr ein Fünffaches der Erdbeschleunigung in Radialrichtung aufgebaut hat. Um dies zu ermöglichen, wird der Container-Deckel mit dem einen Arm des Actuators verschraubt. Über diesen Arm kann der Halterungsdeckel inflight entfernt werden und das trockene Bodenmodell bleibt trotzdem stabil (vgl. Abb. 7.10).

Die Entnahme des Deckels erfolgt effektiv bei 10-facher Erdbeschleunigung, wobei die Entnahme sehr langsam vorgenommen werden muss, damit sich der Deckel nicht mit der Container-Wand verkanten kann. Ist der Deckel entfernt, wird die Toolplattform um 180° gedreht. Auf der gegenüberliegenden Seite der Halterung ist das Testfundament befestigt, welches nach dem Drehvorgang auf dem trockenen Sandboden getestet werden kann.

Der kritische Punkt dieser Prozedur ist die Entfernung der seitlichen Befestigungen, damit die Halterung nachher inflight entfernt werden kann. Durch die fehlende Verschraubung sind die Fugen nicht mehr ganz dicht, da die Kraft des Actuator-Armes nicht ausreicht. So rieselt beim Anfahren der Zentrifuge immer etwas Sand aus dem Container heraus. Durch geschicktes und schnelles Agieren kann dieser Bodenverlust aber sehr klein gehalten werden und beeinflusst deshalb die Resultate auch nicht.



Abb. 7.9: Deckel mit Actuator-Verbindung und Befestigungen für den Transport in die Zentrifugentrommel



Abb. 7.10: Entfernen des Deckels inflight bei 10-facher Erdbeschleunigung. Zu sehen sind Sandreste, welche aufgrund von kleinen Undichtheiten herausrieseln konnten.

Versuchsergebnisse

Es wurden insgesamt vier Versuche mit Einzelfundamenten auf trockenem Sandboden durchgeführt. In der nachfolgenden Abb. 7.11 sind die Last-Setzungs-Kurven für diese vier Versuche mit dem 4 mm dicken Einzelfundament dargestellt. Um einen Vergleich zu den Versuchen auf feuchtem Sand herzustellen, wurde der Versuch "arn_30" als Referenz hinzugefügt. Die Last-Setzungs-Kurven im gesamten Kapitel 7 sind unkorrigiert gemäss des in Kapitel 7.3 beschriebenen Fehlers der Setzungsmessung aufgrund der Toolplattform-Verkipfung. Die Kurven werden erst ab Kapitel 10 in korrigierter Form dargestellt.

Man sieht hier deutlich den Trend, dass die Versuche auf trockenem Sand eine etwas höhere Steifigkeit, sprich bei gleicher Last geringere Setzungen, aufweisen. Die Vermutung, dass die teilgesättigte Bodenzone eine höhere Fundationssteifigkeit und damit kleinere Setzungen als bei trockenen, saugspannungslosen, Verhältnissen ergeben würde, ist damit von untergeordneter Bedeutung. Auch hier spielt der Wasserspiegel bei den feuchten Bodenverhältnissen die entscheidende Rolle. Da der Wasserspiegel aufgrund des hohen Sättigungsgrades nur 50 cm (im Prototyp) unterhalb der Bodenoberfläche liegt, sind die effektiven Spannungen in tieferen Bodenschichten wesentlich kleiner als bei trockenen Verhältnissen. Durch die Zunahme des Zusammendrückungsmoduls mit steigender effektiver Spannung ergibt sich damit bei trockenen Verhältnissen eine höhere Steifigkeit als bei feuchten. Dies wird auch durch die Messung der Dichte (vgl. Tabelle 7-3) deutlich. Die Versuche auf trockenem Sand haben bis auf arn_29 eine höhere Trockendichte, welche, durch die Belastung bei 50-facher Erdbeschleunigung ohne Wasser, entsteht, da das Gewicht des Bodens ohne Auftrieb grösser ist.

Tabelle 7-3: Dichteverhältnisse der Versuche in Abb. 7.11

Versuch-Nr.	Trockenraumgewicht γ_d [kN/m ³]	Relative Dichte D_d [%]
arn_30	16.72	59.1
arn_28	17.14	73.1
arn_28a	16.97	67.5
arn_28b	17.13	72.8
arn_29	16.74	59.8

Der Versuch "arn_29" folgt diesem Trend der höheren Steifigkeit gegenüber feuchten Verhältnissen nicht. Die gemessene Trockendichte beträgt bei diesem Versuch 16.74 kN/m^3 . Bei "arn_28" beträgt die Trockendichte 17.14 kN/m^3 , bei "arn_28a" 16.97 kN/m^3 und bei "arn_28b" 17.13 kN/m^3 . Beim Referenzversuch "arn_30" beträgt die Trockendichte 16.72 kN/m^3 , was in etwa der Trockendichte von "arn_29" entspricht. Durch den fehlenden Wasserspiegel resultiert also eine höhere Trockendichte, da das erhöhte Schwerfeld entsprechend des fehlenden Auftriebs eine grössere Zusammendrückung des Sandbodens bewirkt (Bodengewicht und damit effektive Spannungen grösser). Das ergibt auch die höhere Steifigkeit der Fundationsversuche auf trockenem Boden. Wieso dies bei "arn_29" nicht der Fall war, kann nur an der kleineren eingebauten Lagerungsdichte des Sandbodens liegen. Die Trockendichte wurde vor dem Versuch nicht gemessen. Dieses Resultat bestätigt die versuchsbedingte Streuung, welche bei der Interpretation aller Versuchsergebnisse nicht ausser Acht gelassen werden darf.

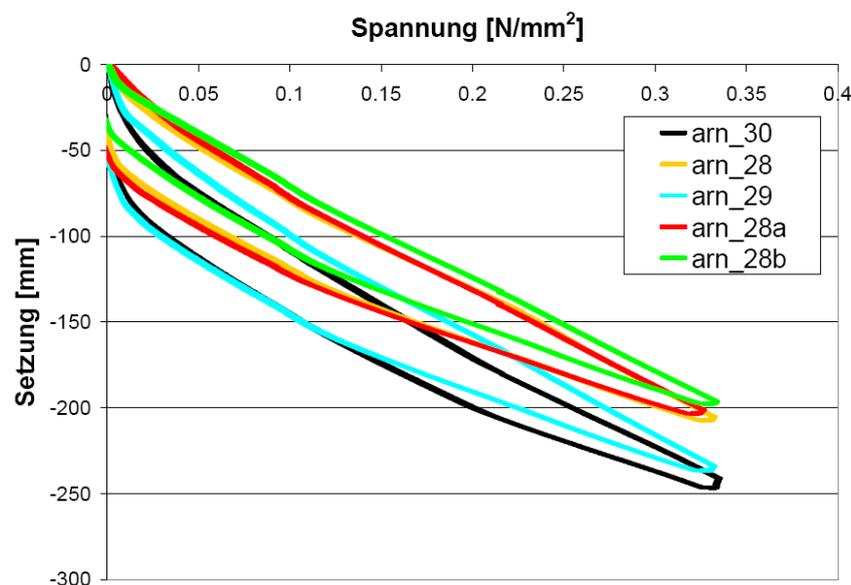


Abb. 7.11: Last-Setzungs-Kurven der Versuche auf trockenem Sand mit dem Referenzversuch "arn_30" auf feuchtem Sand

Die Ergebnisse der Tekscan-Messungen erlauben im Vergleich mit den Tekscan-Messungen auf feuchtem Sand den Schluss, dass die trockene Sandoberfläche deutlich bessere Messresultate zulässt, da sich die einzelnen Körner zu Belastungsbeginn noch einordnen können und so eine einigermaßen gleichmässige Oberfläche entsteht. Bei feuchtem Sand bleibt die Oberfläche bedingt durch die Saugspannungen mit ihren Unebenheiten erhalten und ist demnach anfälliger auf Messungenauigkeiten.

7.5 Versuche an Einzelfundamenten

Das Einzelfundament (vgl. Abb. 7.12) bildet quasi die Grundstruktur und liefert damit die Referenzdaten für alle anderen Versuche. Hier spielen keine lokalen Aussteifungen hinein und so kann die Übertragung der Last von der Stütze auf das Fundament und damit auf den Boden eindrücklich studiert werden.

Aufgrund dieser Einfachheit, wurden viele Versuche mit Einzelfundamenten durchgeführt. Damit wurden Effekte von verschiedenen Bodenmodellen wie zum Beispiel erhöhten Lagerungsdichten, Betonplatten und aussteifenden Strukturelementen gegenüber dem Einzelfundament auf Sandboden gut erkennbar.

In der Abb. 7.12 oben rechts sind neben den DMS, welche unten rechts zu sehen sind, noch 3 Doppel-DMS zu erkennen. Diese DMS haben keine interpretationswürdigen Resultate geliefert, weshalb die Resultate nicht näher betrachtet werden.

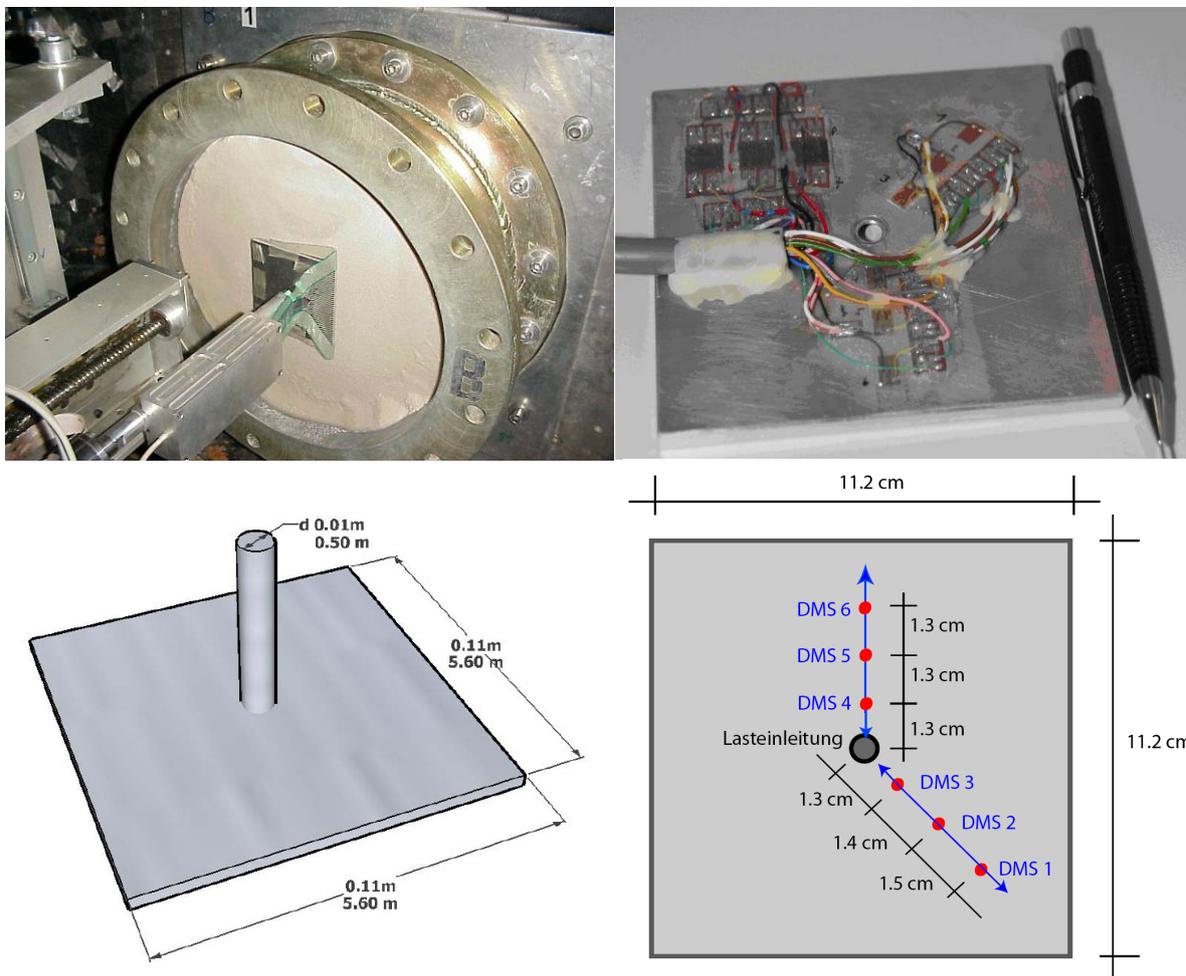


Abb. 7.12: Einzelfundament-Modell ("arn_30"): oben-links: Während Zentrifugenversuch; oben-rechts: Aluminium-Platte mit aufgeklebten DMS; unten-links: Modellskizze mit Abmessungen; unten-rechts: Vermessung der relevanten DMS (bei Versuch "arn_22" entspricht DMS 4 aus der Skizze der DMS 1 und DMS 3 aus der Skizze DMS 2).

7.5.1 Versuchsergebnisse

Aus den Messungen liegen entsprechend Ergebnisse zu den Tekscan-Messungen, den DMS-Messungen, den Lasermessungen und den Weg-Kraft-Messungen vor.

Ergebnisse der Tekscan-Messungen

Wie bereits erwähnt, wurden in einer ersten Versuchsreihe verschiedene Plattendicken hinsichtlich ihrer Lastabtragung untersucht. Dabei wurde das Fundament in verschiedene Felder unterteilt, wobei das äusserste Feld grün und das innerste Feld gelb umrahmt ist. Die Lastanteile dieser Felder wurden über die Versuchszeit aufgetragen. Es wurde bewusst die Versuchszeit als Referenzgrösse gewählt, da so die Entlastung und Wiederbelastung auch eingesehen werden können; dies wäre bei der Setzung oder bei der totalen Last als Referenz nicht der Fall. Ausserdem werden Last und Tekscan mit verschiedenen Systemen aufgezeichnet, was die Gegenüberstellung der Resultate aufgrund anderer Versuchszeiten erheblich erschwert. Bei den meisten Versuchen wurden zwei Entlastungszyklen aufgenommen, was in den Graphiken, wo die Lastanteile zur Versuchszeit aufgetragen sind, ersichtlich ist.

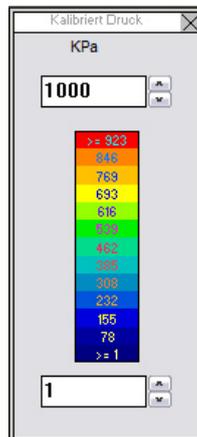


Abb. 7.13: Skalierung der Spannungsverteilung für alle nachfolgenden Tekscan-Bilder

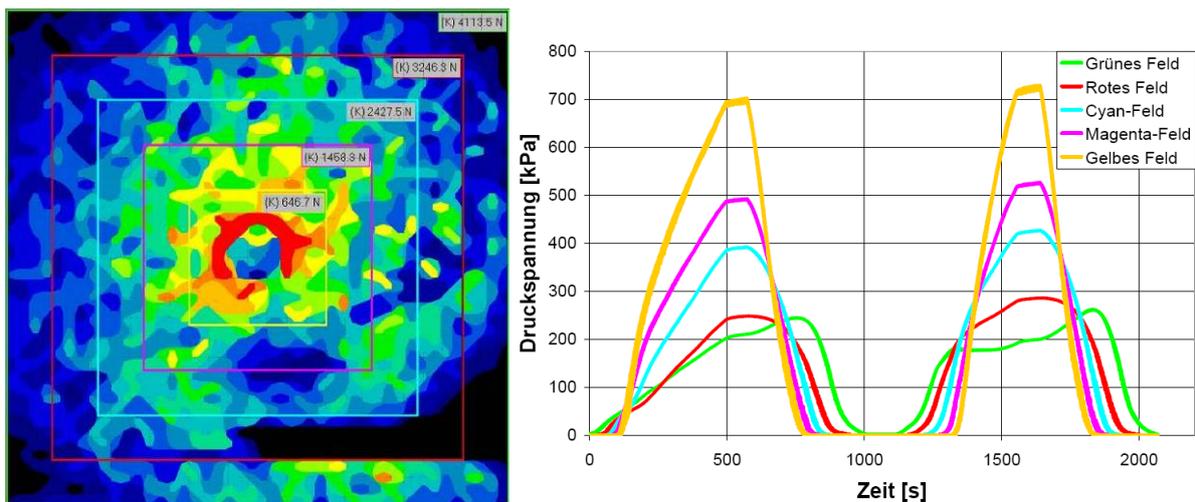


Abb. 7.14: Versuch an einem Einzelfundament ("arn_30") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 4.1 kN Last. Pro Feld wird eine Last in Newton angegeben. Diese Zahlen sind für die Betrachtungen der Felder nicht relevant. Rechts: Spannungsanteile der Felder. Versuch bei 50g

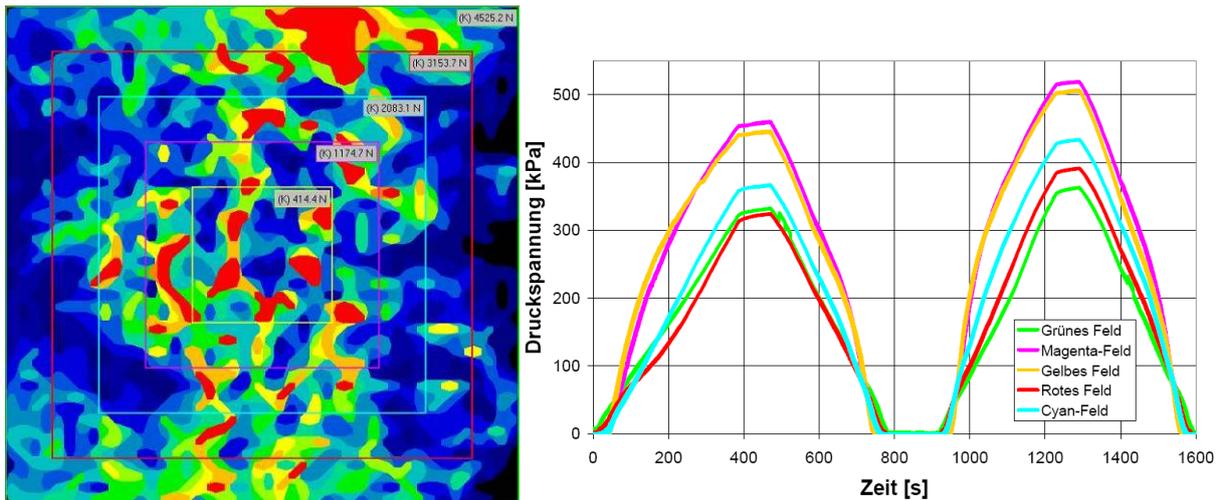


Abb. 7.15: Versuch an einem Einzelfundament ("arn_22W") mit Plattendicke $d = 12$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 4.5 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder. Versuch bei 50g

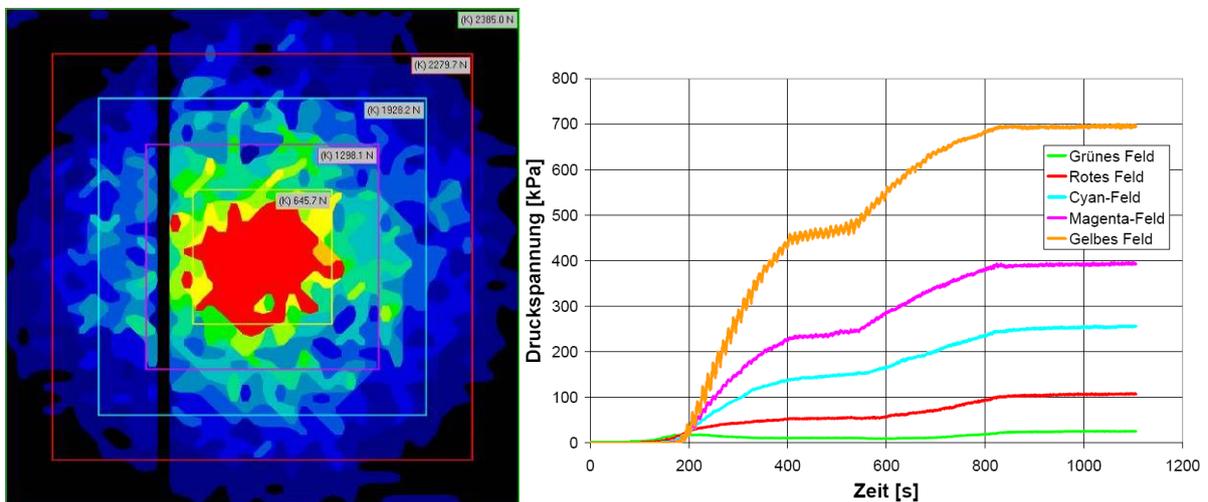


Abb. 7.16: Versuch an einem Einzelfundament ("arn_03") mit Plattendicke $d = 2$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 2.4 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder. Versuch bei 50g. Bei der Entlastung wurde lediglich das Last-Setzungsverhalten, nicht aber die Spannungsverteilung aufgezeichnet.

Anhand der Abb. 7.14 bis Abb. 7.16 wird deutlich, dass die Spannungsverteilung stark von der Plattendicke abhängt. Bei einer Dicke von 4.0 mm, was bei 50-facher Erdbeschleunigung einer äquivalenten Aluminium-Plattendicke von 20 cm entspricht, ist ein deutlicher Wechsel im Tragverhalten anhand der verschiedenen Felder sichtbar. Zu Beginn tragen vor allem die beiden äusseren Felder (grün und rot) die Last ab, was einem steifen Verhalten der Foundation entspricht (vgl. Kapitel 3.6; Gleichung 3.9). Bei weiterer Steigerung der Last findet der Wechsel von steifem zu schlaffem Verhalten statt, wobei die äusseren Felder plötzlich verglichen mit den inneren Feldern (Gelb und Magenta) weniger Last abtragen. Dieses Tragverhalten richtet sich nach den Recherchen aus Kapitel 3.1 und den Abb. 3.5 und Abb. 3.6, wonach mit steigender Belastung die Spannungsverteilung von steifem zu schlaffem Verhalten wechselt. Dieses Phänomen ist bei der Platte mit 12 mm Dicke, was einer Prototyp-Dicke von 60 cm entspricht, weniger gut sichtbar. Man sieht auch an der Spannungsverteilung selbst, dass die Bodenpressungen viel gleichmässiger verteilt sind als bei der dünneren Platte. Der Verhaltenswechsel ist bei der noch dünneren Platte

mit einer Dicke von 2 mm im Modell, was einer Prototyp-Dicke von 10 cm entspricht, kaum noch sichtbar. In diesem Versuch ist das Verhalten fast während des ganzen Versuches schlaff; nur zu Beginn ist ein ganz leichter Anstieg des grünen Feldes gegenüber dem gelben zu sehen. Werden die Lastanteile je Feld pro Belastungsstufe gegeneinander aufgetragen, wird dieses plattendickenabhängige Verhalten ebenfalls deutlich sichtbar (vgl. Abb. 7.17 und Abb. 7.18). Bei beiden Versuchen wird deutlich, dass ab einer Last von ca. 1.0 kN keine Veränderungen mehr in der Lastabtragung stattfinden. Es wird auch gezeigt, dass beim dünneren Fundament des Versuches "arn_03" die äusseren Felder (Grün und Rot) deutlich weniger Last abtragen als die inneren Felder, was auf schlaffes Tragverhalten der Fundationsplatte schliessen lässt. Dies ist beim Versuch "arn_30" nicht in der Form erkennbar. Bei kleiner Last (< 1 kN) macht sich ein steifes Verhalten bemerkbar, wo die äusseren Felder prozentual am meisten Last abtragen. Ab ca. 1 kN Last wird die Spannungsverteilung sehr ausgeglichen, wobei alle Felder ca. 20% der Last abtragen. Da jedoch nicht alle Felder über die gleiche Fläche verfügen, kann trotzdem nicht von einer uniformen Spannungsverteilung gesprochen werden. Das gelbe Feld verfügt mit 929 mm^2 über die kleinste Fläche, das grüne Feld mit 4129 mm^2 über die grösste Fläche (Rotes Feld: 3303 mm^2 ; Cyan-Feld: 2477 mm^2 ; Magenta-Feld: 1652 mm^2). Da nun für den Versuch "arn_30" im gelben Feld 20% der Last ab ca. 1 kN Gesamtbelastung abgetragen werden, muss die Spannung verglichen mit dem grünen Feld höher liegen. Es liegt also auch beim Versuch "arn_30" eine schlaffe Abtragung der Last vor.

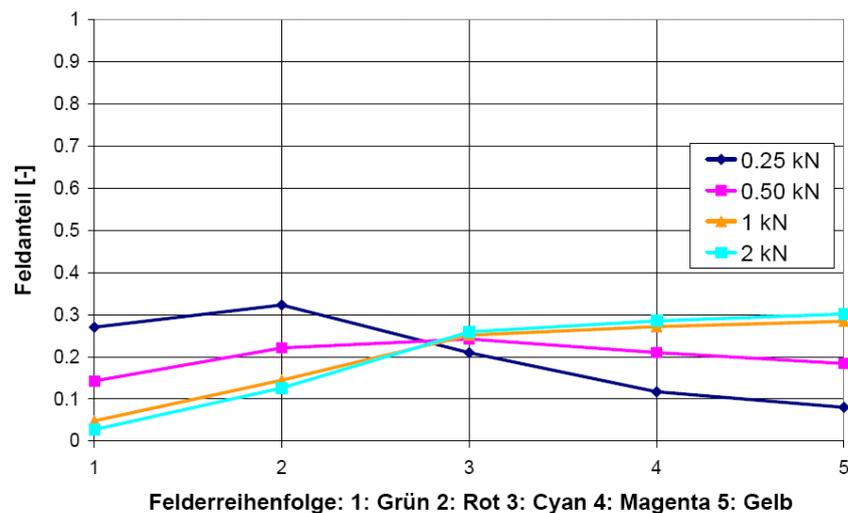


Abb. 7.17: Felderanteile je Belastungsschritt für den Versuch "arn_03" ($d = 2 \text{ mm}$; erste Belastung)

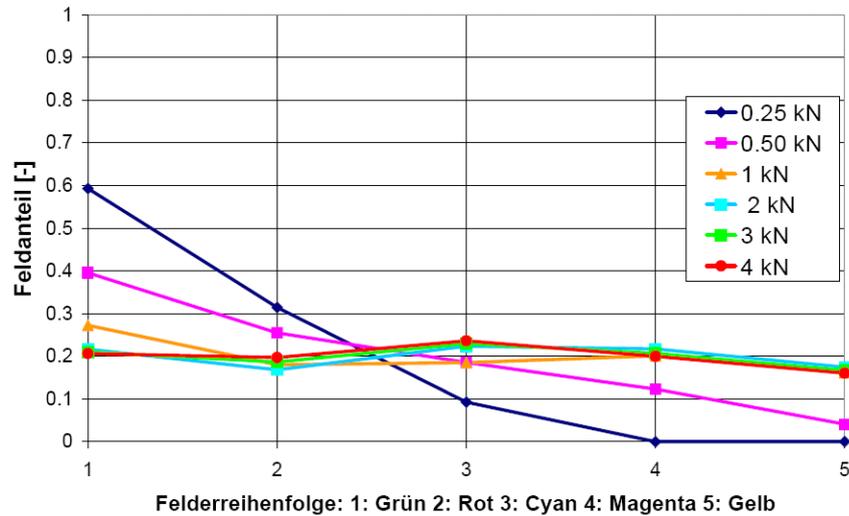


Abb. 7.18: Felderanteile je Belastungsschritt für den Versuch "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$; erste Belastung)

In den folgenden Versuchen wurde anhand dieser Resultate meistens die Plattendicke 4 mm gewählt, da es das gesamte Verhaltensspektrum mit steigender Last am besten zeigt.

Ergebnisse anhand der Last- und Setzungsmessungen

Die Setzung der Fundation wurde bei der Lasteinleitung durch die Bewegung des Actuator-Armes gemessen.

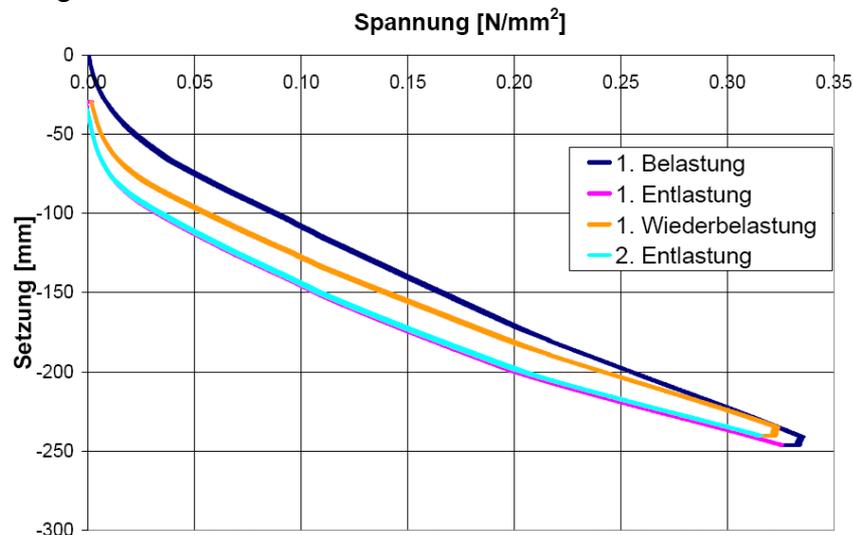


Abb. 7.19: Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 4 mm ("arn_30")

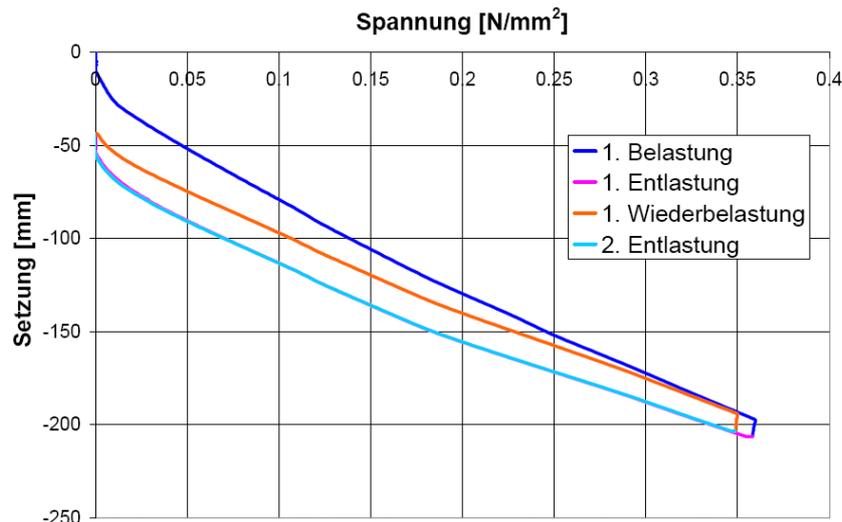


Abb. 7.20: Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 12 mm ("arn_22W")

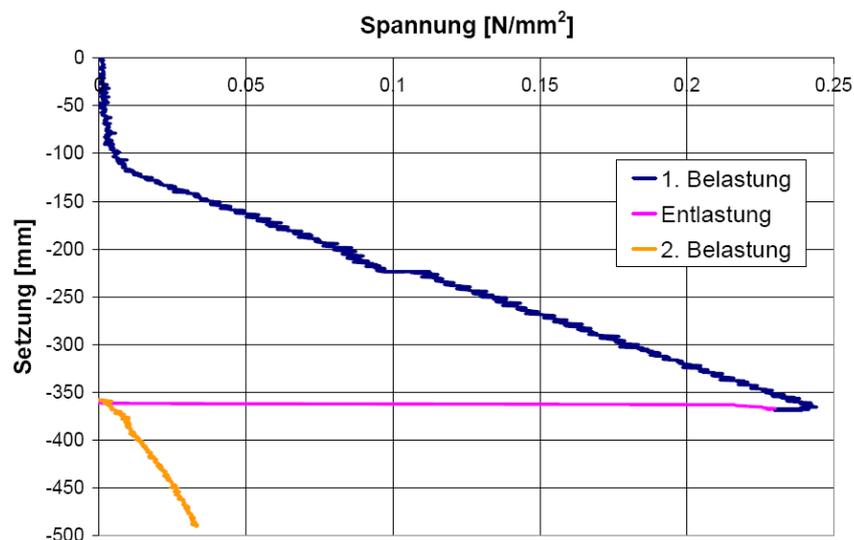


Abb. 7.21: Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 2 mm ("arn_03")

Die Last-Setzungs-Kurven der Abb. 7.19 und Abb. 7.20 sehen einander ziemlich ähnlich. Es fällt auf, dass die dünnere Platte bei gleicher Spannung mehr Setzung bei der Lasteinleitung erzeugt. Dieser Trend wird in Abb. 7.21 fortgesetzt, wo trotz viel kleinerer mittlerer Sohlspannung eine viel höhere Setzung erzeugt wird. Wenn man mit diesen Resultaten die Abb. 7.14 bis Abb. 7.16 mit der aufgezeichneten Spannung nochmals konsultiert, sieht man, dass die Setzung aufgrund der höheren Sohlspannungen bei der Lasteinleitung mit kleiner werdender Fundationsdicke zunimmt. Diese Setzungszunahme mit abnehmender Fundationsdicke ist auch in Abb. 7.22 deutlich erkennbar. Mit anderen Worten zeigt diese Erkenntnis, dass je steifer man eine Foundation ausbildet, desto setzungsunempfindlicher ist sie bei der Lasteinleitung, da die Spannungen besser über die Foundation verteilt werden können und sich so keine Spannungsspitzen einstellen, welche die Setzungen zusätzlich erhöhen. Weiter ist es möglich, dass das seitliche Ausweichen des Bodens bei nicht starren Platten früher auftritt als bei starren, wodurch die Setzung ebenfalls zunimmt.

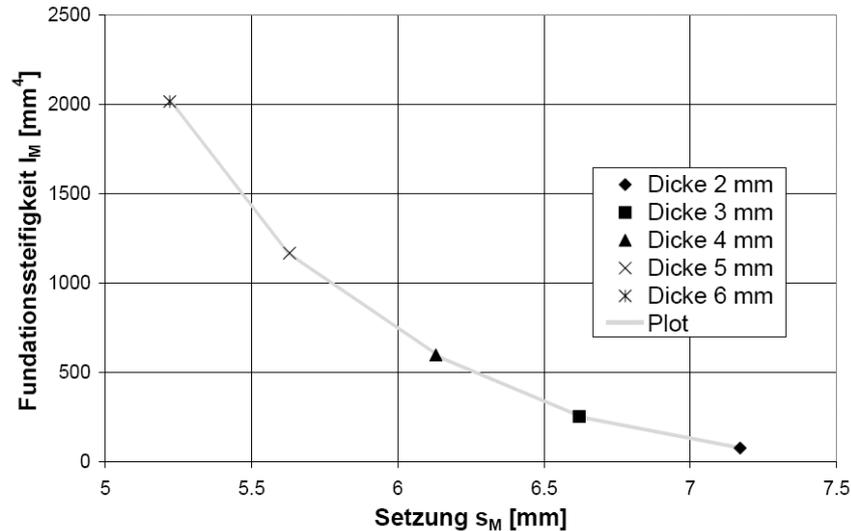


Abb. 7.22: Verlauf der Setzung in der Plattenmitte (bei der Lasteinleitung) in Abhängigkeit der Fundationssteifigkeit, jeweils für die erste Spannungsspitze. Zahlen auf Modell-Niveau. Sämtliche Setzungen wurden bei einer Last von 4.3 kN ermittelt ausser beim 2 mm dicken Fundament, welches nur eine Last von 3.2 kN erreichte.

Betrachtet man die Form der Last-Setzungs-Kurven in den Abb. 7.19 und Abb. 7.20, so fällt weiter auf, dass die Entlastungskurven entgegen dem, in Abb. 3.11 abgebildeten, zu erwartenden Verhalten einen sehr hohen reversiblen Anteil der Setzungen wiedergeben. Dies entspricht aber nicht dem effektiven Verhalten der Foundation. Da beim Belastungsende bei der Lasteinleitung die Druckspannung am höchsten ist (schlaffes Verhalten), hat der Boden dort die grösste plastische Verformung erfahren. Aufgrund der geringen Reversibilität geht der Kontakt im Entlastungsast bei der Lasteinleitung mit sinkender Last verloren (vgl. Abb. 7.23) und das Fundament stützt sich in der Folge der Entlastung nur noch auf den Rändern ab, da dort die Zusammendrückung aufgrund der kleineren Spannungen weniger gross war. Beim Einzelfundament mit einer Plattendicke von 4.0 mm geschieht dieser Kontaktverlust bei 1.6 kN Last (vgl. Abb. 7.23). Bis der Kontakt ganz verloren geht, braucht es einen ziemlich grossen Lastabbau, da die Foundation eine grosse Durchbiegung erfuhr. Da diesen unterschiedlichen Spannungsniveaus, dem Kontaktverlust in der Fundamentmitte und dem Abbau der Zwängungen in der Foundation bei der Konstruktion der Last-Setzungs-Kurven nicht Rechnung getragen werden kann, ergibt sich dieses ungewöhnliche Bild der Entlastungskurve. Genauere Ausführungen zu den Last-Setzungs-Kurven werden im Rahmen der Schlussfolgerungen gegeben.

Dieses erwähnte Bild ergibt sich beim Versuch mit dem 2 mm dünnen Fundament nicht. Die Platte wies nach dem Versuch plastische Verformungen bei der Lasteinleitung in der Art eines Durchstanzvorganges auf. Durch diese plastischen Verformungen gehen die Zwängungen in der Platte zum grössten Teil verloren, weshalb die Entlastungskurve gerade im Bereich von kleinen Spannungen ($<0.05 \text{ N/mm}^2$) über eine grosse Steifigkeit verfügt, was bei den anderen Last-Setzungs-Kurven nicht der Fall ist (vgl. Abb. 7.19 und Abb. 7.20). Die Steifigkeit ist dort klein und entspricht nicht dem Verhalten, wie es erwartet wird (vgl. Abb. 3.11).

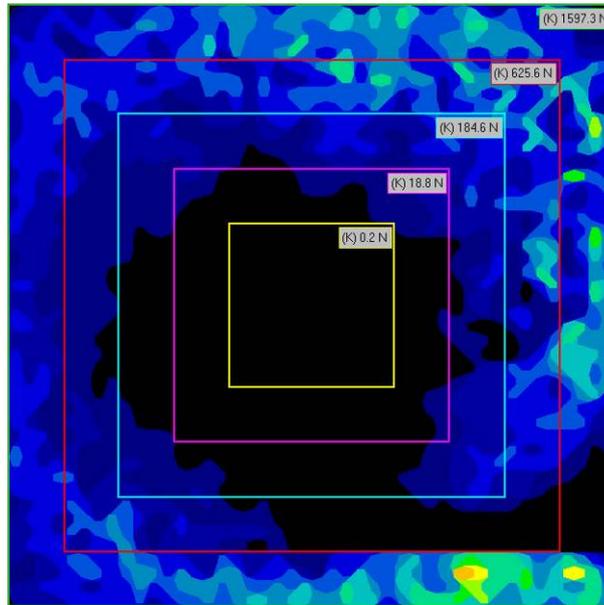


Abb. 7.23: Kontaktverlust in der Plattenmitte beim Einzelfundament mit einer Plattendicke von 4 mm ("arn_30") (Entlastungsast bei ca. 1.6 kN)

Ergebnisse aus den Dehnmessstreifen-Messungen

Die Fundationsplatten der Versuche "arn_22W" ($d = 12 \text{ mm}$) und "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$) verfügen über Dehnmessstreifen, deren Ergebnisse in den Abb. 7.24 und Abb. 7.25 gezeigt werden. Entsprechend der Ausrichtung der DMS zeigen sie negative oder positive Dehnungen an. Diese Ausrichtung wurde bei der Kalibration registriert und ist in Tabelle 15-3 festgehalten. Die Resultate in den Abb. 7.24 und Abb. 7.25 zeigen beide Stauchungen an, obwohl in Abb. 7.25 eine positive Dehnung angezeigt wird. Gemäss Kalibration entspricht dies dennoch einer Stauchung. Die grösste Problematik bei den Dehnmessstreifen ist die stark beschränkte Lokalität der Messung. Je nach Kontakt zwischen Foundation und Boden fällt die gemessene Dehnung unterschiedlich aus. Daraus ergibt sich eine relativ grosse Streuung in den Resultaten, welcher im Rahmen einer Aussage über die Biegebeanspruchung der Platte Rechnung getragen werden muss.

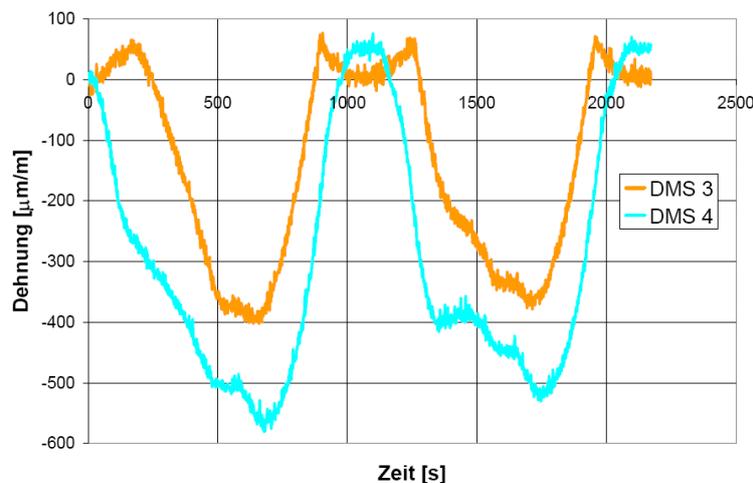


Abb. 7.24: Verlauf der Dehnungsmessungen für den Versuch "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$). Lage der DMS in Abb. 7.12 ersichtlich. Beide DMS zeigen eine Stauchung an. Alle weiteren DMS-Messresultate sind in Abb. 15.7 im Anhang dargestellt.

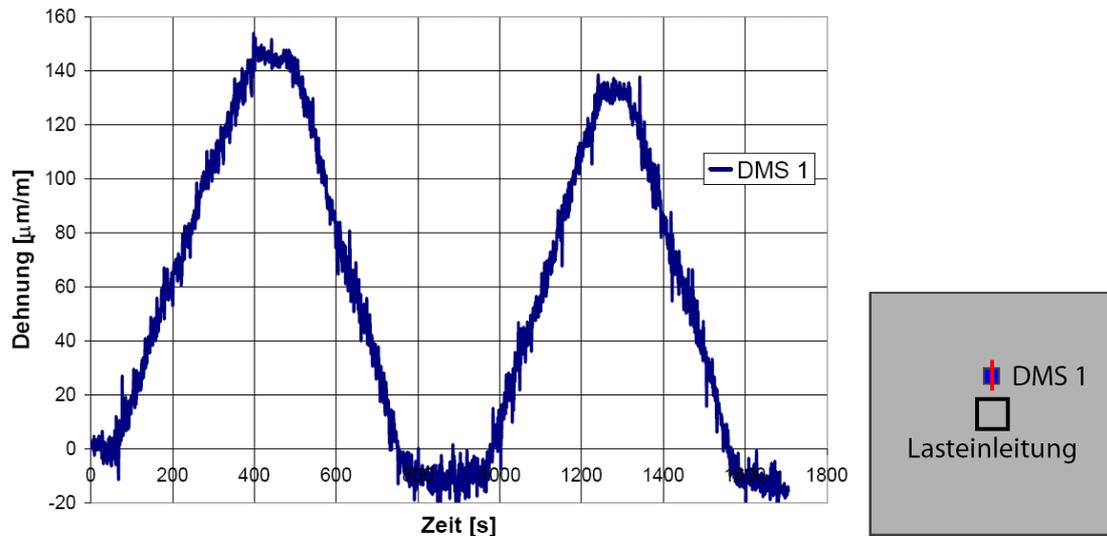


Abb. 7.25: Links: Verlauf der Dehnungsmessungen für den Versuch "arn_22W" ($d = 12 \text{ mm}$). Rechts: Position des DMS 1 (rote Linie: Messrichtung). DMS zeigt eine Stauchung an. DMS 2 war für diesen Versuch nicht angeschlossen.

Werden DMS 4 von "arn_30" und DMS 1 von "arn_22W" miteinander verglichen, so fällt auf, dass die Dehnung von DMS 4 deutlich höher ist als die von DMS 1. Anhand der höheren Steifigkeit von "arn_22W" ergibt das Sinn. An der Aufzeichnung der Dehnungen für den Versuch "arn_30" (vgl. Abb. 7.24) wird deutlich, dass die Interpretation der Kurvenverläufe schwierig ist; das aufgezeichnete Verhalten entspricht nicht restlos jenem Verhalten, welches von einem Einzelfundament erwartet wird. Aus diesem Grund werden in nachfolgenden Ergebnissen und Diskussionen vor allem einzelne Dehnungs-Werte herangezogen, wobei die Diskussion der Kurven nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Ergebnisse aufgrund der Lasermessungen

Wie in Kapitel 4.6 beschrieben und in Abb. 4.24 ersichtlich wurde beim Versuch "arn_30" eine Lasermessung am Fundationsrand durchgeführt. Damit kann ein Verhältnis zwischen Mitten- und Randdurchbiegung hergestellt werden.

Abb. 7.26 zeigt, dass zu Beginn der Belastung Laser und Arm die gleiche Setzung aufzeichnen, sich damit die Foundation also nicht verformt sondern sich steif verhält. Erst bei einer Kraft von ca. 1.5 kN beginnt sich die Foundation messbar zu deformieren, wobei am Rand die Verformung noch um ca. 0.5 mm im Modellmassstab anwächst, was einer Deformation von 2.5 cm entspricht. Bei der Entlastung und Wiederbelastung ergibt sich ein ähnliches Bild, womit das Tragverhalten in einen steifen und einen schlaffen Bereich unterteilt werden kann, ähnlich wie das schon die Resultate der Tekscan-Messungen gezeigt haben. Weiter zeigt die Abb. 7.26, dass das Deformationsverhalten bei der ersten Entlastung und der nachfolgenden Wiederbelastung und Entlastung konsistent ist.

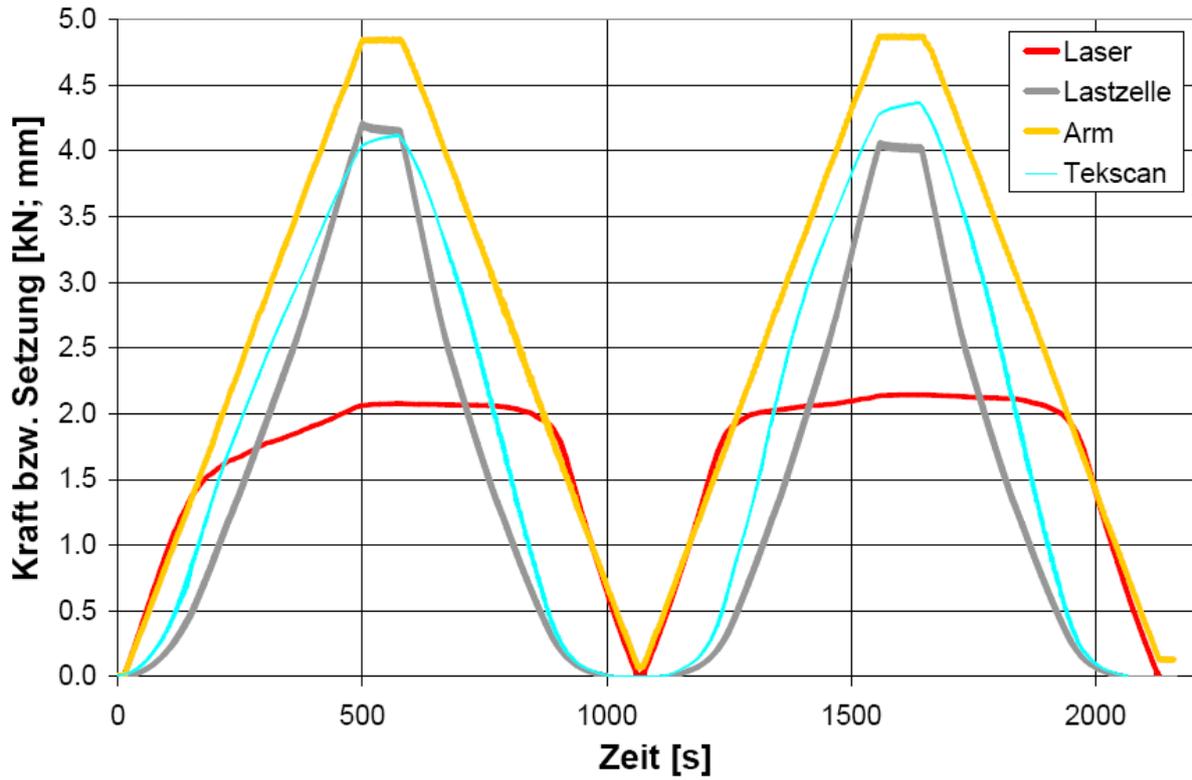


Abb. 7.26: Vergleich zwischen Setzungsmessungen anhand von Laser am Fundationsrand und von Actuator (Arm) in Fundationsmitte für Versuch "arn_30"

7.6 Versuche an ausgesteiften Systemen

Häufiger als Einzelfundamente werden in der Praxis ausgesteifte Fundationen erstellt. Seien dies ganze Bodenplatten, welche über aussteifende, lasttragende Betonwände verfügen (Kellergeschosse); Fundamentvertiefungen in durchgehenden Bodenplatten, welche aufgrund der Durchstanzgefahr von hochbelasteten Stützen notwendig sind oder Frostriegeln, die als nichttragende, aussteifende „Wände“ ein Fundament frostunempfindlich machen. Um die Einflüsse von solchen Aussteifungen auf die Sohldruckverteilung sichtbar zu machen, wurden einige Versuche an ausgesteiften Modellen durchgeführt.

7.6.1 Versuchsergebnisse

Auch für die ausgesteiften Systeme liegen Resultate anhand der Tekscan-Messungen, der Last- und Setzungsmessungen und der DMS-Messungen vor.

Ergebnisse der Tekscan-Messungen

Es werden hier verschieden ausgesteifte Systeme und deren Tekscan-Resultate aufgeführt.

Über Wände ausgesteifte Fundationen

In Abb. 7.27 ist links ein Fundament mit vier nicht belasteten, aussteifenden Wänden abgebildet. Rechts erkennt man die Lage der DMS. Solche Wände werden beispielsweise in Form von „Frostriegeln“ ausgebildet.

In den Abb. 7.28 und Abb. 7.30 sind beim Spannungsabdruck schwarze Linien zu erkennen. Dies sind defekte Bahnen der druckempfindlichen Folie. Einzelne defekte Linien beeinflussen die allgemeine Aussage nicht.

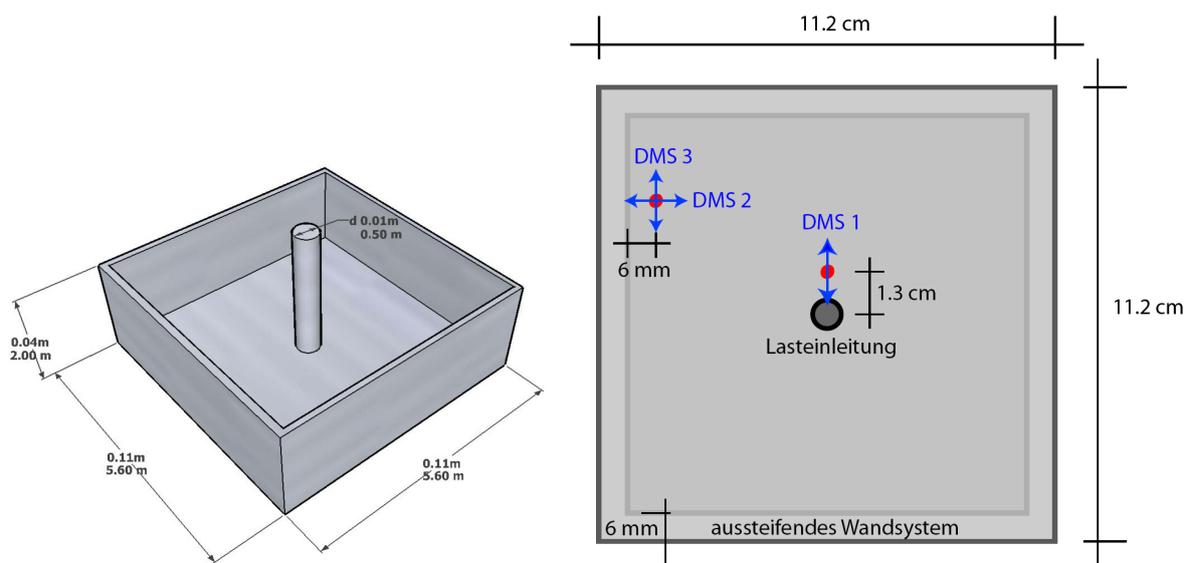


Abb. 7.27: Links: Skizze der ausgesteiften Modellfundation mit vier aussteifenden, unbelasteten Wänden (Wandhöhe = 3,6 cm) mit mittlerer Lasteinleitung über eine Stütze (Arnold und Laue, 2010). Rechts: Lage der Dehnmessstreifen auf der Fundation

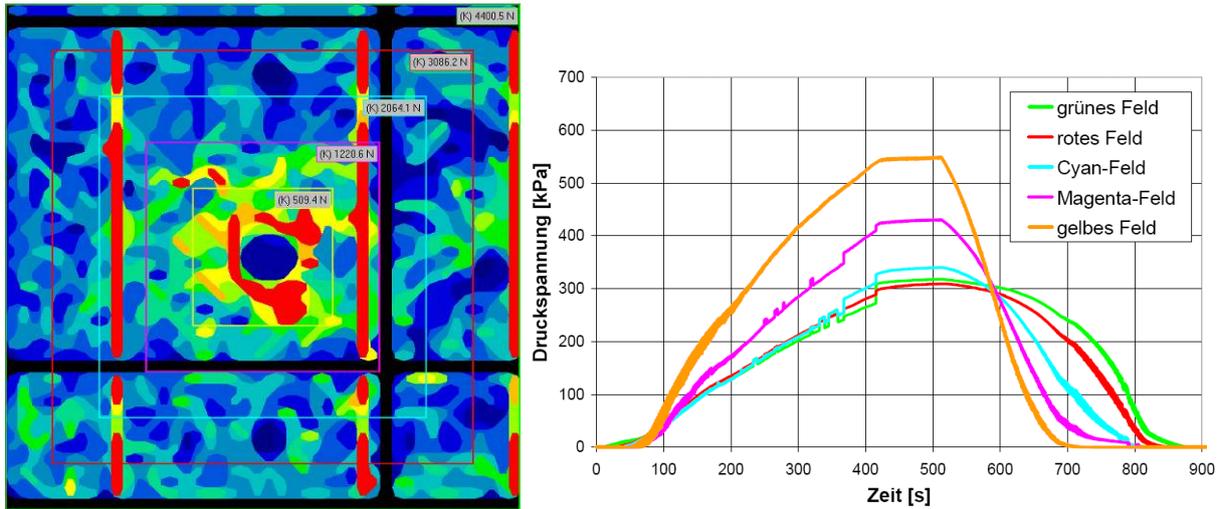


Abb. 7.28: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.27 ("arn_14W") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.4 kN. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Versuch bei 50g

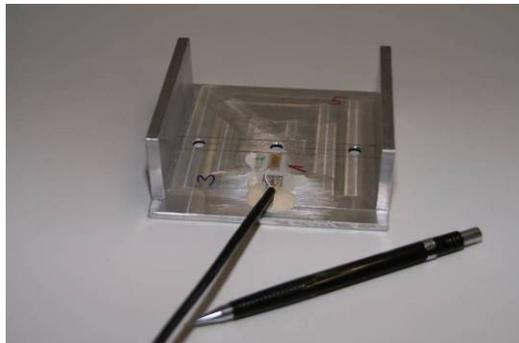


Abb. 7.29: Abbildung der Foundation mit zwei aussteifenden Wänden. Die Masse entsprechen denjenigen von Abb. 7.27 ("arn_10"). Der DMS ist entsprechend DMS 1 in Abb. 7.27 parallel zu den zwei nicht belasteten Wänden angeordnet.

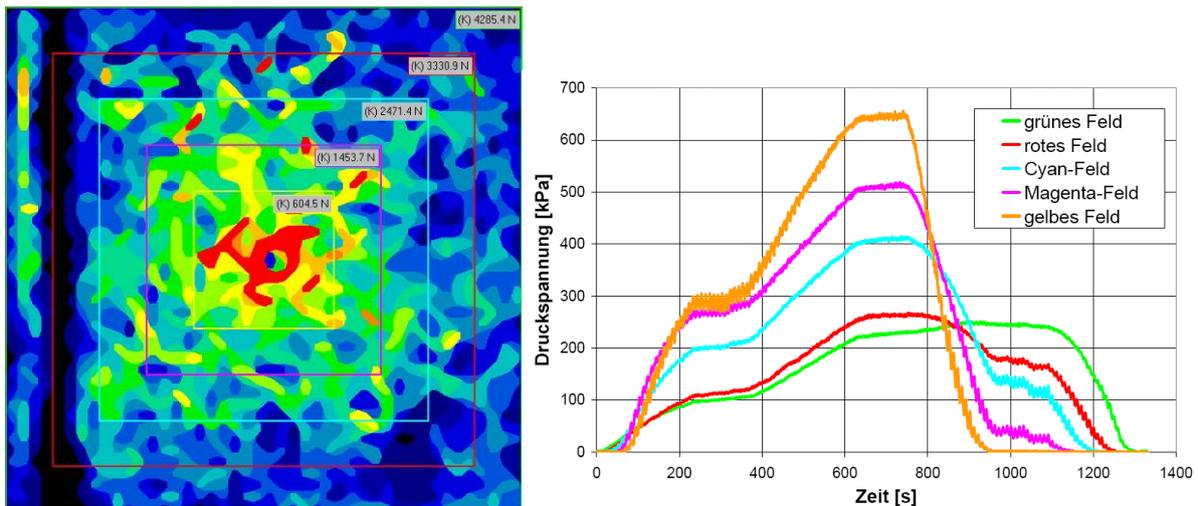


Abb. 7.30: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.29 ("arn_10") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.3 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Versuch bei 50g. Der horizontale Verlauf zwischen 200 und 400 s ergibt sich aufgrund einer Ungenauigkeit am Actuator-Arm (Schraubenschlupf). Dies wurde in darauffolgenden Versuchen korrigiert.

Werden die Felderanteile der Tekscan-Messungen der beiden ausgesteiften Fundamente (vgl. Abb. 7.28 & Abb. 7.30) mit dem Referenz-Versuch (arn_30; vgl. Abb. 7.14) verglichen, fällt auf, dass die Last bei fehlender Aussteifung ziemlich konzentriert in der Nähe der Lasteinleitung abgegeben wird (schlaffes Verhalten). Dies ändert sich mit der Anwesenheit von zwei aussteifenden Wänden ein wenig dahingehend, dass die Sohlspannungsverteilung gleichmässiger wird. Mit vier aussteifenden Wänden nimmt der Effekt noch mehr zu. Dies kann man vor allem daran erkennen, dass das grüne Feld im Versuch "arn_30" ca. 200 kPa bei Höchstlast abträgt, im Versuch "arn_10" mit zwei aussteifenden Wänden liegt die Abtragung bereits zwischen 200 und 300 kPa (das rote und das grüne Feld tragen zusammen mehr Last ab als beim Versuch "arn_30"). Im Versuch "arn_14W" mit vier aussteifenden Wänden tragen die äusseren Felder schon 300 kPa und mehr ab. Die Schlussfolgerung liegt nahe, dass aussteifende Wände die Spannungsspitzen im Sohlruck brechen und die Verteilung so gleichmässiger wird (Arnold und Laue, 2009). Dies zeigt auch der Versuch am dickeren Einzelfundament (vgl. Abb. 7.15), welcher natürlich auch über eine höhere Steifigkeit verfügt als der Referenzversuch.

In den nachfolgenden Abb. 7.31 bis Abb. 7.33 sind zwei Versuche an Fundationen mit einer in der Mitte angeordneten, belasteten Wand (ähnlich einem Streifenfundament) beschrieben.

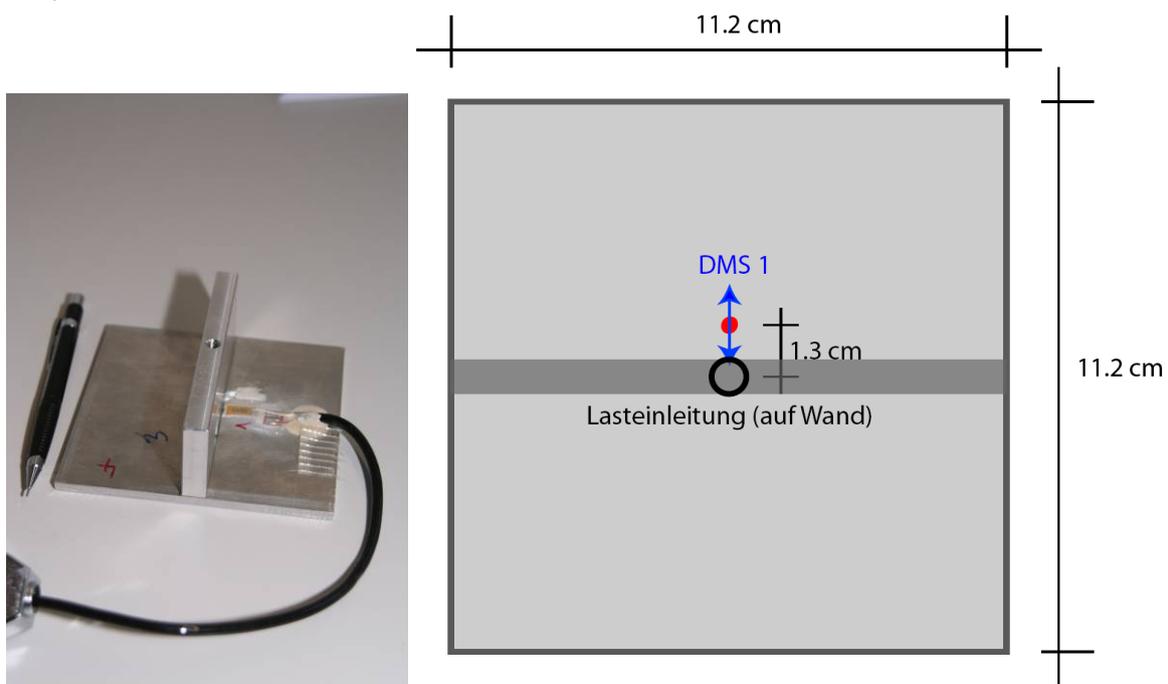


Abb. 7.31: Links: Modell eines Fundamentes mit einer belasteten Wand mit einem DMS aufgeklebt. Abmessungen Platte: 11.2 cm x 11.2 cm x 4.0 mm. Wandhöhe: 3.6 cm; Wanddicke: 1.0 cm. Rechts: Lage der DMS auf der Platte

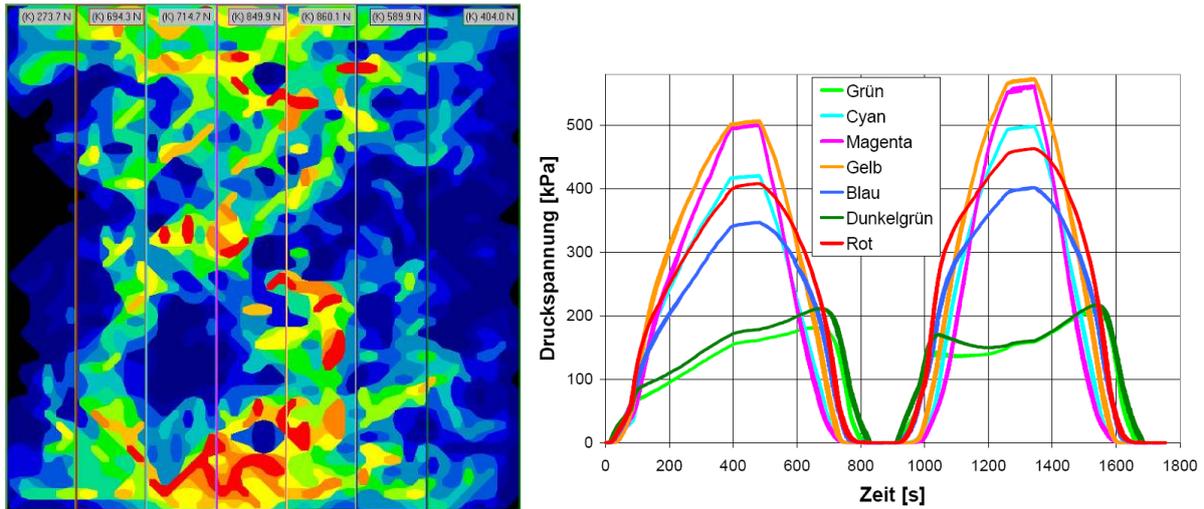


Abb. 7.32: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.31 ("arn_16") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.4 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Felderfarben von links nach rechts: grün; rot; cyan; magenta; gelb; blau; dunkelgrün. Versuch bei 50g. Die Wand ist entsprechend den Feldern ausgerichtet.

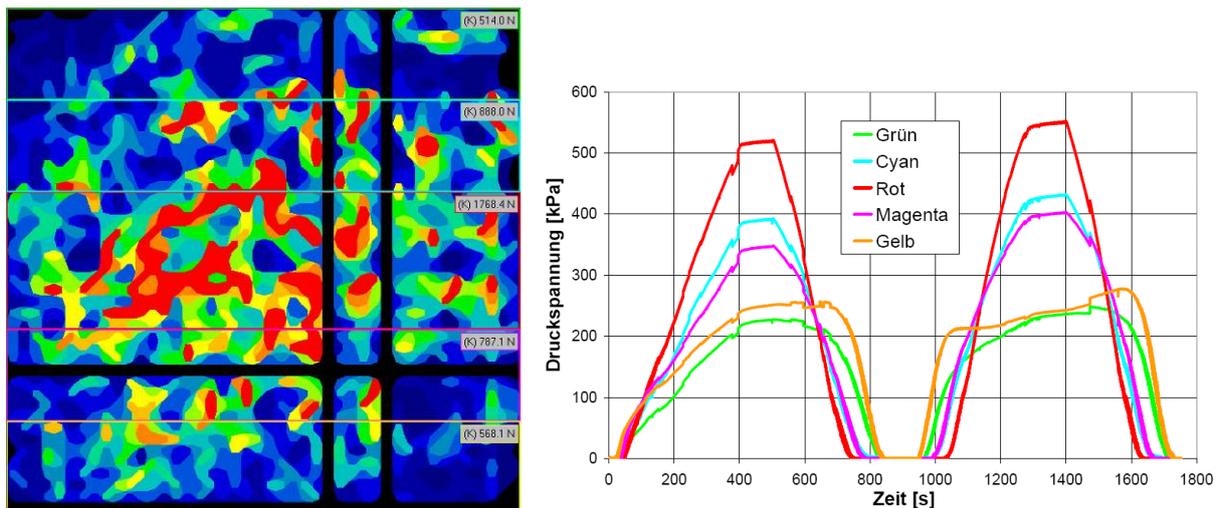


Abb. 7.33: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.31 ("arn_16W") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.5 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Felderfarben von oben nach unten: grün; cyan; rot; magenta; gelb. Versuch bei 50g. Die Wand ist entsprechend den Feldern ausgerichtet.

An der zweifachen Durchführung desselben Versuches am Fundament mit einer belasteten Wand wird deutlich, dass die Resultate je nach Beschaffenheit der Sandoberfläche und der Einbaulagerungsdichte einer Streuung unterworfen sind. Dennoch zeigen sie qualitativ dasselbe Verhalten. Auch bei diesen Fundamenten ist ein etwas weniger ausgeprägter Wechsel vom starren zum schlaffen Verhalten sichtbar als bei 4 mm dicken Einzelfundamenten.

In den weiteren Ausführungen werden diese Fundamente der Einfachheit halber als "Streifenfundamente" benannt, auch wenn bei diesen Fundamenten die Bedingung der ebenen Dehnung aufgrund der zu kurzen Foundation nicht gegeben ist.

In der nachfolgenden Abb. 7.34 ist aufgezeigt, wie der Felderanteil mit sich erhöhender Fundationslast verändert. Ausgezogene Linien markieren die Versuche ohne Aussteifung; gestrichelte Linien markieren die beiden Versuche "arn_10" mit zwei aussteifenden Wänden und "arn_14W" mit vier aussteifenden Wänden. Es wird deutlich, dass zu Beginn die ausgesteiften Fundationen beim grünen Feld zwischen den beiden Extrema "arn_03" mit einer Plattendicke von 2 mm und "arn_30" mit einer Plattendicke von 4 mm liegen. Das Verhalten der ausgesteiften Fundationen ist also zu Belastungsbeginn weniger deutlich im starren Bereich, sondern beschreibt eine gleichmässigerere Verteilung. Mit zunehmender Last verringern sich bei den beiden nicht ausgesteiften Versuchen die Felderanteile des grünen Feldes viel stärker als bei den ausgesteiften Fundationen. Die Einzelfundamente vollziehen also einen viel deutlicheren Wechsel von starrem zu schlaffem Verhalten, als dies die ausgesteiften Fundationen tun. Eine Aussteifung der Fundamentstruktur zieht also eine ausgeglichenerere Sohl-Spannungsverteilung nach sich.

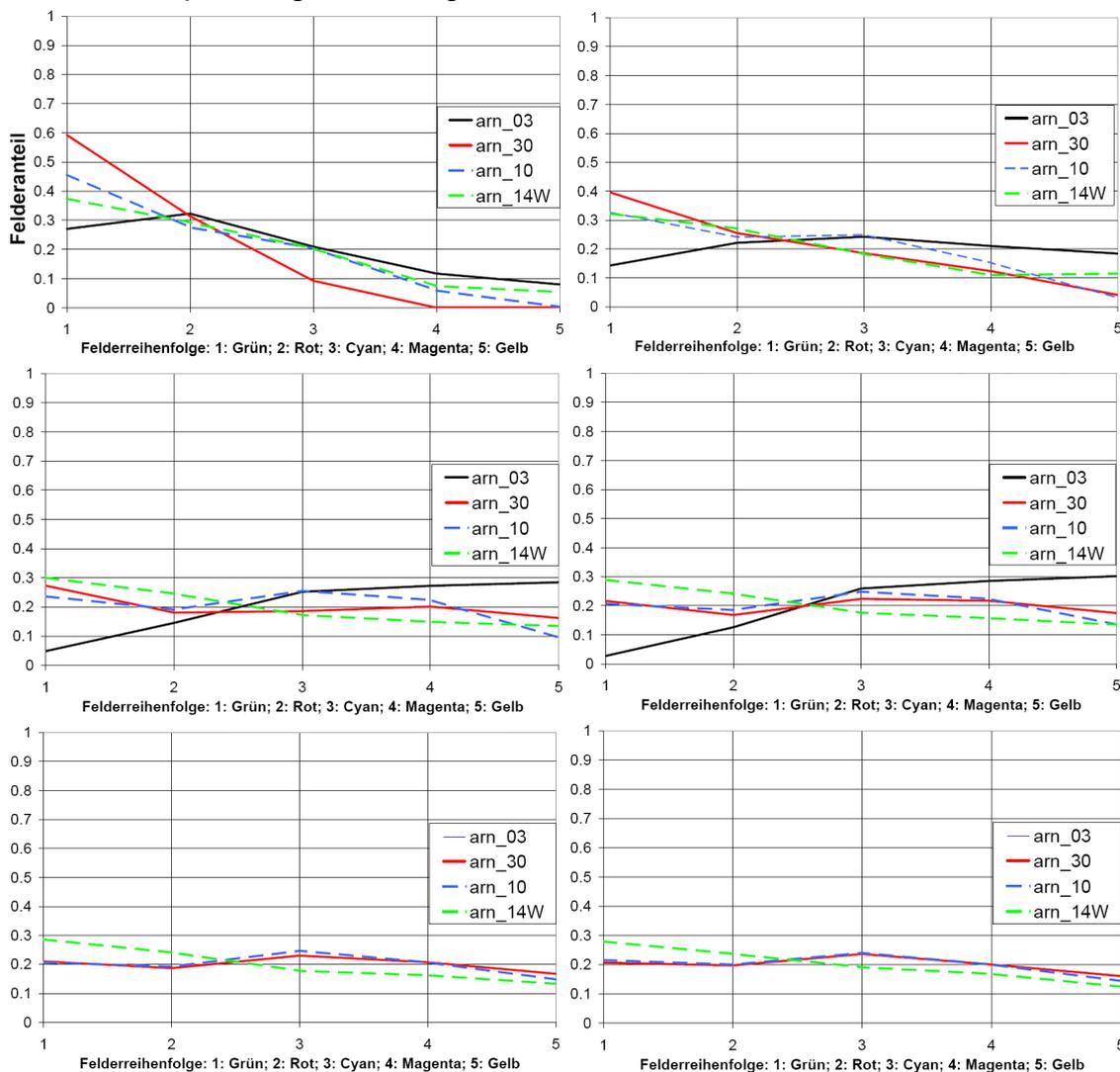


Abb. 7.34: Anteil der Felder pro Laststufe für die vier Versuche "arn_03": $d = 2$ mm; "arn_30": $d = 4$ mm; "arn_10": $d = 4$ mm; 2 aussteifende Wände; "arn_14W": $d = 4$ mm; 4 aussteifende Wände. Oben links: Modell-Laststufe 0.25 kN; Oben rechts: Modell-Laststufe 0.5 kN; Mitte links: Modell-Laststufe 1.0 kN; Mitte rechts: Modell-Laststufe 2.0 kN; Unten links: Modell-Laststufe 3.0 kN; Unten rechts: Modell-Laststufe 4.0 kN

Es bleibt auch hier, wie bereits in Kapitel 7.5.1, zu erwähnen, dass nicht alle Felder über die gleich grosse Fläche verfügen. Das in Abb. 7.34 abgebildete Verhalten bezieht sich demnach nur auf die gesamte aufgebrachte Last, dessen Anteile von den Feldern auf den Boden abgetragen werden und nicht auf die pro Feld herrschende mittlere Spannung.

Fundamentvertiefungen

In den nachfolgenden Abb. 7.37 bis Abb. 7.39 werden die Tekscan-Messresultate zu den Versuchen an Fundamentvertiefungen gezeigt. Im Zusammenhang mit den Felduntersuchungen in Alpnach (vgl. Kapitel 5.1) sind diese Versuche von grosser Bedeutung. Anhand der dort erhaltenen Messungen (vgl. Kapitel 8.1) taucht die Frage auf, wie viel von der Stützenlast direkt von der Vertiefung und wie viel von der umgebenden Bodenplatte abgetragen wird. Es wurden zwei Versuche an unterschiedlichen Vertiefungen durchgeführt (vgl. Abb. 7.35 & Abb. 7.36), um den Einfluss des Reissens des Betons zu simulieren (vgl. Kapitel 2.3).

Damit an zwei unterschiedlich grossen Fundationen (der Bodenplatte und der Vertiefung) gleichzeitig die Druckspannung gemessen werden konnte, musste ein spezieller Versuchsaufbau gewählt werden. Auf die grosse Fundamentplatte (Bodenplatte) wurde das grosse Tekscan (11.2 cm Seitenlänge) geklebt. Auf dieses grosse Tekscan wurde mittels doppelseitigen Klebebands die kleine Fundation (Fundamentvertiefung) aufgeklebt. Auf der Vertiefung, welche genau halb so gross ist wie die Platte, wurde das kleine Tekscan (5.6 cm Seitenlänge) aufgeklebt. Durch diesen Versuchsaufbau mit der Vertiefung war es nicht mehr möglich inflight den Kontakt Fundation-Boden herzustellen. Vielmehr wurde das ganze Fundationssystem in den trockenen Sand eingedrückt. Danach wurde der Sand wie üblich angefeuchtet und der ganze Container in der Zentrifugentrommel befestigt.

Damit beide Messwerterfassungen der Tekscan-Messungen installiert werden konnten, musste eine Stahltraverse, welche auf dem Container befestigt wurde, konstruiert werden. Das zweite Handle konnte nicht am Fundationsarm befestigt werden, da die Verbindungslänge zwischen Handle und Folie zu kurz ist. Also wurde das Handle auf der Stahltraverse befestigt, was in Abb. 7.37 zu sehen ist. Auch die Fundationsplatte wurde nicht mit dem Actuator verbunden, da das Tekscan bereits unter der Platte lag, musste nachträglich mit dem Actuatorarm auf die Platte gefahren werden und die Messfolie am Handle angesteckt werden. Alles in allem ist dies also ein aufwändiger Versuchsaufbau verglichen mit den üblichen Fundationsversuchen.

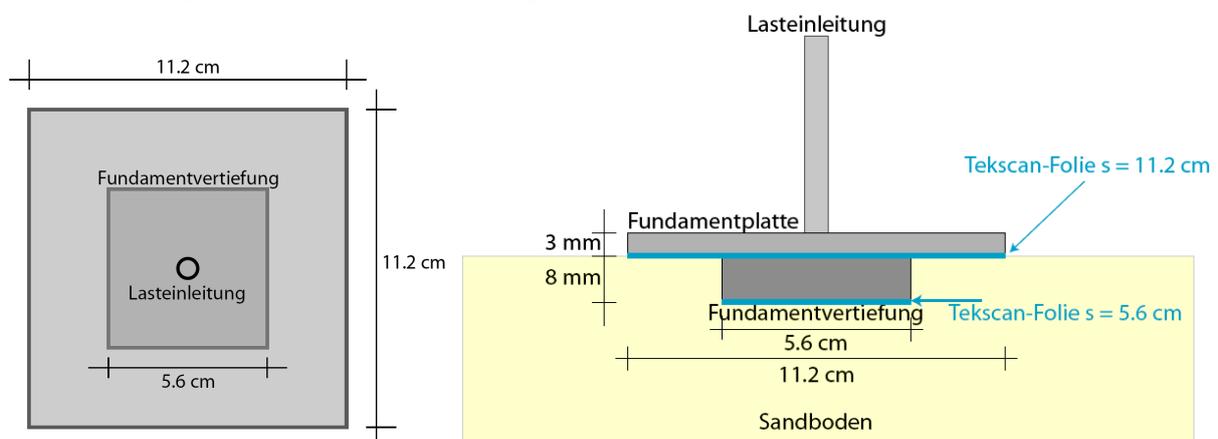


Abb. 7.35: Abmessungen der Fundamentvertiefung ("dickere" Variante; "arn_44b")

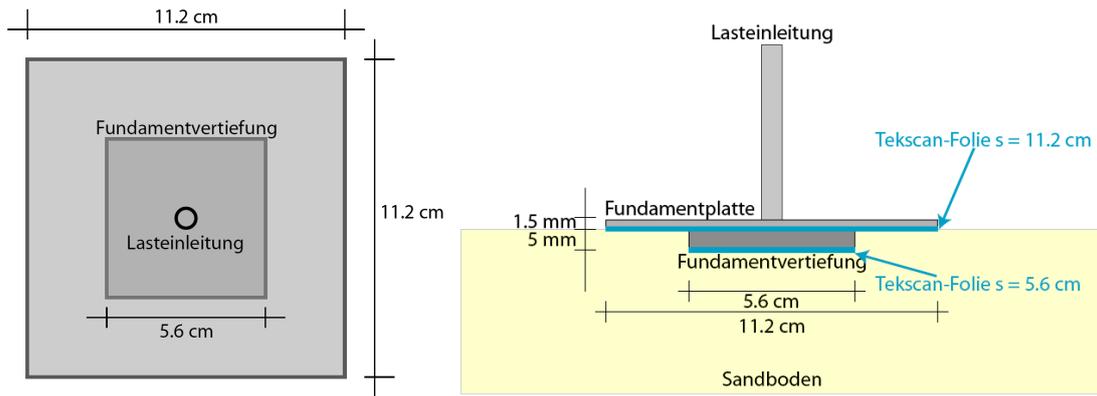


Abb. 7.36: Abmessungen der Fundamentvertiefung ("dünnere" Variante; "arn_44a")

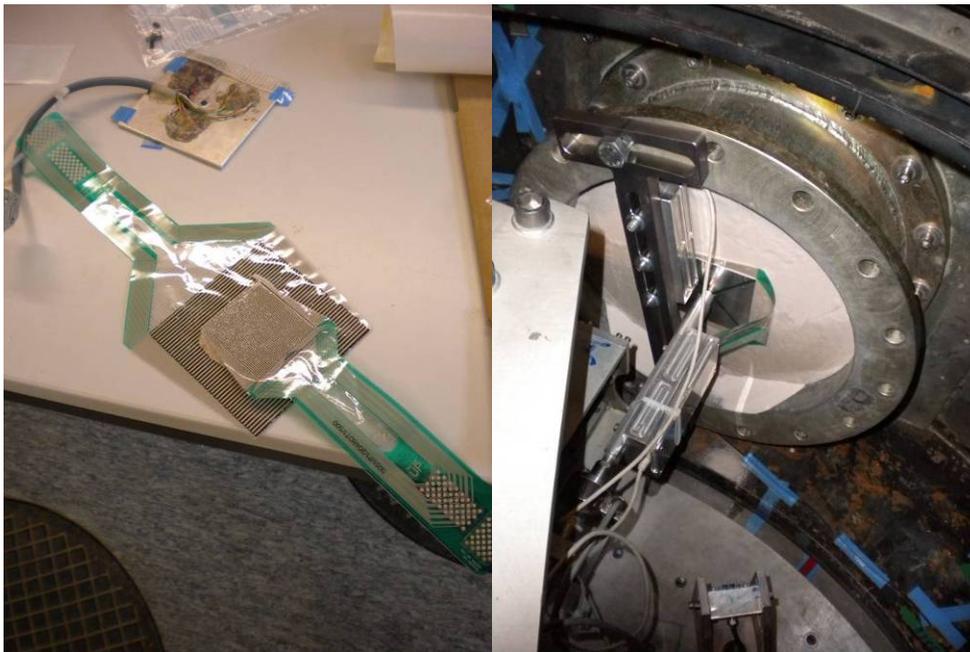


Abb. 7.37: Links: Modell der Fundamentvertiefung mit den beiden Tekscan-Folien. Rechts: Test-Setup mit den beiden Tekscan-Handles und der Stahltraverse

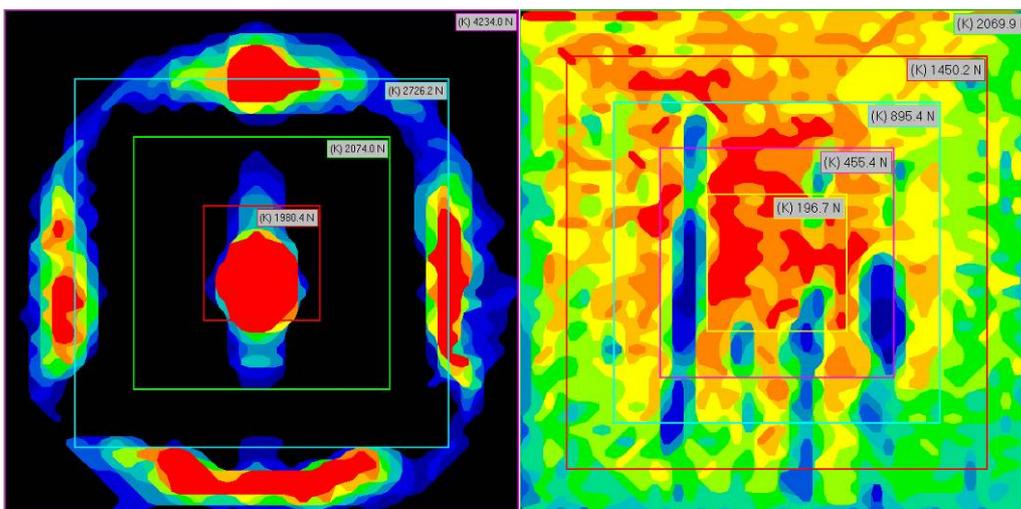


Abb. 7.38: Links: Tekscan-Messung der Spannungsverteilung der grossen Fundamentplatte (Tekscan-Folie $s = 11.2$ cm). Rechts: Spannungsverteilung der kleinen Fundamentplatte (Fundamentvertiefung; Tekscan-Folie $s = 5.6$ cm). Versuch "arn_44a" bei einer Last von 4.2 kN bei 50g

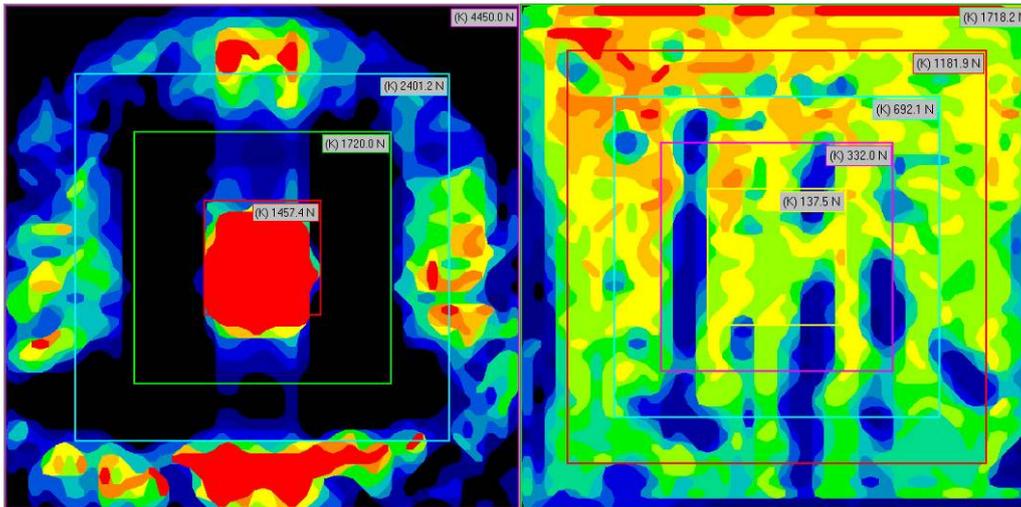


Abb. 7.39: Links: Tekscan-Messung der Spannungsverteilung der grossen Fundamentplatte. Rechts: Spannungsverteilung der kleinen Fundamentplatte (Fundamentvertiefung). Versuch "arn_44b" bei einer Last von 4.45 kN bei 50g

Bei den Abb. 7.38 und Abb. 7.39 entspricht beim grossen Tekscan das grüne Feld der Fundamentvertiefung. Dies ist auch anhand des Lastvergleichs sichtbar. In Abb. 7.38 zeichnet das grüne Feld eine Last von 2074 N auf, während das äusserste Feld der Tekscan-Aufzeichnung für das kleine Feld eine Last von 2070 N aufzeichnet. In Abb. 7.39 sind es die beiden Werte 1720 N und 1718 N. Die Aufzeichnungen sind also vom Lastniveau her konsistent. Die Angaben der Lasten der Felder beziehen sich immer auf das gesamte Feld. So schliesst die Last des Cyan-Feldes in Abb. 7.39 von 2401.2 N auch die Lasten des grünen und des roten Feldes mit ein. Wenn also nur das Cyan-Feld im Sinn des Bereiches bis zur Grenze des grünen Feldes betrachtet wird, müssen die Lasten des grünen und des roten Feldes abgezogen werden.

Beim Versuch "arn_44a" (dünnere Platten) beträgt der Anteil der Lastabtragung in der Vertiefung 49.0 %; beim Versuch "arn_44b" (dickere Platten) beträgt der Anteil der Lastabtragung in der Vertiefung 38.7 %. Vergleicht man die Lastverteilungen der beiden Versuche miteinander, fällt auch hier auf, dass beim steiferen System (arn_44b) die Lastverteilung gleichmässiger ist, sowohl in der Vertiefung als auch in der Bodenplatte. Dadurch ergibt sich auch der deutlich kleinere Anteil an Lastabtragung in der Vertiefung gegenüber dem Versuch am schlafferen System (arn_44a), wo sowohl in der Vertiefung als auch in der Bodenplatte eine eher schlaffe Lastabtragung mit starker Konzentration der Sohlspannung im Bereich der Lasteinleitung sichtbar ist.

Fundationen mit Frostriegeln

In den Abb. 7.41 und Abb. 7.42 sind die Ergebnisse von Versuchen mit nachgebildeten Frostriegeln (keine unbelasteten Wände wie in Abb. 7.27), dessen Abmessungen in Abb. 7.40 und Abb. 7.43 dargestellt sind, beschrieben. Die Anordnung von Frostriegeln an Fundationen hat sich in den letzten Jahren durchgesetzt. Bei Gebäuden, die über kein Untergeschoss verfügen, ist es wichtig, die Foundation frostsicher zu bemessen. Durch das Gefrieren und Auftauen des Bodens im Winterhalbjahr erfährt der Boden eine Volumenänderung, was sich in Hebungen und Setzungen des Bodens manifestiert. Solche Hebungen und Setzungen schränken die Gebrauchstauglichkeit von Flachfundationen ein, weshalb Frostriegel angeordnet werden. Diese Riegel an den Fundamenträndern werden so tief erstellt, wie es die Frosttiefe, die Tiefe bis wohin der Boden im Winter gefriert, erfordert. Diese Riegel ermöglichen also, dass das Fundament zu jeder Zeit des Jahres auf festem Untergrund fundiert wird und die Frosthebungen- und Setzungen so keinen Schaden auf die Fundation nehmen können.

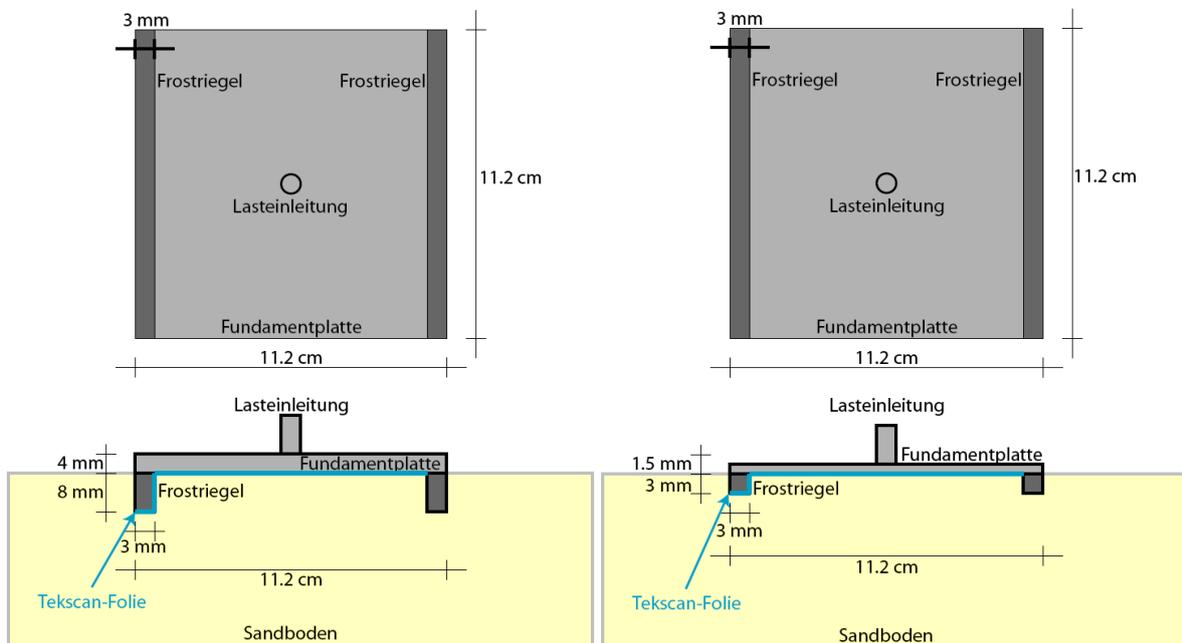


Abb. 7.40: Abmessungen der Frostriegelfundationen: Links „dickere“ Foundation („arn_45“); rechts: „dünnere“ Foundation („arn_45b“). Die Anordnung der Tekscan-Folien ist eingezeichnet.

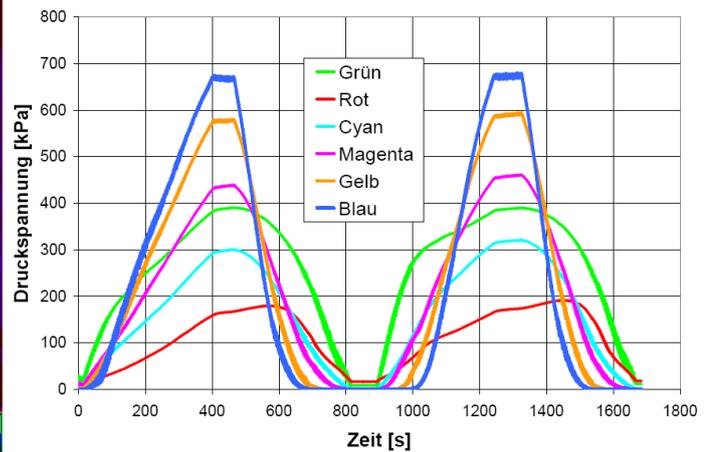
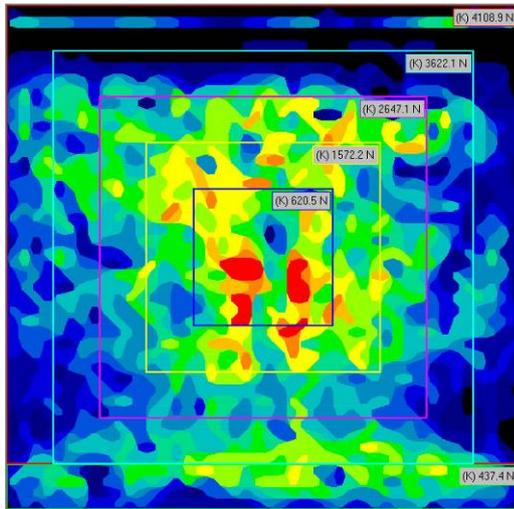


Abb. 7.41: Foundation ("arn_45") mit zwei Frostriegeln (im Bild oben und unten) bei 4.1 kN Last. Die Fundationsdicke beträgt 4 mm; die Frostriegelhöhe beträgt 8 mm. Links: Spannungsverteilung; rechts: Auswertung der Spannungen über die Felder

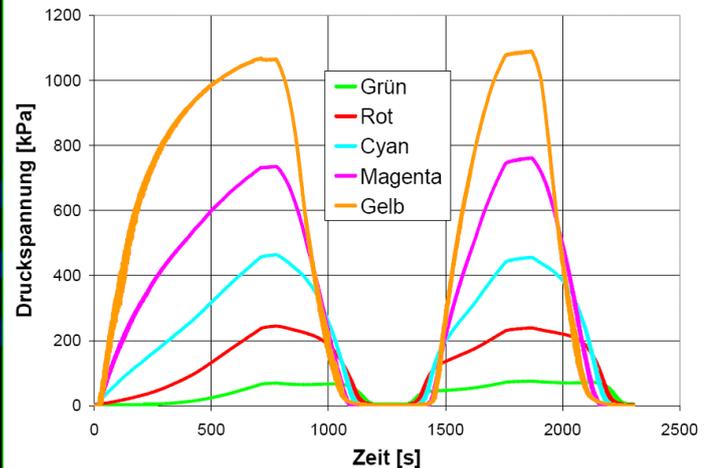
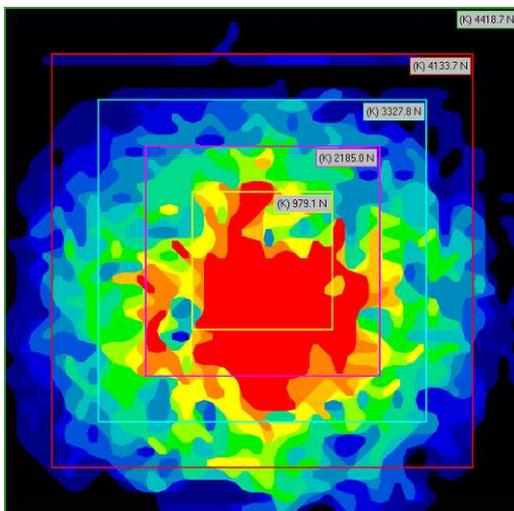


Abb. 7.42: Foundation ("arn_45b") mit zwei Frostriegeln (im Bild oben und unten) bei 4.4 kN Last. Die Fundationsdicke beträgt 1.5 mm; die Frostriegelhöhe beträgt 3 mm. Links: Spannungsverteilung; rechts: Auswertung der Spannungen über die Felder

Die Abb. 7.41 und Abb. 7.42 zeigen die Ergebnisse der Versuche an Fundationen mit Frostriegeln (Abmessungen: vgl. Abb. 7.40). Bei beiden Versuchen wurde die Teks-can-Folie zusätzlich an einer Frostriegelwand angeklebt um zu sehen, welche Horizontalspannung aus dem Boden auf den Frostriegel wirkt (vgl. Abb. 7.40). Auch hier musste die Fundation vorgängig auf das Bodenmodell gesetzt werden. Beim Versuch "arn_45b" wurde mit dem Actuator-Arm nicht genau die Mitte der Fundation getroffen, weshalb der Versuch zusätzlich zur einseitig an der Frostriegelwand angeklebten Folie exzentrisch aufgezeichnet wurde (vgl. Abb. 7.43). Da diese Modellfundationen vor dem Versuch auf der Sandoberfläche platziert werden, muss die Lasteinleitung während dem Versuch, „inflight“ also, auf die Fundationsplatte gesetzt werden. So ist es möglich, dass die Mitte der Fundationen nicht erreicht werden kann, da sich die Steuerung des Actuator-Armes in diesem Genauigkeitsbereich schwierig gestaltet.



Abb. 7.43: Fundament-Versuch "arn_45"

Deutlich zu sehen sind die Unterschiede im Tragverhalten je nach Fundations- und Frostriegeldicke. Beim Versuch "arn_45" ist auch deutlich zu erkennen, dass die Frostriegelwand selbst auch eine Normalspannung erhält. Die Genauigkeit der Messung ist jedoch anhand der Anordnung der Tekscan-Folie etwas fragwürdig.

Bei der dünneren Platte (arn_45b) kam es bei Höchstlast zum Durchstanzen der Platte bei der Lasteinleitung. Dieses Phänomen ist mitunter der Anwesenheit der Frostriegel zuzuschreiben, da diese die Last etwas besser über die gesamte Fundation verteilen und so der Anteil der zu übertragenden Last ausserhalb des Durchstanzkegels zunimmt, was nebst der dünnen Plattendicke zum Durchstanzen führt.

Fundationen mit belasteten, seitlich angeordneten Wänden

Weiter wurden Versuche an Fundationen durchgeführt, bei denen die Lasteinleitung nicht über eine zentrale Stütze stattfand, sondern über zwei seitlich angeordnete Wände (vgl. Abb. 7.44).

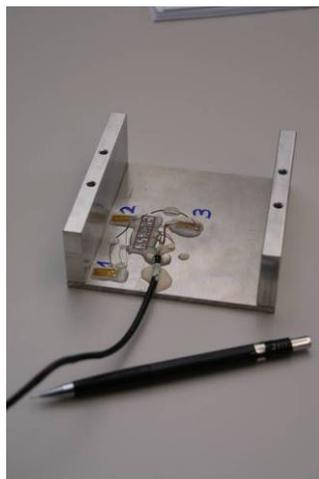


Abb. 7.44: Modell einer Fundation mit zwei belasteten seitlichen Wänden ("arn_08"; "arn_11"; "arn_19"; "arn_19W")

Die Lasteinleitung auf diese Wände wurde durch eine massive Aluminium-Platte sichergestellt. Aufgrund der Steifigkeit des Systems und den Unschärfen im Aufbau des Modells, konnten keine brauchbaren Resultate erzielt werden. Die Unschärfe im Modell liegt vor allem darin, dass nicht beide Wände dieselbe Last abtragen, was einerseits auf die nicht exakt horizontal auf dem Sandboden aufliegende Bodenplatte, andererseits auf das Gewicht des Modells, welches durch die Biegung des Actuator-Armes die Schiefstellung des Modells gegenüber der Bodenoberfläche noch verschärft, zurückzuführen ist. Die Spannungsverteilungen, welche mit Tekscan gemessen wurden, ergaben jeweils keine regelmässigen Verteilungen.

Die Messresultate der Druckfolienmessungen mit Tekscan an Foundationen, welche über Wände ausgesteift werden (4-fache seitliche Aussteifung; mittig liegende Wand), über Fundationsvertiefungen, Frostriegel oder seitliche, belastete Wände verfügen, zeigen, dass die Struktur einen erheblichen Einfluss auf die Sohl-Spannungsverteilung hat. Damit ist auch die Beanspruchung der Fundationsplatten je nach Struktur verschieden. Diesem Umstand muss in einer realitätsnahen Bemessung von Flachfoundationen Rechnung getragen werden.

Ergebnisse anhand der Last- und Setzungsmessungen

Nachfolgend werden die Last-Setzungskurven zu verschiedenen Versuchen präsentiert und die Ergebnisse einer ersten Interpretation unterworfen.

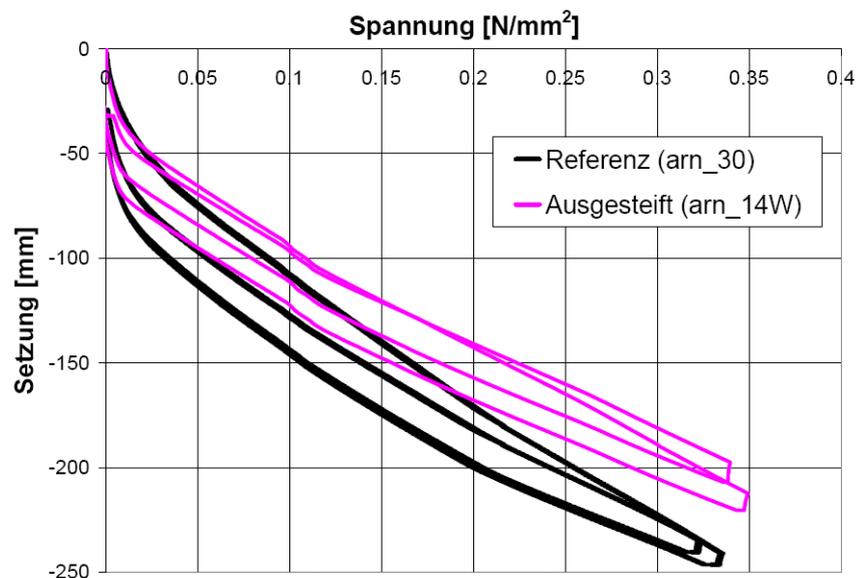


Abb. 7.45: Last-Setzungskurve für das Fundament mit vier aussteifenden Wänden ("arn_14W")

Anhand der Abb. 7.45 erkennt man, dass die aussteifenden Wände nicht nur einen Einfluss auf die Verteilung der Spannung in der Sohlfuge haben, sondern sich auch die Setzungen bei gleicher mittlerer Spannung verringern. Ein ausgesteiftes Fundament weist also eine steifere Last-Setzungskurve auf und ist, bedingt durch die gleichmässigeren Spannungsverteilung und den damit kleineren Spannungen, setzungunempfindlicher als nicht ausgesteifte Foundationen. Die Last-Setzungskurve des Versuches mit zwei aussteifenden Wänden (arn_10) wird hier nicht angeführt, da

in der ersten Versuchsreihe Probleme mit der Setzungsmessung am Actuator-Arm aufgetreten sind und diese Resultate somit keine interpretierbare Aussage zulassen.

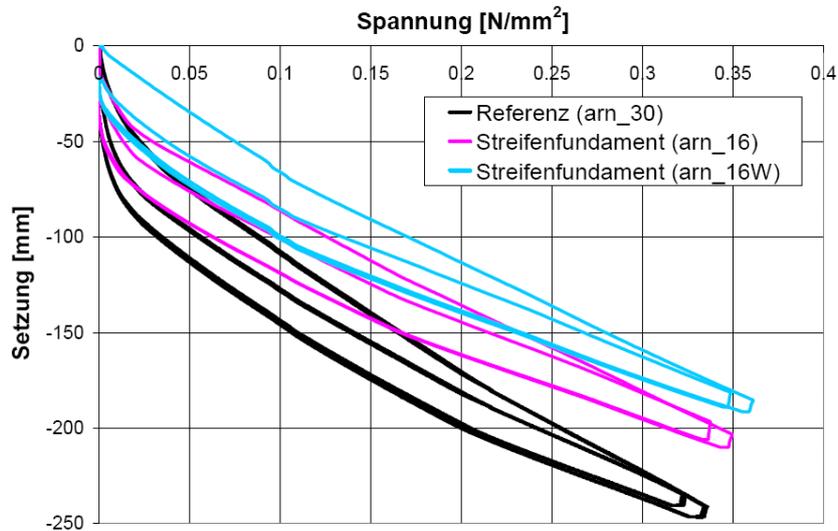


Abb. 7.46: Last-Setzungs-Kurven für die "Streifenfundamente" ("arn_16" & "arn_16W")

Auch anhand der Abb. 7.46 wird deutlich, dass "Streifenfundamente" gegenüber von Einzelfundamenten bei gleicher Laststufe eine höhere Steifigkeit aufweisen. Es wird ebenfalls deutlich, dass mit derselben Foundation nicht zweimal exakt dasselbe Resultat erzeugt werden kann. Die Streuung der Dichte des Bodenmodells und die leichte Schrägstellung des Fundationsmodells gegenüber der Bodenoberfläche ergeben eine Streuung der Resultate.

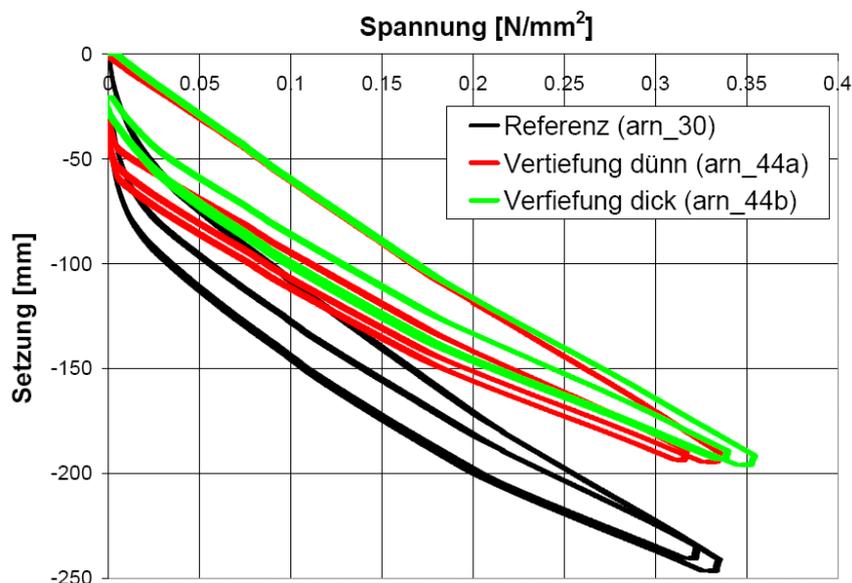


Abb. 7.47: Last-Setzungs-Kurven für die Fundamentvertiefungen ("arn_44a" & "arn_44b")

Bei den Fundamentvertiefungen ergibt sich sinngemäss ein ähnliches Bild wie bei den anderen ausgesteiften Systemen. Durch die Versteifung der Struktur ergibt sich auch eine steifere Last-Setzungs-Kurve. Was hier auffällt, ist die Tatsache, dass für zwei unterschiedlich steife Fundamentvertiefungen zwei sehr ähnliche Last-Setzungs-Kurven resultieren. Die ermittelten Trockenraumgewichte von 16.8 bzw.

16.84 kN/m³ und die Einbauwassergehalte von 20.4 bzw. 20.5% lassen keine Erklärung für das relative Verhalten der Versuche zueinander zu. Das beobachtete Verhalten lässt auf Ähnlichkeiten zum Verhalten von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen schliessen: Werden Pfähle mit einer schlaffen Platte kombiniert, trägt der Pfahl einen grossen Teil der Lasten ab, da der Platte die Steifigkeit für den Aufbau von Bodenpressungen fehlt. Wird hingegen die Platte steifer ausgebildet, wird dem Pfahl Last entzogen und die Platte trägt mehr ab. Diese beiden gegenläufigen Verhaltensweisen erklären die beinahe kongruenten Last-Setzungs-Kurven in Abb. 7.47. Weitergehende Informationen zu kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen können in Hanisch (2002) nachgelesen werden.

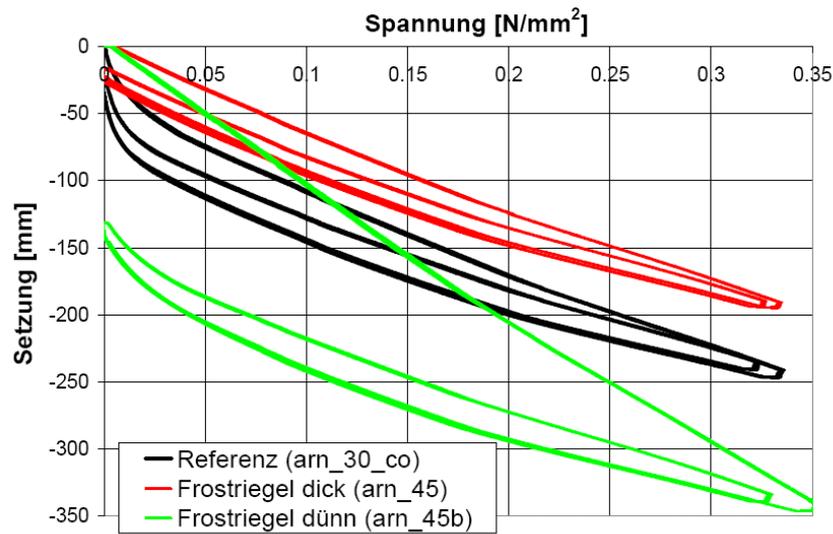


Abb. 7.48: Last-Setzungs-Kurven für die Fundationen mit Frostriegel ("arn_45" & "arn_45b")

Bei den Fundationen mit Frostriegeln ergibt sich erwartungsgemäss eine höhere Steifigkeit für Versuch "arn_45", welcher über eine gleich dicke Platte (4 mm) wie der Referenzversuch "arn_30" verfügt, zusätzlich aber zwei Frostriegel von einer Höhe von 8 mm aufweist.

Eine entsprechend kleinere Steifigkeit ergibt sich für den Versuch mit einer dünneren Platte von 1.5 mm und einer Frostriegelhöhe von 3 mm. Wird diese Last-Setzungs-Kurve mit derjenigen aus Abb. 7.21 an der 2 mm dicken Platte (arn_03) verglichen, fällt auf, dass die beiden Kurven im „linearen“-Bereich praktisch parallel sind, obwohl die Platte mit dem Frostriegel über eine 1.5 mm dicke Platte verfügt. Offenbar ist der Steifigkeitsgewinn durch die Frostriegel vergleichbar mit einer im Modell 0.5 mm dickeren Platte.

Ergebnisse anhand der Dehnmessstreifen-Messungen

Nachfolgend werden die Resultate der Dehnmessstreifen-Messungen präsentiert und wiederum einer ersten Interpretation unterworfen.

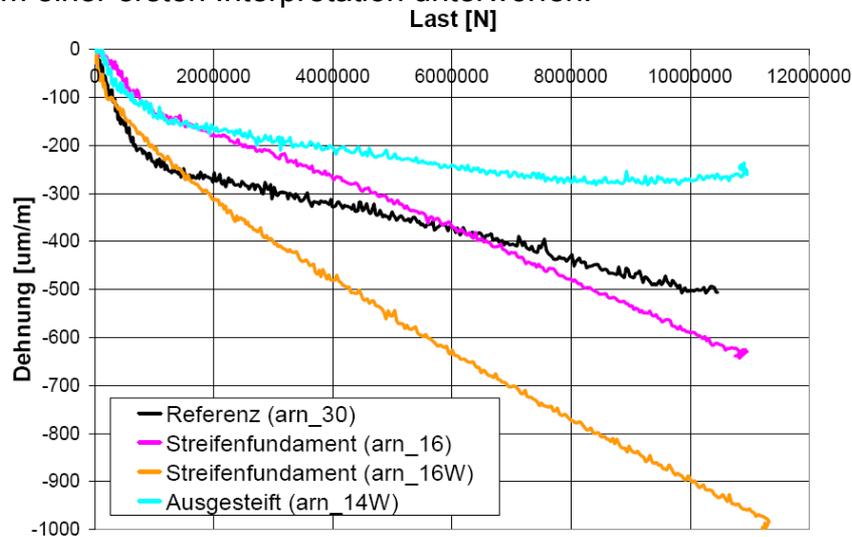


Abb. 7.49: Verlauf der Dehnungen mit zunehmender Last

In Abb. 7.49 sind die Dehnungsmessungen von verschiedenen Versuchen aufgetragen. Dabei wurde, damit ein Vergleich überhaupt möglich ist, immer die jeweilige DMS an derselben Fundamentstelle verwendet (arn_30: DMS 4; arn_16/16W: DMS 1; arn_14W: DMS 1). Es wird deutlich, wie die Dehnungen bei der Lasteinleitung (Abb. 7.27) mit der aufgebrachten Stützenlast zunehmen. Anhand der Messungen auf den "Streifenfundamenten" wird die Versuchs-Streuung dieser lokalen Messmethode deutlich. Weiter ist die Dehnung und damit die Beanspruchung bei den "Streifenfundamenten" höher als bei den Einzelfundamenten. Der Spannungszustand in der Struktur des "Streifenfundaments" ist aber von der eines Einzelfundamentes verschieden. Bei den "Streifenfundamenten" verlaufen die Dehnungen und damit das Biegemoment nur in zur Wand vertikaler Richtung. In der anderen Richtung verläuft die Wand, welche die Foundation aussteift und dort keine Dehnung zulässt. Anhand dieser nur in einer Richtung möglichen Lastabtragung wird die Beanspruchung entsprechend grösser als bei den Einzelfundamenten. Die Krümmung der Kurven in Abb. 7.49 ist versuchsbedingt und hängt mit dem Verhaltenswechsel von starrem zu schlaffem Verhalten ab. Details dazu werden in Kapitel 10.4 dargelegt.

Die vierfach ausgesteifte Foundation (arn_14W) kann hingegen vom Spannungszustand her gut mit dem Einzelfundament verglichen werden. Da kann deutlich gezeigt werden, dass die Dehnung mit zunehmender Steifigkeit abnimmt und die Platte entsprechend weniger Biegebeanspruchung erfährt. Dies liegt auch daran, dass durch die vier aussteifenden Wände die Platte in Wandnähe eingespannt wird und deshalb dort keine Deformation entsteht. Die Beanspruchung wird also auch in Richtung der aussteifenden Wände umgeleitet und verteilt. Dieser Sachverhalt ist in Abb. 7.50 dargestellt, wo man sieht, dass DMS 2, welche am Rand bei der aussteifenden Wand liegt (vgl. Abb. 7.27), eine höhere Dehnung erfährt als jene DMS bei der Lasteinleitung. DMS 1 zeichnet entsprechend der Kalibration eine Stauchung, DMS 2 eine Dehnung auf (vgl. Tabelle 15-3). Dass es sich um eine Einspannung handelt, erkennt man daran, dass die Dehnung für DMS 2 negativ ist, was anhand der Kalibration darauf schliessen lässt, dass die Zugseite oben ist.

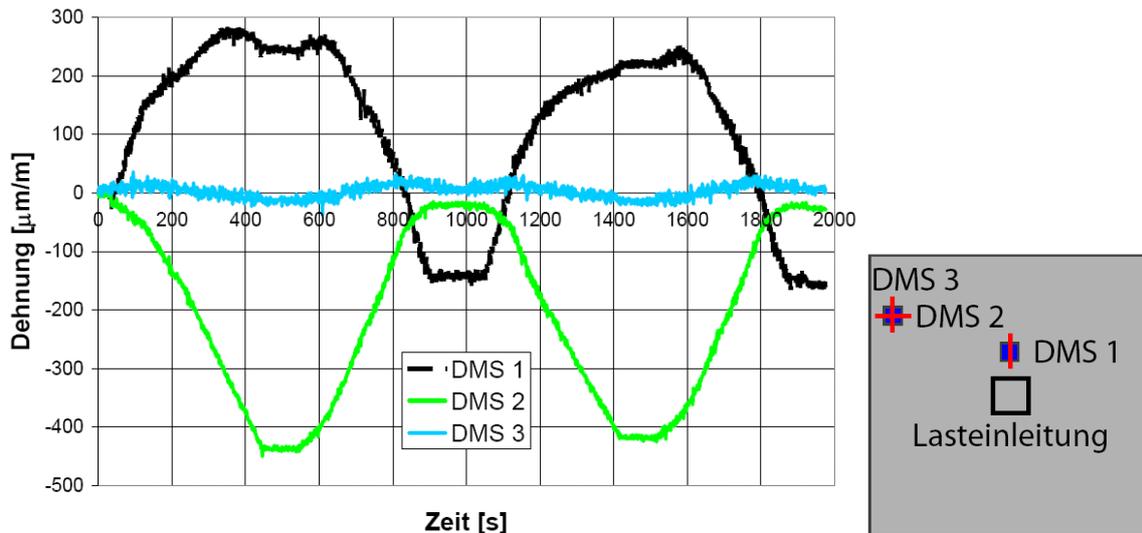


Abb. 7.50: Verlauf der Dehnungen über die Versuchsdauer für Versuch "arn_14W"

Auf den Frostriegelfundationen und Fundamentvertiefungen wurden aufgrund der unterschiedlichen Einbaumethoden keine DMS installiert.

Bemerkungen zu den Ergebnissen an ausgesteiften Fundationen

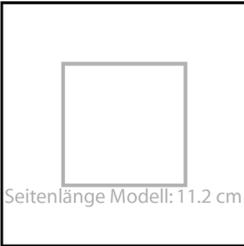
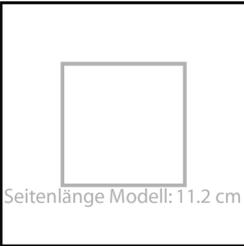
Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Steifigkeit der Fundation die Spannungsspitzen bei der Lasteinleitung ausgeglichen werden und eine uniformere Spannungsverteilung zwischen Fundation und Boden entsteht. Hier muss dem Umstand Rechnung getragen werden, dass mit den Kriechverformungen und den entstehenden Rissen im Betonbauwerk die Steifigkeit einer Bodenplatte in der Regel mit der Zeit abnimmt und die Fundation wiederum eine schlaffere Spannungsverteilung annimmt.

7.7 Versuche an Betonplatten

Die meisten Versuche wurden mit Aluminium-Modell-Fundationen durchgeführt, da die Herstellung viel einfacher und schneller von statten geht. Allerdings werden Steifigkeit und Reiss-Verhalten nicht richtig abgebildet.

Aus diesem Grund wurden kleine Modell-Betonplatten hergestellt (vgl. Kapitel 4.6). Um möglichst aussagekräftige Resultate zu erhalten, wurde ein Versuchskonzept, welches in Tabelle 7-4 dargestellt ist, entwickelt. Diese Variation der Modellgrößen, wobei immer derselbe Prototyp als Grundlage dient wird „modelling of models“ genannt und wurde beispielsweise von Ovesen (1975) durchgeführt. Damit also die Versuchsergebnisse der Betonplatten mit den Versuchen an den Aluminium-Platten auch wirklich verglichen werden können, müssen die Steifigkeitsverhältnisse konstant sein, da die Spannungsverteilung, wie bereits gezeigt, erheblich von der Plattensteifigkeit abhängt. Wie bereits in Kapitel 4.6 beschrieben wurde, wurde für die Betonplatten ein etwas kleineres g-Niveau von 25 gewählt, damit die Beanspruchung für die Platten nicht zu gross wird. Da also g-Niveau; Plattendicke und Materialeigenschaften, verglichen zu den Aluminiumplatten-Versuchen, verschieden sind, wurde das Versuchskonzept wie in Tabelle 7-4 beschrieben notwendig, damit das Verhalten der Betonplattenversuche direkt mit dem Verhalten der üblichen Versuche mit Aluminium verglichen werden kann. Die Plattendicke wurde im Prototyp zu 40 cm bestimmt. Dies erfolgt aus der Überlegung, dass im ungerissenen Zustand eine Betonplatte mit der Dicke von 40 cm eine Last von ca. 2000 kN mit einer vertretbaren Durchstanzbewehrung auf ein Fundament der Seitenlänge von 2.8 m abtragen kann. Die Steifigkeiten K_M und K_P , wie in Tabelle 7-4 beschrieben, wurden nach der Gleichung 4.6 bestimmt. Die E-Moduli für Aluminium und Beton wurden für diese Abschätzung zu 70'000 N/mm² bzw. 30'000 N/mm² gewählt.

Tabelle 7-4: Konzept zur Durchführung der Versuchsreihe zur Untersuchung der Betonplatten. (d_M = Modell-Plattendicke; d_P = Prototyp-Plattendicke; K_M = Modell-Steifigkeit; K_P = Prototyp-Steifigkeit)

Material	Aluminium	Aluminium	Aluminium	Beton
Platten-Skizze	 Seitenlänge Modell: 11.2 cm Seitenlänge Prototyp: 5.60 m	 Seitenlänge Modell: 5.60 cm Seitenlänge Prototyp: 2.80 m	 Seitenlänge Modell: 11.2 cm Seitenlänge Prototyp: 2.80 m	 Seitenlänge Modell: 11.2 cm Seitenlänge Prototyp: 2.80 m
g-Niveau	50	50	25	25
d_M	12 mm	6 mm	12 mm	16 mm
d_P	600 mm	300 mm	300 mm	400 mm
K_M	7.3	7.3	7.3	7.3
K_P	7.3	7.3	7.3	7.3
Versuche	arn_22	arn_23	arn_24	arn_25 bis 27

Weiter wurden bei den Betonplatten drei verschiedene Korngrößenbereiche für die Gesteinskörnung verwendet und getestet, um den Massstabeffekt der Korngrösse ausschliessen zu können (vgl. Kapitel 4.6).

Auffallend ist, dass die Steifigkeiten sowohl in Modell (K_M) als auch Prototyp (K_P) immer denselben Wert haben. Damit erst wird der Vergleich zwischen den Versuchen möglich.

7.7.1 Versuchsergebnisse

Ergebnisse anhand der Tekscan-Messungen

An dieser Stelle soll aufgezeigt werden, inwiefern sich das Tragverhalten von Betonplatten von demjenigen von Aluminiumplatten gleicher Steifigkeit unterscheidet. In den bereits dargelegten Versuchsergebnissen wurde gezeigt, dass sich der Anteil der Spannung je Teil-Feld mit ansteigender Last ändert. Von anfänglich starrem Verhalten, wo vor allem die äusseren Felder Last abtragen, wechselt das Verhalten mit zunehmender Last zu schlaff, wo vor allem die inneren Felder eine hohe Sohlspannung erhalten. Ob dies bei den Betonplatten gleich ist, klären die nachfolgenden Ausführungen, in denen die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Felder pro Laststufe dargestellt ist.

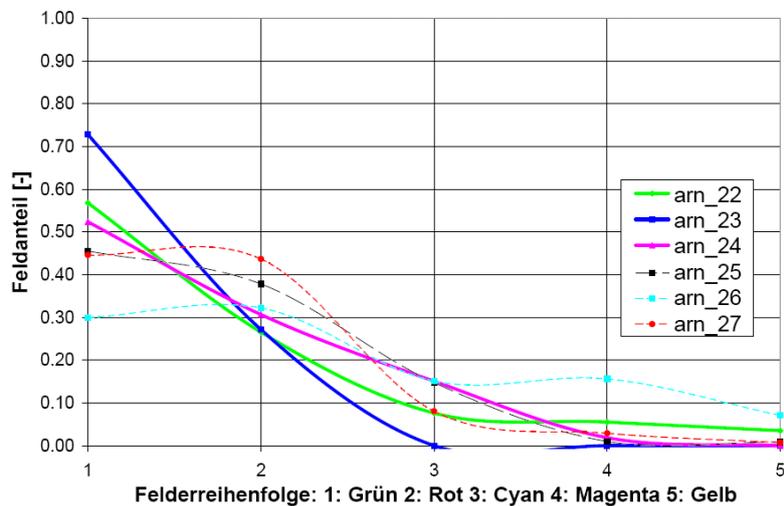


Abb. 7.51: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 0.25 kN (Modell-Last). Durchgezogene Linien entsprechen den Versuchen auf Aluminium.

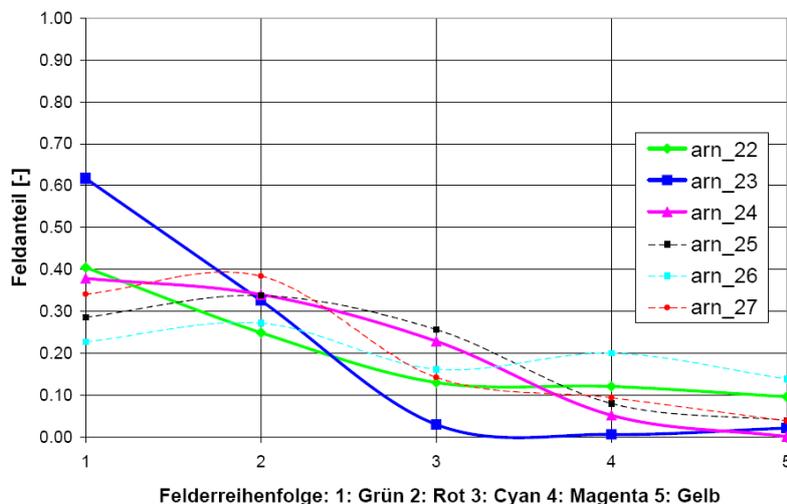


Abb. 7.52: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 0.50 kN (Modell-Last)

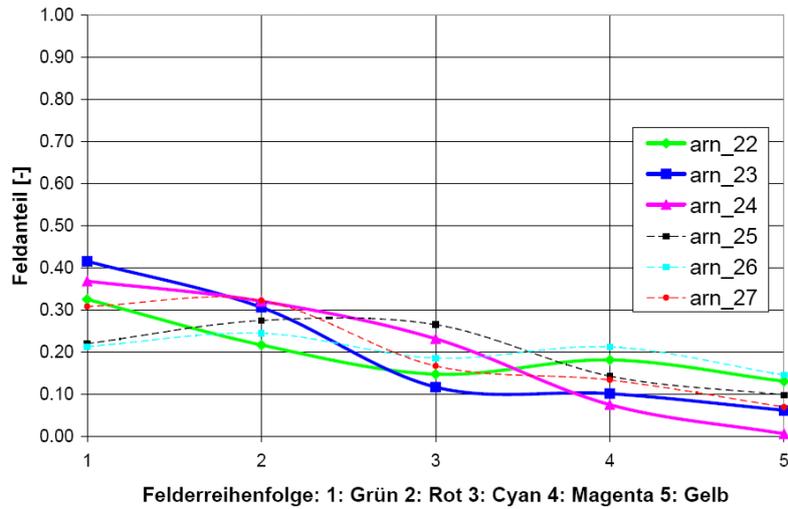


Abb. 7.53: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 1.00 kN (Modell-Last)

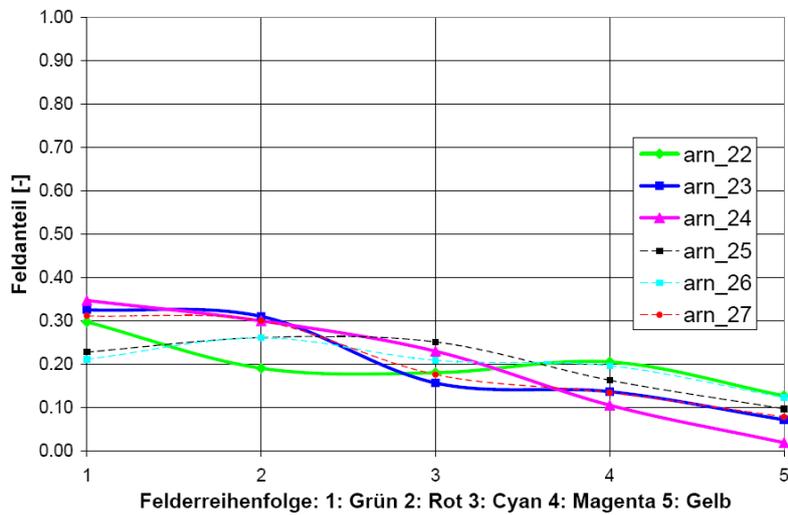


Abb. 7.54: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 2.00 kN (Modell-Last)

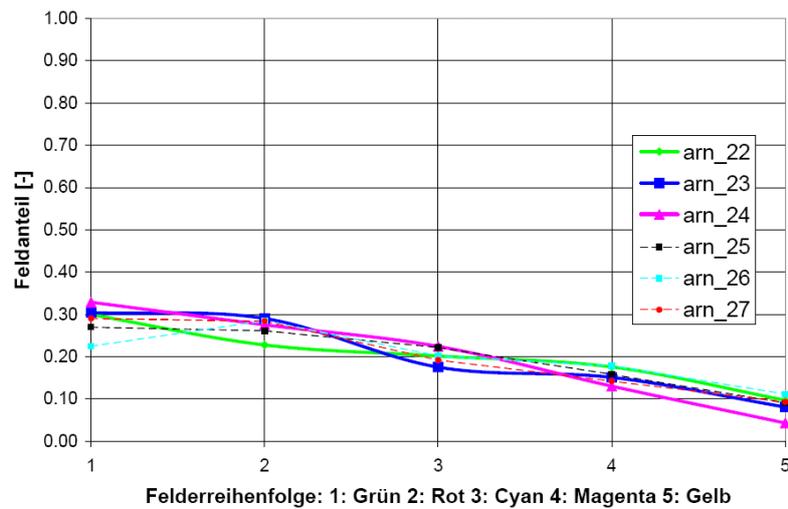


Abb. 7.55: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 4.00 kN (Modell-Last)

In den Abb. 7.51 bis Abb. 7.55 beschreiben die Versuche "arn_22" bis "arn_24" die Versuche an Aluminium-Platten und die Versuche "arn_25" bis "arn_27" stehen für die Versuche an Beton-Platten. Man erkennt, dass die Beton-Platten bei kleineren Lasten in den äusseren Feldern weniger Last abtragen als die Aluminium-Platten. Je grösser die Last wird, desto besser stimmt das Verhalten der beiden Plattentypen überein. Insofern besteht also eine Materialabhängigkeit in den Versuchsergebnissen. Da die Platten anhand der Biegesteifigkeit skaliert wurden, könnte das unterschiedliche Scherverhalten von Aluminium und Beton als Ursache für den Verhaltensunterschied verantwortlich sein. Der Schubmodul G [N/mm²] eines Materials kann anhand des Elastizitätsmoduls E [N/mm²] und der Querdehnzahl ν [-] folgendermassen bestimmt werden:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad 7.2$$

Für Beton ergibt sich mit einem E-Modul von 38'900 N/mm² und einer Querdehnzahl ν von 0.17 ein Schubmodul G von 16'624 N/mm². Für Aluminium ergibt sich mit einem E-Modul von 69'000 N/mm² und einer Querdehnzahl ν von 0.34 ein Schubmodul G von 25'746 N/mm², was einer Erhöhung des Schubmoduls von 54.9 % der Aluminiumplatte gegenüber der Betonplatte entspricht. Die Beziehung zwischen Schubspannung und Schubverzerrung ist nachfolgend beschrieben:

$$\tau = G \cdot \gamma \quad 7.3$$

- τ : Schubspannung [N/mm²]
- G : Schubmodul [N/mm²]
- γ : Schubverzerrung (Winkel) [rad]

Bei vergleichbarer Schubspannung, wobei im Betonquerschnitt die Schubspannung bei gleicher Einwirkung etwas kleiner ist, da der Querschnitt etwas grösser ist, erfährt der Betonquerschnitt die grössere Schubverzerrung γ . Das heisst, dass der Betonquerschnitt quer zur Belastung trotz der kleineren Querdehnzahl als Aluminium über eine kleinere Steifigkeit verfügt als der Aluminiumquerschnitt. Durch diese verminderte Steifigkeit könnte sich quer zu Belastungsbeginn ein weniger steifes Verhalten der Foundation einstellen, was in den Graphiken anhand der weniger belasteten Randfelder bei den Betonplatten sichtbar ist. Dem ist zu entgegen, dass die Schubverformung verglichen zur Biegeverformung klein ist, weshalb sie bei Verformungsberechnungen mit der Arbeitsgleichung (Sayir, 2001) häufig nicht berücksichtigt wird. Der Effekt des Schwindens (vgl. Kapitel 2.3.1) und die damit verbundene Rissbildung könnte die Biegesteifigkeit der Betonplatte vermindert haben, wodurch das weichere Verhalten ebenfalls erklärt werden könnte. Solche Schwindverformungen wurden nicht bestimmt.

Diese Abhängigkeit ändert aber an der generellen Aussage des Verhaltens der Foundations-Platten nichts. Der Unterschied des Tragverhaltens von Beton- und Aluminium-Platten wird auch in den Abb. 7.56 und Abb. 7.57 sichtbar, wobei der Versuch "arn_22" stellvertretend für die Versuche an Aluminium gezeigt wird.

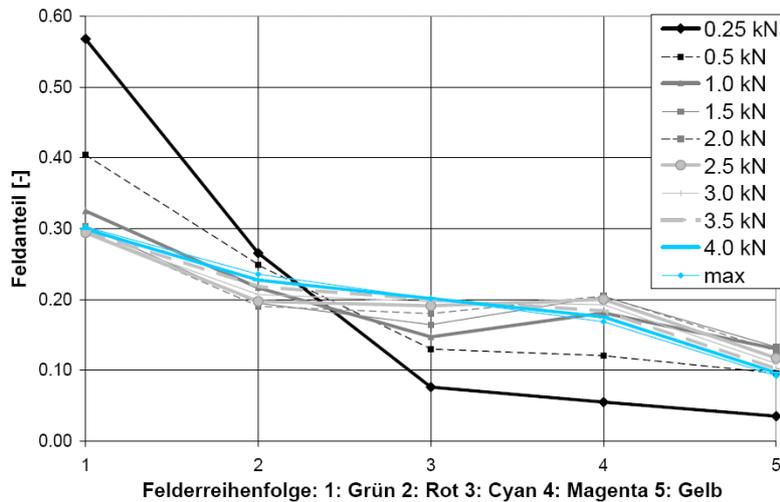


Abb. 7.56: Versuch "arn_22": Felderanteile je nach Laststufe

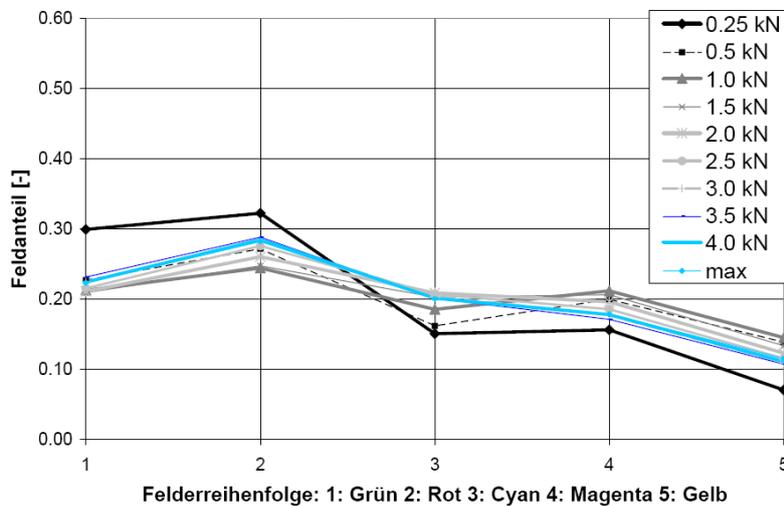


Abb. 7.57: Versuch "arn_26": Felderanteile je nach Laststufe

Ergebnisse anhand der Last- und Setzungsmessungen

In Abb. 7.58 ist deutlich zu erkennen, dass die Versuche bei gleichem g-Niveau und gleichem Prototyp die gleiche Last-Setzungs-Kurve ergeben, unabhängig vom Material. Der Versuch "arn_22" wurde nicht, wie alle anderen, bei 25g, sondern bei 50g durchgeführt. Dadurch ergibt sich bei gleicher aufgebrachtter Spannung (ca. 350 kPa) eine grössere Setzung, da es sich im Prototyp um ein doppelt so grosses Fundament handelt. Insofern zeigen die Versuche eine gute Übereinstimmung auf.

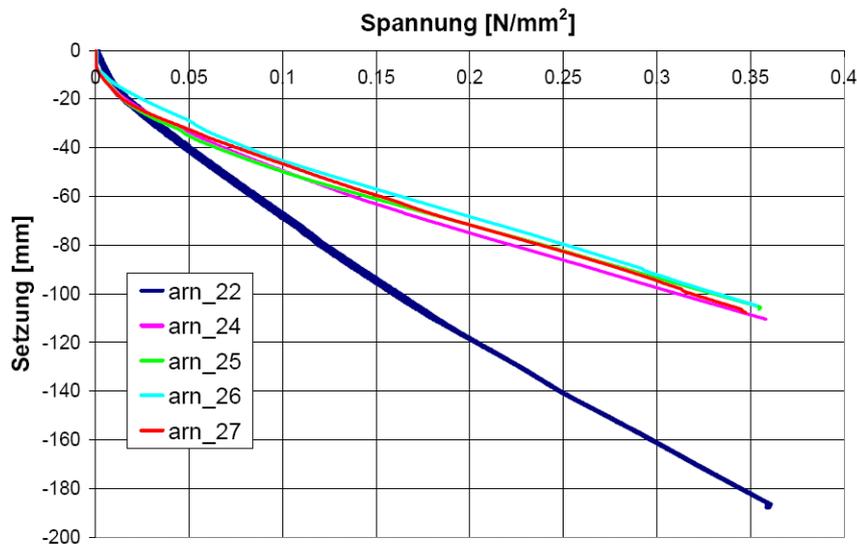


Abb. 7.58: Last-Setzungs-Kurven für die Beton-Platten-Versuche. Zur besseren Übersicht sind nur die Belastungsäste dargestellt.

Ergebnisse anhand der Dehnmessstreifen-Messungen

Es wurden lediglich bei einer Betonfundation zwei Dehnmessstreifen appliziert. Die Interpretation der Messdaten führt zu keinem aufschlussreichen Ergebnis, da die Betonplatte nach dem Versuch einen sichtbaren Haar-Riss aufwies, alle weiteren untersuchten Betonplatten wiesen keine Risse auf. Ausserdem ist die DMS-Aufzeichnung einem starken Rauschen unterworfen und nicht zweifelsfrei interpretierbar.

Bemerkungen zu den Betonplatten-Versuchen

Bis auf einen Haar-Riss an einer Betonplatte konnten keine Risse festgestellt werden. Das heisst, dass das für den Massivbau wichtige Reiss-Verhalten des Betons in den Versuchen nicht gezeigt werden konnte. Es wurden zwar leichte Abweichungen im Verhalten der Fundationen je nach Material festgestellt, aber noch viel wichtiger ist die durch die Risse bedingte Steifigkeitsabnahme in der Betonplatte, welche die Sohlspannungsverteilung verändern könnte und damit einen grossen Einfluss auf die Beanspruchung nehmen würde.

Um Betonplatten in Modellgrösse für Zentrifugenversuche herstellen zu können, braucht es weitergehende Überlegungen. Vermutlich ist die Faserbewehrung, wie sie hier angewandt wurde, nicht der richtige Weg, da so im ganzen Betonquerschnitt die Zugfestigkeit erhöht wird. Stabbewehrungen in dieser Grösse herzustellen, welche einen vollen Verbund mit dem Beton gewährleisten können, dürfte jedoch bei den hier untersuchten Dimensionen schwierig sein.

7.8 Versuche an unterschiedlichen Bodenstrukturen

Nicht nur die Fundationssteifigkeit hat einen Einfluss auf die Sohldruckverteilung von Flachfundationen. Auch der Boden verfügt je nach seiner Entstehung und seiner Spannungsgeschichte über eine grössere oder kleinere Steifigkeit, welche die Sohldruckverteilung beeinflusst. Deshalb ist es das Ziel zu sehen, welche Effekte ein anderes Bodenmaterial oder ein stratigrafisch anders aufgebauter Boden auf die Sohldruckverteilung hat. Daher werden nicht nur Versuche auf Perth-Sand sondern auch auf abweichenden Bodenstrukturen durchgeführt. Nachfolgende Tabelle 7-5 gibt einen Überblick über die verschiedenen Versuche, welche im Rahmen einer Masterarbeit (Arnold et al., 2010; Espinosa, 2009) durchgeführt wurden.

Tabelle 7-5: Zusammenstellung der Versuche zur Untersuchung des Einflusses von verschiedenen Bodeneigenschaften

Versuchsname	Bodenmaterial	Fundation	Bemerkungen
na_ton	Birmensdorfer Ton	Einzelfundament; d = 4 mm	
arn_40	Perth Sand	Einzelfundament; d = 4 mm	Fels 20° geneigt
arn_40a	Perth Sand	Einzelfundament; d = 4 mm	Fels horizontal (auf 6 cm Tiefe)
arn_40b	Perth Sand	4-fach ausgesteif- tes Fundament	Fels horizontal (auf 6 cm Tiefe)
arn_41	Perth Sand	4-fach ausgesteif- tes Fundament	Fels 12° geneigt
arn_36	Perth Sand	Einzelfundament; d = 4 mm	Höhere Lage- rungsdichte ($\gamma_d = 17.04 \text{ kN/m}^3$); Rütteltisch
arn_37	Perth Sand	Einzelfundament; d = 4 mm	Höhere Lage- rungsdichte ($\gamma_d = 16.82 \text{ kN/m}^3$); Presse

7.8.1 Versuchsergebnisse

Ergebnisse anhand der Tekscan-Messungen

Für die Anordnung der Felsoberflächen sei auf die Abb. 7.66 bis Abb. 7.67 verwiesen. Die Modellierung des horizontalen Felshorizontes geschieht, indem weniger Sand in den Container eingefüllt wird. Die Modellierung der geneigten Felshorizonte in den Containern ist etwas komplexer. Es müssen rechteckige Container verwendet werden, in welchen ein Holzklotz mit der benötigten Neigung eingebaut und verschraubt wird (vgl. Abb. 7.59). Die Verschraubung ist deshalb wichtig, da durch das Einfüllen von Wasser der Holzklotz Auftrieb erfährt und während dem Test sonst aufschwimmen könnte. In der Zentrifuge ist die Fundation so auf den geneigten Felshorizonten angeordnet, dass in Fundationsmitte eine 3 m dicke Sandschicht besteht (vgl. Abb. 7.62).

Die Versuche "arn_36" und "arn_37" wurden bei erhöhter Lagerungsdichte durchgeführt, wobei anzumerken ist, dass es schwierig ist, den Perth-Sand zu verdichten, da es sich um ein sehr gleichkörniges Material handelt, welches ausserdem schon bei einer relativen Lagerungsdichte von über 60% in die Zentrifuge eingerieselt wird. Das Bodenmodell des Versuchs "arn_36" wurde auf dem Rütteltisch verdichtet. Das Bodenmodell des Versuchs "arn_37" wurde mit einer statischen Presse bei einer Last von 200 kPa vorbelastet. Auf dem Rütteltisch konnte eine Setzung der Oberfläche von 3 mm festgestellt werden; unter der Presse 1 mm (die Lagerungsdichte wurde lediglich nach dem Versuch bestimmt).

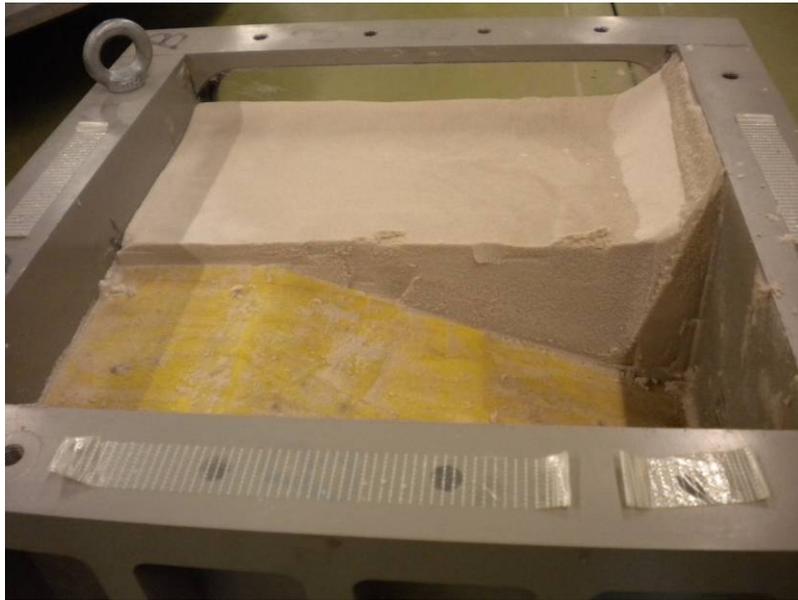


Abb. 7.59: Bodenmodell mit geneigter Felsoberfläche, die anhand eines vorfabrizierten Holzstücks simuliert wird.

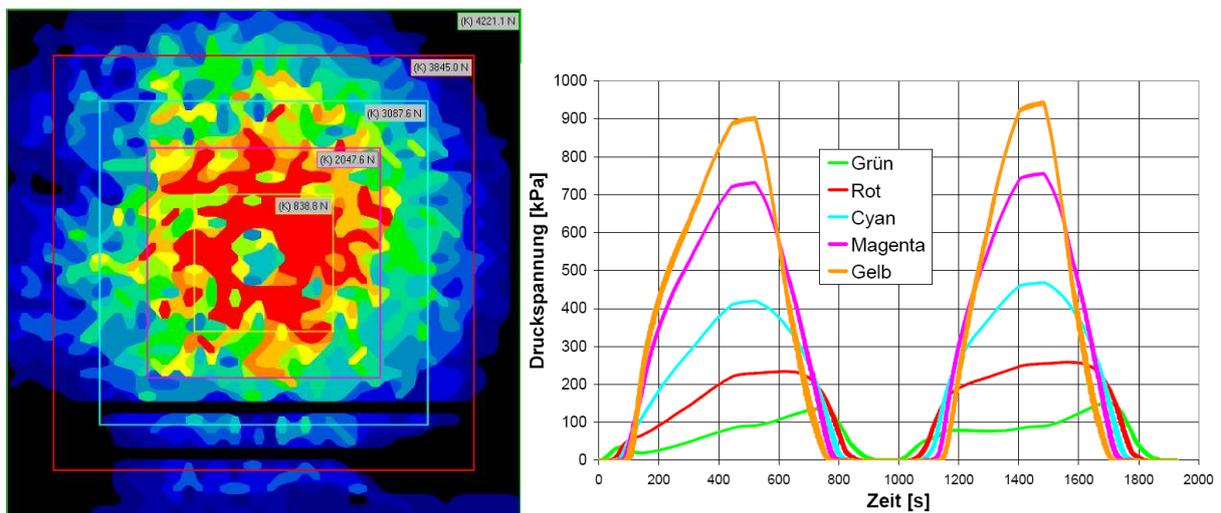


Abb. 7.60: Versuch "arn_40a" (Einzelfundament) auf Sandboden mit horizontalem Felshorizont in einer Prototyp-Tiefe von 3 m (gemäss Abb. 7.66) bei einer Last von 4.2 kN

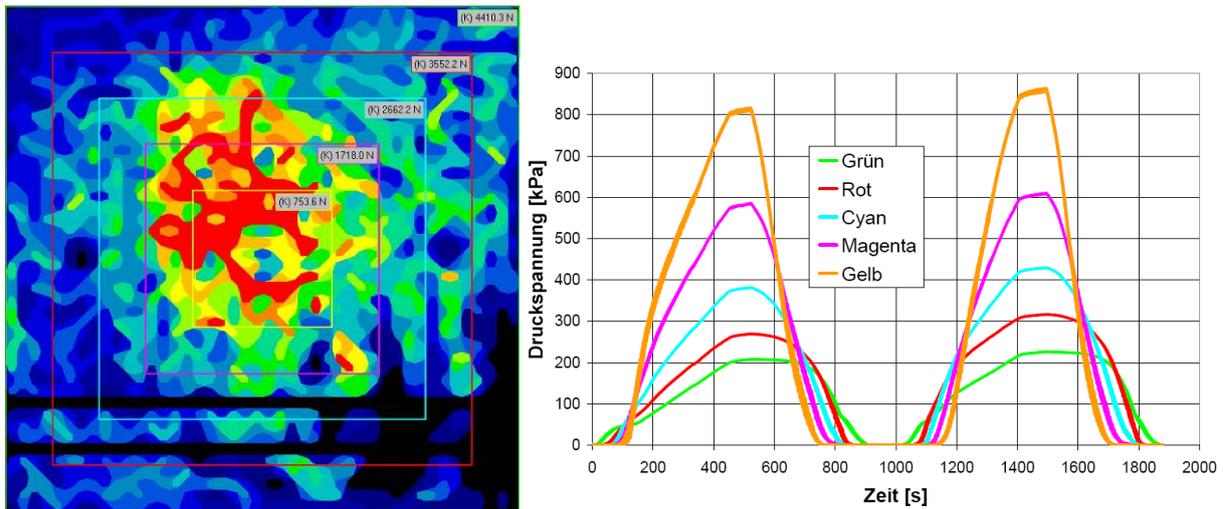


Abb. 7.61: Versuch "arn_40b" (vierfach ausgesteiftes Fundament) mit horizontalem Felshorizont in einer Prototyp-Tiefe von 3 m (gemäss Abb. 7.66) bei einer Last von 4.4 kN

Die Abb. 7.60 und Abb. 7.61 zeigen das gewohnte Bild für Einzel- und vierfach ausgesteifte Fundamente. Was man beim Versuch "arn_40a" erkennen kann, ist das leicht schlaffere Verhalten gegenüber dem Versuch "arn_30". Dies ergibt sich aus der dünneren zusammendrückbaren Bodenschicht und der damit höheren Steifigkeit des Untergrundes.

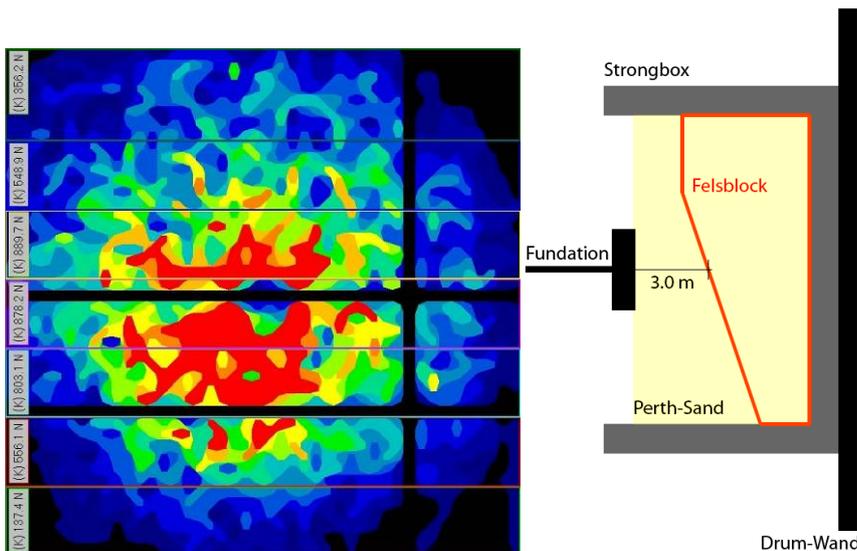


Abb. 7.62: Versuch an einem Einzelfundament mit 20° geneigter Felsoberfläche ("arn_40") bei einer Last von 4.61 kN. Felder Reihenfolge von unten nach oben: Hell-Grün; Rot; Cyan; Magenta; Gelb; Blau; Dunkel-Grün. Rechts: Tekscan-Messung; Links: Situation Versuch. In der Tekscanaufzeichnung entspricht die obere Seite (Dunkel-Grün) dem oberen Teil der Fundation in der Situation rechts (minimale Schichtdicke im dunkelgrünen Feld = 1.05 m).

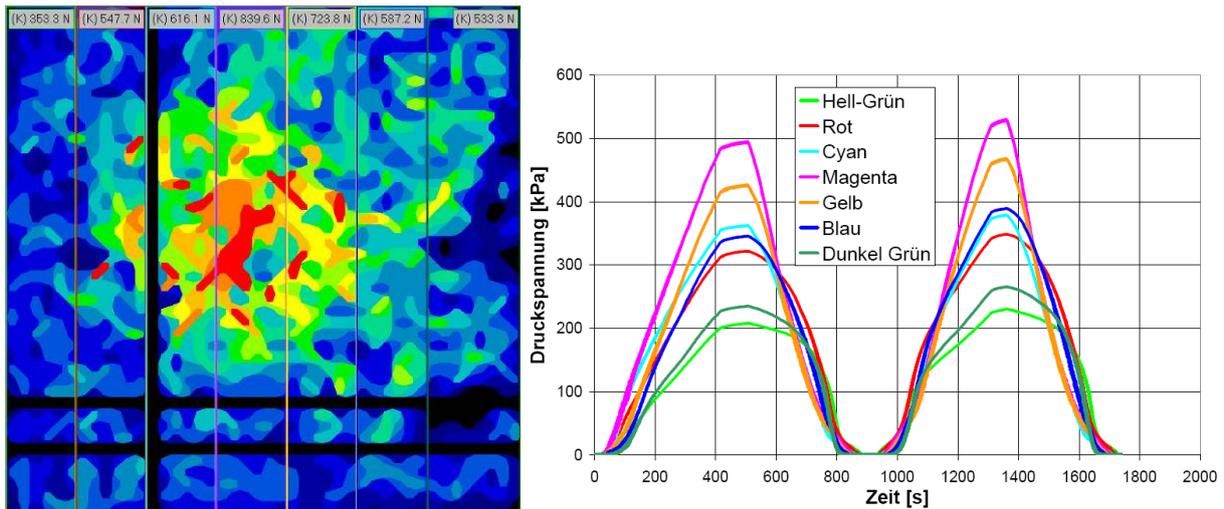


Abb. 7.63: Versuch an einem vierfach ausgesteiften Fundament mit 12° geneigter Felsoberfläche ("arn_41") bei einer Last von 4.2 kN. Felderreihefolge von links nach rechts: Hell-Grün; Rot; Cyan; Magenta; Gelb; Blau; Dunkel-Grün

Die Abb. 7.62 und Abb. 7.63 zeigen, dass der Einfluss der geneigten Felsoberfläche kleiner ist, als der Einfluss der Fundamentstruktur. Dies sieht man vor allem deutlich am Versuch "arn_41" mit einer vierfach ausgesteiften Fundation. Beim Einzelfundament ist die Lastkonzentration ein wenig Richtung tieferer Sandschicht hin verschoben. Beim Versuch "arn_40" ist die Tekscan-Aufzeichnung einem grossen Rauschen unterworfen, weshalb die Kurven hier nicht gezeigt werden.

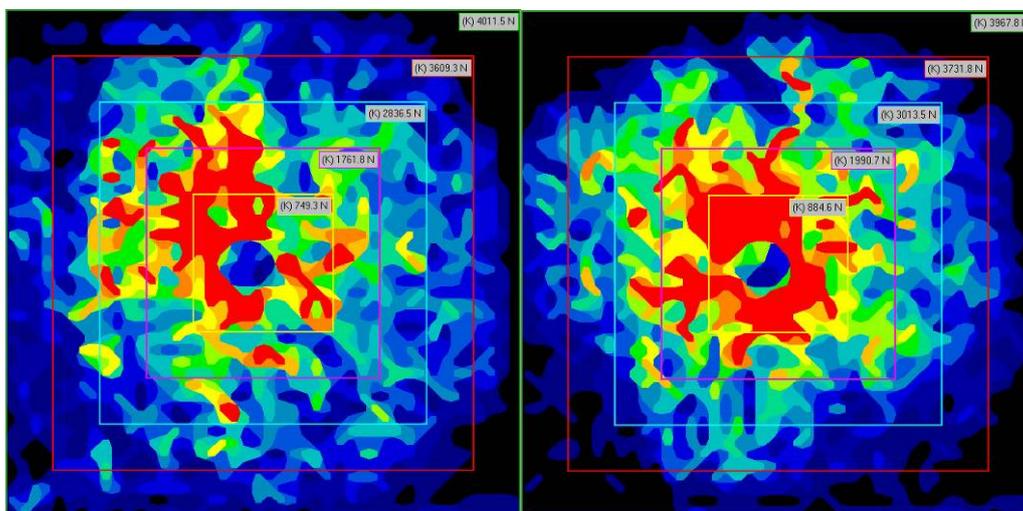


Abb. 7.64: Links: Sohlspannungsverteilung für Versuch arn_36 bei 4.0 kN (Verdichtung auf dem Rütteltisch); Rechts: Spannungsverteilung für Versuch "arn_37" bei 4.0 kN (Vorbelastung unter der Presse)

Anhand der Abb. 7.64 erkennt man gewisse Unterschiede in der Sohlspannungsverteilung der beiden Versuche. Der Versuch "arn_37" zeichnet ein deutlich schlafferes Verhalten als der Versuch "arn_36". Anhand dessen liegt der Schluss nahe, dass beim Versuch "arn_37" eine höhere Lagerungsdichte erreicht wurde als bei "arn_36", da die Platte mit steigender Steifigkeit des Bodens immer schlaffer reagiert. Das Bodenmodell vom Versuch "arn_36" verfügt über ein Trockenraumgewicht von 17.04 kN/m^3 und das Bodenmodell vom Versuch "arn_37" verfügt über ein Trockenraumgewicht von 16.82 kN/m^3 . Die höhere Steifigkeit in "arn_37" muss daher von der Vorbelastung und der damit verbundenen Ausrichtung der Bodenkörner zu tun ha-

ben; denn eine Vorbelastung hat das Bodenmodell des Versuchs "arn_36" nicht erfahren; es verfügt lediglich über eine höhere Lagerungsdichte.

Ergebnisse anhand der Last-Setzungsmessungen

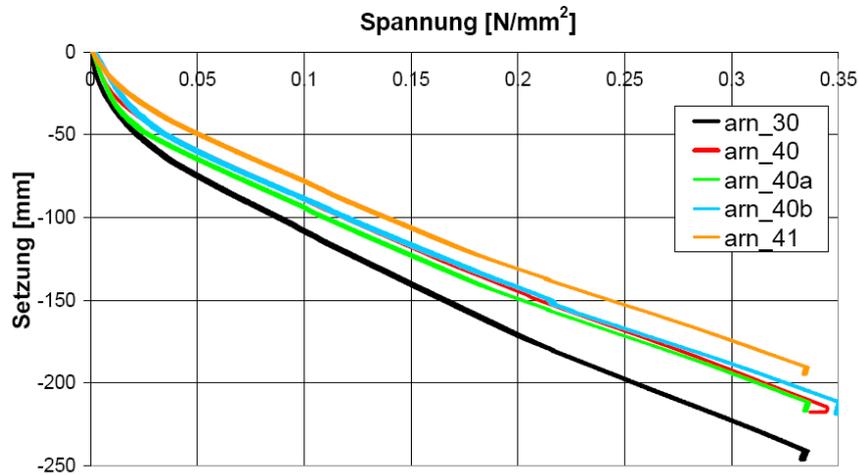


Abb. 7.65: Last-Setzungskurven für die Versuche mit Felshorizonten (horizontal und geneigt)

Anhand der Abb. 7.65 erkennt man, dass ein horizontaler Felshorizont (Versuche arn_40a und arn_40b) einen aussteifenden Effekt auf das Fundationssystem hat. Dies rührt vor allem daher, dass die Dicke der zusammendrückbaren Schicht kleiner geworden ist (3 m anstatt 7.5 m), womit auch die Setzungen kleiner werden müssen. Anhand der Verringerung der Schichtdicke müsste die Setzung viel kleiner ausfallen als im Versuch festgestellt. Der Unterschied beträgt lediglich ca. 3 cm. Einen scheinbar grösseren Einfluss als die Anwesenheit von Fels hat die Fundamentstruktur selbst. Dies erkennt man an Versuch "arn_41", welcher über ein vierfach ausgesteiftes Fundament verfügt. Diese höhere Steifigkeit kommt natürlich auch von der hohen Felsoberfläche, wie man in Abb. 7.67 erkennt. Wird der Versuch "arn_40" anhand der Abb. 7.67 betrachtet, so fällt auf, dass trotz der grösseren Beeinflussung der Spannungsausbreitung durch den geneigten Felshorizont, als durch den horizontalen, die Steifigkeit nicht zunimmt. Dies ergibt den Schluss, dass die Fundamentstruktur, wie sie für die Versuche "arn_40b" und "arn_41" ausgesteift wurde, einen erheblich grösseren Einfluss auf das Last-Setzungs-Verhalten hat als die Bodenstruktur.

Diese Erkenntnis, dass die Verringerung der zusammendrückbaren Schicht um mehr als 50 % nur einen sehr kleinen Effekt auf die Versuchsergebnisse, was die Last-Setzungs-Kurve angeht, hat, ist im Zusammenhang mit dem ganzen Versuchsaufbau und der Wahl der Grösse der Bauteile wichtig: Die Grösse der Bodenplattenmodelle ist für den gewählten Container, in dem das Bodenmodell hergestellt wird, eigentlich zu gross. Dies zeigt die Abb. 7.66, in der die Ausbreitung der Druckspannungen anhand des Fundamentenversuchs dargestellt ist. Da der Effekt der Verringerung der zusammendrückbaren Schicht aber angesichts der Versuchsergebnisse der Versuche "arn_40a" und "arn_40b" klein ist, kann er für den zu kleinen Container vernachlässigt werden, da die zusätzliche, setzungserzeugende Spannung mit grösserer Tiefe immer mehr abnimmt. Dies zeigt Abb. 7.66, wo die Druckspannung ein Niveau von ca. 130 kPa auf der erhöhten Felsoberfläche aufweist. Die Druckspannung von 40

kPa auf dem Container-Boden ist erheblich kleiner, weshalb auch der Einfluss der Steifigkeit umso kleiner werden muss.

In Abb. 7.66 sind, wie bereits erwähnt, die Spannungsausbreitungen aufgrund der Fundamentbelastungen dargestellt. Die Ermittlung der Spannungsverteilung erfolgt dabei nach Boussinesq (1885). Es handelt sich also um ein linear-elastisches Modell und darf deshalb nur als Anhaltspunkt für die tatsächliche Spannungsverteilung aufgrund der Fundamentlast betrachtet werden. Die jeweils grülichen Bereiche entsprechen den Bereichen, die im Versuch als steif zu definieren sind.

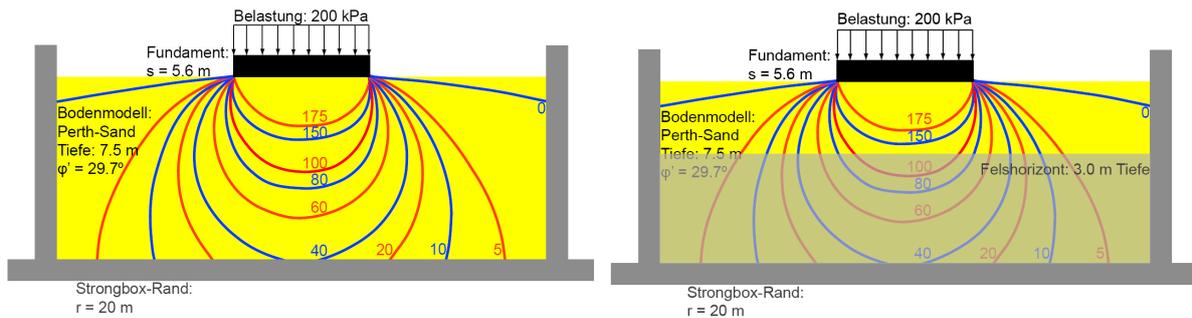


Abb. 7.66: Links: Situation der Spannungsausbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für beispielsweise Versuch "arn_30"); Rechts: Situation der Spannungsausbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felschizont auf 3.0 m Tiefe. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für die Versuche "arn_40a" & "arn_40b")

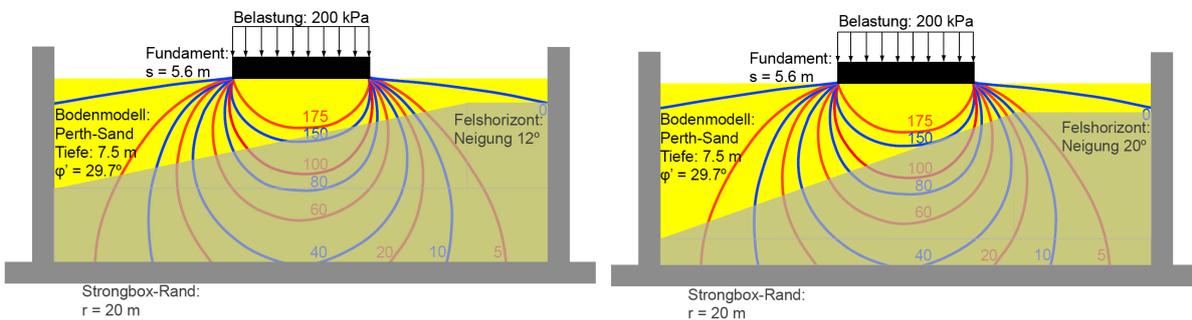


Abb. 7.67: Links: Situation der Spannungsausbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felschizont, der um 12° geneigt ist. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für Versuch "arn_41"); Rechts: Situation der Spannungsausbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felschizont, der um 20° geneigt ist. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für Versuch "arn_40")

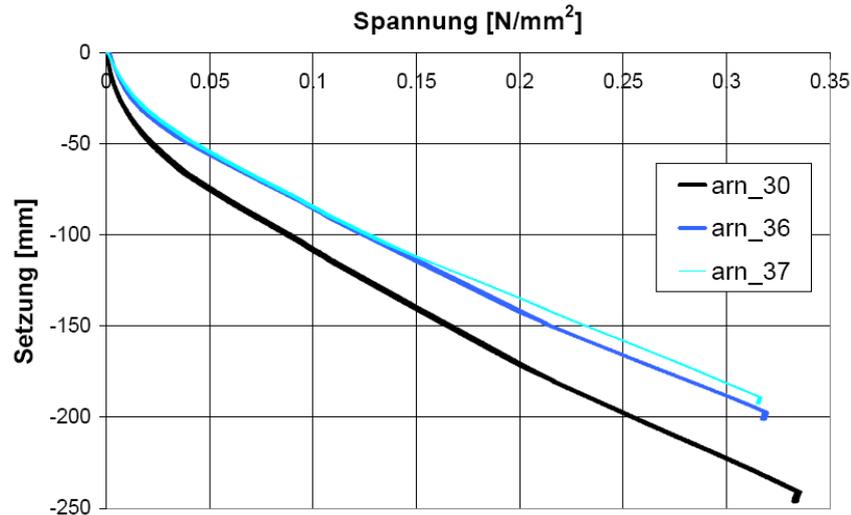


Abb. 7.68: Last-Setzungs-Kurven für die Versuche mit höherer Lagerungsdichte

Abb. 7.68 ergibt das gewohnte Bild, dass die Steifigkeit des Foundationssystems ansteigt; hier aufgrund der höheren Lagerungsdichte des Bodens. Also hat auch die Lagerungsdichte einen Einfluss auf das Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen; wie das auch zu erwarten war. Der Referenzversuch (arn_30) zeigt eine ca. 25% höhere Setzung als die Versuche "arn_36" und "arn_37". Der Versuch "arn_37" zeigt die grösste Steifigkeit, obwohl das Trockenraumgewicht γ_d mit 16.82 kN/m^3 nur unwesentlich vom Trockenraumgewicht γ_d des Versuches "arn_30" mit 16.72 kN/m^3 abweicht. "arn_37" wurde aber mit 200 kPa vorbelastet, was beim Versuch "arn_36" nicht gemacht wurde. Dieser wurde mit einem Rütteltisch auf ein Trockenraumgewicht γ_d von 17.04 kN/m^3 verdichtet. Dies zeigt, dass nicht nur die Lagerungsdichte selbst einen Einfluss auf das Last-Setzungs-Verhalten der Foundation hat, sondern auch die Spannungsgeschichte des Bodens selbst einen Einfluss auf da Verhalten ausübt.

Versuch auf Birmensdorfer Ton – Ergebnisse

Die Verwendung von Ton, als Bodenmaterial für Versuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Flachfundationen, erfordert die Kenntnis des generellen Verhaltens von feinkörnigen Böden. Bei den Versuchen auf Sand ist das Bodenverhalten aufgrund statischer Belastungen aus Fundationen immer drainiert, unabhängig ob und wo sich der Grundwasserspiegel befindet. Das heisst, es können sich aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Sandbodens keine Porenwasserüberdrücke einstellen. Somit hat eine totale Spannungsänderung $\Delta\sigma$ aufgrund einer Fundationslast immer direkt eine Änderung der effektiven Spannungen $\Delta\sigma'$ im selben Mass zur Folge. Es gilt deshalb:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' \quad 7.4$$

Feinkörniger Boden hingegen verhält sich zu Belastungsbeginn undrainiert. Durch die geringe Durchlässigkeit bauen sich Porenwasserüberdrücke Δu auf, welche erst mit der Zeit durch die geringe Durchlässigkeit abgebaut werden. Dadurch hat eine totale Spannungsänderung $\Delta\sigma$ zu Beginn keine Änderung der effektiven Spannungen $\Delta\sigma'$, sondern nur eine Änderung des Porenwasserdruckes Δu zur Folge. Daher gilt zu Belastungsbeginn:

$$\Delta\sigma = \Delta u$$

$$\Delta\sigma' = 0$$

Die Gleichung 7.4 gilt erst nach Abschluss der Konsolidation. Als Konsolidation ist der Vorgang zu verstehen, bei welchem die Porenwasserüberdrücke Δu abgebaut werden, womit die effektiven Spannungen erhöht werden. Im nachfolgenden Versuch spielt die Konsolidation eine entscheidende Rolle. Das Last-Setzungs-Verhalten wird dadurch massgebend beeinflusst.

Der Versuch auf Birmensdorfer Ton umfasst eine Konsolidationszeit unter der statischen Presse von ca. 4 Wochen bis zu einer Spannung von 200 kPa (vgl. Anhang 15.4), eine Konsolidationszeit von ca. 12 Stunden bei 50 facher Erdbeschleunigung in der Zentrifuge, ein erster Belastungsschritt mit dem Einzelfundament mit einer Plattendicke von 4 mm bis zu einer Prototyp-Last von 1500 kN bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 0.01 mm/s, einer erneuten Konsolidationszeit der ersten Belastungsstufe von ca. 6.4 Stunden und einer zweiten Belastungsstufe mit der selben Belastungsgeschwindigkeit bis zu einer Prototyp-Last von ca. 4500 kN, dessen Konsolidation nicht mehr abgewartet wurde (Arnold et al., 2010).

Zunächst wird das Last-Setzungs-Verhalten über die verschiedenen Laststufen betrachtet (vgl. Abb. 7.69 und Abb. 7.70). Bis zur Last von 1500 kN erfährt die Fundation eine undrainierte Setzung von ca. 70 mm. Dieses Ergebnis folgt interessanterweise nicht den Ergebnissen von Osman & Bolton (2004), welche eine Methode zur Bestimmung von undrainierten Setzungen von Flachfundationen entwickelten. Danach wird bei konstanter Last von 1500 kN die Konsolidation abgewartet. Das heisst also, dass ab diesem Punkt der Abbau der Porenwasserüberdrücke und die damit ansteigenden Setzungen, aufgrund der steten Erhöhung der effektiven Spannungen σ' , aufgezeichnet werden. Man erkennt in Abb. 7.69 dieser stete Zuwachs der Setzungen bis auf ca. 120 mm aufgrund dieser Konsolidation. Bei der zweiten Belastungsstufe (vgl. Abb. 7.70) wird wiederum zuerst undrainiert bis auf ca. 4500 kN belastet. Diese Konsolidation wurde nicht mehr vollständig abgewartet.

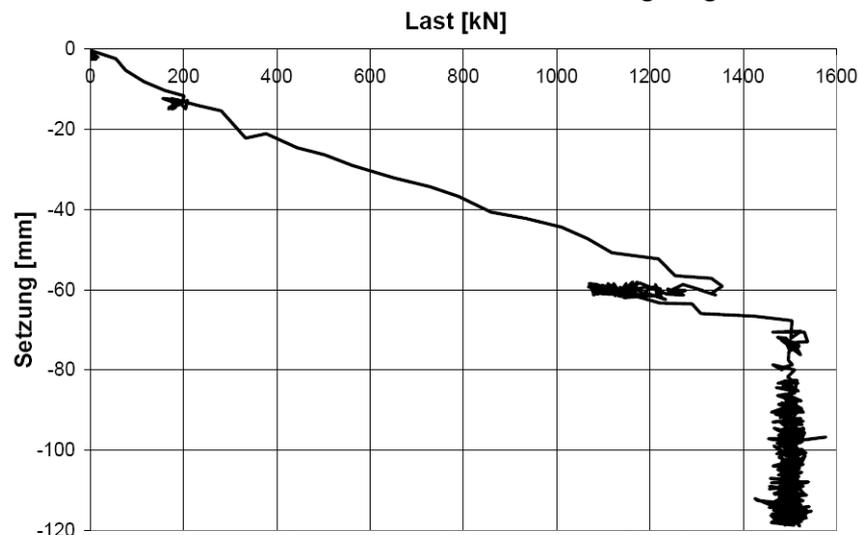


Abb. 7.69: Last-Setzungs-Kurve des Fundamentversuches auf Birmensdorfer-Ton. 1. Belastungsstufe

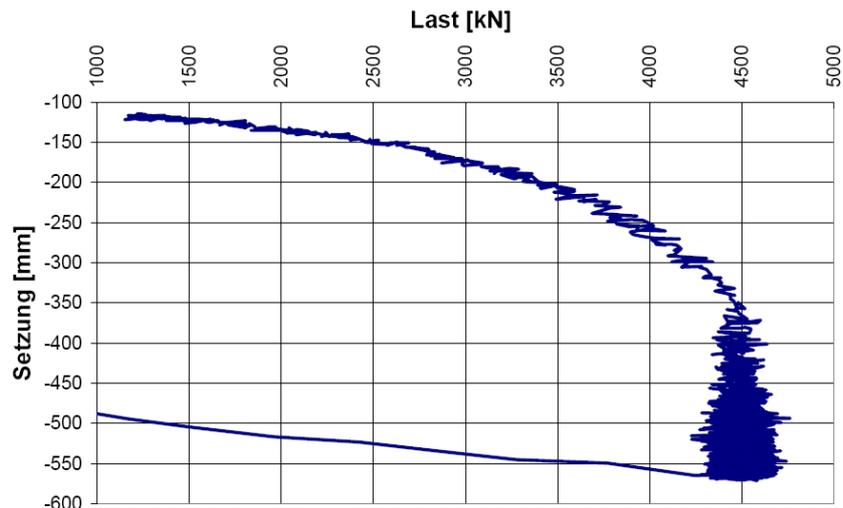


Abb. 7.70: Last-Setzungs-Kurve des Fundamentversuches auf Birmensdorfer-Ton. 2. Belastungsstufe

Die Abb. 7.71 und Abb. 7.72 zeigen, dass sich mit der Konsolidation der Laststufe die Sohlspannungsverteilung verändert. Man sieht, dass im Zuge der Konsolidation das grüne Feld (ganz aussen) gegenüber dem gelben Feld (bei der Lasteinleitung) an Spannung gewinnt. Das heisst also, dass die Spannungsverteilung mit fortschreitender Konsolidation im Verhalten steifer wird, da sich die Spannungen mehr an den Rändern konzentrieren. Wird die Steifigkeit des Bodens mit der Konsolidationsdauer betrachtet (vgl. Abb. 7.73), fällt auf, dass der globale Zusammendrückungsmodul M_E mit zunehmender Konsolidation abnimmt, weshalb nach der Formel für die Systemsteifigkeit (vgl. Gleichung 3.9) das Verhalten der Foundation steifer wird.

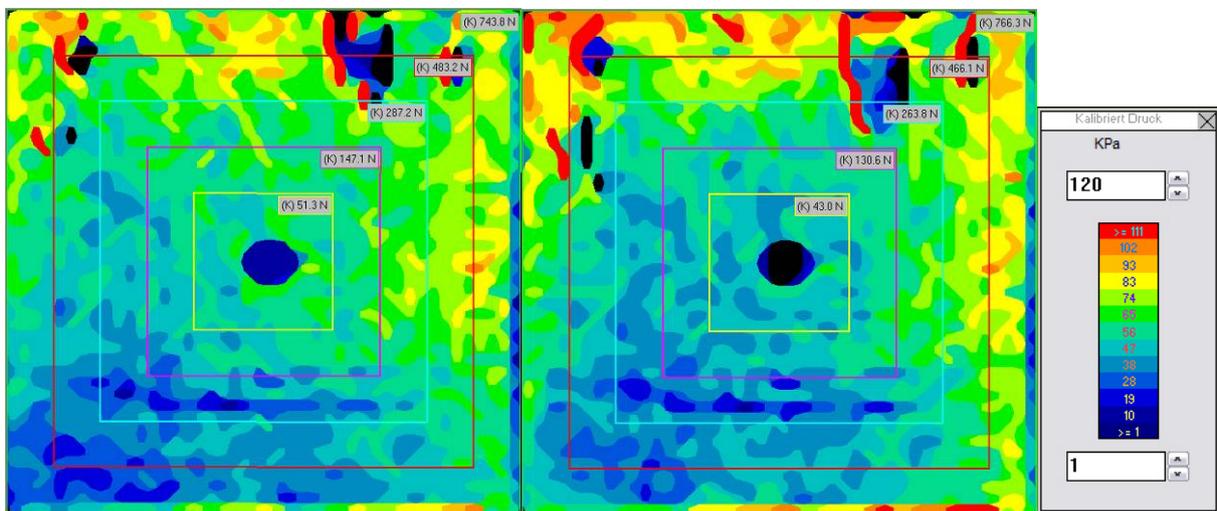


Abb. 7.71: Links: Spannungsverteilung bei Konsolidationsstart (1. Laststufe = 1500 kN);
Mitte: Spannungsverteilung bei Konsolidationsende; Rechts: Tekscan-Auflösung

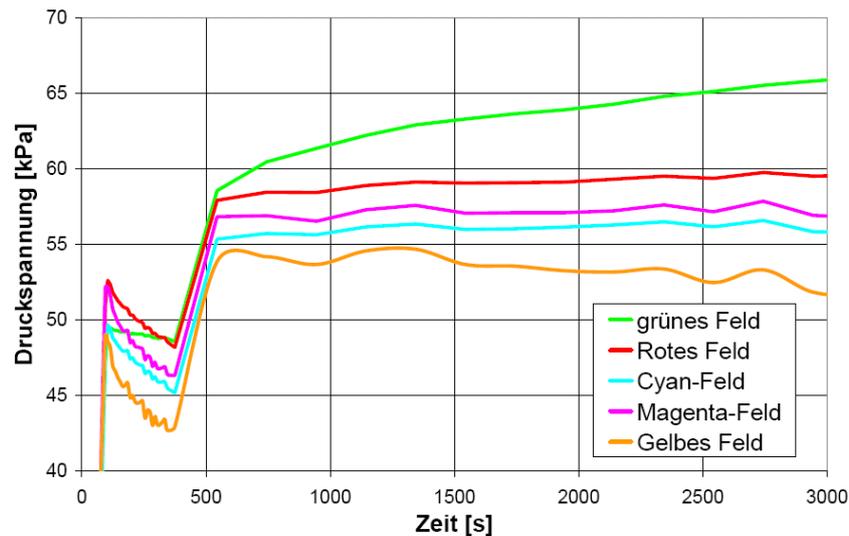


Abb. 7.72: Verlauf der Sohlspannungen der verschiedenen Felder mit der Konsolidation der 1. Laststufe

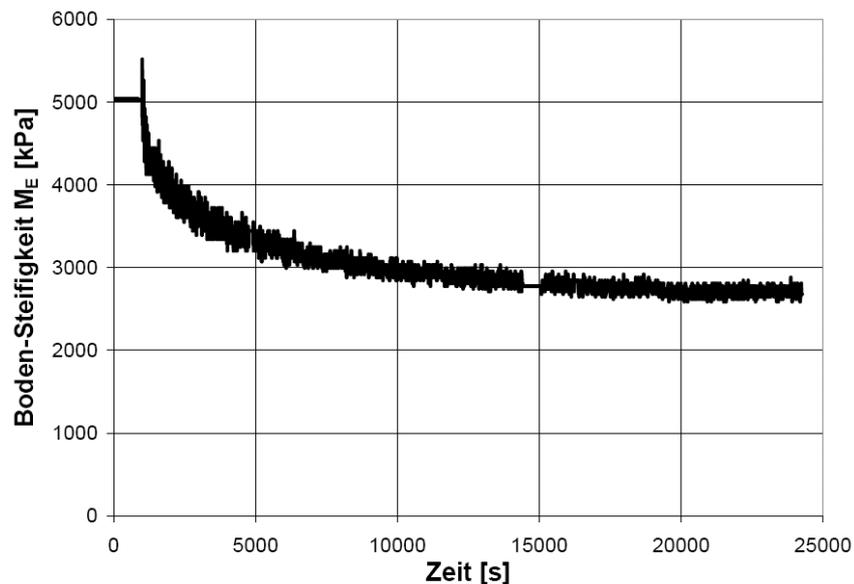


Abb. 7.73: Verlauf der Boden-Steifigkeit (globaler Zusammendrückungsmodul M_E) während der Konsolidationsphase der 1. Belastungsstufe

Man würde für einen Tonboden eigentlich erwarten, dass der M_E -Wert mit fortschreitender Konsolidation zunimmt, wie das auch für den ebenfalls feinkörnigen Boden aus Alpnach (vgl. Kapitel 5.1) im Ödometerversuch beobachtet werden kann. Die Auswertung des in Abb. 7.73 dargestellten M_E -Wertes richtet sich aber nach einem Plattendruckversuch und ist deshalb keine eindimensionale Steifigkeit. Weiter wurde jeweils die gesamte Stauchung zur Berechnung des M_E -Wertes herangezogen. Da die Setzung im Verlauf des Versuches immer grösser wird, muss deshalb die Steifigkeit immer kleiner werden.

Wird die Last-Setzungs-Kurve in Abb. 7.69 betrachtet, sieht man, dass das Verhalten grundlegend anders ist als in den Sand-Versuchen. Durch die Konsolidation bleibt die applizierte Last konstant, währenddem die Setzung weiter zunimmt. Durch diesen Umstand ergibt sich keine, hinsichtlich einer Steifigkeit auswertbaren, Steigung. Bei Sand würde sich die Setzung, Kriechdeformationen ausgenommen, nicht weiter

unter konstanter Last vergrössern. Die einzige Möglichkeit, eine Aussage über die Steifigkeit während der Konsolidation zu treffen, besteht darin, die Konsolidationslast der jeweiligen Setzung gegenüber zu stellen, was in Abb. 7.73 gemacht wurde. Die eigentliche Zunahme der Steifigkeit des Tones, welche anhand des Ödometerversuches erwartet wird, zeichnet sich hier anhand der Abb. 7.69 und Abb. 7.70 ab. Wird bei der ersten Belastungsstufe im Bereich von 400 bis 600 kN der M_E -Wert anhand des Plattendruckversuches berechnet (vgl. Gleichung 2.4), ergibt sich dieser zu 7300 kPa, während der M_E -Wert in der zweiten Belastungsstufe von 1200 bis 2000 kN 9400 kPa beträgt, was einer Steifigkeitszunahme von 29% entspricht. Dieses Verhalten wird auch durch Abb. 5.7 und Tabelle 5-4 bestätigt. Die Konsolidation ergibt also einen anderen Steifigkeitsverlauf als die Belastung aufgrund eines Ödometerversuches.

Es wird also deutlich, dass durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke Δu die Setzungen zunehmen, wie das bei einer Konsolidation auch zu erwarten ist. Durch diese stetige Setzungszunahme während der Konsolidation verliert der Boden global an Steifigkeit, wodurch das Fundationssystem mit immer steifer werdender Lastabtragung reagiert.

Um die Konsolidation zu überwachen, wurden PPTs (vgl. Kapitel 4.6) eingesetzt, welche die Porenwasserüberdrücke in verschiedenen Lagen im Boden aufzeichnen. Die Lage ist in Abb. 7.74 gegeben. Die Messungen der PPTs sind in Tabelle 7-6 aufgezeigt.

Die Versuchsergebnisse in Tabelle 7-6 zeigen, dass einerseits die Porenwasserdruckgeber die Wasserspiegelhöhe nach Beendigung der ersten Konsolidation einigermaßen gut wiedergeben, dass andererseits die gemessenen Porenwasserüberdrücke aufgrund der Fundationsbelastung sehr gut mit der elastischen Spannungsausbreitung aufgrund der Fundationslast übereinstimmen. Der PPT 9448 zeichnete negative Werte für den Porenwasserdruck auf. Daher muss gefolgert werden, dass dieser PPT nicht richtig funktioniert hat, weshalb diese Messwerte in der Tabelle 7-6 fehlen.

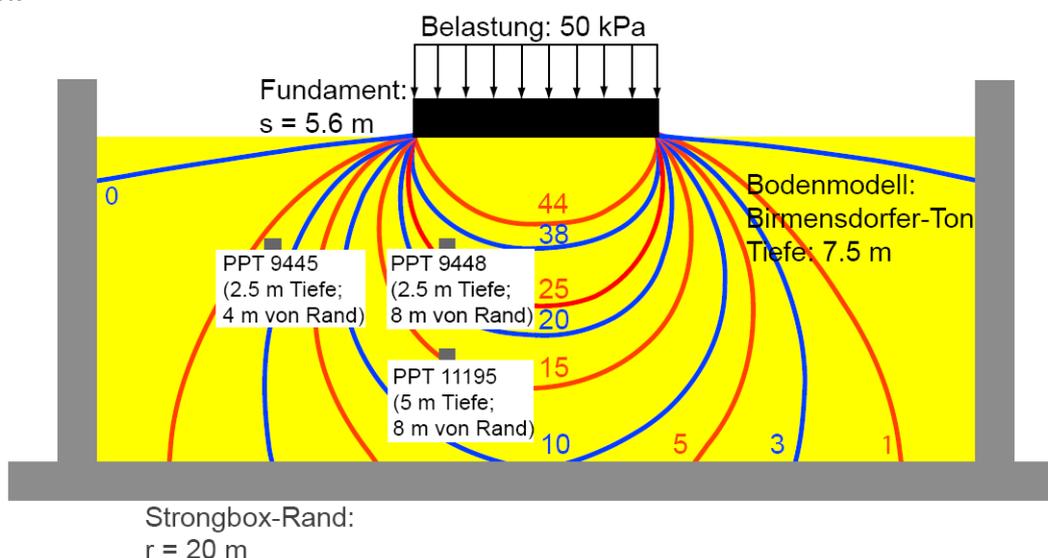


Abb. 7.74: Lage der Porenwasserdruckgeber (PPT) im Tonmodell und Verlauf der Druckzweifel anhand des vertikalen Spannungssinkrements von 50 kPa (entspricht ca. 1600 kN)

Tabelle 7-6: Zusammenstellung der Messresultate der Porenwasserdruckgeber

PPT-Nr.	Eingebaute Bodentiefe	u_1 (vor Belastung)	u_2 (nach Belastung)	Δu $= u_2 - u_1$	Berechnete Bodentiefe
9435	Standrohr	102 kPa	102 kPa	0 kPa	$t_P = 10.2 \text{ m}$ $t_M = 20 \text{ cm}$
9445	$t_P = 2.5 \text{ m}$	13.6 kPa	18.9 kPa	5.7 kPa	$t_P = 1.36 \text{ m}$ $t_M = 2.7 \text{ cm}$
11195	$t_P = 5.0 \text{ m}$	40 kPa	54 kPa	14 kPa	$t_P = 4.0 \text{ m}$ $t_M = 8.0 \text{ cm}$

Anhand der sich verändernden Spannungsverteilung mit dem Fortschreiten der Konsolidation, müsste sich auch die Beanspruchung der Platte verändern. Dies kann man anhand der Dehnungsmessungen, welche gleichermassen wie in Versuch "arn_30" durchgeführt wurden (vgl. Abb. 7.75), erkennen. Die DMS 2, 3 und 4, die ziemlich nahe an der Lasteinleitung sind, zeigen bis auf DMS 4 eine leichte Zunahme der Dehnung mit der Konsolidation an. Vor allem DMS 3 zeigt den Verlauf deutlich auf. Die Zunahme der Dehnung entspricht einer Zunahme des Biegemoments von 168 kNm/m auf 203 kNm/m und somit einer Steigerung von 21% bei einer gedachten Neutralachse in der Mitte des Fundationsquerschnittes.

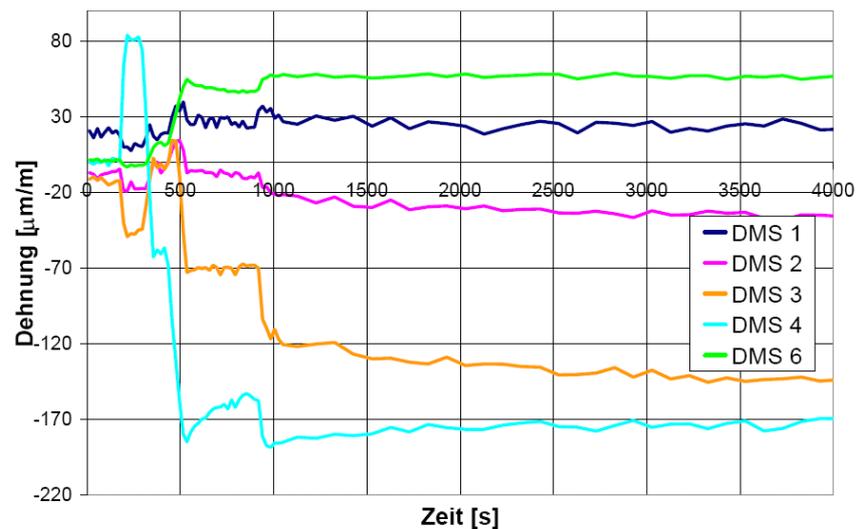


Abb. 7.75: Verlauf der Dehnungen in der Konsolidationsphase des Versuches auf Birmensdorfer Ton mit dem Einzelfundament. (Lage der DMS in Abb. 7.12)

7.9 Einfluss der Tekscan-Messfolie auf die Versuchsergebnisse

Die Tekscan-Folie, welche zwischen Foundation und Boden liegt, hat eine sehr geringe Rauigkeit verglichen mit einer tatsächlich hergestellten Betonfundation. Um diesen Einfluss der verminderten Rauigkeit gegenüber den erhaltenen Versuchsergebnissen zu quantifizieren, wurden einige Versuche mit unterschiedlichen Rauigkeiten durchgeführt. Nachfolgende Tabelle 7-7 gibt einen Überblick über die Versuche.

Tabelle 7-7: Überblick über die Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Tekscan-Folie auf die Versuchsergebnisse

Versuchsname	Sohlbeschaffenheit	Foundation
arn_38	Beschichtetes Tekscan	Einzelfundament; d = 4 mm
arn_38a	Aluminium; kein Tekscan	Einzelfundament; d = 4 mm
arn_39	Beschichtetes Tekscan (kein Tekscan)	4-fach ausgesteiftes Fundament
arn_39a	Beschichtete Foundation (kein Tekscan)	Einzelfundament; d = 4 mm

7.9.1 Beschichtungsvorgang

Um die Tekscan-Folie bzw. die Aluminium-Foundation an der Oberfläche rauer zu gestalten, wurde mit doppelseitigem Klebeband und Perth-Sand, welcher auf das Klebeband gestreut wurde, die Oberfläche bearbeitet.



Abb. 7.76: Beschichtungsvorgang der Tekscan-Folie: Links: Folie vor Beschichtung; Mitte: Perth-Sand wird auf das doppelseitige Klebeband aufgebracht und abgezogen; Rechts: Fertig beschichtete Folie



Abb. 7.77: Beschichtungsvorgang der Aluminium-Platte: Links: Platte, wie sie normalerweise für die Versuche verwendet wurde; Rechts: Mit Perth-Sand beschichtete Platte (unter Verwendung von doppelseitigem Klebeband)

7.9.2 Versuchsergebnisse

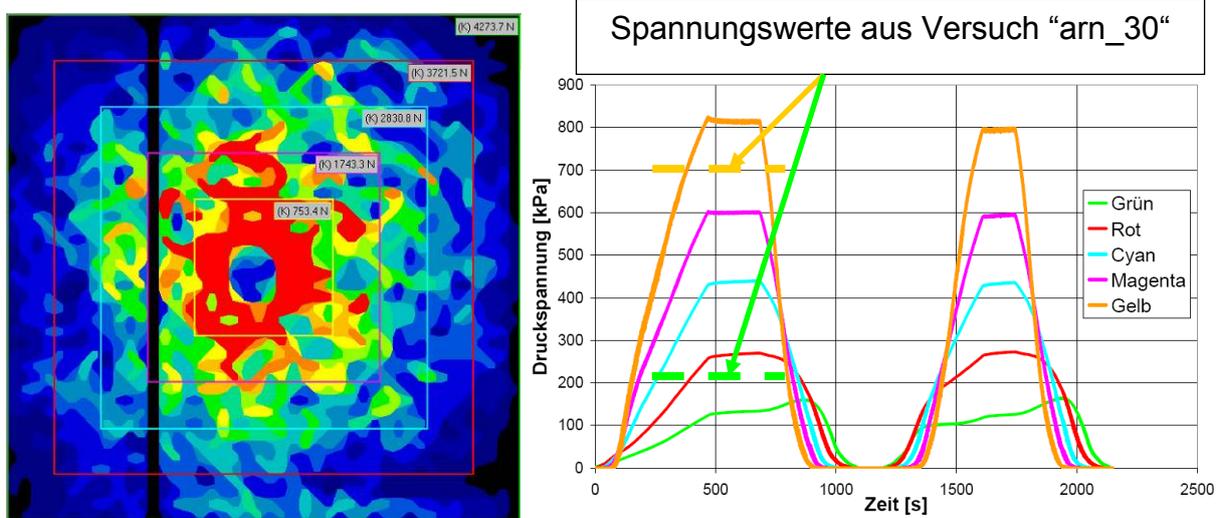
Ergebnisse anhand der Tekscan-Messungen

Abb. 7.78: Versuch mit beschichteter Tekscan-Folie ("arn_38") bei einer Last von 4.3 kN. Die gestrichelten Linien zeigen die mittleren Spannungen des innersten, gelben Feldes und des äussersten, grünen Feldes des Versuches "arn_30" zum Vergleich.

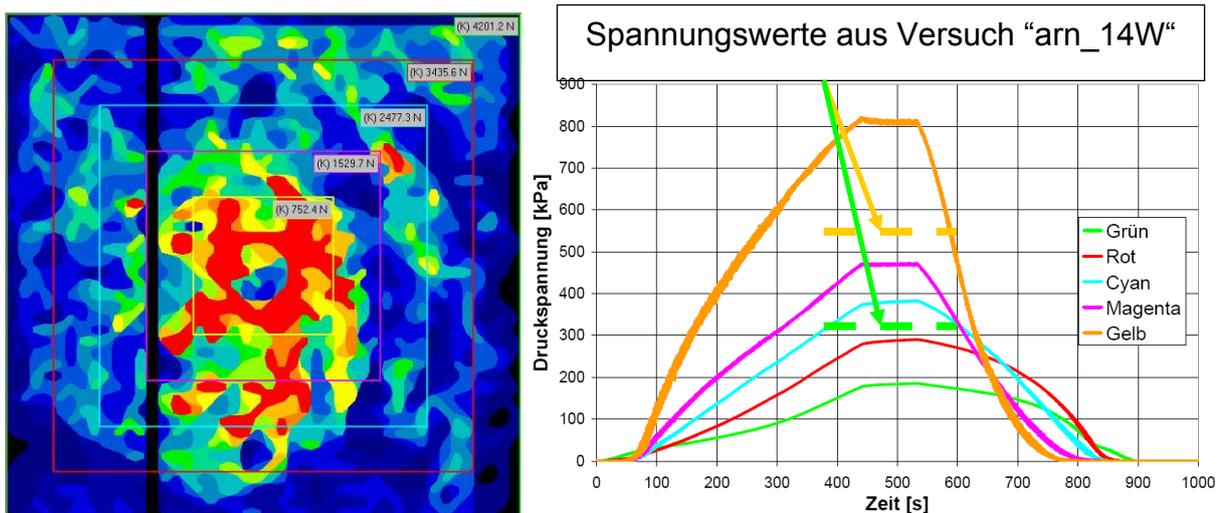


Abb. 7.79: Versuch mit beschichteter Tekscan-Folie ("arn_39") an einem vierfach ausgesteiften Fundament bei einer Last von 4.2 kN

Anhand der Abb. 7.78 und Abb. 7.79 erkennt man, dass die Beschichtung der Tekscan-Folien einen gewissen Unterschied auf die Sohldruckverteilung hat. Beim Einzel-fundament ergibt sich ähnlich wie beim Versuch "arn_30" ein Bild einer schlaffen Spannungsverteilung, wobei die Felder eine im Vergleich zum Versuch "arn_30" noch schlaffere Spannungsverteilung aufzeigen. Beim vierfach ausgesteiften Fundament erkennt man wiederum die etwas ausgeglichene Spannungsverteilung, welche aber bedeutend schlaffer ist, als die Verteilung des Versuches "arn_14W".

Ergebnisse anhand der Last- und Setzungsmessungen

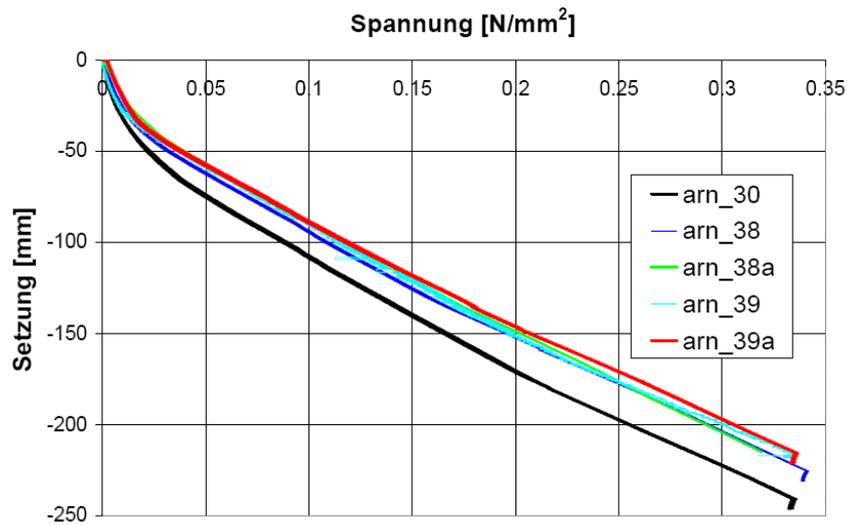


Abb. 7.80: Last-Setzungs-Kurven zur Untersuchung des Einflusses der Tekscan-Folie und der Rauigkeit auf die Versuchsergebnisse

Die Rauigkeit der Foundation im Rahmen dieser Versuche zeigt keinen grossen Einfluss in den Last-Setzungs-Kurven (vgl. Abb. 7.80). Sowohl durch die Heraufsetzung der Rauigkeit mit oder ohne Tekscan-Folie als auch durch das Weglassen der Folie ohne zusätzliche Korrektur der Rauigkeit (Versuch arn_38a) ergibt sich eine etwas höhere Steifigkeit des Foundationssystems. Das heisst, die Setzungen sind ca. 2 cm kleiner, wird die Rauigkeit erhöht oder die Messfolie weggelassen. Was hier nicht sichtbar wird, ist der Einfluss der Struktur. "arn_39" hat 4 nicht belastete, aussteifende Wände, deren zusätzliche Steifigkeit sich hier nicht bemerkbar zu machen scheint.

Diese Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass alle bisherigen Versuche ohne Beachtung der Rauigkeit der Foundation im Rahmen der ohnehin vorhandenen Resultat-Streuung das allgemeine Verhalten der Foundationssysteme korrekt wiedergeben. Durch die Erhöhung der Rauigkeit der Foundation erfährt der Boden nahe dem Fundament eine Umschnürung, ähnlich der Wirkung eines Geokunststoffes oder bewehrter Erde. Durch diese Umschnürung erhält der Boden eine grössere Steifigkeit, da seitliche Bewegungen wirksamer verhindert werden. Wird gemäss Gleichung 3.9 die Bodensteifigkeit erhöht, nimmt die Systemsteifigkeit ab, was sich also in einem schlafferen Verhalten der Foundation äussert. Dies widerspiegelt exakt das Verhalten, wie es in den Abb. 7.78 und Abb. 7.79 aufgezeigt ist.

7.10 CPT-Untersuchungen

„Penetrometerversuche werden durchgeführt, um die Druckverteilung im Modellboden aufgrund der Einbaudichte, Dichteänderungen und Lasteinwirkungen während des Zentrifugenversuches im Flug zu untersuchen.“ (Laue, 1993).

Auch im Rahmen dieser Versuche sollen die CPT-Messwert-Erfassungen aufzeigen, dass bei gleichen Einbaubedingungen auch eine entsprechend ähnliche Druckverteilung und damit eine wiederholbare CPT-Messung resultieren. Es war bei diesen CPT-Versuchen nicht möglich, den Porenwasserdruck u an der CPT-Spitze zu messen.

Es gilt bei der Durchführung von CPT-Versuchen zu beachten, dass Randeffekte (Containerwände und Containerboden) die Resultate beeinflussen können. Weiter sollte der Schaftdurchmesser mindestens 20-mal grösser sein als der mittlere Korndurchmesser, was bei Perth-Sand gegeben ist. Aus Bolton et al. (1999) geht ausserdem hervor, dass die CPT-Versuche im Allgemeinen erst ab einer gewissen Eindringtiefe interpretierbare Ergebnisse liefern. Folgende Verhältnisse sind dabei wichtig (vgl. Gleichung 7.6).

$$Z = \frac{z}{B} \geq 10 \quad 7.6$$

- Z: Normalisierte Tiefe
 z: Penetrationstiefe des CPT-Gerätes [m]
 B: Durchmesser des CPT-Schaftes [m]

Bei einem Aussendurchmesser des Schafts von 11.3 mm muss die minimale Penetrationstiefe 11.3 cm betragen. Bei einer Modelltiefe von meistens 15 cm verbleibt keine grosse Spannweite, wo die CPT-Resultate vergleichbar sein werden.

Die CPT-Versuche werden nach Bolton et al. in einem Q – Z – Diagramm dargestellt. Dabei entspricht Q der folgenden Grösse:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma_v'} \quad 7.7$$

- Q: Normalisierter Spitzenwiderstand [-]
 q_c : Spitzenwiderstand [kPa]
 σ_v : Totale vertikale Spannung [kPa]
 σ_v' : Effektive vertikale Spannung [kPa]

Der Spitzenwiderstand wird dabei folgendermassen berechnet:

$$q_c = \frac{Q_{CPT}}{\frac{B}{2} \cdot s \cdot \pi} \quad 7.8$$

- Q_{CPT} : gemessener Spitzenwiderstand im CPT-Versuch [kN]
 B: Durchmesser des CPT-Schaftes [m]
 s: Schenkellänge der CPT-Spitze [m]

Die berechnete Fläche für q_c entspricht der Kegelabwicklung an der CPT-Spitze.

Zur Berechnung der totalen- und effektiven Spannungen werden die Bodenkennwerte, wie sie aus den Bodentöpfchen ermittelt wurden, für die Spannungsanalyse verwendet. Da der Wasserspiegel im Allgemeinen weniger als 1 cm unterhalb der Bodenoberfläche ist, wird zur einfacheren Berechnung der effektiven Spannungen davon ausgegangen, dass der Wasserspiegel immer mit der Bodenoberfläche zusammenfällt. Der damit entstehende Fehler liegt im Bereich der Genauigkeit der Ermittlung der Bodenkennwerte anhand der kleinen Töpfchen.

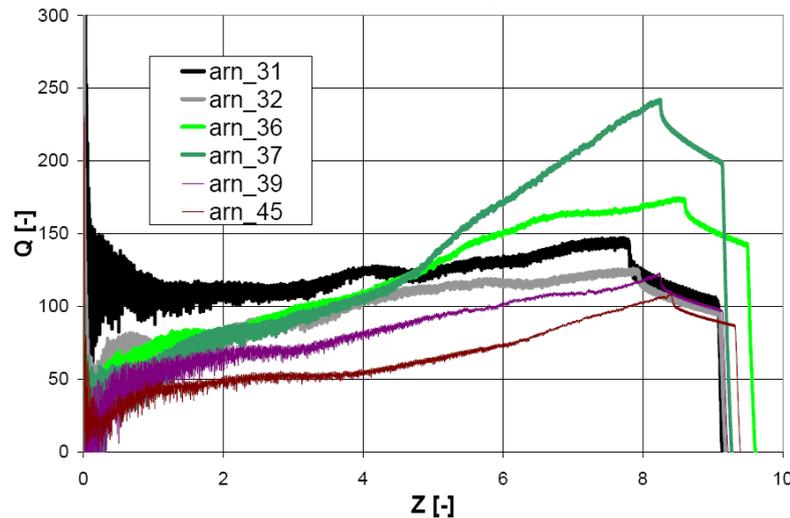


Abb. 7.81: Resultate zu den CPT-Messungen. Sämtliche hier aufgeführten Versuche wurden in Topfmitte (unterhalb des Fundaments) nach dem Fundationsversuch durchgeführt.

Es fällt in Abb. 7.81 auf, dass bei sämtlichen Versuchen der geforderte Wert für Z von 10 nicht erreicht wird. Das heisst, dass die erhaltenen Resultate nur von begrenztem Nutzen sind. Dies ist ein Nachteil der Trommelzentrifuge, dass die Topftiefe verglichen zu einer Armzentrifuge stark beschränkt ist. Trotzdem ist ein Versuch im Rahmen einer Versuchsserie hilfreich.

Die Versuche "arn_39" und "arn_45" stellen die üblichen Fundationsversuche dar. Die Versuche "arn_31" und "arn_32" wurden auf kleineren Fundationen bis zum Bruch gefahren, weshalb die Verdichtung des Sandbodens etwas höher ist. Daher ergibt sich auch einen leicht höheren Q-Wert in den CPT-Messungen. Die Versuche "arn_36" und "arn_37" weisen beide eine erhöhte Lagerungsdichte auf. Beim Versuch "arn_36" wurde der Sandboden mittels Rütteltisch verdichtet und weist die höhere Lagerungsdichte auf als "arn_37", welcher unter der statischen Presse verdichtet wurde. Dennoch weist "arn_37" den höchsten Q-Wert auf, was eigentlich auch auf die höchste Dichte hinweisen sollte, was aber hier nicht der Fall ist. Durch die Verdichtung unter der Presse kann sich der Container leicht verformen; diese Verformung geht mit der Entlastung zurück, wodurch das Bodenmodell zusätzlich durch den sich zurückziehenden Topf durch eine Art Umschnürung belastet wird. Diese Umschnürung ergibt einen höheren Erddruckbeiwert K, wodurch der Spitzenwiderstand des CPT-Gerätes stärker ansteigt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die gemessenen Werte anhand der Bodentöpfchen qualitativ gut mit den Messwerten aus den CPT-Versuchen übereinstimmen.

8 Ergebnisse aus den Messungen an entstehenden Gebäuden

Die Messausrüstung und Datenerfassung an der Überbauung Kistle in Alpnach und der Überbauung in Merenschwand wurden bereits in Kapitel 5.1 und Kapitel 5.2 beschrieben. Im Rahmen dieses Kapitels werden die Messergebnisse dargestellt.

8.1 Ergebnisse aus den Messungen am Standort Alpnach

An dieser Stelle werden die Ergebnisse der Druckkissen- und Deformationsmessungen aufgezeigt und beschrieben. Eine detaillierte Interpretation der Ergebnisse erfolgt im Teil III (Diskussion & Schlussfolgerungen) dieser Arbeit.

8.1.1 Ergebnisse aus den Druckkissen- und Deformationsmessungen

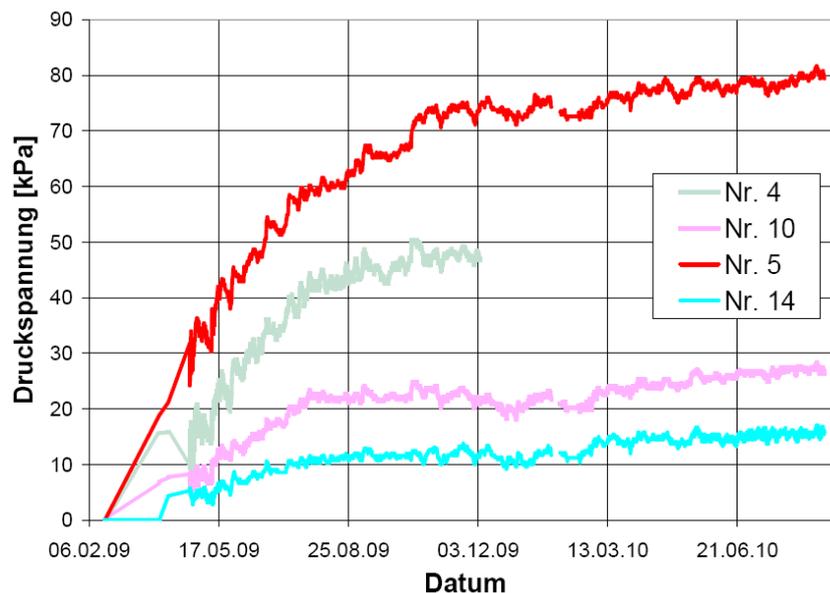


Abb. 8.1: Verlauf der Druckspannungen unter den Einzelfundamenten der Überbauung Kistle in Alpnach von Februar 2009 bis Ende August 2010

Die Abb. 8.1 zeigt die Resultate der Messungen mit den Druckkissen unter den beiden Fundamentvertiefungen in Alpnach (vgl. Abb. 5.9). Das Druckkissen Nr. 4 ist im Dezember 2009 aufgrund einer Kabelbeschädigung ausgestiegen. Die Druckkissen Nr. 5 und 14 liegen unterhalb einem Fundament und die Druckkissen Nr. 4 und 10 liegen unter dem anderen, untersuchten Fundament. Das Druckkissen Nr. 5, welches am Fundationsrand liegt, zeigt die bedeutend höhere Druckspannung als Nr. 14, welches im mittleren Bereich der Foundation positioniert wurde. Die Druckkissen Nr. 4 und 10 zeigen gegenteiliges Resultat, obwohl die beiden Einzelfundamente in etwa über dieselben Abmessungen verfügen. Diese Resultate sind also nur mit weiteren Informationen interpretierbar.

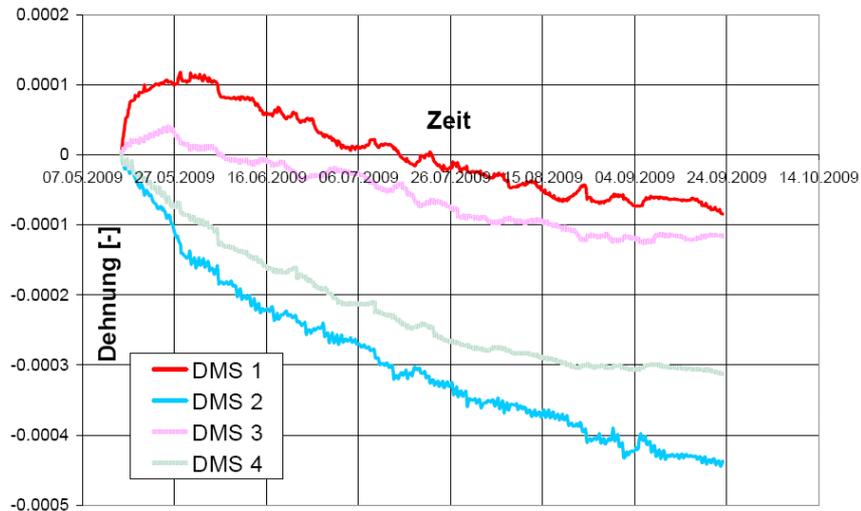


Abb. 8.2: Verlauf der Deformationen an den beiden untersuchten Stützen

In der Abb. 8.2 sind die Resultate der Deformationsmessungen an den beiden Stützen über den untersuchten Fundamenten abgebildet. Deutlich erkennbar ist der Unterschied in der Stauchung an der Stütze Nr. 1, wo DMS 1 und DMS 2 befestigt sind. Man erkennt deutlich, dass DMS 1 zunächst eine Streckung und erst mit zunehmender Last eine Stauchung erfährt. Ähnlich aber weniger ausgeprägt lässt sich gleicher Effekt auch an der Stütze Nr. 2, wo DMS 3 und 4 befestigt sind erkennen. Das heisst also, dass die beiden Stützen nicht nur durch eine Normalkraft belastet werden, sondern dass das gesamte Tragsystem Stütze-Fundation auch durch ein Biegemoment beansprucht wird.

Die erhaltenen Resultate der Druckkissen- und Deformationsmessungen an den beiden Stützen und Fundamenten lassen sich in ein Modell zur Abtragung der Last zusammenfassen. Dazu werden die Stützenlasten anhand der Dehnungsmessungen und des in Kapitel 5.1 bestimmten Elastizitätsmoduls E bestimmt und mit der statischen Berechnung des verantwortlichen Ingenieurbüros verglichen.

Berechnung der Stützenlast Nr. 1:

Messung ε_1 (DMS 1): -0.000085
 Messung ε_2 (DMS 2): -0.000437
 Differenz $\Delta\varepsilon$: 0.000352

Da die Biegung dreiecksförmig über den Stützenquerschnitt verläuft, muss die effektiv aufgebrachte Stützenlast anhand der Stauchung der Stütze ohne den Biegeanteil folgendermassen berechnet werden:

$$V = E \cdot A \cdot \left(\varepsilon_1 + \frac{\Delta\varepsilon}{2} \right) = 32100 \cdot 1000 \cdot 300 \cdot \left(0.000085 + \frac{0.000352}{2} \right) = 2500 \text{ kN} \quad 8.1$$

A: Stützen-Querschnittsfläche [mm²]

Das verantwortliche Ingenieurbüro ermittelte die Stützenlast Nr. 1 mit dem Programm CEDRUS. Es handelt sich dabei um die Last „Gebrauch-quasi-permanent“ nach der Norm SIA, wobei bei diesem Wert die veränderlichen Einwirkungen mit dem Faktor 0.3 berücksichtigt werden. Die Stützenlast beträgt gemäss Statik 2605 kN. Das

heisst, dass die Messresultate sehr zuverlässige Daten liefern und dass die Biegung tatsächlich die ermittelte Grössenordnung (Dehnungsmessung) hat.

Weiter kann anhand der Dehnungsmessungen das Biegemoment M_b in der Stütze bestimmt werden, wobei auch hier der Ansatz als Grundlage dient, dass die Hälfte des Dehnungsunterschiedes der Biegespannung entspricht.

$$M_b = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot I}{z} = \frac{0.000176 \cdot 32100 \cdot 1000 \cdot \frac{300^3}{12}}{150} = 85 \text{ kNm} \quad 8.2$$

- ε : Dehnungsdifferenz, welche für die Biegung verantwortlich ist [-]
- E : Elastizitätsmodul des Betons [N/mm^2]
- I : Flächenmoment 2. Ordnung der Betonstütze [mm^4]
- z : für Biegespannung massgebender Abstand vom Stützenschwerpunkt [mm]

Diese Biegespannung wird mit den Resultaten der Erddruckkissen-Messungen verglichen, wobei ein Modell zur Spannungsverteilung anhand der beiden Druckkissenwerte ausgearbeitet wurde (vgl. Abb. 8.3).

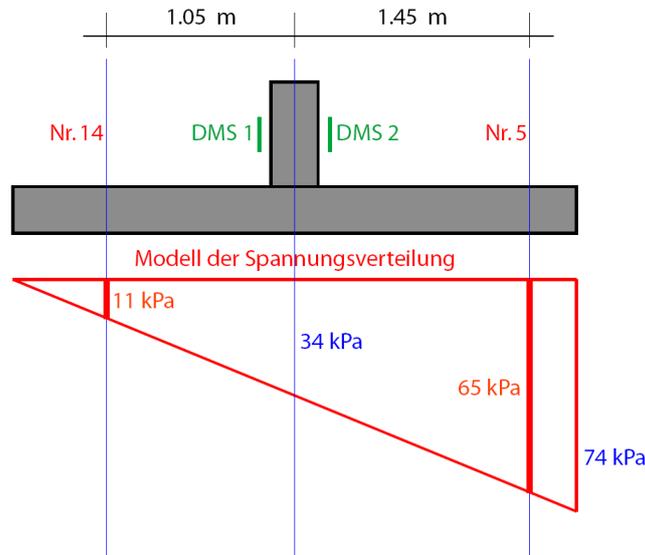


Abb. 8.3: Modell der Spannungsverteilung für die Stütze Nr. 1 anhand der Druckkissenmessungen. Die Druckspannungen wurden entsprechend dem Messstop der Stützenstauchungen am 24.09.2009 abgegriffen.

Mit diesem Modell kann nun unabhängig von den ermittelten Stützendehnungen ein Biegemoment bestimmt werden.

$$M_l = \frac{11 \text{ kPa} \cdot 1.05 \text{ m} \cdot 1.05 \text{ m}}{2} + \frac{(34 \text{ kPa} - 11 \text{ kPa}) \cdot 1.05 \text{ m} \cdot 1.05 \text{ m}}{2} + \frac{11 \text{ kPa} \cdot 0.8 \text{ m}}{2} \cdot 1.32 \text{ m} \quad 8.3$$

$$= 16.1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}'}$$

$$M_r = \frac{34 \text{ kPa} \cdot 1.85 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m}}{2} + \frac{(74 \text{ kPa} - 34 \text{ kPa}) \cdot 1.85 \text{ m} \cdot 2 \cdot 1.85 \text{ m}}{3} = 103.8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}'} \quad 8.4$$

Das resultierende Biegemoment entspricht der Differenz zwischen dem rechtsdrehenden Moment (Gleichung 8.4) und dem linksdrehenden Moment (Gleichung 8.3) und ergibt demnach 87.7 kNm/m'.

Die ermittelten Biegemomente ergeben mit einer Abweichung von 2.7 kNm/m' dasselbe Resultat, was darauf schliessen lässt, dass beide Messwerterfassungen unabhängig voneinander verlässliche Resultate geliefert haben.

Die Biegung spielt somit eine entscheidende Rolle für die Sohlspannungsverteilung in der Fundamentvertiefung.

Die Stütze Nr. 2 erfährt eine aus der Deformationsmessungen ermittelte Normalkraft von 2065 kN, welche der Stützenlast aus den statischen Berechnungen mit CEDRUS von 2320 kN gegenübergestellt wird. Das Biegemoment in der Stütze beträgt gemäss den Berechnungen aus den Deformationsmessungen ca. 50 kNm/m', wobei dieser Wert nicht anhand der Erddruckmessungen überprüft werden kann, da diese nicht so angeordnet werden konnten, um eine modellhafte Spannungsverteilung wie in Abb. 8.3 zu generieren.

Werden die gemessenen Sohlspannungen in der Vertiefung Nr. 1 anhand des Modells in Abb. 8.3 über die Fundationsfläche aufsummiert, ergibt dies eine Stützenlast von lediglich 506 kN, was 20 % der gemessenen Stützenlast entspricht. Bei dieser Berechnung kann die räumliche Spannungsverteilung nicht berücksichtigt werden; es wird nur die dreiecksförmige Spannungsverteilung im Schnitt auf das gesamte Fundament extrapoliert, was einen nicht abschätzbaren Fehler mit sich bringt. Da aber offensichtlich nicht die gesamte Last über die Vertiefung abgetragen wird, muss die Bodenplatte um die Vertiefung herum ebenfalls einen Teil der Stützenlast abtragen. Hier fehlen Messungen, um diesen Anteil quantifizieren zu können. Wird jedoch die Kapazität der Bodenplatte anhand der möglichen Schubübertragung v_{Rd} von der Vertiefung in die Bodenplatte quantifiziert, ergibt sich folgendes Resultat für die übertragbare Querkraft (nach SIA 262 4.3.3.2.1, SIA 2003a):

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d$$

$$k_d = \frac{1}{1 + k_v \cdot d}; k_v = 2.2 \frac{m_d}{m_{rd}} = 3; k_d = \frac{1}{1 + 3 \cdot 0.21} = 0.61$$

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.3 \cdot \sqrt{30}}{1.5} = 1.1 \frac{N}{mm^2} \quad 8.5$$

$$v_{Rd} = 0.61 \cdot 1.1 \cdot 210 = 141 \frac{N}{mm}$$

k_d ; k_v : Beiwerte zur Ermittlung der Querkraft nach SIA

m_d ; m_{rd} : Werte für das Bemessungsmoment und das maximal aufbringbare Moment in der Struktur; hier unwichtig, da $k_v = 3$ gesetzt wurde (gemäss SIA 262)

τ_{cd} : Bemessungswert der Schubspannung [N/mm²]

f_{ck} : Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit für Beton C30/37 [N/mm²].

Der Umfang der Fundamentvertiefung beträgt 14.8 m. Damit ergibt sich eine von der Bodenplatte aufnehmbare Querkraft von 2087 kN, was zusammen mit den ca. 500

kN, welche direkt über die Vertiefung abgegeben werden, den ca. 2500 kN entspricht. Das würde heissen, dass nur 20% der Last direkt über die Fundamentvertiefung abgegeben werden. Anhand von zwei Druckkissen eine allgemein gültige Aussage zu treffen, wäre aber überstürzt, da nicht unbedingt die volle Schubkapazität der Verbindung Platte-Vertiefung ausgenutzt werden muss. Es wäre auch möglich, dass beide Druckkissen eine zu tiefe Druckspannung angeben, die Resultate aber relativ zueinander korrekt sind, wodurch die Biegung korrekt wiedergegeben wird.

8.1.2 Ergebnisse aus den geodätischen Messungen und den Bodenuntersuchungen

Die Resultate der geodätischen Höhen-Nivellements sind nicht aussagekräftig. Es konnten keine Setzungen im gesetzten Zeitrahmen der Messungen, welcher ca. ein halbes Jahr betrug, festgestellt werden. Durch die steife Untergeschosskonstruktion sind aber auch kaum Setzungen zu erwarten.

8.2 Ergebnisse aus den Messungen am Standort Merenschwand

An dieser Stelle werden die Ergebnisse der Druckkissen- und Deformationsmessungen aufgezeigt und beschrieben. Eine detaillierte Interpretation der Ergebnisse erfolgt im Teil III (Diskussion & Schlussfolgerungen) dieser Arbeit.

8.2.1 Ergebnisse aus den Druckkissen- und Deformationsmessungen

Für die Anordnung der Messsysteme sei auf Abb. 5.13 verwiesen.

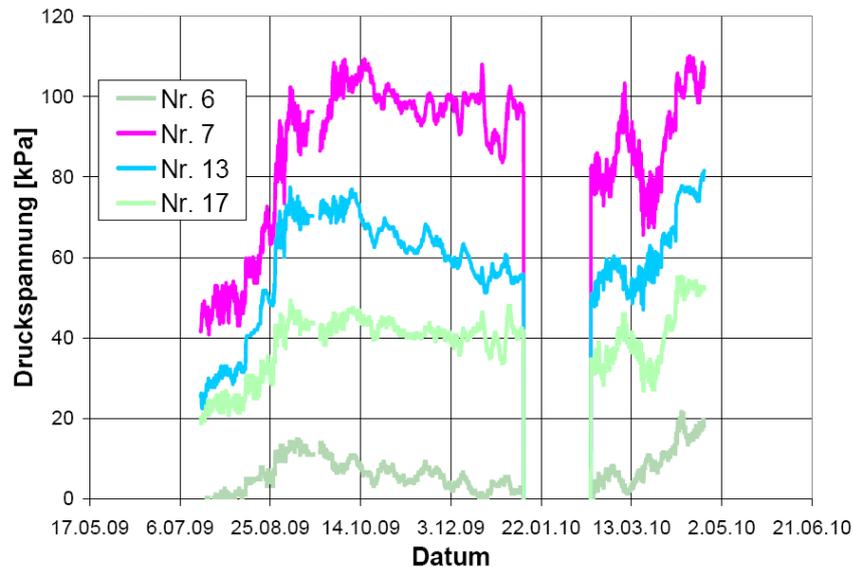


Abb. 8.4: Verlauf der Druckspannungen unter den Einzelfundamenten in der Überbauung Merenschwand

Die Abb. 8.4 zeigt den Verlauf der Druckspannungen unter den beiden mit Messgebern ausgerüsteten Einzelfundamenten. Sowohl für das Einzelfundament Nr. 1 als auch Nr. 2 wird ein ziemlich gleichmässiger Anstieg der Druckspannungen mit dem Baufortschritt festgestellt. Bei beiden Einzelfundamenten zeichnen die Druckkissen näher bei der Lasteinleitung (6,7) die höhere Spannung auf als die am Fundationsrand angeordneten.

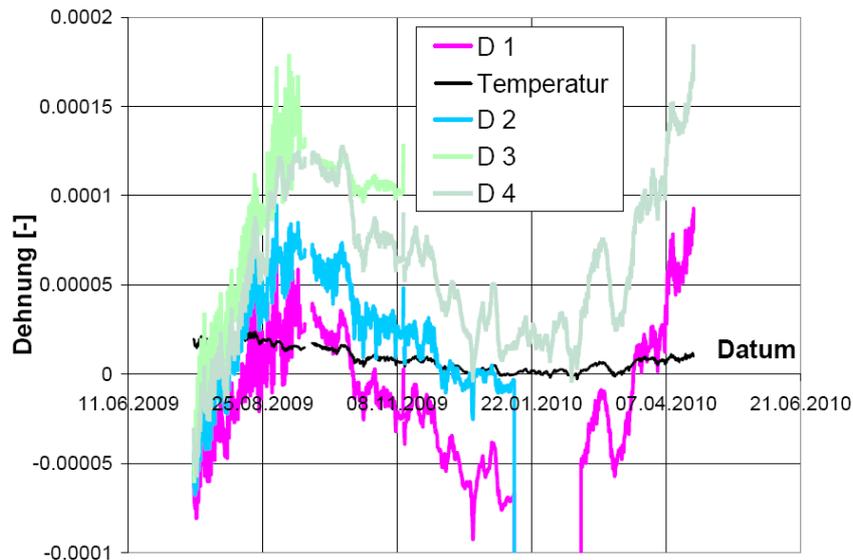


Abb. 8.5: Verlauf der Deformationen an den beiden untersuchten Stützen

Die Abb. 8.5 zeigt den Verlauf der Deformationen an den Stützen, welche mit Wegaufnehmern aufgezeichnet wurden. Der grosse Nachteil der Messung mit Wegaufnehmern im Vergleich zur Messung mit DMS ist, dass sie über keine Temperaturkompensation verfügen. Der Fehler der Temperatur wurde in der Abb. 8.5 anhand der Aufzeichnungen über den Temperaturverlauf und den Materialwerten (Wärmeausdehnungskoeffizient α für das Metallgestänge) korrigiert. Man sieht einen gleichmässigen Anstieg der Deformationen bei allen Wegaufnehmern. Das heisst, dass die beiden untersuchten Stützen keine, für die Auswertung wichtige, Biegung erhalten. Ebenfalls sieht man deutlich, dass die Stütze der Foundation Nr. 2 eine etwas höhere Last erhält als die der Foundation Nr. 1, da die Deformationen etwas höher sind.

Die beiden Stützenlasten werden analog zu den Stützenlasten in Alpnach ermittelt, nur dass hier keine Biegedeformation berücksichtigt werden muss. Für das Einzelfundament Nr. 1 ergibt sich eine Stützenlast von 510 kN und für das Einzelfundament Nr. 2 ergibt sich eine Stützenlast von 1080 kN. Diese Werte können leider aufgrund fehlender Statik nicht nachgeprüft werden.

Anhand der Sohlspannungsmessungen ergibt sich für das Einzelfundament Nr. 1 eine mittlere Spannung von ca. 30 kPa, was einer Last von lediglich 159 kN entspricht, was verglichen mit der ermittelten Stützenlast von 510 kN viel zu tief ist. Für das Einzelfundament Nr. 2 ergibt sich eine mittlere Sohlspannung von ca. 90 kPa, was einer Stützenlast von 680 kN entspricht, was verglichen mit 1080 kN ebenfalls zu tief ist. Damit wird die These unterstützt, dass die Druckkissen eine eher zu tiefe Druckspannung anzeigen. Es wäre auch denkbar, dass das Tragverhalten der Platte ganz anders ist und die Peaks durch diese Druckkissenanordnung nicht gemessen wurden.

8.2.2 Ergebnisse aus den geodätischen Messungen und den Bodenuntersuchungen

Die anhand eines geodätischen Nivellements gemessenen Setzungen an den Einzelfundamenten liegen im Bereich von wenigen Millimetern. Aufgrund dieser Tatsache kann keine stichhaltige Aussage zum Setzungsverhalten gemacht werden. Dass sich die Foundation aufgrund der gemessenen Sohlspannungen, der Vorbelastung durch die Überlagerung und der nur ca. 2 m dicken zusammendrückbaren Schicht kaum setzt, erstaunt aber nicht.

8.3 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Die Messungen sowohl in Alpnach als auch in Merenschwand ergeben jeweils ein aussagekräftiges Bild des generellen Tragverhaltens der Foundationen. Anhand der ausgeführten Messungen können keine absoluten Aussagen zum Betrag der Bodenpressungen gemacht werden, da die Anzahl der verlegten Druckkissen diesbezüglich zu klein war. Es wären umfangreichere Messungen mit den Druckkissen nötig gewesen, um eine konkrete Aussage machen zu können. Damit wäre jedoch die Problematik der Bogenwirkung zwischen den Druckkissen, wie sie bereits in Kapitel 4.6.1 diskutiert wurde, verschärft worden. Gemäss Selig (1989) wird die Messung der Sohl-Spannung mit Kraftmessdosen durch die Steifigkeit der Kraftmessdose selbst beeinflusst. Damit würden die Messgeräte zu hohe Spannungen aufzeichnen. Dem entgegen Lee et al. (2002), dass mit einer richtigen Kalibration unter Versuchsbedingungen verlässliche Resultate möglich sind. In diesem Fall, wo pro Foundation nur zwei Druckkissen verwendet wurden, kann die Verfälschung durch allfällige Bogenwirkungen zwischen den Messgebern vernachlässigt werden, da die Messinstrumente zu weit auseinander liegen.

Es wird weiter anhand der Messdaten klar, dass bei der Anwesenheit einer Abfangdecke, wie sie in Alpnach anzutreffen ist, die Biegung ein wichtiger Parameter zur Ermittlung der Bodenpressungen ist. Bei gleichmässig belasteten Decken jedoch spielt die Biegung erwartungsgemäss keine signifikante Rolle. Die dort ermittelten Bodenpressungen passen vom Verhalten her sehr gut in das ganze Modell. Weitere Vergleiche zu Versuchsergebnissen und numerischen Simulationen folgen in Kapitel 11.2.

9 Analytische und numerische Vergleichsrechnungen

In diesem Kapitel wird ein Überblick über die analytische und numerische Vergleichsberechnung von Flachfundationen gegeben und entsprechende Ergebnisse anhand der verschiedenen Modellierungsmöglichkeiten werden aufgezeigt. Die analytische Vergleichsrechnung wird an drei verschiedenen Fundationen, welche auch in der Zentrifuge Versuchen unterworfen wurden, durchgeführt (vgl. Tabelle 9-1).

Die numerische Vergleichsrechnung der Flachfundationen wird mit dem Programm PLAXIS 3D Foundation durchgeführt. Das Modell in ABAQUS dient vor allem dazu, die gemessene Beanspruchung der Fundationsplatten in den Zentrifugenmodellversuchen zu bestätigen. In ABAQUS wird darauf verzichtet, die gesamte Boden-Bauwerks-Interaktion zu modellieren, da dies anhand der Komplexität des Programmsystems den Rahmen dieser Vergleichsrechnung sprengen würde.

Tabelle 9-1: Betrachtete Fundamentsysteme für die analytische Vergleichsrechnung

Fundamenttyp	Versuchsname	Material	Abmessungen (Prototyp)	Dicke (Prototyp)
Einzelfundament	arn_30	Aluminium	5.6 m x 5.6 m	20 cm
Einzelfundament	arn_25W	Beton	2.8 m x 2.8 m	40 cm
Einzelfundament (Felshorizont bei – 3.0 m)	arn_40a	Aluminium	5.6 m x 5.6 m	20 cm

Ausgesteifte Fundamentsysteme wurden aus folgenden Gründen keiner analytischen Vergleichsrechnung unterzogen: Im Spannungstrapezverfahren können Aussteifungen nicht berücksichtigt werden. Im Bettungsmodulverfahren, welches mit Hilfe des FE-Programmes CEDRUS (CUBUS, 2004) angewandt wurde, ist es zwar möglich, aussteifende Strukturelemente zu modellieren, da jedoch nur die Struktur mit finiten Elementen und der Boden entsprechend dem Bettungsmodulverfahren anhand unabhängiger Federn (konstante Federkonstante) modelliert wird, sind allfällige Resultate von fragwürdigem Nutzen. Auch bei einer Handberechnung mit dem Steifemodulverfahren nach Kany können Aussteifungen in der Form von nicht belasteten Wänden nicht berücksichtigt werden. Es wird lediglich das Trägheitsmoment der Platte berücksichtigt, wobei Wände nicht modelliert werden können. Hier müsste man aussteifende Wände in das Trägheitsmoment der Platte einfließen lassen, was jedoch auch wieder nur einer Näherung entspricht.

9.1 Spannungstrapezverfahren

Wie Fundationen nach der Methode des Spannungstrapezverfahrens bemessen werden, wurde im Wesentlichen schon im Kapitel 3.2 erläutert. Aus diesem Grund wird hier nicht nochmals der gesamte Berechnungsgang zur Ermittlung der Spannungsverteilung und der Beanspruchung dargelegt, sondern es werden lediglich die Resultate dargestellt. Dabei steht der Versuch "arn_30" für den Standardversuch an einem 4 mm dicken Einzelfundament; "arn_25W" für den Versuch an einem 16 mm dicken Einzelfundament aus Beton und "arn_40a" für den Versuch an einem 4 mm dicken Einzelfundament auf Sandboden mit einer Modellhöhe von 9 cm (künstlicher Felshorizont auf einer Prototyp-Tiefe von 4.5 m; alle Masse sind im Modellmassstab angegeben).

Tabelle 9-2: Resultate aus der analytischen Modellierung anhand des Spannungstrapezverfahrens

Versuch	Lastniveau kN	Spannungsverteilung [kPa]	Beanspruchung M_b [kNm/m']
arn_30	6300	201 (gleichmässig)	465
arn_25W	788	100.5 (gleichmässig)	59
arn_40a	6300	201 (gleichmässig)	465

Erwartungsgemäss resultiert für gleiche Fundamentabmessung und gleiche Last auch eine identische Spannungsverteilung, dessen Form und Betrag also exakt gleich gross sind, obwohl die Struktur- und Versuchsbedingungen nicht identisch sind.

9.1.1 Setzungsberechnung

Die Setzungsberechnung wird anhand von Lang et al. (1996) aufbauend auf der Verwendung von J-Faktoren (vgl. Abb. 7.66) durchgeführt. Dabei wird von einem schlaffen Fundament ausgegangen (entsprechend der relativ geringen Plattendicke von 20 cm). Die Setzung in Fundamentmitte wird aufgrund der Ödometersteifigkeit (eindimensionale Bodensteifigkeit) folgendermassen bestimmt:

$$\Delta s = \frac{\Delta \sigma' \cdot \Delta z}{M_E(z)} \quad 9.1$$

Δs : Setzungsdifferenz pro Schicht [m]

$\Delta \sigma'$: Spannungsänderung in der Schicht [kPa]

Δz : Schichtdicke [m]

$M_E(z)$: Zusammendrückungsmodul (abhängig von der Tiefe) [kPa]

Entsprechend muss die Spannungsänderung in jeder Schicht bestimmt werden, was anhand der Theorie über die elastische Spannungsausbreitung im Boden nach Boussinesq (1885) geschieht. Entsprechend den J-Faktoren erhält man die Zusatzspannung in jeder Bodenschicht. In Tabellenform mit allen Schichten lässt sich so die totale Setzung bestimmen. Der M_E -Wert wird dabei nach Lang et al. anhand des Ödometerversuches bestimmt. Deshalb wird hier das Kapitel 4.5 konsultiert und ein M_E -Wert für den Perth-Sand für die Setzungsberechnung zu 35 MPa entsprechend dem Spannungsniveau von 201 kPa (Fundationslast) bestimmt.

Tabelle 9-3: Setzungsberechnung

Schichttiefe [m]	J-Faktor [-]	$\Delta\sigma$ [kPa]	Δs [mm]
1	0.241 x 4	193.76	5.54
2	0.215 x 4	172.86	4.94
3	0.175 x 4	140.7	4.02
4	0.125 x 4	100.5	2.87
5	0.101 x 4	81.2	2.32
6	0.080 x 4	64.32	1.84
7	0.060 x 4	48.24	1.38
Totale Setzung			22.91

Das heisst, dass entsprechend der Modellgenauigkeit die Setzung **ca. 2.5 cm** beträgt. Diese Setzungsberechnung ist aufgrund der eindimensionalen Bodensteifigkeit und der linear-elastischen Beschreibung des Bodens mit Fehlern behaftet.

9.2 Bettungsmodulverfahren

Das vor allem für die Bemessung von Stahlbetondecken angewandte FE-Programm CEDRUS der Firma Cubus AG bedient sich zur Bemessung von Bodenplatten des Bettungsmodulverfahrens. Das heisst, wie bereits erwähnt, dass die Bodenplatte selbst in Form eines FE-Netzes modelliert wird, wobei diese Platte auf linear elastischen Federn gelagert werden; auf einem Winkler'schen Halbraum also. CEDRUS wird für die analytische Modellierung anhand des Bettungsmodulverfahrens angewandt.

In CEDRUS kann über bestimmte, frei wählbare, Plattenfelder ein konstanter Bettungsmodul k_s frei eingegeben werden. Die Bestimmung eines allgemein gültigen k_s stellt bereits die erste Schwierigkeit dar, da er abhängig vom Zusammendrückungsmodul M_E , der Dicke der zusammendrückbaren Schicht, der Form des Fundaments, der Abmessungen des Fundaments und der Intensität der Belastung ist. Das heisst, dass der Bettungsmodul keine im Labor oder im Feld bestimmbare Kenngrösse ist (Lang et al., 1996), sondern sich aus einer Setzungsberechnung ergibt.

Wird in Cedrus der Sand mit einem Bettungsmodul k_s von ca. 50 MN/m^3 abgebildet (Lang et al., 1996), wird die Fundationssetzung verglichen mit den Versuchsergebnissen viel zu klein, was heisst, dass der Boden zu steif reagiert. Entsprechend geringer sind die Biegebeanspruchungen in der Foundation als wenn man den Bettungsmodul zu 3 MN/m^3 wählt, womit die Setzungen korrekt abgebildet werden. In diesem Fall ist k_s gemäss Literatur viel zu klein und die Beanspruchung in der Foundation entsprechend viel zu gross. Das heisst also, dass der Bettungsmodul für die Bemessung von Flachfundationen völlig ungeeignet ist, da üblicherweise keine Versuchsdaten vorhanden sind, um das Modell zu kalibrieren.

9.3 Steifemodulverfahren nach Kany (1974a)

Die analytische Vergleichsrechnung anhand des Steifemodulverfahrens geschieht im Rahmen dieser Arbeit mit dem Verfahren nach Kany (1974a), wodurch es möglich ist, ohne grossen Rechenaufwand und ohne Zuhilfenahme von Computern adäquate Resultate zu erhalten. Die Vorgehensweise ist im Anhang (Kapitel 15.1) beschrieben.

Aus den im Anhang (Kapitel 15.1) durchgeführten Berechnungen entsteht folgende in Abb. 9.1 sichtbare Spannungsverteilung, welche sich erheblich von der gleichmässigen Spannungsverteilung nach dem Spannungstrapezverfahren unterscheidet.

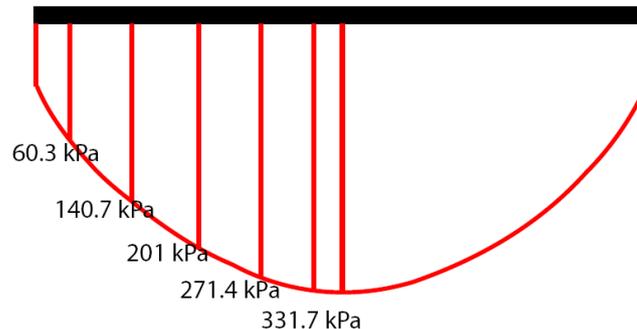


Abb. 9.1: Spannungsverteilung für ein Einzelfundament mit mittiger Lasteinleitung nach dem Verfahren nach Kany. Lastgrösse: 6300 kN; Fundamentgrösse: 5.6 x 5.6 m²

9.3.1 Setzungsberechnung

Das Verfahren nach Kany bietet nebst der Bestimmung der Sohldruckverteilung auch ein Verfahren zur Berechnung der Setzung an. Demnach wird die Setzung folgendermassen bestimmt:

$$s_{i,k} = \frac{P_k}{A \cdot B} \cdot c_0 \cdot y_{s_{i,k}} \quad 9.2$$

$s_{i,k}$: Setzung [cm] des Balkens in der Mitte des Feldes i infolge Belastung des Feldes k mit einer Einzellast P_k .

$P_k = 630300$ kg: Äussere Belastung des Balkens [kg] an der Stelle x_k .

$A = 560$ cm: Balkenlänge [cm] (in der untersuchten Schnittebene).

$B = 560$ cm: Balkenbreite [cm] (quer zur untersuchten Schnittebene).

$c_0 = 0.2866$ cm³/kg: Ordinate der Setzungsmulde [cm³/kg] im Feld $i = 0$ bei Einheitsbelastung $q = 1$.

$y_{s_{i,k}}$: Einflusszahl (aus Tabelle 20) [-] für x_i und x_k .

Anhand dieser Angaben und mit den ermittelten Einflusslinien für die Setzungen (analog zur Ermittlung der Einflusslinien für die Sohldruckverteilung anhand Abb. 15.5) kann die Setzung für das Fundament ermittelt werden (vgl. Tabelle 9-4).

Tabelle 9-4: Ermittlung der Setzungen

Feldstellung [-]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45
Setzungsanteil gemäss Einflusslinie y [-]	2.0	2.8	3.6	4.3	4.75
Masstabsfaktor $P / (A \cdot B)$ [kg/cm ²]	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Setzung s [cm] (arn_30)	1.2	1.6	2.1	2.5	2.7
Setzung s [cm] (arn_25W)	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7
Setzung s [cm] (arn_40a)	0.5	0.8	1.2	1.6	1.8

Die Resultate der Setzungsberechnung nach Kany zeigen, dass differentielle Setzungen entsprechend der Steifigkeit der Platte berechnet werden können. Die Setzungsunterschiede zwischen Plattenmitte und Plattenrand bei "arn_30" sind wesentlich grösser als beim steiferen Fundament aus "arn_25W".

9.3.2 Berechnung der Beanspruchung aus der Sohldruckverteilung

Die Beanspruchung, wobei an dieser Stelle vor allem das Biegemoment interessiert, wird gleichermassen wie beim Spannungstrapezverfahren bestimmt. Zwischen den berechneten Stützstellen ist eine geradlinige Interpolation der Sohldruckverteilung notwendig, damit das Biegemoment berechnet werden kann. Für das Einzelfundament aus obiger Berechnung nach Kany (arn_30) ergibt sich ein Biegemoment von 267 kNm/m'. Die Biegebeanspruchung ist nach dieser Berechnungsmethode kleiner als nach dem Spannungstrapezverfahren ($M_b = 465$ kNm/m'; vgl. Tabelle 9-2).

In Tabelle 9-5 sind die Biegebeanspruchungen von weiteren Foundationen auf der Grundlage der ermittelten Sohldruckverteilungen (vgl. Abb. 9.2) berechnet worden.

Tabelle 9-5: Resultate der analytischen Modellierung anhand des Verfahrens nach Kany

Versuch	Lastniveau kN	Spannungsverteilung [kPa]	Beanspruchung M_b [kNm/m']
arn_30	6300	Parabelförmig (vgl. Abb. 9.1)	267
arn_25W	788	vgl. Abb. 9.2 links	57
arn_40a	6300	vgl. Abb. 9.2 rechts	215

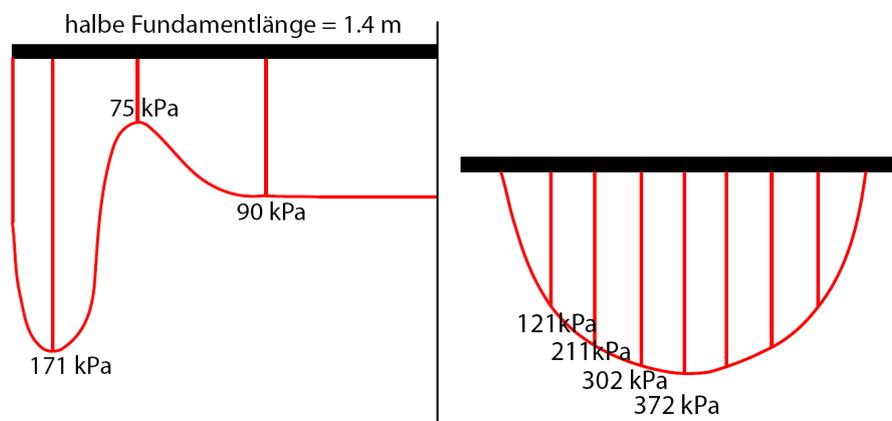


Abb. 9.2: Links: Spannungsverteilung für "arn_25W" (nur halbes Fundament dargestellt); Rechts: Spannungsverteilung für "arn_40a" (ganze Foundation dargestellt; Seitenlänge = 5.6 m)

9.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der analytischen Vergleichsrechnung

Alle drei vorgestellten Verfahren zur Berechnung der Sohldruckverteilung und der Setzungen von Flachfundationen gehen von linear-elastischem Verhalten des Bodens aus. Die Verwendung des Spannungstrapezverfahrens ist aufgrund seiner stark vereinfachten Modell-Annahmen nur für grundsätzliche Machbarkeitsstudien und Vorabklärungen brauchbar. Da lediglich das statische Gleichgewicht berücksichtigt wird, fehlen wichtige Einfluss-Parameter wie die Steifigkeit des Bodens und der Fundation in der Bemessung nach dem Spannungstrapezverfahren.

Das Bettungsmodulverfahren ist nur begrenzt anwendbar, da die Bestimmung des Bettungsmoduls schwierig und mit der Kenntnis von Erfahrungswerten verbunden ist. Weiter vermag der Winkler'sche Halbraum die Deformationen des Bodens nicht genügend gut abzubilden, da eine Kopplung der Federn fehlt.

Das Steifemodulverfahren, wobei an dieser Stelle das vereinfachte Verfahren von Kany benutzt wurde, vermag im Rahmen der Elastizität Sohlpressungen und Setzungen im Spannungsbereich bis 200 kPa realitätsnah abzubilden, da sowohl die Steifigkeit von Boden und Bauwerk als auch das „korrekte“ Deformationsverhalten im Sinne eines elastisch-isotropen Halbraumes hineinfließen.

Weitere Vergleiche zu Versuchs- und Messresultaten folgen im Kapitel 11, wo deutlich wird, dass das Spannungstrapezverfahren für sich steif verhaltende Fundationen plausible Werte für die Beanspruchung in der Fundationsplatte ergibt. Bei sich schlaff verhaltenden Fundationen hingegen wird die Beanspruchung der Fundation stark überschätzt.

9.5 Vergleichsrechnung mit PLAXIS

Die Vergleichsrechnung erfolgt mit dem PLAXIS-Tool 3D FOUNDATION (Version 2.2, 2008). Dabei handelt es sich nicht, wie der Name fälschlicherweise suggeriert, um ein richtiges 3D-Finite-Element Programm sondern um ein 2D Programm, welches durch Ausgleichsrechnungen die Modellierung im 3D-Raum zulässt (vgl. Kapitel 9.5.3). Bei PLAXIS handelt es sich um ein sehr häufig angewandtes und daher weit verbreitetes FE-Programm für Geotechnik. Aufgrund seines Bekanntheitsgrades wurde dieses Programm auch für die numerischen Abklärungen ausgewählt um zu sehen, wie gut es die durchgeführten Versuche abbilden kann oder wo allenfalls noch Entwicklungspotential liegt.

9.5.1 Modellierung der Bodenstruktur

Zur Modellierung der Bodenstruktur stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung. PLAXIS bietet die Stoffmodelle „Mohr-Coulomb“, „Hardening Soil“, „Hardening Soil Small Strain Stiffness“ und „Soft Soil Creep“ zur Auswahl (vgl. Kapitel 6.4). Im Rahmen dieser Arbeit werden Modellierungen mit dem Mohr-Coulomb Modell und dem Hardening Soil Modell durchgeführt.

Das Mohr-Coulomb Modell hat den grossen Vorteil, dass für eine Modellierung nur wenige Parameter nötig sind. Deshalb wird dieses Modell für praktische Problemstellungen auch sehr häufig verwendet, da meistens Untersuchungen des Bodens fehlen und die Parameter geschätzt werden müssen. Beruhen die Eingabe-Parameter auf Schätzwerten, ist die Anwendung ausgeklügelter Bodenmodelle für die Bemessung problematisch. Die Unschärfe aufgrund der Schätzwerte ist schon beachtlich und deshalb erscheint es als realitätsfremd, genauere numerische Berechnungen durchzuführen.

Das Hardening Soil Modell benötigt mehr Parameter als das Mohr-Coulomb Modell, da es die Boden-Verfestigung aufgrund der Fundationsbelastung besser abbilden soll. Entsprechend macht die Verwendung solcher Modelle dann Sinn, wenn die Parameter durch entsprechende Laborversuche ermittelt wurden.

Nachfolgend wird in der Tabelle 9-6 und Tabelle 9-7 ein Überblick gegeben, welche Parameter für die beiden Modelle verwendet wurden.

Tabelle 9-6: Parameter für das Mohr-Coulomb-Model (MC)

Parameter	Abkürzung	Wert
Reibungswinkel	φ'	39.7°
Dilatanzwinkel	ψ	10.0°
effektive Kohäsion	c'_{ref}	0.2 kPa
Steifigkeit aus Ödometerversuch*	E_{oed}	27'150 kPa
Elastizitätsmodul (aus E_{oed} abgeleitet)*	E_{ref}	17'640 kPa
Querdehnzahl	ν'	0.34
ungesättigtes Raumgewicht	γ_{unsat}	20 kN/m ³
gesättigtes Raumgewicht	γ_{sat}	20.5 kN/m ³
Durchlässigkeit	$k_x = k_y = k_z$	3.456 m/d

* Definition nach PLAXIS (2008)

Tabelle 9-7: Parameter für das Hardening-Soil-Model (HS)

Parameter	Abkürzung	Wert
Reibungswinkel	φ'	39.7°
Dilatanzwinkel	ψ	10.0°
effektive Kohäsion	C'_{ref}	0.2 kPa
ungesättigtes Raumgewicht	γ_{unsat}	20 kN/m ³
gesättigtes Raumgewicht	γ_{sat}	20.5 kN/m ³
Durchlässigkeit	$k_x = k_y = k_z$	3.456 m/d
Steifigkeit aus Triaxialversuch*	E_{50}^{ref}	33'000 kPa
Steifigkeit aus Ödometerversuch*	E_{oed}^{ref}	27'150 kPa
Entlastungs-Steifigkeit aus Ödometerversuch*	E_{ur}^{ref}	99'000 kPa
Parameter für Spannungsabhängigkeit*	m	0.5

* Definition nach PLAXIS (2008)

Diese Parameter, wie sie in Tabelle 9-6 und Tabelle 9-7 aufgelistet sind, werden über diverse Laborversuche bestimmt. Das gesättigte und ungesättigte Raumgewicht wird anhand der Messungen mit den kleinen Probetöpfchen in der Zentrifuge gewählt. Es werden das Trockenraumgewicht $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ und die Porosität $n = 0.35$ als Mittelwerte über die Versuche angenommen. Die Sättigung S_r wird für das HS-Modell nicht benötigt. Der Reibungs- und Dilatanzwinkel werden aus den Triaxialversuchen an Perth-Sand gemäss Kapitel 4.5 gewonnen. Die effektive Kohäsion beträgt für einen Sandboden eigentlich Null. Da PLAXIS mit diesem Wert Mühe hinsichtlich der Konvergenz bekundet, wird anhand des PLAXIS-Manuals die Kohäsion zu 0.2 kPa gesetzt. Die Querdehnzahl wird anhand Gleichung 6.4 zu 0.34 bestimmt. Die Durchlässigkeit wird hier isotrop angenommen und wurde von Nater (2005) übernommen.

Die Steifigkeit E_{oed}^{ref} bzw. E_{oed} wurde folgendermassen bestimmt (vgl. Abb. 9.3):

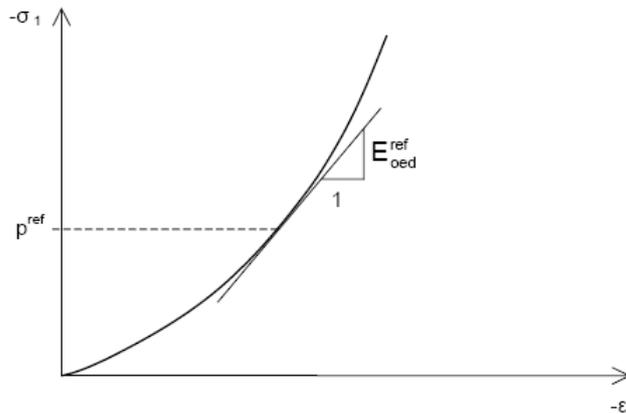


Abb. 9.3: Bestimmung der Ödometersteifigkeit nach dem PLAXIS-Manual

p^{ref} wird üblicherweise zu 100 kPa angenommen. Wird $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$ in Abb. 4.9 abgetragen, so resultiert der in Tabelle 9-7 eingefügte Wert. Die Steifigkeit E_{50}^{ref} wird anhand eines Triaxialversuches bestimmt (vgl. Abb. 9.4 & Abb. 9.5).

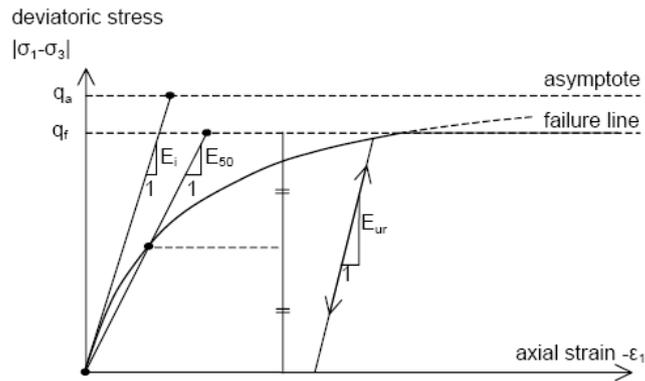


Abb. 9.4: Bestimmung des Wertes E_{50} gemäß PLAXIS-Manual

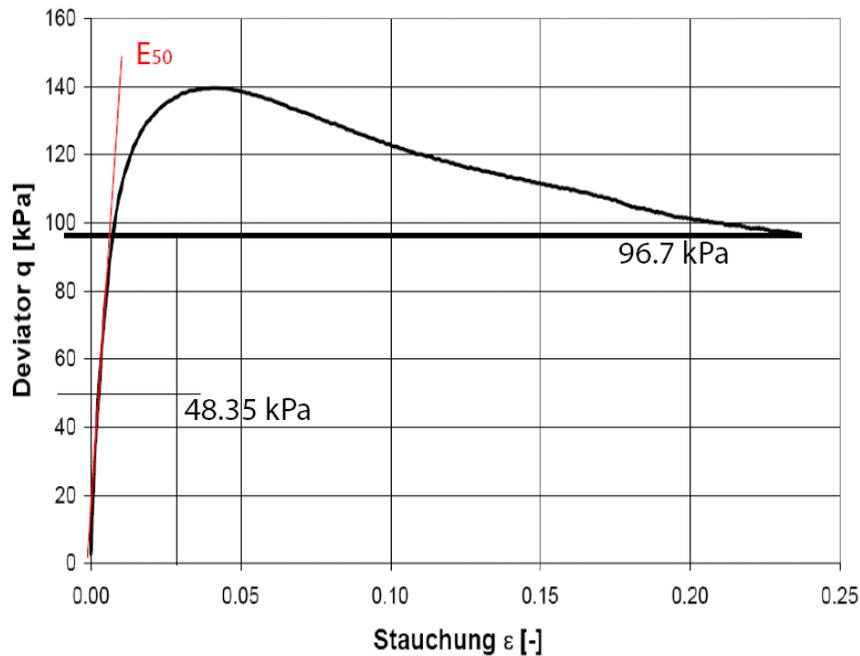


Abb. 9.5: Bestimmung von E_{50} anhand des CIDC-Triaxial-Versuches Nr. 4 an Perth-Sand (vgl. Tabelle 4-3)

Der Steifigkeitswert E_{50} wird folgendermassen bestimmt.

$$E_{50} = \frac{q}{\varepsilon} = \frac{48.35 \text{ kPa}}{0.00259} = 18668 \text{ kPa} \quad 9.3$$

Anhand der Gleichung für E_{50} kann der Steifigkeitswert E_{50}^{ref} bestimmt werden:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad 9.4$$

$$E_{50}^{\text{ref}} = \frac{18668 \text{ kPa}}{\left(\frac{0.2 \cdot \cos 39.7^\circ + 40 \text{ kPa} \cdot \sin 39.7^\circ}{0.2 \cdot \cos 39.7^\circ + 100 \text{ kPa} \cdot \sin 39.7^\circ} \right)^{0.5}} = 29463 \text{ kPa}$$

wobei 40 kPa dem Wert des aufgebrachtten Seitendrucks entspricht und $p^{\text{ref}} = 100$ kPa dem von PLAXIS vorgegebenen Wert.

Der Wert für E_{50}^{ref} wird zu 33'000 kPa gewählt, da erste Simulationen mit PLAXIS gezeigt haben, dass der errechnete Wert eher etwas zu tief ist. Die Korrektur ist aufgrund der Bestimmung anhand eines Triaxial-Versuches vertretbar, da auch bei Triaxial-Versuchen eine gewisse Versuchsstreuung enthalten ist.

In PLAXIS 3D FOUNDATION wird der Bodenaufbau anhand von „Boreholes“ – von Borlöchern modelliert (Abb. 9.6). In diesem Fall besteht der Boden aus einer 7.5 m hohen Sandschicht, wobei der Wasserspiegel entsprechend den Zentrifugenmodellversuchen 0.5 m unterhalb der Geländeoberfläche liegt. Beim Boden handelt es sich um den in der Tabelle 9-6 bzw. Tabelle 9-7 definierten Perth-Sand, der mit dem Mohr-Coulomb- und dem Hardening-Soil-Modell beschrieben wird.

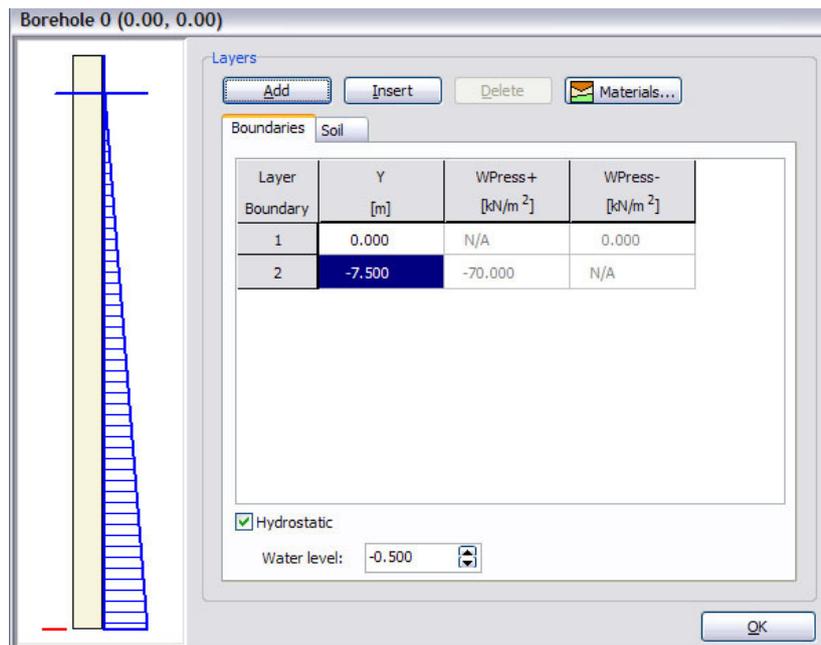


Abb. 9.6: Eingabe der „Borehole“-Eigenschaften in PLAXIS 3D

9.5.2 Modellierung der Gebäudestruktur

Gebäudestrukturen wie Bodenplatten, Wände, Stützen und Decken können in PLAXIS modelliert werden. Allerdings werden solche Strukturen diskret über vorgefertigte Menüs im Modell platziert. Man kann deshalb nur gewisse Eingaben tätigen, alles andere wird vom Programm selbständig übernommen. Bodenplatten (Floors) beispielsweise werden als Plattenelemente eingegeben, wo hinsichtlich der Generierung des FE-Netzes nur beschränkte Möglichkeiten bestehen (vgl. Abb. 9.7). Weiter kann die Interface-Eigenschaft zwischen Boden und Platte mit einem Faktor angegeben werden, wobei 1 für völlig steifes Verhalten (maximaler Verbund) und 0 für nicht existierende Reibung steht.

Wände und Decken können ebenfalls implementiert werden, wobei fraglich ist, wie realitätsnah diese Steifigkeitseinflüsse auf die Sohldruckverteilung modelliert werden können.

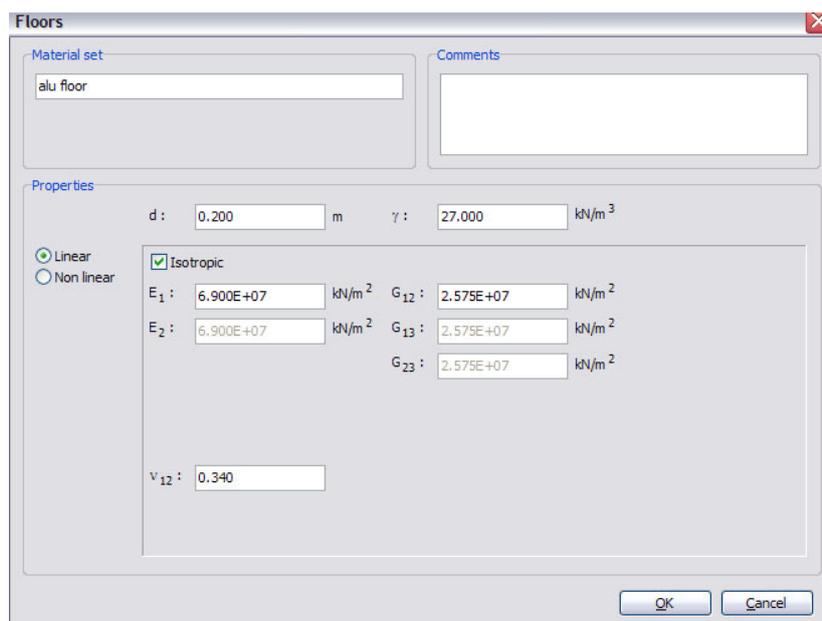


Abb. 9.7: Eingabe der Bodenplatteneigenschaften in PLAXIS

Es werden gemäss Abb. 9.7 die Plattendicke ($d = 0.200 \text{ m}$), das Raumgewicht ($\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$), der Elastizitätsmodul $E_1 = 69'000 \text{ N/mm}^2$ und die Querdehnzahl $\nu = 0.34$ (Paus, 1995) in die Oberfläche zur Eingabe von Plattenelementen eingegeben. Damit wird die Bodenplatte als elastisch-isotrope Platte mit den Eigenschaften von Aluminium modelliert. Es wird hier absichtlich keine Betonplatte modelliert, da so der direkte Vergleich der Resultate mit den Versuchsergebnissen nicht möglich wäre. Das nicht lineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton aufgrund der Rissbildung kann in PLAXIS zum Beispiel mit einem nicht-linearen Verlauf des Biegemomentes M gegenüber der Krümmung κ , wie das in Abb. 2.16 anhand der aufgetragenen Last Q gegenüber der Mittendurchbiegung w sinngemäss aufgetragen ist, modelliert werden. Entsprechende Stoffmodelle zur Beschreibung dieses Verhaltens, wie zum Beispiel das „smeared cracking-model“, wie es im ABAQUS-Manual beschrieben ist und von Garg & Abolmaali (2009) verwendet wird, fehlen.

9.5.3 Finite-Elemente-Netz

In Abb. 9.8 ist das Finite-Element-Netz, welches für die Berechnungen verwendet wurde, abgebildet. Die Generierung dieses Netzes wird nachfolgend beschrieben. Da die seitlichen Randeinflüsse bisher gemäss Versuchen an Betonplatten (Versuch „arn_23“, vgl. Kapitel 7.7) als nicht verhaltensbestimmend identifiziert werden konnten, wurde bei der Generierung des Bodenmodells der Randeinfluss nicht implementiert, die Modell-Bodenhöhe hingegen schon (vgl. Kapitel 7.8).

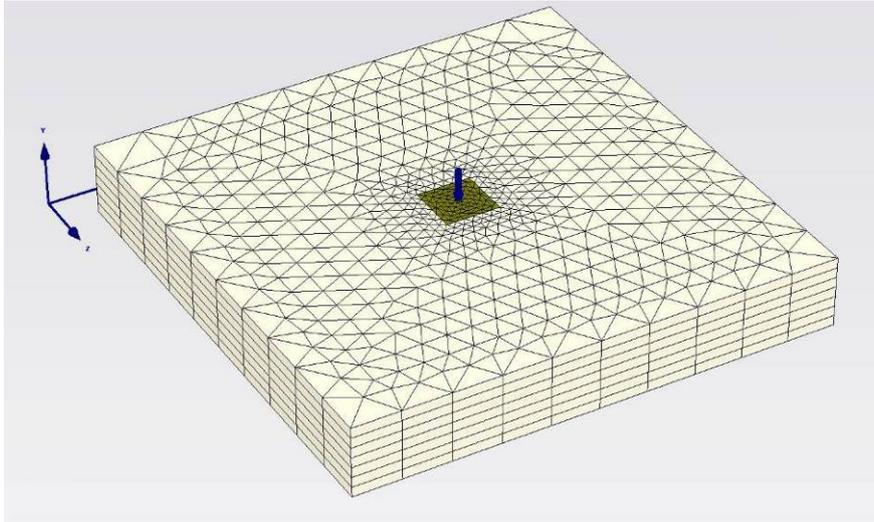


Abb. 9.8: 3-D FE-Netz in PLAXIS 3D FOUNDATION

In Abb. 9.8 erkennt man, dass die Netz-Struktur zur Foundation hin immer dichter wird, damit dort, wo grosse Spannungs- und Deformationsänderungen erwartet werden, entsprechend genaue Resultate entstehen. El-Hamalawi (1997) hat automatische Netz-Verfeinerungen in Abhängigkeit der errechneten Deformationen im von ihm verwendeten FE-Programm implementiert. Dies ist in PLAXIS noch nicht möglich.

Die Bildung dieses FE-Netzes in PLAXIS verläuft wie folgt. Zunächst wird in der Ebene der Foundationsplatte automatisch ein 2-D-Netz generiert. Man kann mit Hilfe von einzugebenden Feldern das Netz im Rahmen einer ebenfalls automatischer Generation verfeinern lassen. Bei dieser Netz-Bildung werden dreieckige 6-Knoten-Elemente gebildet (vgl. Abb. 9.9), welche einen quadratischen Verschiebungsansatz erlauben. Solche Elemente bilden auch die Grundlage für Platten, welche in PLAXIS, wie in Abb. 9.7 beschrieben, modelliert werden können.

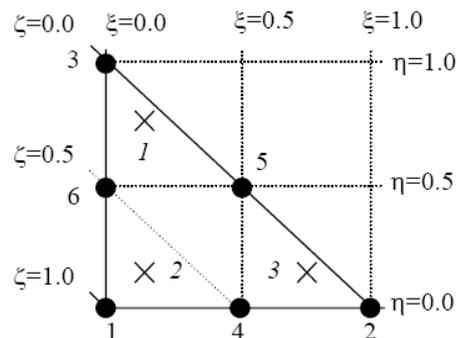


Abb. 9.9: Dreieckiges 6-Knoten-Element für die 2-D-Netzgenerierung in PLAXIS 3D FOUNDATION

Nach der 2-D-Netz Generierung erfolgt in einem separaten Schritt die 3-D-Netzgenerierung. Auch dieses Netz wird von PLAXIS automatisch gewählt und kann wiederum im selben Umfang wie beim 2-D-Netz verfeinert werden. Um 3-D-Elemente zu generieren, bedarf es in der dritten Dimension wiederum eines 2-D-Elementes, welches in diesem Fall ein rechteckiges 8-Knoten Element ist (vgl. Abb. 9.10). Auch dieses Element erlaubt einen quadratischen Verschiebungsansatz.

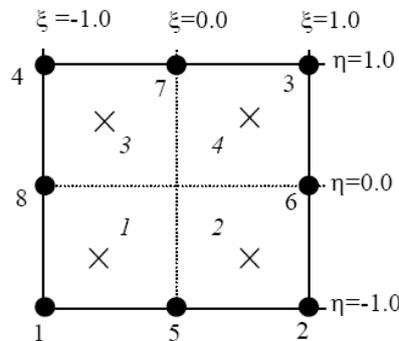


Abb. 9.10: Rechteckiges 8-Knoten-Element für die 3-D-Netzgenerierung in PLAXIS 3D FOUNDATION

Mit diesen beiden Elementen als Grundlage wird das Volumen-Element, welches ein 15-Knoten-Keil-Element ist, generiert.

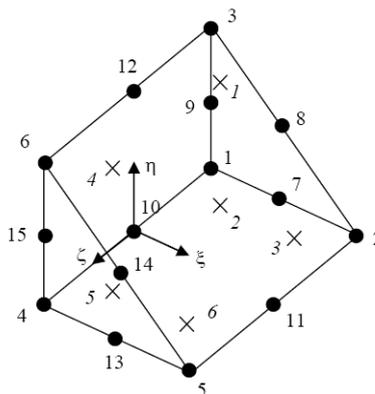


Abb. 9.11: 15-Knoten-Keilelement, welches aus einem dreieckigen 6-Knoten-Element und einem rechteckigen 8-Knoten-Element entsteht (PLAXIS 3D FOUNDATION).

Die Integration zur Berechnung der eingegebenen Problemstellung besteht aus einer Mischung zwischen 3-Punkt-Integration des dreieckigen 6-Knoten-Elementes und einer 4-Punkt-Integration eines 8-Knoten-Elementes.

Es wird also, wie bereits in Kapitel 6.2 beschrieben, deutlich, dass es sich beim PLAXIS 3D FOUNDATION nicht um ein wirkliches 3-D Programm handelt, wo dreidimensionale Elemente von Grund auf gebildet werden. Es wird hier zunächst ein 2-D-Netz gebildet, auf dessen Grundlage das 3-D-Element entsteht, welches wiederum bei der Integration wie zwei 2-D-Elemente behandelt wird.

Potts et al. (2002) beschreiben, dass je nach Aufgabenstellung verschiedene Element-Formen- und Grössen angewandt werden sollen. Dies wird in PLAXIS 3D FOUNDATION dem Benutzer weitgehend abgenommen. Die Element-Typen für Anker; Foundationen, Pfähle usw. sind vorgegeben. Es kann lediglich die Grösse der Elemente beeinflusst werden, was ebenfalls gemäss Potts wichtig ist, da die Resultate eine Netzabhängigkeit zeigen.

Unklar bei der Modellierung des Foundationssystems aus Abb. 9.8 ist die Interaktion zwischen Foundation und Boden. Für Platten (Floors) können keine Interface-Elemente, wie sie PLAXIS zur Verfügung stellt, eingesetzt werden. Der Einsatz solcher Elemente ist nur bei Wänden (Walls) möglich. Wie bereits erwähnt kann ein „Interface-Factor“ eingegeben werden, der die Reibungsverhältnisse zwischen Fundament und Boden wiedergibt. Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit haben jedoch gezeigt, dass dieser Faktor keinen Einfluss auf die Resultate zu haben scheint. Potts et al. (2002) geben an, wie die Modellierung von „Interfaces“ geschehen sollte und wie wichtig die Modellierung von solchen Wechselwirkungen ist. PLAXIS scheint die Interaktionen zwischen Strukturen und Boden selbständig zu modellieren, ohne dass der Benutzer Einfluss nehmen könnte. Dass keine Interface-Elemente eingesetzt werden können, scheint auf jeden Fall ein grosser Nachteil von PLAXIS zu sein.

9.5.4 Modellierung von Fundamentversuchen mit dem Mohr-Coulomb-Modell

Zunächst werden die Fundationen, welche bereits der analytischen und physikalischen Modellierung (vgl. Kapitel 7) unterworfen wurden, auch numerisch anhand des Mohr-Coulomb-Modells modelliert. Dabei werden Resultate der Sohlspannungsverteilungen, der Last-Setzungskurven und der Biegebeanspruchung an einigen Stellen gezeigt, um mit den Versuchen vergleichbare Resultate zu erhalten.

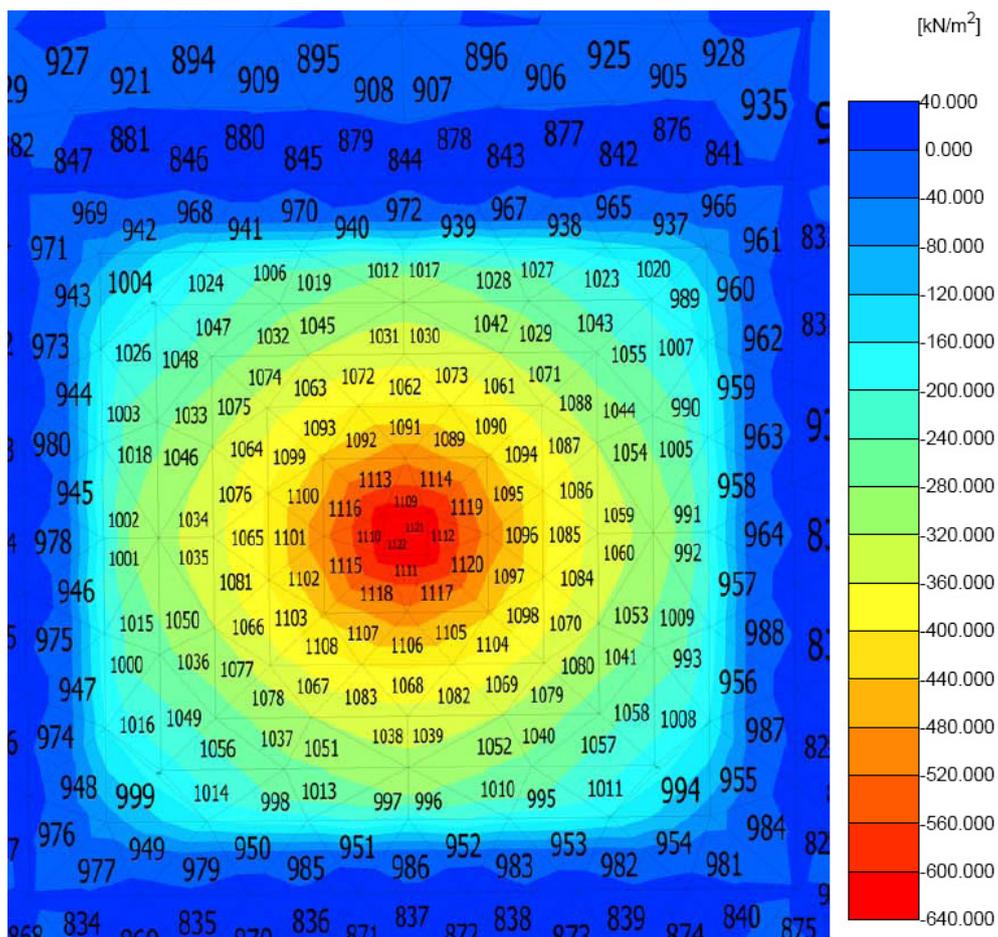


Abb. 9.12: Sohlspannungsverteilung in PLAXIS für „arn_30“ bei Vollast (10'000 kN Prototyplast; Fundamentfläche: 5.6 m x 5.6 m)

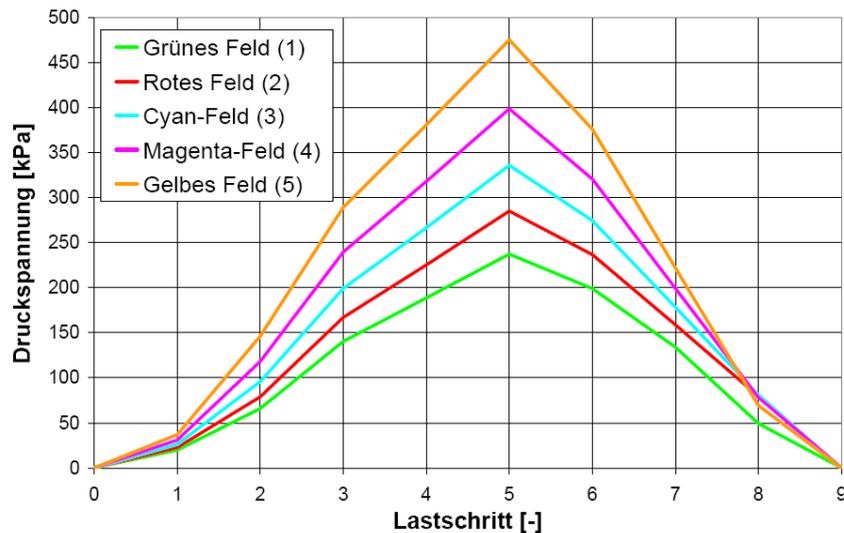


Abb. 9.13: Versuch "arn_30" berechnet in PLAXIS: Verlauf der Sohlspannungen mit zunehmender Belastung aufgeteilt in Felder entsprechend der Tekscan-Messungen (vgl. Abb. 7.14). Die Belastungsschritte sind von 1-9: 570 kN; 2830 kN; 5980 kN; 7980 kN; 10000 kN; 7940 kN; 4780 kN; 1680 kN; 0 kN.

Die Abb. 9.13 zeigt anhand der Felder, analog zu den Tekscanmessungen, die Sohlspannungsverteilung bei Be- und Entlastung. Verglichen mit den Messungen der Tekscan-Folie ist hier ein grundsätzlich schlaffes Verhalten zu erkennen. Die Verhaltenswechsel von starr zu schlaff bei der Belastung und von schlaff zu starr bei der Entlastung sind kaum sichtbar.

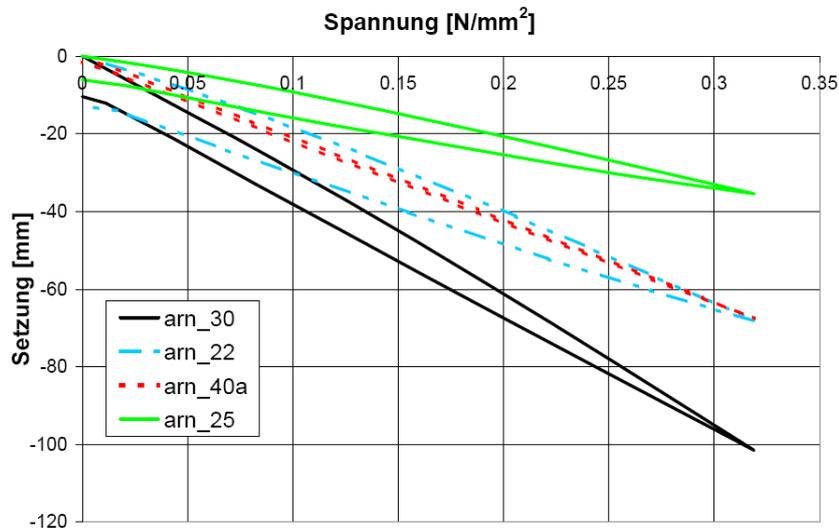


Abb. 9.14: Last-Setzungskurven für alle vier Versuche anhand des Mohr-Coulomb-Modells. ("arn_22": $d = 12$ mm; "arn_40a": erhöhter Felshorizont; "arn_25": Versuch auf Beton)

Abb. 9.14 zeigt die Last-Setzungs-Kurven aller drei Versuche, welche mit dem Mohr-Coulomb-Modell berechnet wurden und zusätzlich den Versuch "arn_22", welcher bei 50-facher Erdbeschleunigung mit einer Alu-Platte von 12 mm Dicke durchgeführt wurde. Die entsprechenden Last-Setzungs-Kurven der Versuche sind für "arn_30" in Abb. 7.19, für "arn_22" in Abb. 7.20, für "arn_40a" in Abb. 7.65 und für "arn_25" in Abb. 7.58 abgebildet. Die Tendenz der zunehmenden Steifigkeit der beiden Versuche "arn_25" ($E_{\text{Beton}} = 38'870$ kPa) und "arn_40a" (horizontale Felsschicht) gegenüber "arn_30" ist zwar korrekt abgebildet, doch scheinen die relative Zunahme und

die Form der Last-Setzungs-Kurven anhand dieses elastisch-ideal plastischen Modells nicht korrekt dargestellt. Vor allem die Entlastungskurve ist entsprechend der Modellwahl wenig realitätsnah.

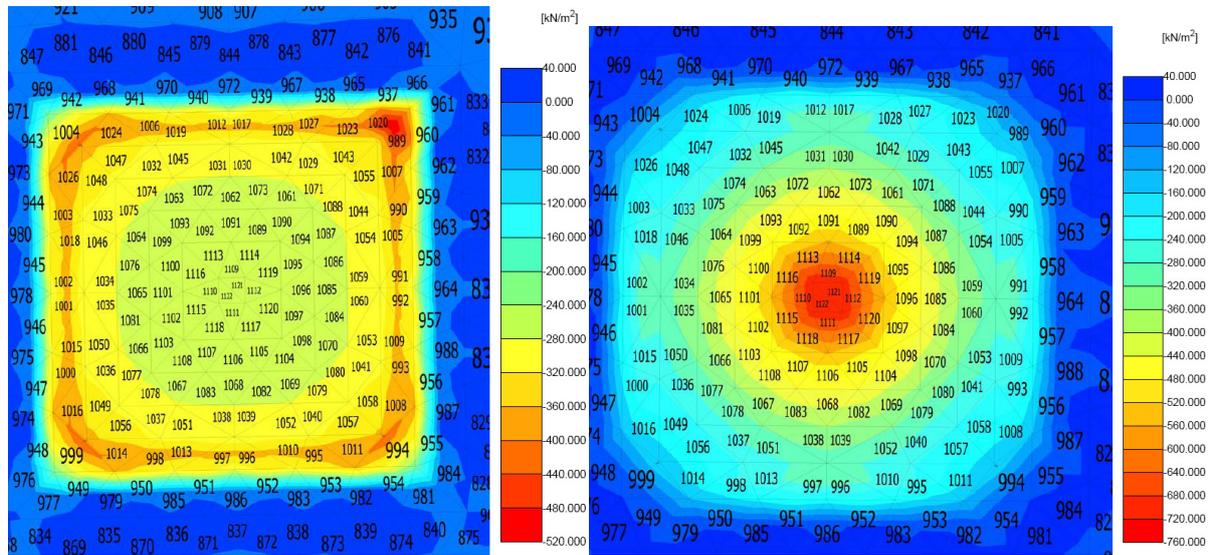


Abb. 9.15: Links: Spannungsverteilung bei Höchstlast (10'000 kN) für "arn_22". Rechts: Spannungsverteilung bei Höchstlast für "arn_40a"

Werden die Spannungsverteilungen der beiden Versuche "arn_22" und "arn_40a" begutachtet (vgl. Abb. 9.15), ergibt sich erwartungsgemäss für "arn_22" eine gleichmässigerere Spannungsverteilung als bei den anderen beiden Versuchen, da die Fundation steifer ist. Bei "arn_40a" ergibt sich gar ein etwas schlafferes Verhalten mit deutlicherer Spannungs-Konzentration bei der Lasteinleitung als bei Versuch "arn_30", obwohl beide Fundationen über dieselbe Plattendicke von 4 mm verfügen. Auch dies stimmt mit der Beziehung über die Systemsteifigkeit (vgl. Gleichung 3.9) überein, wonach bei zunehmender Bodensteifigkeit, was hier durch die dünne zusammendrückbare Schicht gegeben ist, die Steifigkeit der Fundation abnimmt.

Bei Verwendung des Mohr-Coulomb-Modells kann zwar die Steifigkeitseigenschaft der Fundation im Rahmen einer gewissen Genauigkeit korrekt abbilden, das generelle Verhalten der Fundation inklusive korrekter Last-Setzungs-Kurve vermag es jedoch nicht zu modellieren.

Tabelle 9-8: Biegebeanspruchungen 0.76 m von der Fundamentmitte entfernt (bei arn_25 0.44 m entfernt, entsprechend 25-facher Erdbeschleunigung)

Versuch Nr.	Biegebeanspruchung [kNm/m']
arn_30	-695.6
arn_22	-947.6
arn_25	-249.9
arn_40a	-634.1

Die geringste Biegebeanspruchung erfährt dasjenige Fundament, welches sich am schlaffsten von allen verhält.

9.5.5 Modellierung von Fundamentversuchen mit dem Hardening-Soil-Modell

Hier werden die Fundationen, welche zuvor schon analytisch, physikalisch und numerisch mit dem MC-Modell berechnet wurden, mit dem HS-Modell kalkuliert. Weiter werden ein ausgesteiftes Einzelfundament (arn_14W) und ein Streifenfundament (arn_16) hier ebenfalls einer Berechnung unterzogen. Gemäss Laue & Grande (2002) werden numerische Berechnungen mit folgenden Graphiken/Aussagen komplett beschrieben: Finite-Element-Netz (vgl. Abb. 9.8); Randbedingungen: "Boreholes" in Abb. 9.6; Bodenaufbau (vgl. Abb. 9.6); Material-Parameter- und Modelle (vgl. Kapitel 9.5.1; Tabelle 9-7); Ausgangs-Spannungszustand bei normal-konsolidierten Verhältnissen (vgl. Anhang: Abb. 15.9 und Abb. 15.10); deformiertes Netz (vgl. Anhang: Abb. 15.11); Verschiebungsvektoren (vgl. Anhang: Abb. 15.12); Spannungen und Dehnungen (vgl. Abb. 9.19 bis Abb. 9.28).

Da das HS-Modell für Teil III (Diskussion & Schlussfolgerungen) weiter verwendet wird, wird ausschliesslich dieses Modell anhand der Empfehlungen nach Laue & Grande (2002) ausführlich beschrieben.

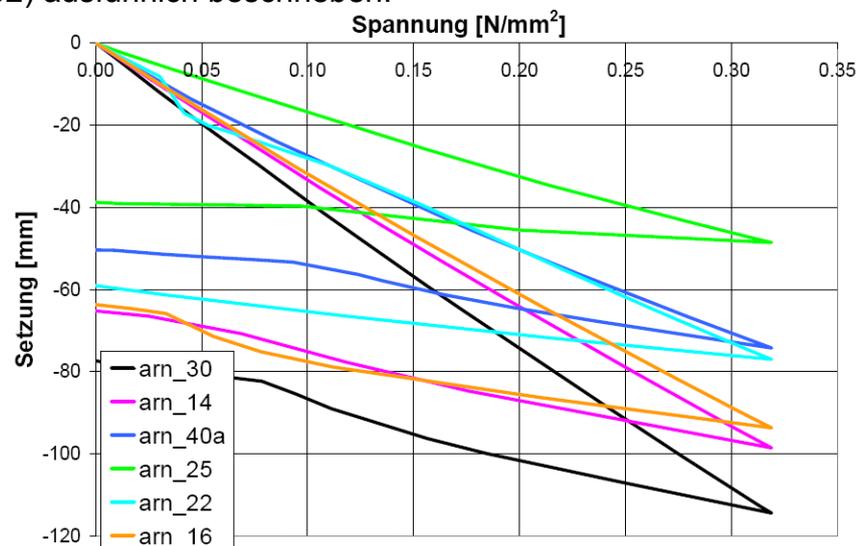


Abb. 9.16: Last-Setzungs-Kurven von verschiedenen Fundamentssystemen modelliert mit dem Hardening-Soil-Modell in PLAXIS

Qualitativ stimmen die Resultate anhand der HS-Modellierung (vgl. Abb. 9.16) mit der MC-Modellierung (vgl. Abb. 9.14) recht gut überein. Wird die Fundation aussteift, wird das Setzungsverhalten ebenfalls steifer. Mit dem HS-Modell können die Entlastungskurven jedoch entsprechend den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen abgebildet werden. Dies ist mit dem elastischen-idealplastischen MC-Modell nicht möglich.

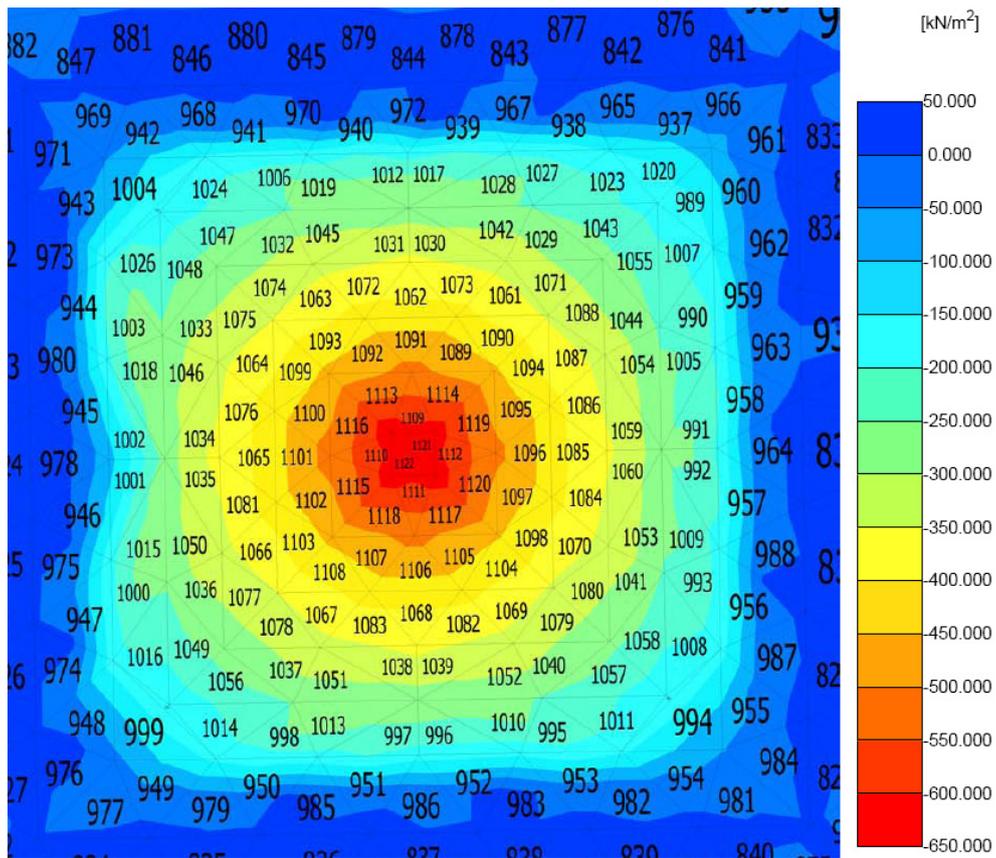


Abb. 9.17: Spannungsverteilung für Versuch "arn_30" anhand des HS-Modells (bei 10'000 kN)

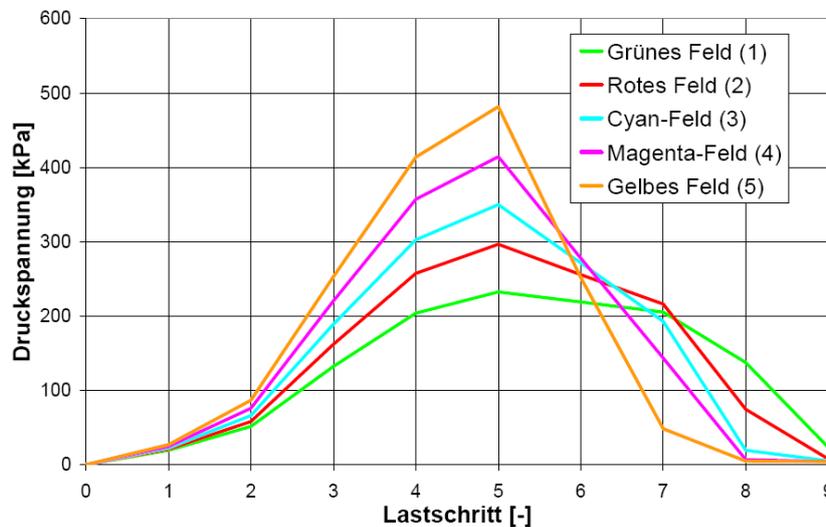


Abb. 9.18: Versuch "arn_30" in PLAXIS: Verlauf der Sohlspannungen mit zunehmender Belastung aufgeteilt in Felder entsprechend der Tekscan-Messungen. Die Belastungsschritte sind von 1-9: 210 kN; 1890 kN; 5260 kN; 8240 kN; 10000 kN; 8550 kN; 4030 kN; 1360 kN; 0 kN.

Abb. 9.17 zeigt eine gute Übereinstimmung der Spannungsverteilung anhand der Modellierung mit dem HS-Modell und den Zentrifugenmodellversuchen. Auch Abb. 9.18 zeigt, dass das Verhalten der Fundation mit steigender und fallender Last ziemlich gut mit dem in den Versuchen gemessenen Verhalten übereinstimmt. Der Verhaltenswechsel von starr zu schlaff kann in PLAXIS nur bei der Entlastung nachvoll-

zogen werden. Hier wird der Verhaltenswechsel ebenso wie in den Versuchen deutlich. Dieses Verhalten korrespondiert auch gut zu den Last-Setzungs-Kurven, welche für die Entlastung mit dem HS-Modell ein realitätsnahes Bild zeigen. Auch die Belastungskurven zeigen im Vergleich zu den Versuchen ein realitätsnäheres Bild im Sinn von Terzaghi (1925) als das MC-Modell.

Tabelle 9-9: *Berechnete Biegebeanspruchungen 0.76 m von der Fundamentmitte entfernt (bei arn_25 0.44 m entfernt (entsprechend 25-facher Erdbeschleunigung))*

Versuch Nr.	Biegebeanspruchung [kNm/m'] bei 10'000 kN Last	Biegebeanspruchung [kNm/m'] bei einer mittleren Sohlpressung von 200 kPa (=ca. 6272 kN; bzw. 1568 kN bei 25g)
arn_14	-359.4	-223
arn_16	-518.5	-352
arn_30	-678.5	-454
arn_22	-861.1	-549
arn_25	-221.0	-140
arn_40a	-623.5	-403

Was die Beanspruchung der Foundation nahe der Lasteinleitung anbelangt, so zeigt die Tabelle 9-9, dass mit dem Wechsel des Bodenmodells die Beanspruchung nur wenig ändert. Dies machen auch die Sohlspannungsverteilungen, welche je nach Bodenmodell nur wenig voneinander abweichen, deutlich.

Spannungs- und Dehnungsverteilungen im Querschnitt

Nachfolgend sind für den Versuch "arn_30" (Einzelfundament mit Seitenlänge = 5.6 m; Plattendicke $d = 20$ cm (Aluminium)) im Querschnitt Spannungs- und Dehnungsverteilungen dargestellt. Weitere Grundlagen und Resultate zur numerischen Modellierung sind im Anhang (Kapitel 15.5) aufgeführt. Die im Zentrifugenmodellversuch vorhandenen Ränder des Modellbehälters wurden auch hier nicht simuliert.

Was die effektiven horizontalen Spannungen σ'_{xx} anbelangt, kann man in den Abb. 9.19 und Abb. 9.20 erkennen, dass die horizontale Spannung unter dem Fundament bei einer Laststeigerung von 6'300 kN auf 10'000 kN (Laststeigerung um 58%) am unteren Rand des Modells um ca. 50% zunimmt. Der Einfluss der Horizontalspannungen nimmt seitlich des Fundamentes mit steigender Last zu.

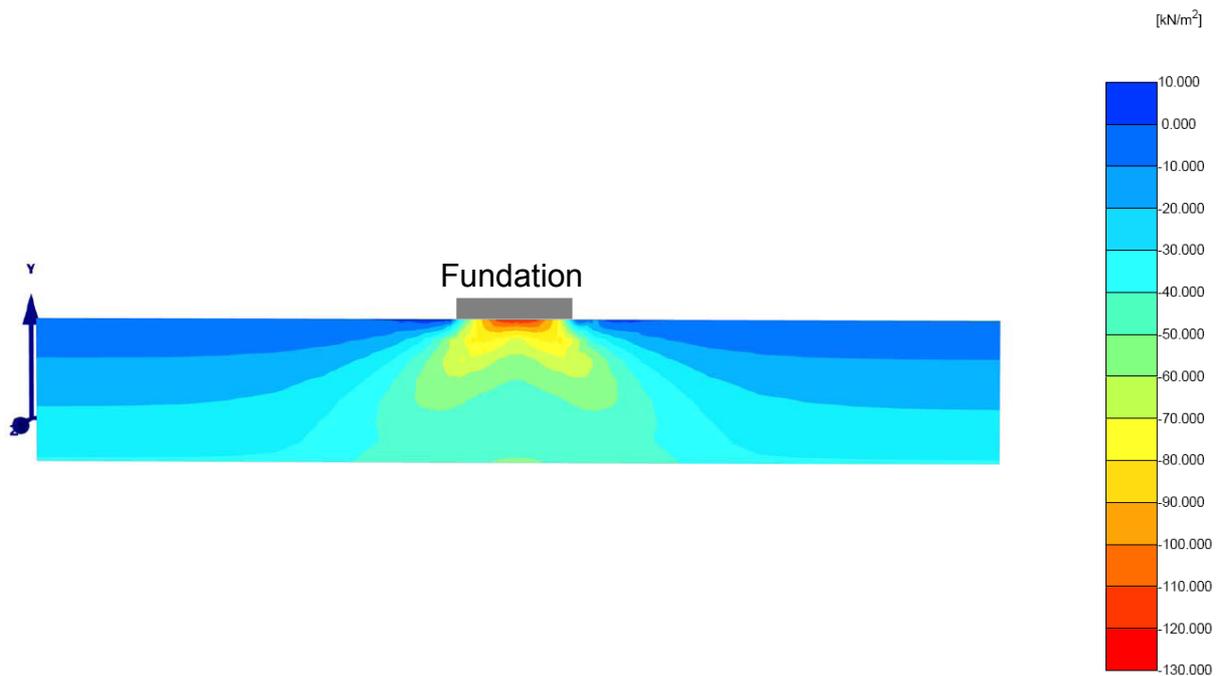


Abb. 9.19: Horizontale Spannung σ'_{xx} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4$ mm). Die Position der Fundation ist stellvertretend für die folgenden Abb. 9.20 bis Abb. 9.26 dargestellt.

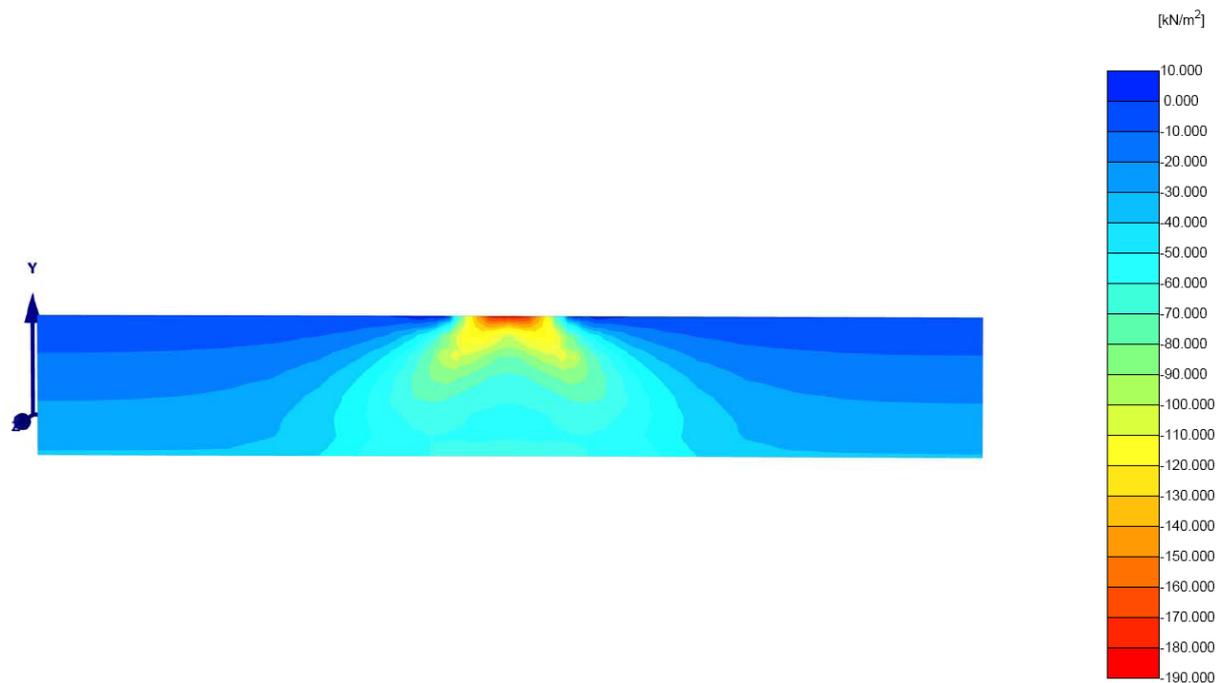


Abb. 9.20: Horizontale Spannung σ'_{xx} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4$ mm)

Die Abb. 9.21 und Abb. 9.22 zeigen die Vertikalspannungen bei denselben Lastniveaus wie die Horizontalspannungen. Auch hier ist eine deutliche Zunahme der Spannungen ersichtlich.

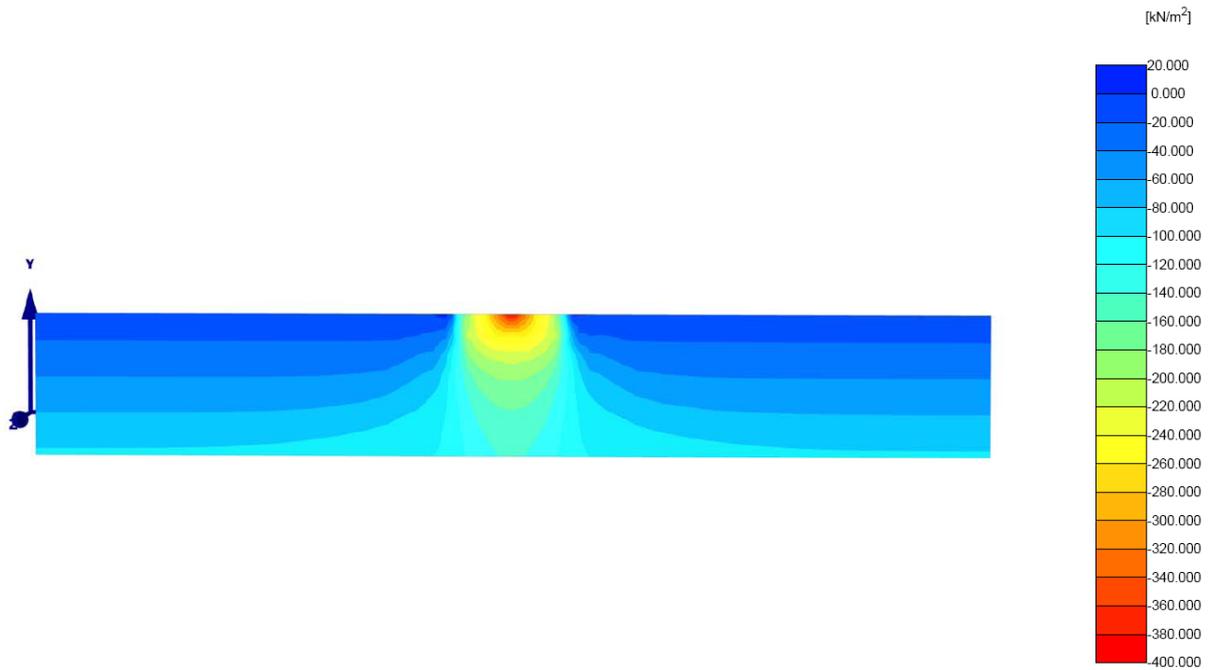


Abb. 9.21: Vertikale Spannung σ'_{yy} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

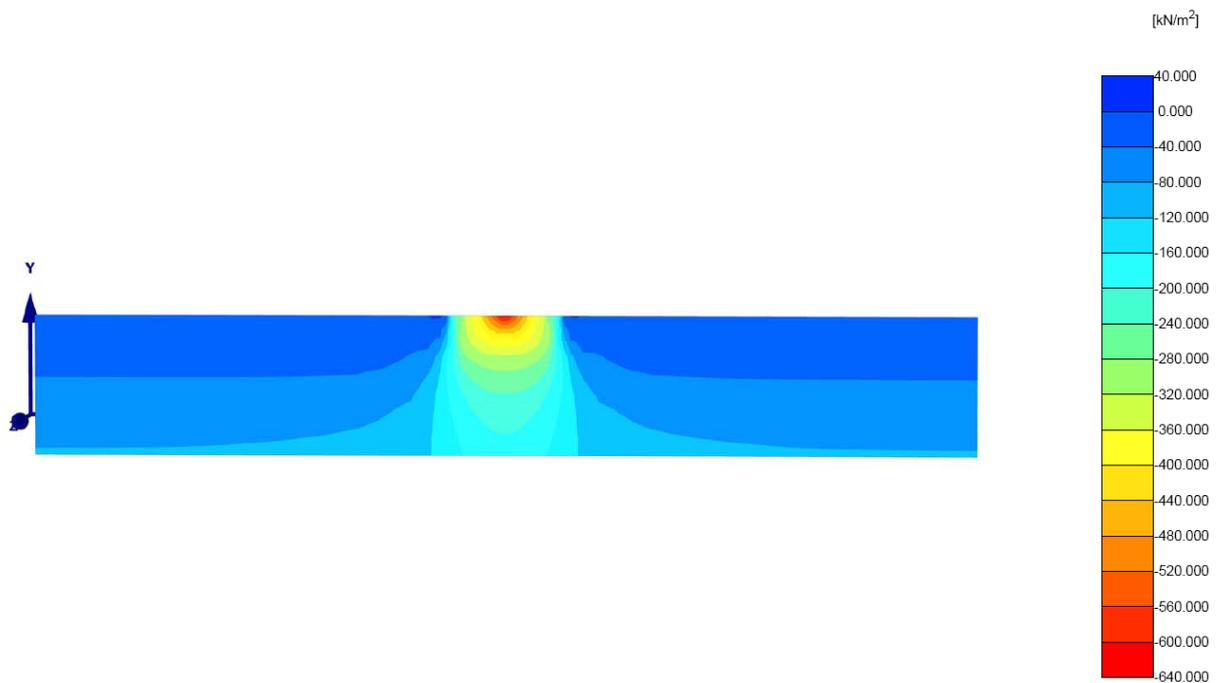


Abb. 9.22: Vertikale Spannung σ'_{yy} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

Die Abb. 9.23 und Abb. 9.24 zeigen die horizontalen Dehnungen ε_{xx} bei den Belastungen 6'300 kN und 10'000 kN. Auffallend sind hier die Spitzen an den Fundationsrändern; hier findet ein seitliches Ausweichen des Bodens statt. Diese Tendenz des seitlichen Ausweichens erkennt man auch anhand der vertikalen Dehnungen ε_{yy} in den Abb. 9.25 und Abb. 9.26, wo seitlich der Foundation die vertikale Dehnung bei der Laststeigerung von 6'300 kN auf 10'000 kN zunimmt.

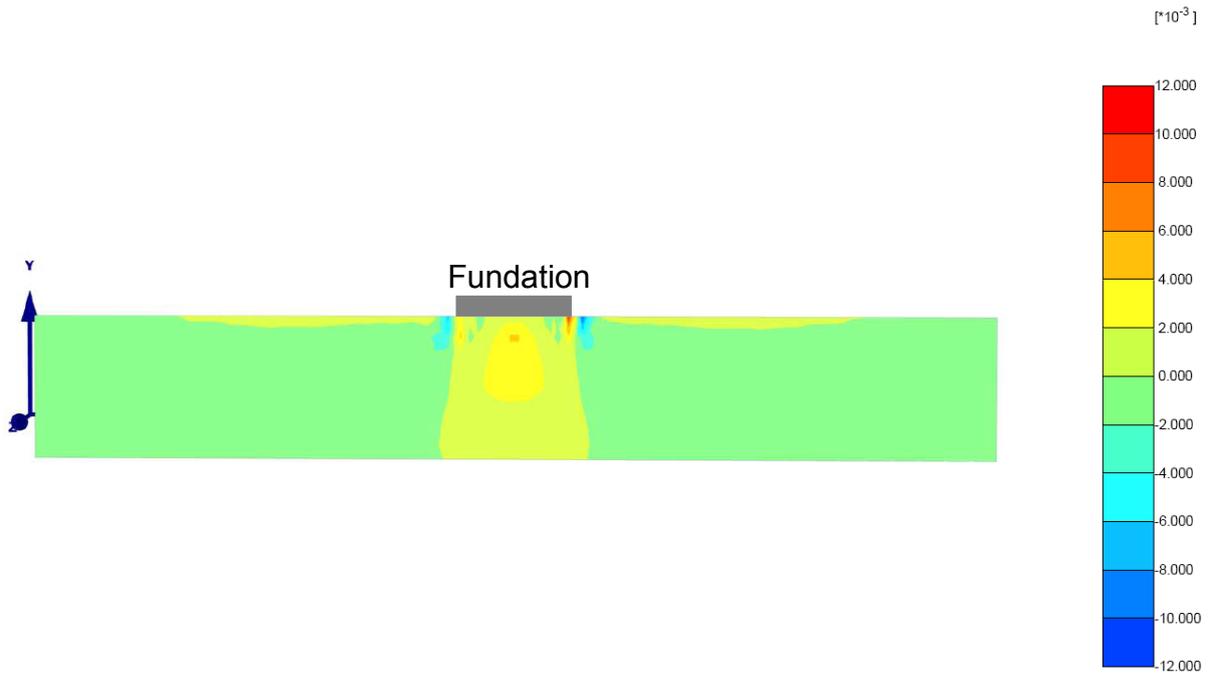


Abb. 9.23: Horizontale Dehnung ϵ_{xx} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm)

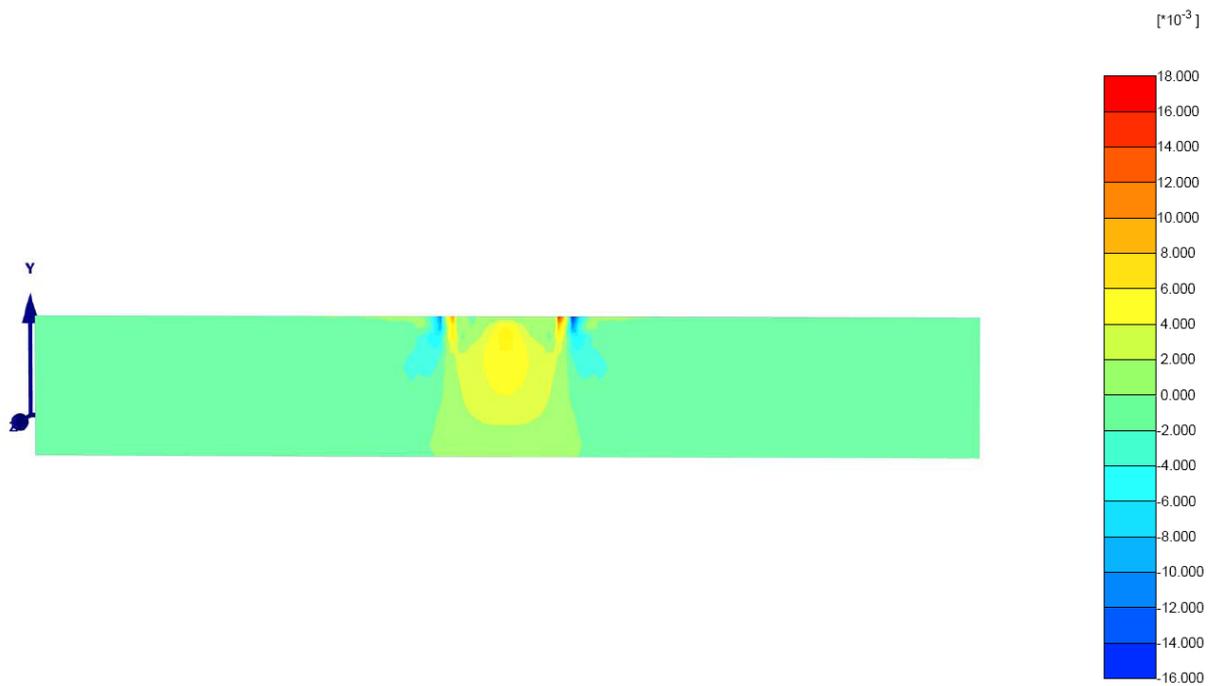


Abb. 9.24: Horizontale Dehnung ϵ_{xx} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm)

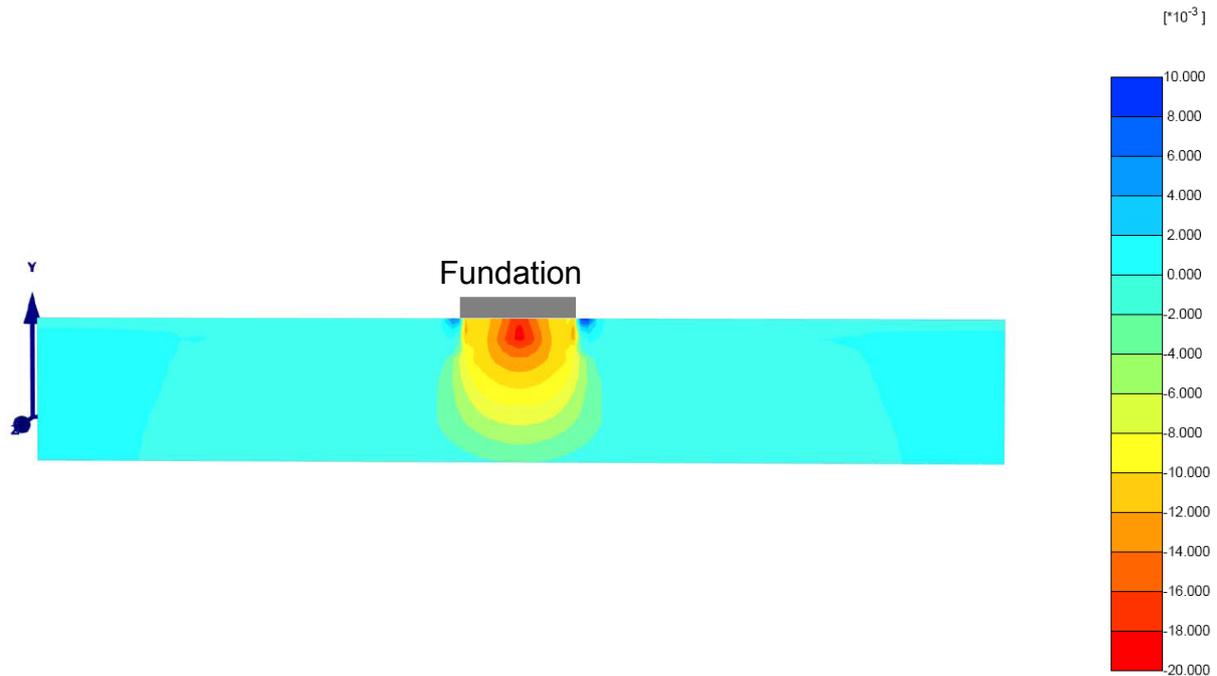


Abb. 9.25: Vertikale Dehnung ε_{yy} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4$ mm)

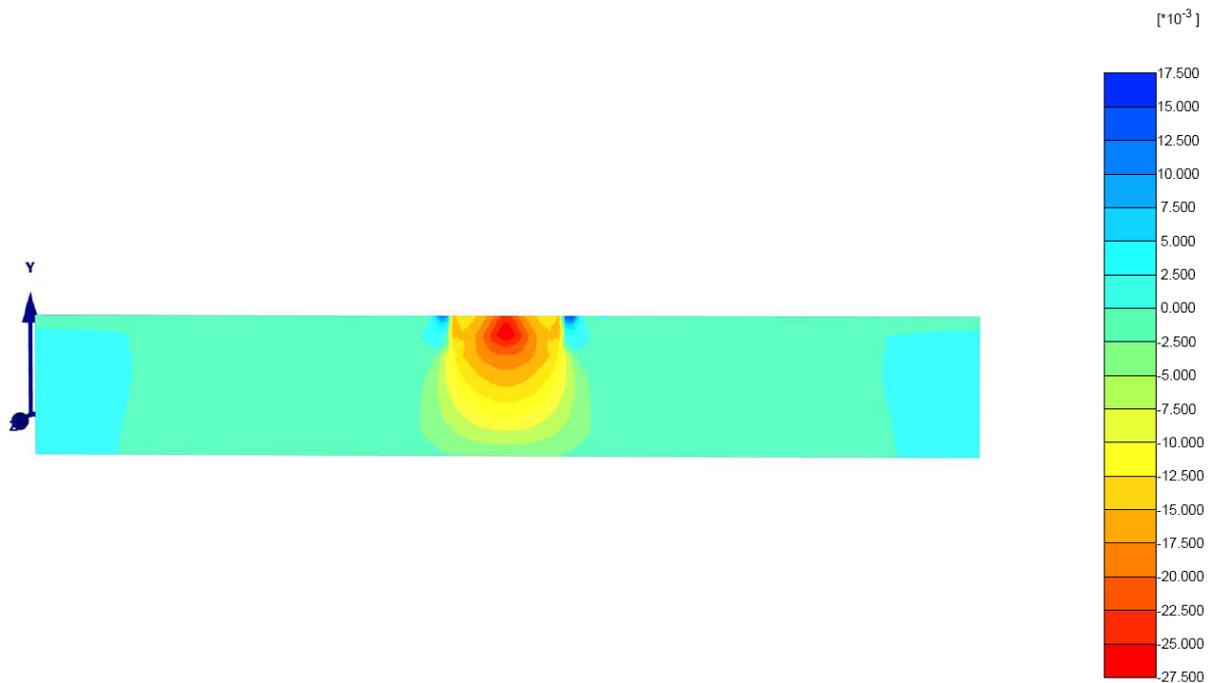


Abb. 9.26: Vertikale Dehnung ε_{yy} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4$ mm)

Die Bildung des Mechanismus in Abb. 2.2 wird durch die Abb. 9.27 und Abb. 9.28 nicht deutlich. Sowohl bei einer Last von 6'300 kN als auch bei der Last von 10'000 kN kann kein deutlicher Keil unter der Foundation festgestellt werden. Ausserhalb der Foundation kann eine leichte Drehung der Hauptspannungen hin zur Horizontalen festgestellt werden.

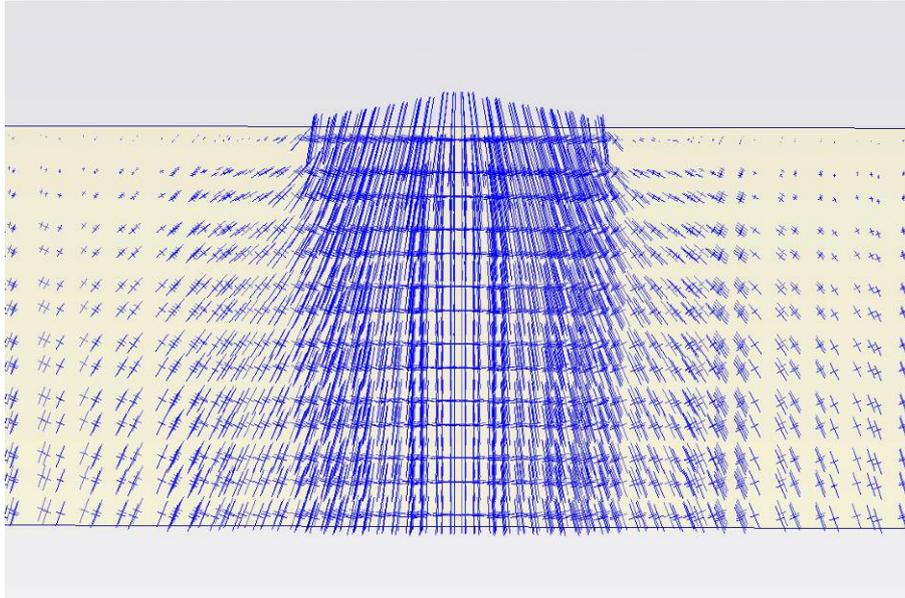


Abb. 9.27: Effektive Hauptspannungsrichtungen bei einer Last von 6'300 kN für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

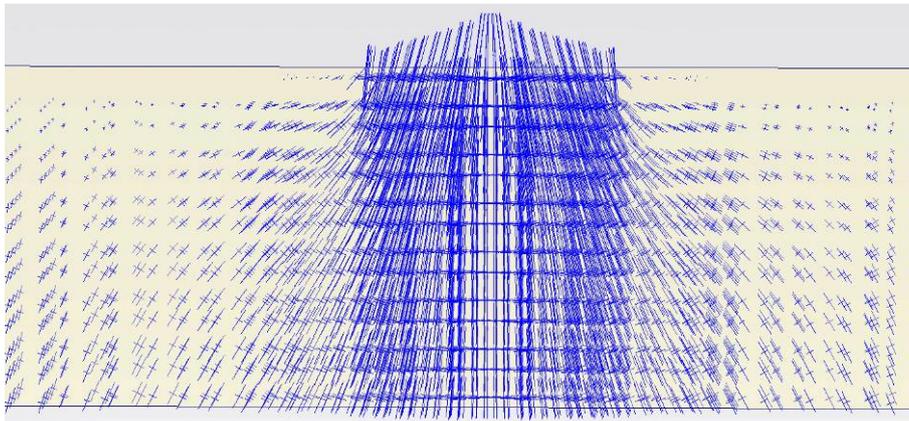


Abb. 9.28: Effektive Hauptspannungsrichtungen bei einer Last von 10'000 kN für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

9.6 Vergleichsrechnung mit ABAQUS

9.6.1 Modellierung des Tragverhaltens der Fundationsplatte unter „Belastung der Sohlspannung“

Die Vergleichsrechnung in ABAQUS beschränkt sich auf die Verifizierung der Dehnungsmessungen in den Zentrifugenmodellversuchen.

ABAQUS ist ein fortgeschrittenes FE-Programm, mit welchem die verschiedensten mechanischen Problemstellungen modelliert werden können. Entsprechend ist der Modellaufbau sehr aufwändig, da alle Interaktionen zwischen beispielsweise Bodenplatte und Boden selber generiert werden müssen. Ausserdem ist das Programm anfälliger auf Konvergenzschwierigkeiten.

ABAQUS findet in der praktischen Baubranche bislang keine Beachtung, da die Modellgenerierung wie bereits erwähnt zu aufwändig ist.

Die Verifizierung der Dehnungsmessungen erfolgte über die Messung der Sohl- druckverteilung mit Tekscan. Diese Sohl- druckverteilung, welche aus 1936 Mess- punkten besteht, wurde auf 121 Messpunkte gemittelt und als Belastung auf die in ABAQUS modellierte Bodenplatte aufgegeben. Anhand dieser Belastung durch die Boden- druckverteilung kann die Beanspruchung der Platte in allen Punkten ausgegeben werden. Im ABAQUS-Modell wird das Auflager bei der Lasteinleitung gesetzt. Das gewählte Stoffmodell für die Aluminiumplatte ist linear-elastisch, da in sämtlichen Versuchen auf Fundamenten der Plattendicke $d = 4 \text{ mm}$ in der Zentrifuge keine irre- versiblen Verformungen gemessen werden konnten.

Das Modell ist nachfolgend in Abb. 9.29 dargestellt und die eingegebenen Parameter in Tabelle 4-10 zusammengefasst.

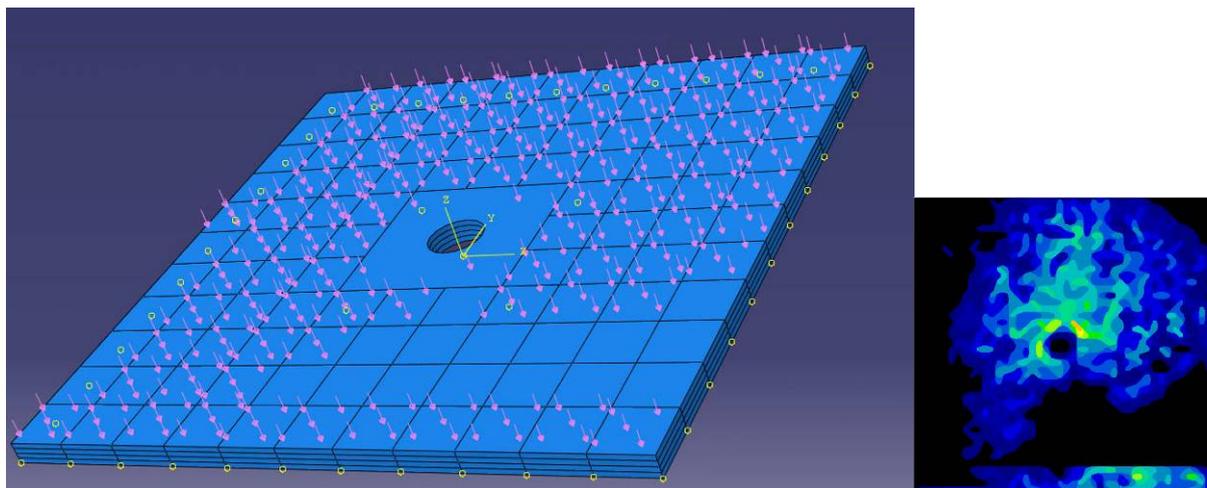


Abb. 9.29: Lastanordnung anhand der Sohlspannung aufgezeichnet von Tekscan (rechts) (Gesamtbelastung 1.62 kN im Modell). Datengrundlage bildet der Versuch "arn_30".

In ABAQUS kann in jedem Punkt der Fundationsplatte die Dehnung bestimmt werden. Die numerischen Modelle zur Bestimmung der Dehnungen wurden mit verschiedenen Belastungsstadien im Versuch angefertigt. Es wurden Belastungen (Mo-

dellgrößen) von 0.271 kN; 0.8 kN; 1.6 kN und 2.48 kN gewählt und anhand der Tekscan-Messungen auf das Niveau des ABAQUS-Modells diskretisiert. Da das Tekscan aufgrund seiner Eigenschaft des Kriechens nicht die ganz korrekte Last anzeigt, wurden die diskreten Werte anhand der Lastzellenmessungen korrigiert. Nur so können anschliessend die Dehnungen ermittelt in den Versuchen mit dieser Modellrechnung verifiziert werden.

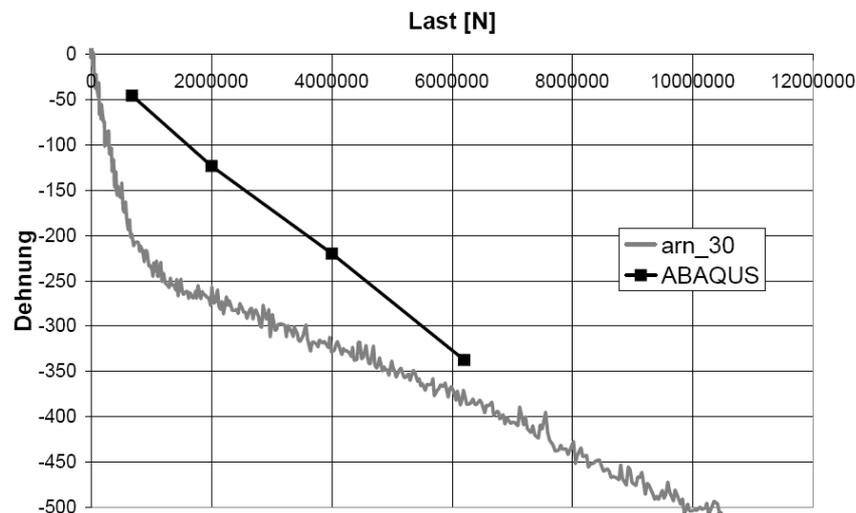


Abb. 9.30: Vergleich der Modellrechnung mit ABAQUS mit den Versuchsergebnissen der Dehnungen [$\mu\text{m}/\text{m}$] je Laststufe. Krümmung aufgrund des Verhaltenswechsels von starr zu schlaff

Die Abb. 9.30 zeigt, dass die Modellrechnung mit zunehmender Belastung näher an die Versuchsergebnisse heran kommt. Die Abweichung zwischen den zwei Erhebungen ist damit zu erklären, dass in ABAQUS eine Vereinfachung der gemessenen Sohlspannung von 1944 Punkten auf 121 Belastungspunkte erfolgt. Damit ergibt sich ein gewisser Fehler bei der Berechnung des Biegemomentes, da die Last zum dazugehörigen Abstand vom Auflager nicht korrekt abgebildet wird. Zu Beginn sind nur wenige Felder mit kleinen Lasten belastet, weshalb sich der Fehler der Vereinfachung in diesem Fall stärker bemerkbar macht.

Die Modellrechnung wurde nicht nur für den Versuch "arn_30", einem Einzelfundament, durchgeführt, sondern auch für den Versuch "arn_16", welcher an einem "Streifenfundament" durchgeführt wurde (vgl. Abb. 9.31). Es wurden die Modelllasten 0.5 kN; 1.5 kN und 3.0 kN in ABAQUS modelliert.

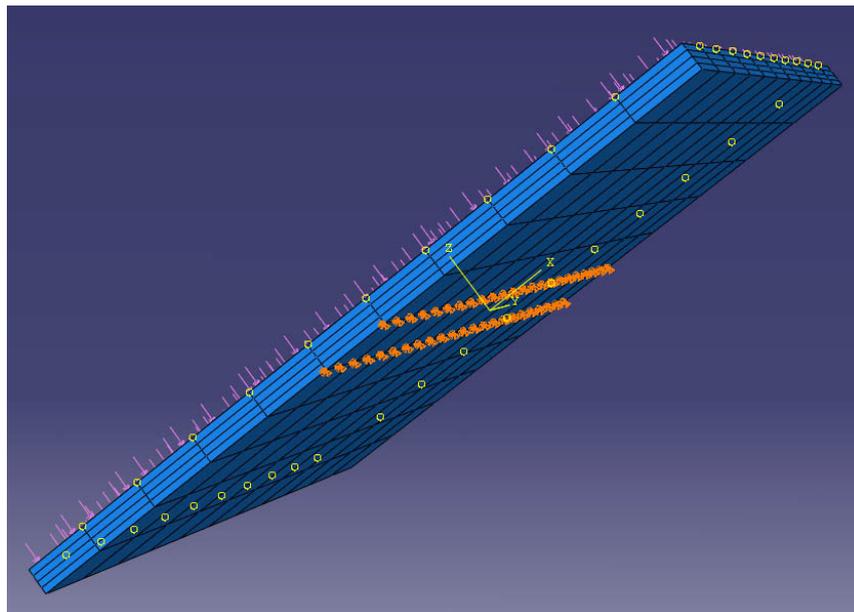


Abb. 9.31: Lastanordnung für Versuch "arn_16", einem "Streifenfundament". Die Randbedingungen in Form der mittleren Wand sind hier auf der Unterseite der Platte zu sehen.

Entsprechend wurde auch für dieses Fundationsmodell der Vergleich zwischen den Versuchsmessungen und dem ABAQUS-Modell durchgeführt (vgl. Abb. 9.32). Auch bei diesem Vergleich erkennt man die Abweichung, welche aber im Gegensatz zum Vergleich beim Einzelfundament mit zunehmender Last grösser wird, dafür aber für kleine Lasten stimmt.

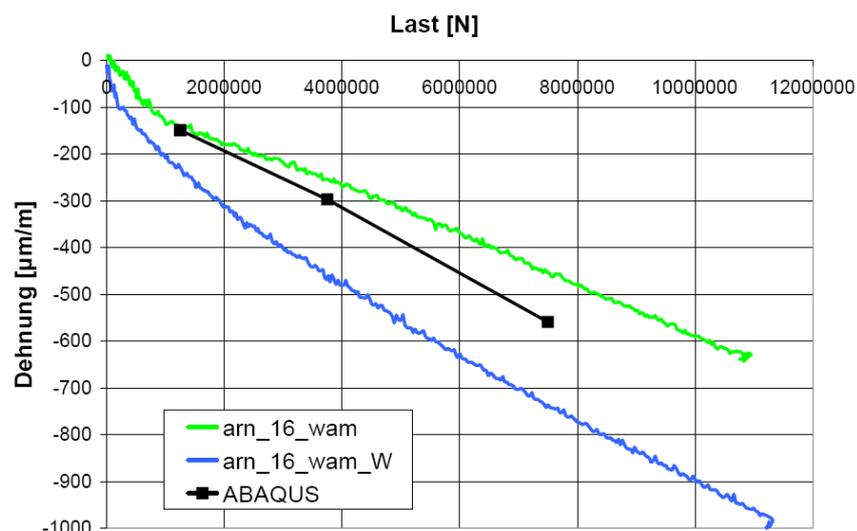


Abb. 9.32: Vergleich der Modellrechnung mit ABAQUS mit den Versuchsdaten der Dehnungen je Laststufe (Es wurde DMS 1 gemäss Abb. 7.31 verwendet). "arn_16" und "arn_16W" sind zwei Versuche, welche dieselbe Versuchsanordnung aufweisen.

Bei den Versuchen arn_16 und arn_16W wurden dieselben Versuchskonfigurationen gewählt. Dichtemessungen liegen zu beiden Versuchen nicht vor.

9.7 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der numerischen Vergleichsrechnung

Die Grundlagen des numerischen Modells in PLAXIS und die Bestimmung der wesentlichen Parameter wurden aufgezeigt. Die Modellierung mit dem ideal-elastischen – starr-plastischen Modell nach Mohr-Coulomb ergibt, was die qualitative Sohlspannungsverteilung anbelangt, ansprechende Resultate. Das allgemeine Verhalten der Fundation, wie es in den Zentrifugenmodellversuchen aufgezeigt wurde, konnte mit diesem Modell nicht nachvollzogen werden, da das Verfestigungsverhalten von Sandboden mit dem Mohr-Coulomb-Modell nicht modelliert werden kann.

Die Verwendung des Hardening-Soil-Modells vermag das generelle Belastungs- und Entlastungsverhalten gut abzubilden. Sowohl die Setzungen als auch das qualitative Bild der Sohldruckverteilung liegen im Bereich der Messungen der Zentrifugenmodellversuche.

Die Modellierung mit ABAQUS ist für die Interpretation der DMS-Messresultate der Zentrifugenmodellversuche wichtig. Anhand der Resultate wird deutlich, dass die Dehnmessstreifen zuverlässige Resultate anzeigen, denn anhand des vereinfachten numerischen Modells in ABAQUS konnten die Messwerte mit akzeptabler Genauigkeit nachempfunden werden. ABAQUS wurde daher lediglich für die Überprüfung dieser DMS-Messwerte herangezogen.

Weitergehende Vergleiche von numerischen Modellierungen mit PLAXIS zu den Messresultaten der Zentrifugenmodellversuche folgen in Kapitel 11.

TEIL III: DISKUSSION & SCHLUSSFOLGERUN- GEN

10 Diskussion und Schlussfolgerungen der Ergebnisse der Zentrifugenversuche

Die Ergebnisse der Zentrifugenmodellversuche wurden bereits in Kapitel 7 vorgestellt und untereinander verglichen und diskutiert. An dieser Stelle geht es darum, einige wichtige Ergebnisse in einen grösseren Rahmen zu stellen und daraus Folgerungen zu ziehen. In erster Linie ist das Tragverhalten von Flachfundationen im Hinblick auf eine verbesserte Bemessung von Interesse. Die bereits mehrmals erwähnte Systemsteifigkeit kann hier eine entscheidende Rolle spielen, da sie das Tragverhalten in Abhängigkeit des Bodens und der Fundamentstruktur stellt und so dem Anwender angibt, ob eine Fundation als schlaff oder als starr anzusehen ist, was in einer unterschiedlichen Spannungsverteilung und damit einer unterschiedlichen Beanspruchung resultiert. Es werden also nachfolgend die Einflüsse des Bodenaufbaus und der Fundationsstruktur auf die Systemsteifigkeit K_s untersucht.

10.1 Änderung der Systemsteifigkeit K_s während des Fundationsversuches

Wie bereits diskutiert wurde, ändert sich die Spannungsverteilung im Verlauf der Belastung an den untersuchten Fundationen. Zuerst wird ein starres Verhalten beobachtet, wobei die Last vor allem in den äusseren Feldern der Fundation abgetragen wird. Mit steigender Last wird das Verhalten bei den 4 mm dicken Einzelfundamenten schlaff mit einer Spannungskonzentration bei der Lasteinleitung. Als erste Interpretation liegt nahe, dass sich die Spannungsverteilung mit steigender Last ändert, also direkt von der Last abhängig ist. Begutachtet man die Versuchsdaten jedoch etwas genauer, so fällt anhand Abb. 7.4 auf, dass die Bodensteifigkeit zu Beginn sehr klein ist, was grosse Setzungen mit sich bringt. Die Last-Setzungs-Kurve ist in diesem Bereich stark gekrümmt, was auf eine stetige Änderung der Steifigkeit hindeutet. Nimmt man die Aufzeichnung der Tekscan-Folie zur Hilfe, wird ersichtlich, dass zu Beginn nur Kontakt an einem der Ränder herrscht, was darauf schliessen lässt, dass die Fundation schief auf den Boden auftrifft und dadurch mit dem Actuator-Arm sehr grosse Setzungen gemessen werden, bis die Fundation gleichmässig auf dem Sand aufliegt. Daraus ergibt sich eine sehr geringe Bodensteifigkeit, welche, je gleichmässiger die Fundation auf dem Boden aufliegt, je grösser wird. Diese Beobachtung ist aber für eine richtige Fundation völlig irrelevant, da der Boden seine Steifigkeit nicht im beschriebenen Umfang aufgrund der Belastung ändern kann. Das Phänomen der geringen Bodensteifigkeit zu Beginn ist also ein Artefakt, welches sich anhand des gesamten Versuchsaufbaus und der Messeinrichtungen ergibt. Dennoch eröffnet dieses Artefakt neue Erkenntnisse, da die Änderung der Steifigkeit einer Fundation so besser studiert werden kann. Das Einbiegen der stark gekrümmten Last-Setzungs-Kurve in eine Kurve mit mehr oder weniger konstantem M_E -Wert geschieht zeitlich im selben Zeitpunkt, wo das Tekscan den Verhaltenswechsel von starr zu schlaff aufzeichnet.

An einer Auswahl von verschiedenen Versuchen wird die Zusammendrückbarkeit in Form des M_E -Wertes als Sekantenmodul vor und nach dem Wechsel von starrem zu schlaffem Verhalten bestimmt und anhand der Gleichung 3.9 die Systemsteifigkeit

berechnet. Die Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul kann aufgrund des Rauschens der erhobenen Daten nur im Rahmen einer gewissen Genauigkeit bestimmt werden. Der Vorgang der Bestimmung ist in Abb. 10.1 abgebildet.

Das Verfahren legt offen, dass die Methodik entsprechend der Bestimmung des Krümmungsendes der Last-Setzungs-Kurve und der Streuung der Versuchsbedingungen entsprechend einem gewissen Fehler unterliegt. Dennoch gibt es Auskunft darüber, in welchem Bereich sich die Systemsteifigkeit beim Verhaltenswechsel ändert.

Die Tabelle 10-1 zeigt die Resultate, wobei (1) für die Werte vor dem Wechsel (M_{E1} vgl. Abb. 10.1) anhand der Tekscan-Aufzeichnung und (2) für die Werte nach dem Verhaltenswechsel (M_{E2} vgl. Abb. 10.1) stehen.

Die Zusammendrückungsmoduli wurden dabei gemäss der Beziehung für den Plattendruckversuch nach SN 670 312b (VSS, 1988) bestimmt (vgl. Gleichung 2.4).

Für den Plattendurchmesser d muss ein äquivalenter Durchmesser eines Kreises gewählt werden, dessen Fläche gleich der Fläche der quadratischen Fundationsplatte ist. Bei einem Fundationsprototyp der Seitenlänge 5.6 m ergibt sich ein d von 6.319 m.

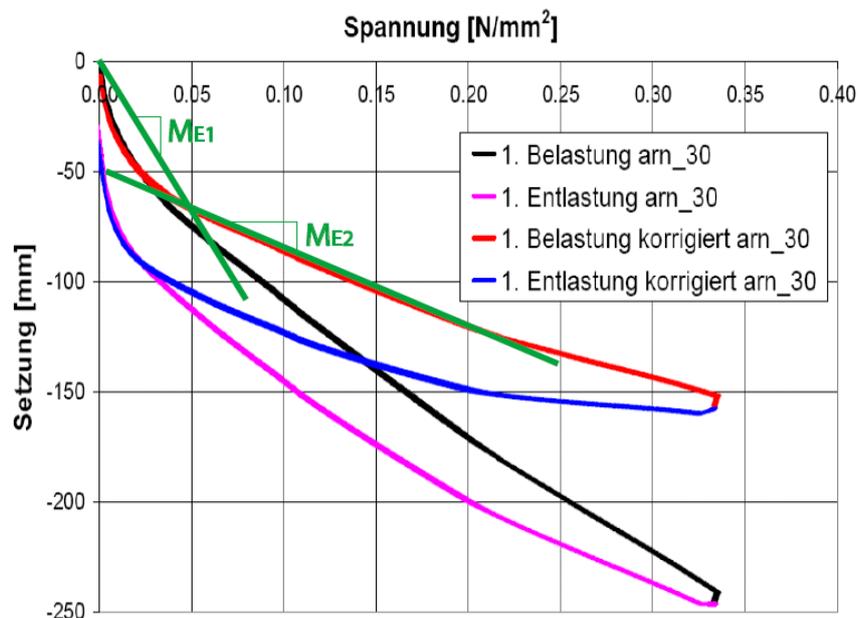


Abb. 10.1: Ermittlung der Sekantenmoduli M_{E1} vor dem Verhaltenswechsel und M_{E2} nach dem Verhaltenswechsel gemäss Tekscan-Aufzeichnung

Tabelle 10-1: Resultate zur Bestimmung der Änderung der Systemsteifigkeit

Versuch-Nr.	Plattendicke [mm]	Infos [-]	Material [-]	M_E (1) [kPa]	M_E (2) [kPa]	K_s (1) [-]	K_s (2) [-]
arn_05	200	-	Alu	9200	18000	0.028	0.015
arn_18	400	-	Alu	4100	25300	0.51	0.083
arn_25	400	-	Beton	4000	14200	2.00	0.56
arn_22	600	-	Alu	4500	24700	1.57	0.29
arn_30	200	-	Alu	5000	17700	0.052	0.015
arn_36	200	γ_d erhöht	Alu	6300	19800	0.042	0.013
arn_37	200	γ_d erhöht	Alu	4000	19800	0.066	0.013
arn_40	200	Fels	Alu	3700	20000	0.071	0.013
arn_40a	200	Fels	Alu	3000	21100	0.087	0.012
arn_44a	325	Vertiefung	Alu	21100	21100	0.053	0.053
arn_38	200	Beschichtung	Alu	3000	17900	0.088	0.015
na_ton_1	200	Ton	Alu	5000	2500	0.052	0.10
arn_14W	200	4fach ausgesteift	Alu	3000	23200	0.35	0.050
arn_39	200	4fach ausgesteift	Alu	4800	16900	0.22	0.062
arn_40b	200	4fach ausgesteift	Alu	5100	22700	0.20	0.046
arn_41	200	4fach ausgesteift	Alu	6500	20900	0.16	0.050
arn_77s	3000	Steife Struktur	Alu	6200	26300	142.6	33.6

Diese Daten lassen so noch keine Erkenntnisse zu, weshalb die Resultate in Einflüsse aufgrund der Fundamentstruktur und Einflüsse aufgrund des Bodenaufbaus unterteilt werden. Es macht lediglich deutlich, dass sich die Systemsteifigkeit im Verlauf der Belastung ändert. Dies ist in Abb. 10.2 visualisiert und bedeutet, dass sich die Sohldruckverteilung unter den Fundationen mit dem Bauverlauf ändert und dies je nach Verhalten der Foundation Auswirkungen auf die Bemessung hat. Die Auslegung der Fundationen müsste anhand der Bauetappen und dem jeweiligen Tragverhalten erfolgen.

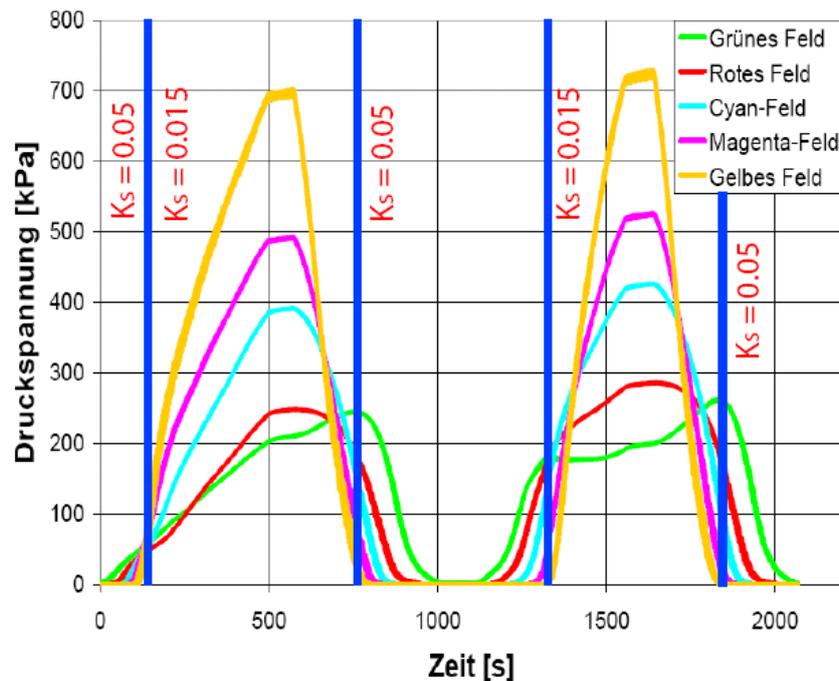


Abb. 10.2: Systemsteifigkeitswerte je nach Versuchszeitpunkt für Versuch "arn_30"

Das Flächenmoment zweiter Ordnung für die vierfach ausgesteifte Fundation ist nicht einfach zu bestimmen, da der Querschnitt nicht regelmässig ist. Um dennoch die Steifigkeitszunahme aufgrund der Aussteifung zu quantifizieren, werden die Deformationen herangezogen. Ein einfacher Balken mit Spannweite L ; Elastizitätsmodul E ; Flächenmoment zweiter Ordnung I und Einzellast P erfährt eine Mittendurchbiegung von:

$$w = \frac{1}{48} \cdot \frac{PL^3}{EI} \quad 10.1$$

Eine vierfach ausgesteifte Platte verhält sich wie ein Balken, der an beiden Enden eingespannt ist. Die Wände, welche über die Ecken laufen, verhindern eine Rotation der Platte am Ansatz der Wand, wodurch sich eine Einspannung ergibt. Die Mittendurchbiegung desselben Balkens bei beidseitiger Einspannung beträgt:

$$w = \frac{1}{192} \cdot \frac{PL^3}{EI} \quad 10.2$$

Werden beide Mittendurchbiegungen gleichgesetzt, ergibt sich eine Erhöhung der Biegesteifigkeit EI von 4. Daraus lässt sich das neue Flächenmoment zweiter Ordnung und damit eine äquivalente Plattendicke berechnen, welche 317.5 mm im Prototyp beträgt. Die Plattensteifigkeit für die vierfach ausgesteiften Fundationsplatten wurde mit diesem Ansatz bestimmt.

10.2 Einfluss der Fundamentstruktur auf die Systemsteifigkeit K_s

Tabelle 10-2: Zusammenstellung der Systemsteifigkeiten von verschiedenen Fundamentstrukturen

Versuch-Nr.	Plattendicke [mm]	Infos [-]	Material [-]	K_s (1) [-]	K_s (2) [-]
arn_05	200	-	Alu	0.028	0.015
arn_30	200	-	Alu	0.052	0.015
arn_38	200	Beschichtung	Alu	0.088	0.015
arn_18	400	-	Alu	0.51	0.083
arn_25	400	-	Beton	2.00	0.56
arn_22	600	-	Alu	1.57	0.29
arn_14W	200	4fach ausgesteift	Alu	0.35	0.050
arn_39	200	4fach ausgesteift	Alu	0.22	0.062
arn_40b	200	4fach ausgesteift	Alu	0.20	0.046
arn_41	200	4fach ausgesteift	Alu	0.16	0.050
arn_77s	3000	Steife Struktur	Alu	142.6	33.6

Nachfolgend wird der Begriff „Systemwechsel“ für den Abschluss der Krümmung zu Beginn der Last-Setzungs-Kurve gemäss Abb. 10.1 verwendet, was dem Übergang von (1) nach (2) entspricht. Deshalb kann dieser Begriff auch für starre Platten verwendet werden, obwohl bei diesen der Wechsel im Sinne der Verschiebung von starrem zu schlaffem Verhalten nicht beobachtet werden kann.

Wird „arn_05“ aufgrund eines mangelhaft funktionierenden Actuator-Armes aus der Betrachtung weggelassen, erkennt man, dass mit steigender Struktursteifigkeit die Systemsteifigkeit vor dem Systemwechsel ansteigt. Sie liegt für die Plattendicke von 4 mm (entspricht 200 mm im Prototyp) bei ca. 0.05 und steigt mit steigender Plattendicke, mit wechselnder Materialbeschaffenheit oder mit einer Aussteifung an. Auch die Systemsteifigkeit nach dem Verhaltenswechsel gehorcht dieser Regel, wobei diese Systemsteifigkeit generell tiefer liegt.

Zusammen mit den Tekscan-Messungen, welche in Kapitel 7 vorgestellt wurden, kann anhand dieser Resultate folgender Schluss gezogen werden:

Bei einer Plattendicke von 4 mm ist der Wechsel von starrem zu schlaffem Verhalten mit dem deutlichen Systemwechsel der Lastabtragung am besten zu erkennen. In diesem Stadium der Fundamentbelastung beträgt die Systemsteifigkeit ca. 0.05 und nimmt nachher schlagartig ab auf einen Wert von ca. 0.02, was anhand der Tekscan-Werte als schlaffes Verhalten gewertet werden kann. Steifere Fundationen weisen bereits beim Ende der gekrümmten Last-Setzungs-Kurve einen Wert von über 0.05 auf. Versuch „arn_18“, welcher über eine doppelt so dicke Platte verfügt wie Versuch arn_30 weist einen K_s -Wert von 0.51 beim Systemwechsel auf und verfügt auch

danach noch über einen K_s -Wert von ca. 0.1. Diese Fundation gerät nie in ein schlaffes Verhalten, was auch die Tekscan-Messungen bestätigen (vgl. Abb. 10.3).

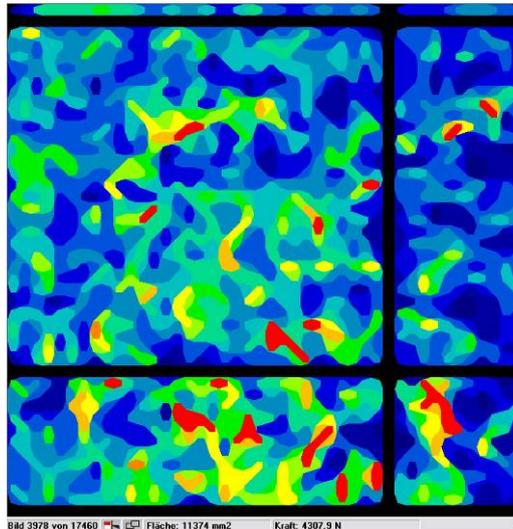


Abb. 10.3: Spannungsverteilung für Versuch "arn_18" bei 4.3 kN Modelllast

Die vierfach ausgesteiften Fundamente weisen alle beim Systemwechsel einen K_s -Wert von ca. 0.2 auf und danach ca. 0.05. Werden diese Werte mit den Tekscan-Daten verglichen, fällt auf, dass bei Höchstlast eine Konzentration der Spannung bei der Lasteinleitung erkennbar ist, was auf ein schlaffes Verhalten schließen lässt.

Fasst man diese Erkenntnisse zusammen, ergibt sich folgendes Resultat:

Für $K_s \leq 0.05$ ergibt sich schlaffes Verhalten der Fundation. Für $K_s \geq 0.1$ ergibt sich steifes Verhalten der Fundation. Für Werte zwischen 0.05 und 0.1 ergibt sich anhand der Resultate kein klares Bild. Die Fundation befindet sich im Übergang der beiden Verhaltensarten. Diese Beobachtung wird von der Aussage von Sommer (1965) unterstützt. Es fällt anhand der Tabelle 10-2 auch auf, dass eine Änderung der Fundamentstruktur eine deutliche Änderung der Systemsteifigkeit nach sich zieht.

10.3 Einfluss des Bodenaufbaus auf die Systemsteifigkeit K_s

Es wird anhand Tabelle 10-3 deutlich, dass mit der Änderung des Bodenaufbaus der K_s -Wert weniger deutlich reagiert als bei der Änderung der Fundamentstruktur. Offenbar spielt der Bodenaufbau die geringere Rolle im Hinblick auf das Tragverhalten als die Fundamentstruktur. Einzig der Versuch auf Birmensdorfer-Ton zeigt einen ganz deutlichen Wechsel der Systemsteifigkeit, welcher sich aufgrund der Konsolidation einstellt. K_s (1) gibt die Steifigkeit bei nahezu undrainierten Verhältnissen wieder, K_s (2) gibt die Steifigkeit nach Abschluss der Konsolidation, bei drainierten Verhältnissen, wieder. Das Verhalten wird mit der Konsolidationsdauer immer steifer (vgl. Abb. 7.72), wodurch sich mehr Spannung am Fundationsrand konzentriert. Diese Tatsache kann zu unregelmässigen Setzungen und Verkippungen des Gebäudes führen.

Tabelle 10-3: Zusammenstellung der Systemsteifigkeiten von verschiedenen Bodenaufbauten

Versuch-Nr.	Plattendicke [mm]	Infos [-]	Material [-]	K_s (1) [-]	K_s (2) [-]
arn_30	200	-	Alu	0.052	0.015
arn_36	200	γ_d erhöht	Alu	0.042	0.013
arn_37	200	γ_d erhöht	Alu	0.066	0.013
arn_40	200	Fels	Alu	0.071	0.013
arn_40a	200	Fels	Alu	0.087	0.012
na_ton_1	200	Ton	Alu	0.052	0.10

10.4 Physikalischer Nachweis des Verhaltenswechsels von starr zu schlaff

Wenn aber tatsächlich ein Verhaltenswechsel der Fundationen von starrem zu schlaffem Verhalten stattfindet, dann müsste dieser anhand der Messung der Plattendeformation erkennbar sein. Folgende Abb. 10.4 gibt darüber Aufschluss anhand des Versuches "arn_30".

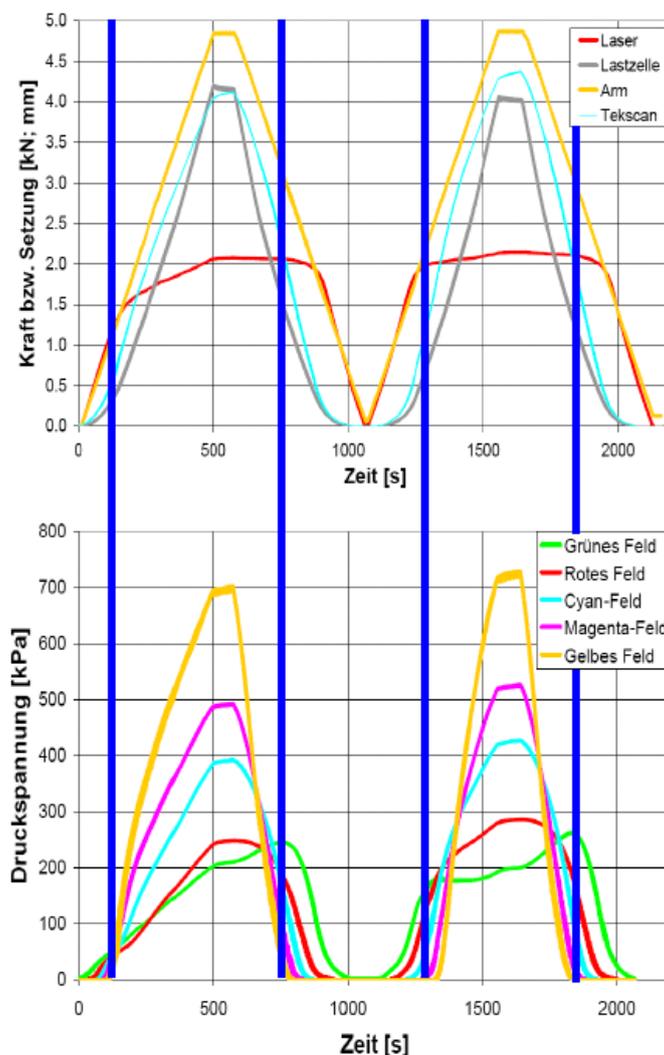


Abb. 10.4: Gegenüberstellung der Lasermessung am Fundationsrand und der Druckspannungsmessung mit dem Tekscan für den Versuch "arn_30"

Der Laser wurde gemäss Kapitel 4.6 am Fundationsrand zur Messung angeordnet. Wenn man wie in Abb. 10.4 diese Lasermessung mit den Messungen der Felderanteile der Sohlspannungen vergleicht, fällt auf, dass bei den Belastungsästen der Zeitpunkt, wo die Lasermessung von der Setzungsmessung des Actuators abweicht, mit dem Zeitpunkt des Verhaltenswechsels, welcher mit Tekscan aufgezeichnet wird, zusammenfällt. Das heisst, dass in dem Augenblick, wo sich die Platte im Vergleich zwischen Mitte (Lasteinleitung) und Rand messbar zu deformieren beginnt, die Sohlspannung vom steifen in den schlaffen Zustand wechselt, was an der Sohlspannungsverteilung sichtbar ist. Dieses Verhalten stimmt auch mit den Berechnungen der Systemsteifigkeit und damit mit dem zu Beginn drastischen Anstieg des Zusammendrückungsmoduls zusammen. Mit diesen Resultaten wird also physikalisch

messbar bestätigt, dass die Systemsteifigkeitswerte für schlaffes und starres Verhalten nicht nur auf mathematischen Überlegungen und den darauf aufgebauten analytischen Modellen beruhen, sondern dass sich bei einem gewissen Wert, welcher bei ca. 0.05 liegt, tatsächlich der Wechsel zwischen steifem (die Platte erfährt keine messbare Durchbiegung) und schlaffem (die Platte erfährt eine messbare Durchbiegung) stattfindet.

Der in Kapitel 7.3 diskutierte Messfehler des Actuatorarmes wirkt sich auf die in Abb. 10.4 dargestellten Ergebnisse nicht merkbar aus, da bei diesem kleinen Lastniveau (ca. 0.5 kN) der Fehler lediglich bei 0.1 mm im Modell und bei knapp 5 mm im Prototyp liegt. Der Fehler wurde an dieser Stelle deshalb nicht quantifiziert.

Bei der Entlastung stimmen die beiden Messungen nicht mehr so gut zusammen. Dies hängt auch damit zusammen, dass bei der Entlastung der Kontaktverlust zwischen Foundation und Boden hineinspielt und so einen Verhaltenswechsel anhand der Tekscanmessungen suggeriert, obwohl dieser nicht stattfindet. Wird das grüne Feld betrachtet, so fällt auf, dass sobald auch in diesem Feld die Spannungsabnahme (als letztes Feld) einsetzt, auch die Lasermessung am Rand beginnt, eine Rückdeformation der Platte aufzuzeichnen. Sobald auch in diesem äussersten Feld die Spannung abnimmt, sind bei der Lasteinleitung der Foundation die Deformationen soweit zurückgegangen, dass sich die Platte nun mehr oder weniger steif vom Boden zu entfernen beginnt. Insofern sind also auch die Messungen im Entlastungsbereich zwischen den beiden Messsystemen konsistent.

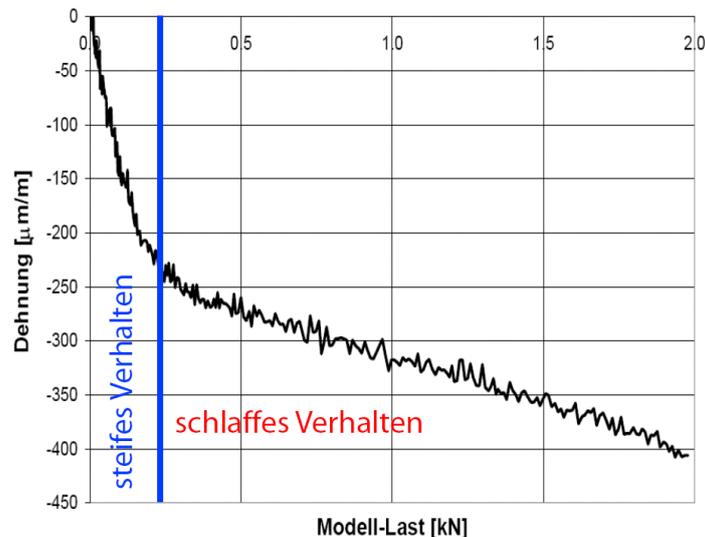


Abb. 10.5: Dehnungsverlauf der DMS 4 mit zunehmender Modell-Last bei Versuch "arn_30" mit eingezeichnetem Verhaltenswechsel anhand Abb. 10.4

Abb. 10.5 zeigt, dass auch anhand der Dehnungsmessungen der Systemwechsel von starr zu schlaff visualisiert werden kann. Die blaue Linie zeigt denselben Zeitpunkt auf wie die erste blaue Linie in Abb. 10.4. Die weniger starke Zunahme der Dehnung ab dem Verhaltenswechsel macht ausserdem deutlich, dass anhand der sich verändernden Spannungsverteilung die Beanspruchung weniger stark zunimmt.

Damit ist also physikalisch aufgezeigt, dass die in Kapitel 10.2 und 10.3 aufgezeigten Werte der Systemsteifigkeit für schlaffes und starres Verhalten Sinn machen und dass gemäss Schnitter (1960) die Spannungsverteilung tatsächlich einen wichtigen Einfluss auf die Beanspruchung der Platte ausübt.

10.5 Beschreibung des allgemeinen Setzungs-Verhaltens der Fundationen

Vergleicht man die erhaltenen Last-Setzungs-Kurven mit denjenigen aus der Fachliteratur, stellt man einen Unterschied fest. Gemäss (Laue, 1996) sollte die Setzung nicht-linear mit der Spannung zunehmen bis zum Bruch. Gegenteilige Entwicklung stellt man bei den erhaltenen Last-Setzungs-Kurven fest (vgl. Abb. 10.6).

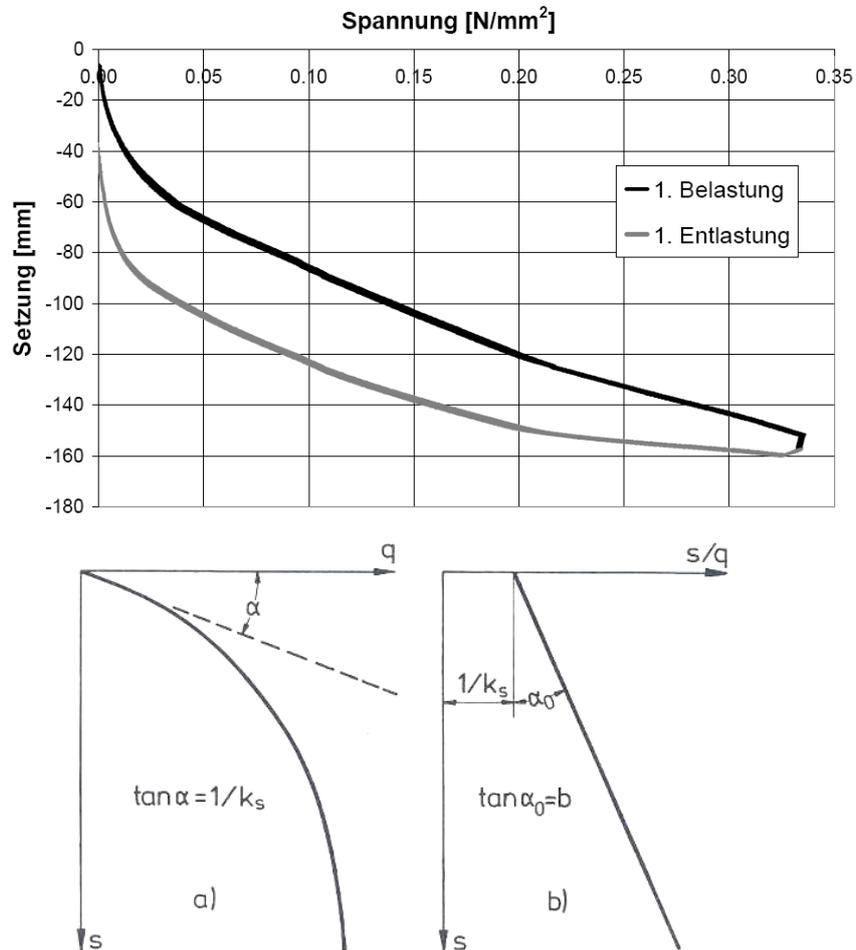


Abb. 10.6: Oben: Last-Setzungs-Kurve für Versuch "arn_30". Unten (linkes Teilbild): Last-Setzungskurve für eine Flachfundation nach Laue (1996). Rechtes Teilbild: Linearisierte Darstellung

Die Setzung ist eher einer Abnahme denn einer Zunahme mit zunehmender Spannung unterworfen. Das heisst, dass die aus den Versuchen erhaltene Last-Setzungs-Kurve gemäss Abb. 10.7 ergänzt werden muss.

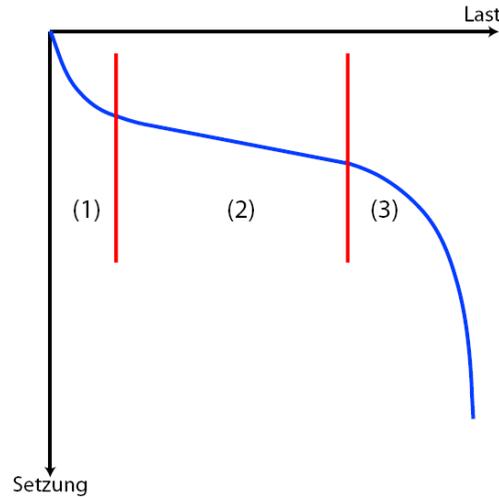


Abb. 10.7: Verallgemeinertes Last-Setzungs-Verhalten der untersuchten Fundationen in der Zentrifuge. (1): Versuchsbedingte gekrümmte Kurve; (2): pseudo-elastischer Bereich; (3): Fließbereich und anschliessender Grundbruch

Die Versuchsergebnisse zeigen lediglich die Bereiche (1) und (2), welche auch schon im Zusammenhang mit der Systemsteifigkeit K_s untersucht worden sind. Als nächstes wird überprüft, ob das Verhalten der Fundationen in den Versuchen mit dem Verhalten gemäss Abb. 10.6 rechts, wonach der Bettungsmodul q/s einer linearen Abnahme unterworfen ist, übereinstimmt. Die Abnahme des Bettungsmoduls gemäss Abb. 10.6 beschreibt, dass mit zunehmender Last die Setzung zunimmt, was bedeutet, dass die Steifigkeit des Bodens abnehmen muss. Dies heisst, dass im Boden seitliches Ausweichen (Kögler & Scheidig, 1948) stattfindet (vgl. Kapitel 2.2.2). Gemäss der Bruchfigur, welche sich durch die Belastung aufgrund der Fundation einstellt (vgl. Abb. 2.2), ist eine deutliche seitliche Bewegung wahrnehmbar, was oft auch mit „seitlichem Ausweichen“ benannt wird. Nimmt die Setzung pro Lastinkrement hingegen ab, was in einer Steigerung des Bettungsmoduls resultiert, erfährt die Fundation kein seitliches Ausweichen. Die Spannungen im Boden sind zu klein, um seitliche Bewegungen, welche eine Auflockerung des Systems ergeben, zuzulassen. Es findet eine „Verdrückung“ statt, was heisst, dass der Boden lediglich verdichtet wird ohne seitlich auszuweichen. Durch diese Verdichtung kann die Steifigkeit zunehmen. Dieses Phänomen kann insbesondere beim Ödometerversuch beobachtet werden, wo aufgrund der eindimensionalen Zusammendrückung kein seitliches Ausweichen stattfinden kann. Entsprechend sieht auch die Last-Setzungs-Kurve aus (vgl. Abb. 2.6).

Das heisst für die betrachteten Last-Setzungs-Kurven der Versuche, dass diese eher der Last-Setzungs-Kurve eines Ödometers denn der eines Plattendruckversuches, wo seitliches Ausweichen des Bodens möglich ist, gleicht. Damit müsste der Bettungsmodul eigentlich zunehmen, was in Abb. 10.8 auch bestätigt wird. Dargestellt ist in Anlehnung an Abb. 10.6 der Kehrwert des Bettungsmoduls, wodurch sich auch eine Abnahme ergibt.

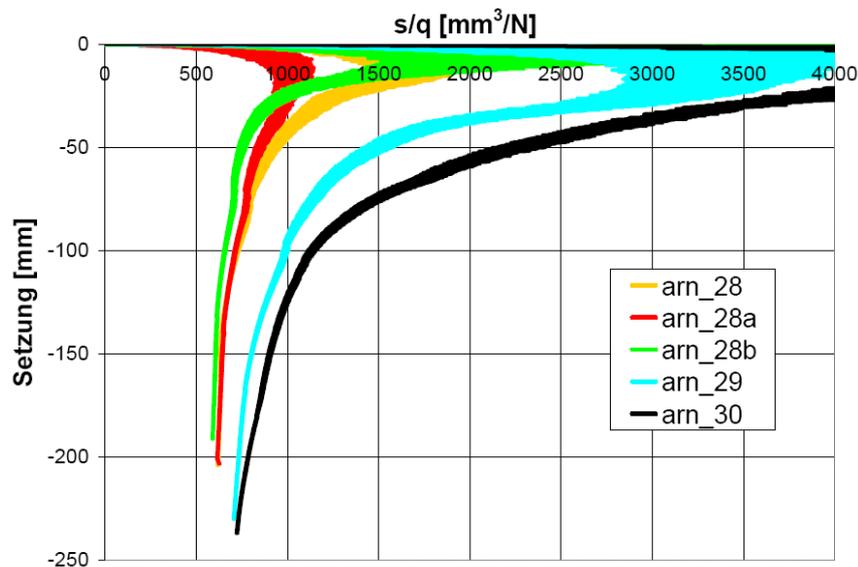


Abb. 10.8: Verlauf des Kehrwertes des Bettungsmoduls für verschiedene Versuche an Einzelfundamenten auf trockenem Sand

Die betrachteten Fundationen erfahren also lediglich eine Verdrückung der Bodenschicht oder eine „elastische Setzung“ wie das Pietsch & Wiener (1985) ausdrücken. Das heisst auch, dass für diese Fundationen nur der Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit wichtig ist, denn bis eine solche Fundation eine Bruchfigur wie sie in Abb. 2.2 gezeigt ist, ausbildet, sind die Setzungen bereits viel zu gross, als dass diese Fundation noch gebrauchstauglich wäre. Pietsch wie auch Schultze (1970) beschreiben, dass der Anteil der elastischen Setzung von der Fundationsgrösse abhängt. Das heisst, je grösser ein Fundament ist, desto grösser wird der Anteil der elastischen Setzung, wodurch das Fundament länger im Stadium der Gebrauchstauglichkeit weilt. Diese Erkenntnis ist in Abb. 2.4 und Abb. 3.2 ersichtlich.

Diese Erkenntnis von Pietsch und Schultze kann anhand der Plattendruckversuche, welche mit kleineren Fundationen in der Zentrifuge ebenfalls durchgeführt wurden, bestätigt werden. Abb. 10.9 zeigt, dass der Bettungsmodul dieser Fundationen auch zuerst zunimmt, bevor er dann abnimmt, was heisst, dass die elastische Setzung abgeschlossen ist und die „plastische“ Setzung beginnt, wo sich die Bruchfigur im Boden gemäss Abb. 2.2 auszubilden beginnt. Da die Fundationen für die Plattendruckversuche mit einem Durchmesser im Modell von 28.5 mm im Vergleich zu den sonst verwendeten Modell-Fundationen mit einer Seitenlänge von 112 mm sehr klein sind, kann wiederum entsprechend der Abb. 2.4 und Abb. 3.2 die plastische Setzung mit dem entsprechenden Bodenausweichen gezeigt werden.

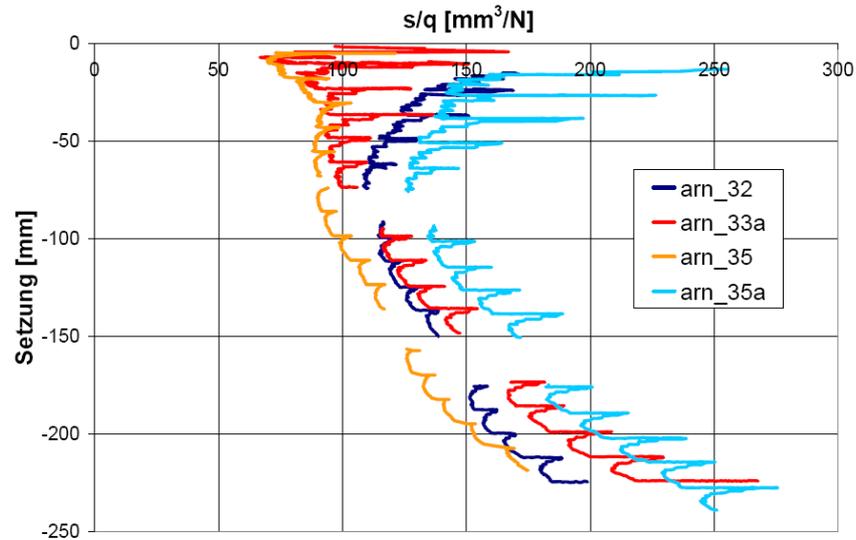


Abb. 10.9: Verlauf des Kehrwertes des Bettungsmoduls für die Plattendruckversuche

Die Kehrwerte der Bettungsmoduli laufen im Rahmen einer gewissen Streuung in Abhängigkeit der Fundationsgröße und der Bodensteifigkeit gegen einen bestimmten Wert zu (vgl. Abb. 10.8).

Dieses Verhalten der Kompression und der anschliessenden Auflockerung kann in Analogie zum Dilatanz-Verhalten von grobkörnigen, dicht gelagerten Böden gebracht werden (vgl. Abb. 10.10).

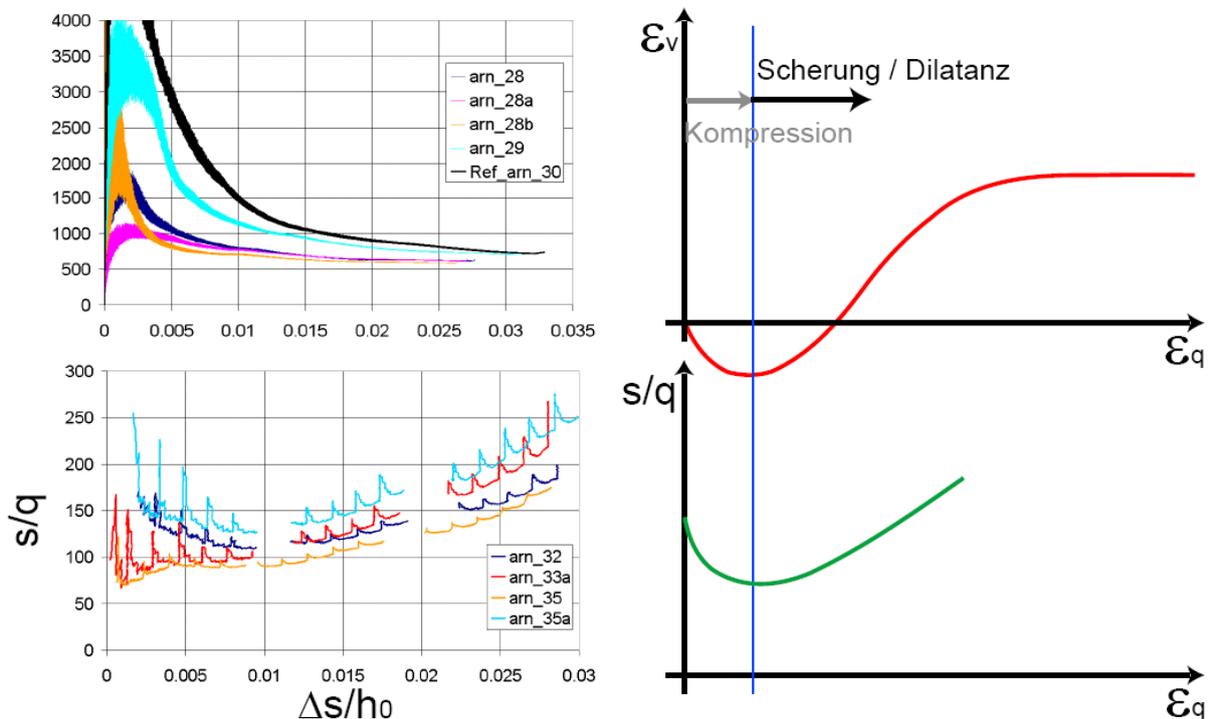


Abb. 10.10: Analogie zwischen Verdichtung und Auflockerung bei einer Flachfundation und im Allgemeinen bei dicht gelagerten, grobkörnigen Böden. Angabe s/q in mm^3/N

Das heisst also, dass die Last-Setzungs-Kurven der Fundationsversuche nur der Kompressionsphase entsprechen, wobei es nicht zur Auflockerung kommt. Damit ist das Verhalten, wie es von Pietsch und Schultze beschrieben wurde, wonach mit steigender Fundamentgrösse der Anteil der „elastischen“ Setzung zunimmt anhand von Versuchen bestätigt worden. Die Aussage von Triantafyllidis (1999) nach Jessberger (1986) oder Springman (2003) nach Leussink et al. (1966) können anhand dieser Modellversuche an den grossen, nicht starren Fundationen nur bedingt nachvollzogen werden. Die anfänglichen Spannungsspitzen werden abgebaut und es stellt sich zumindest bei einigen Fundationen eine schlaife Spannungsverteilung ein, was aber mehr mit der Fundationsgeometrie- und Dicke zu tun hat als mit dem Lastniveau. Damit sich auch bei steifen Fundationen eine eher schlaife Spannungsverteilung ergibt, müsste man nahe an die Bruchlast herankommen, was anhand der Ausführungen nicht geschah und mit dem gewählten Versuchsaufbau auch nicht möglich ist, da es die zulässige Biegebeanspruchung der Toolplattform bei weitem übersteigen würde.

Die Resultate zeigen auch, dass die Graphik gemäss Abb. 10.6 rechts nicht völlig korrekt ist. Der Bettungsmodul nimmt nicht von Belastungsbeginn weg ab, sondern ist zunächst in der Phase (2) einer leichten Zunahme unterworfen. Es ergibt sich also folgendes, korrigiertes Bild des Setzungs-Verhaltens von Flachfundationen (vgl. Abb. 10.11):

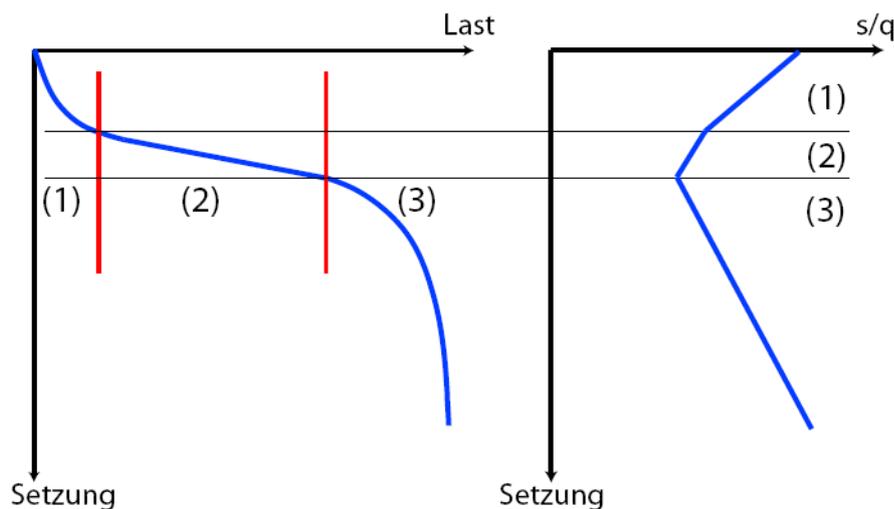


Abb. 10.11: Modifiziertes Setzungs-Verhalten (rechts) gemäss den Belastungsphasen: (1): Versuchsbedingte gekrümmte Kurve; (2): pseudo-elastischer Bereich; (3): Fliessbereich und anschliessender Grundbruch

10.6 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Zentrifugenmodellversuchen

- Der Fehler in der Setzungsmessung mit dem Actuator-Arm der Toolplattform konnte quantifiziert und die Last-Setzungskurven entsprechend korrigiert werden.
- Mit höherer Fundationssteifigkeit nehmen die Setzungen in der Mitte der Fundation ab. Deshalb ist die Ausbildung von durchgehenden Bodenplatten begrüssenswert, da dadurch die Setzungsempfindlichkeit vermindert wird.
- Die Systemsteifigkeit, wie sie in der (DIN, 1981) verankert ist, konnte als sinnvolle mathematische Beziehung für die Aussage der Art der Spannungsverteilung (ob schlaff oder starr) verwendet und die Wertebereiche für starres und schlaffes Verhalten physikalisch verifiziert werden. Das heisst, dass für die korrekte Bemessung ohne Zuhilfenahme von FE-Programmen die Systemsteifigkeit quantifiziert werden muss, damit eine annähernd korrekte Einwirkung zur Bestimmung der Biege- und Schubbeanspruchung gewählt werden kann. Dies bedingt ebenfalls, dass die Steifigkeit des Bodens in den richtigen Grössenordnungen bekannt sein muss, was in der gegenwärtigen Praxis meistens nicht der Fall ist.
- Weiter konnte man auch erkennen, dass die Systemsteifigkeit stärker von der Steifigkeitszu- oder abnahme der Struktur als der Bodenbeschaffenheit abhängt. Aus diesem Grund liegt der Schluss nahe, dass die Steifigkeitsverminderung durch das Erreichen des Rissmomentes in einem Stahlbetonquerschnitt (vgl. Kapitel 2.3.1) erhebliche Folgen auf den Wert der Systemsteifigkeit und damit auf die Spannungsverteilung zwischen Fundation und Boden haben kann. Dies führt auch Heil (1971) in seinem Bericht an, wonach die Kriechdeformationen im Hochbau zu einer wesentlichen Steifigkeitsreduktion führen. Dieser Effekt konnte anhand der gemachten Versuche nicht gezeigt werden, da die Steifigkeitsverminderung nicht adäquat simuliert werden konnte. Geht man von einer Prototyp Plattendicke von 410 mm aus, ergibt sich anhand der Gleichungen in Kapitel 2.3.1 im gerissenen Zustand eine Modell-Plattendicke in Aluminium von 4.0 mm (Bewehrungsquerschnitt: $2300 \text{ mm}^2/\text{m}'$). Nimmt man dieselbe Prototyp-Plattendicke von 410 mm und berechnet anhand ungerissener Verhältnisse die erforderliche Modell-Dicke, so erhält man 6.60 mm. Dies entspricht einer Steifigkeitsverminderung von ca. 40%. Je nach Ausgangsplattendicke reichen diese 40% aus, damit das Verhalten vom starren in den schlaffen Zustand fällt. Ausserdem hat der Steifigkeitsverlust auch erhebliche Auswirkungen auf die Biege- und Schubbeanspruchung der Fundationsplatte. Abb. 10.5 zeigt, dass bei schlaffem Verhalten die Biegebeanspruchung mit der Last weniger stark ansteigt als bei starrem Verhalten. Ausserdem wird bei steifem Verhalten die Last mehrheitlich ausserhalb des Durchstanzkegels abgetragen, was die Durchstanzproblematik zunächst verschärft, mit dem Einsetzen der Risse jedoch wieder etwas entschärft. Hegger et al. (2006) haben sich, wie in Kapitel 3 beschrieben, mit dieser Problematik befasst. Dem Reiss-Verhalten des Betons ist noch in weiteren Belangen Rechnung zu tragen. So ist es beispielsweise möglich, dass bei den vierfach ausgesteiften Fundationen durch Fliessgelenke an der Fundationsoberseite

die Einspannung durch die aussteifenden Wände verloren geht. Dies hat dann wiederum erhebliche Folgen auf die Spannungsverteilung – die Platte würde wie ein „normales“ Einzelfundament die Last abtragen, jedoch auf einer etwas kleineren Fläche. Auch bei den Fundamentvertiefungen kann man feststellen, dass bei der schlafferen Variante mehr Last direkt in der Vertiefung abgegeben wird als bei der steiferen Variante. Das heisst, dass nach dem Reißen der Fundamentvertiefung die Steifigkeit abnimmt und mehr Last direkt in der Vertiefung abgegeben wird, was die Schubaufhängung in der umgebenden Bodenplatte stärker belastet und so plötzlich wahrnehmbare Setzungen erzeugen kann.

- Beim Versuch auf Birmensdorfer Ton wurde gegenteilige Beobachtung gemacht: das Verhalten des Foundationssystems wurde mit fortschreitender Konsolidation steifer. Der Boden wurde von anfänglich undrainiertem Verhalten aufgrund der Fundamentlast einer Konsolidation unterzogen. Damit nimmt die globale Bodensteifigkeit durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke und der damit entstehenden Setzungen ab, obwohl der Tonboden durch die Konsolidation an Steifigkeit gewinnt. Dies hat Auswirkungen auf die Setzungsempfindlichkeit des Gebäudes. Nehmen die Spannungen an den Rändern zu, so wird die Gefahr von differentiellen Setzungen gerade bei weichen Böden wie Ton grösser, was zu erheblichen Gebäudeschäden führen kann. So nimmt das Schadenspotential trotz der mit der Konsolidation zunehmenden Tragreserven (vgl. Kapitel 3 (Atkinson, 1993)) zu.
- Das Last-Setzungs-Verhalten der Fundationsversuche steht in engem Zusammenhang mit den in Kapitel 2.2.2 und Kapitel 3 beschriebenen Erkenntnissen. Das Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen ist in zwei Verhaltensarten aufzuteilen. Einerseits in die Verdichtungs- oder Kompressionsphase, welche von Pietsch oder Schultze als elastische Setzung bezeichnet wird und in eine Phase, wo sich die Bruchfigur auszubilden beginnt und damit der für grosse Deformationen maximale innere Reibungswinkel bei konstantem Volumen φ'_{cv} mobilisiert wird. Damit einhergehend geschieht eine Auflockerung des Bodens durch seitliches Ausweichen, was sich in einer Zunahme der Setzungen pro Lastschritt oder einer Abnahme des Bettungsmoduls bemerkbar macht. In der Kompressionsphase folgt die Last-Setzungs-Kurve qualitativ der typischen Kurve eines Ödometersversuches; in der Auflockerungsphase folgt die Kurve einer typischen Kurve eines Plattendruckversuches bei erhöhter Belastung (vgl. Abb. 2.1). Diese Beobachtungen unterstützen die Kritikpunkte von Kany & Gründer (1978) (vgl. Kapitel 3), wonach fälschlicherweise nur die vertikale Zusammendrückung nicht aber der Übergang in seitliches Ausweichen und Auflockern betrachtet wird. Auch die Aussage von Jänke (1991) (vgl. Kapitel 3) ist in diesem Zusammenhang wichtig, denn bei höherer Lagerungsdichte wird das Zusammendrückungspotential des Bodens kleiner, wodurch bei geringerer Last das Stadium der Auflockerung erreicht wird, was zu zusätzlichen Setzungen führen kann.

Es ist sonderbar, dass das seitliche Ausweichen in neueren Werken praktisch nicht mehr erwähnt wird. Lediglich ältere Werke messen diesem Phänomen eine grosse Bedeutung zu.

11 Vergleich zwischen analytischer, physikalischer und numerischer Modellierung und den Feldmessungen

Verschiedene Flachfundationen wurden den drei möglichen Modellierungsprozessen; der analytischen, der physikalischen und der numerischen Modellierung unterzogen. An dieser Stelle wird diskutiert, wo die Modelle übereinstimmen und wo nicht und wo anhand der gemachten Untersuchungen die Vor- und Nachteile der einzelnen Modellierungsprozesse liegen.

Nachfolgend werden stellvertretend für die untersuchten Randbedingungen drei verschiedene Systeme betrachtet, welche in der Zentrifuge untersucht wurden: "arn_30" stellt dabei den „Normversuch“ dar; eine 4 mm dicke Aluminiumplatte auf Perth-Sand, welcher nach bestimmten Regeln (vgl. Kapitel 4.6) eingerieselt wurde. "arn_25W" stellt einen Versuch mit einer Betonplatte dar, welche über eine höhere Steifigkeit verfügt, als die Platte des Versuches "arn_30". "arn_40a" wurde auf einer dünneren Sandschicht durchgeführt, was einem Felshorizont auf einer Tiefe von 3.0 Metern entspricht. Mit diesen drei Versuchen sind also die zwei wichtigen Einflussparameter abgedeckt: Platten- und Bodensteifigkeit. Der Einfluss von unbelasteten Wänden wird hier nicht in den Vergleichen integriert, da die analytische Berechnung eines solchen Systems unter anderem mit dem Verfahren von Kany aber auch numerisch mit einigen Schwierigkeiten verbunden ist. Kany macht zwar Vorschläge, wie die Hochbausteifigkeit in die Berechnung einfließen kann, doch werden dort regelmäßige Stützenraster mit Geschossdecken versucht miteinzubeziehen und nicht einzelne Aussteifungen wie unbelastete Wände. Über die Variation der Steifigkeit einzelner Felder können solche Wände ebenfalls nicht zielführend in die Berechnung integriert werden, da zuletzt eine konstante Systemsteifigkeit η zur Berechnung der Sohldruckverteilung anhand der Tabellenwerke definiert werden muss.

Numerisch werden die Fundationen mit dem Hardening-Soil-Modell (HS-Modell) in PLAXIS modelliert.

11.1 Vergleich von Setzungen; Spannungsverteilungen und Biegebeanspruchungen

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Modellierungen vergleichend zusammengestellt: Die Grösse der Setzungen (Tabelle 11-1), die Form der Spannungsverteilung unterhalb des Fundamentes (Tabelle 11-2) und die Biegebeanspruchung (Tabelle 11-3).

Tabelle 11-1: Vergleich der Setzungen [cm] anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa. ST: Spannungstrapezverfahren; K: Verfahren nach Kany

Versuch	Analytik (vgl. Kap. 3 & 9)	Zentrifuge (vgl. Kap. 7)	Numerik
arn_30	2.5 (ST); 1.2-2.7 (K)	6.0	6.5
arn_25W	1.6-1.7 (K)	ca. 3.0	3.2
arn_40a	1.4 (ST); 0.5-1.8 (K)	5.0	5.0

11 Vergleich zwischen analytischer, physikalischer und numerischer Modellierung und den Feldmessungen

Tabelle 11-2: Vergleich der Form der Spannungsverteilungen anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa

Versuch	Analytik	Zentrifuge	Numerik
arn_30	gleichmässig (ST); schlaff (K)	schlaff	schlaff
arn_25W	gleichmässig (ST); starr (K)	„gleichmässig“	schlaff
arn_40a	gleichmässig (ST); schlaff (K)	schlaff	schlaff

Tabelle 11-3: Vergleich der Biegebeanspruchungen [kNm/m'] (Modellmassstab: 1.3 cm von der Lasteinleitung entfernt) anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa

Versuch	Analytik	Zentrifuge	Numerik
arn_30	465 (ST); 267 (K)	231	454
arn_25W	59 (ST); 57 (K)	Kein Wert	140
arn_40a	465 (ST); 215 (K)	155	403

Bei den Setzungen in Tabelle 11-1 erkennt man deutlich, dass die Setzungen der analytischen Berechnungen viel kleiner ausfallen als die in den Zentrifugenmodellen gemessenen und in den numerischen Modellen in PLAXIS berechneten. Dies hängt vor allem damit zusammen, dass der analytischen Setzungsberechnung die Ödometersteifigkeit M_E , welche anhand einer eindimensionalen Zusammendrückung entsprechend höhere Steifigkeitswerte liefert als diejenige, welche der physikalischen- und numerischen Bestimmung entsprechend dem Plattendruckversuch als dreidimensionale Steifigkeit zugrunde liegt.

Was die Bestimmung der Spannungsverteilungen unterhalb der Foundationen angeht, so wird deutlich, dass mit dem Spannungstrapezverfahren ausser der Last und der Foundationsgrundfläche keine Parameter berücksichtigt werden können, entsprechend resultiert für die Versuche „arn_30“ und „arn_40a“ die genau gleiche Spannungsverteilung, obwohl die Versuchsbedingungen unterschiedlich sind. Das Verfahren von Kany kann die Bedingungen schon etwas besser abbilden. Zentrifugen- und numerische Ergebnisse stimmen recht gut überein, wobei „arn_25“ numerisch offensichtlich zu schlaff modelliert wird.

Bei den Biegebeanspruchungen wird deutlich, dass das Spannungstrapezverfahren im Vergleich zum Verfahren von Kany und zu den Dehnungsmessungen bei den Zentrifugenmodellen eine überhöhte Beanspruchung wiedergibt. Da dieses Verfahren ziemlich häufig zur Bemessung von Foundationen angewandt wird, ist das Resultat entsprechend von Interesse. Die Ergebnisse der physikalischen Modellierung stimmen gut mit den Ergebnissen der analytischen Modellierung nach Kany überein. Dies erstaunt nicht besonders angesichts der guten Abbildung der Sohlspannungsverteilungen. Die Ergebnisse aus der numerischen Modellierung sind bemerkenswert. Obwohl die Spannungsverteilungen zufriedenstellend abgebildet werden, liegen die Beanspruchungen in etwa gleich hoch wie beim Spannungstrapezverfahren. Dies kommt vermutlich daher, dass das FE-Programm bei der Lasteinleitung Spannungsspitzen erzeugt, die in Realität nicht vorliegen. Da die Bestimmung der Beanspruchung nur ca. 0.7 m von der Lasteinleitung entfernt erfolgt, hat dies einen Einfluss. Andererseits ist es in PLAXIS nicht möglich, für Foundationen sogenannte „Interface Elements“ zu verwenden, weshalb die Boden-Bauwerks-Interaktion vermutlich falsch abgebildet wird.

11.1.1 Vergleich der Biegebeanspruchung aus Analytik und Zentrifugenmodelltechnik

Die Resultate der Biegebeanspruchung anhand des Spannungstrapezverfahrens verglichen mit den Dehnungsmessungen an den Modellfundationen sind von grossem Interesse, da das Spannungstrapezverfahren sehr häufig zur Bemessung von Einzel- und Streifenfundamenten angewandt wird. Dies ist nicht zuletzt deshalb so, weil der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein (SIA) diese Methode in der Norm zur Anwendung empfiehlt. Wie gross dabei die „Überbemessung“ ist, zeigen nachfolgende Abbildungen Abb. 11.1 bis Abb. 11.3, wobei die gemessenen Dehnungen von den Versuchen der umgerechneten Dehnung anhand des Spannungstrapezverfahrens gegenüber gestellt werden. Die Dehnung wurde bei beiden Verfahren 0.65 m von der Lasteinleitung bestimmt. Hier werden zu den drei Versuchen, welche dem generellen Vergleich von analytischer-, physikalischer- und numerischer Modellierung unterzogen werden, noch weitere Versuche angeführt. Die Versuche „arn_36“ und „arn_37“ sind Versuche an Einzelfundamenten auf Sandboden erhöhter Lagerungsdichte (durch Vorbelastung unter der statischen Presse oder durch Verdichtung auf dem Rütteltisch); „arn_16“ und „arn_16W“ (W steht für Wiederholung des Versuches) stellen Versuche an „Streifenfundamenten“ dar und die Versuche „arn_22“ und „arn_22W“ sind Versuche an 12 mm dicken Einzelfundamenten im Rahmen der Abklärungen zum Tragverhalten von Betonplatten.

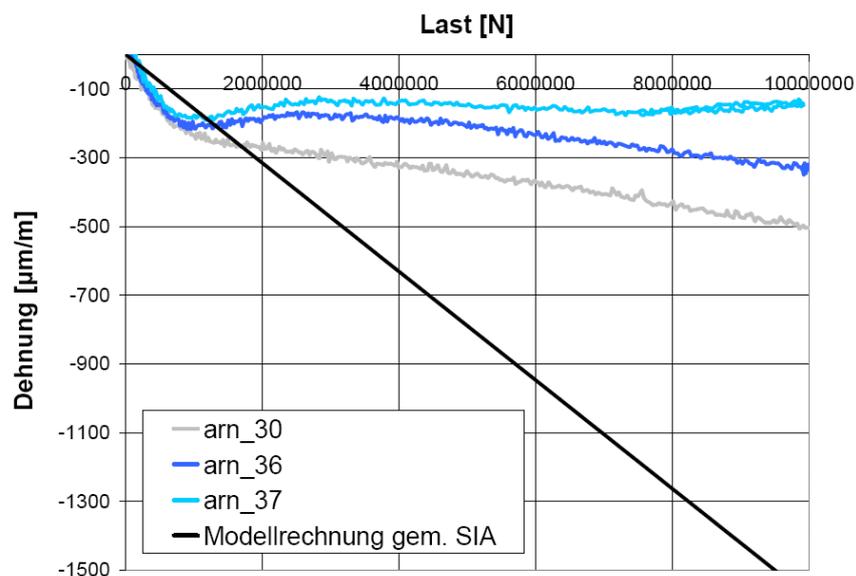


Abb. 11.1: Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an Einzelfundamenten

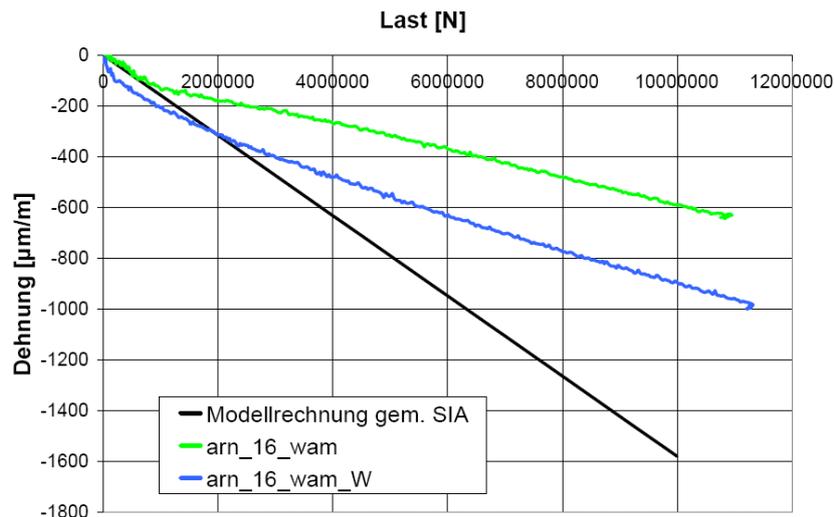


Abb. 11.2: Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an „Streifenfundamenten“

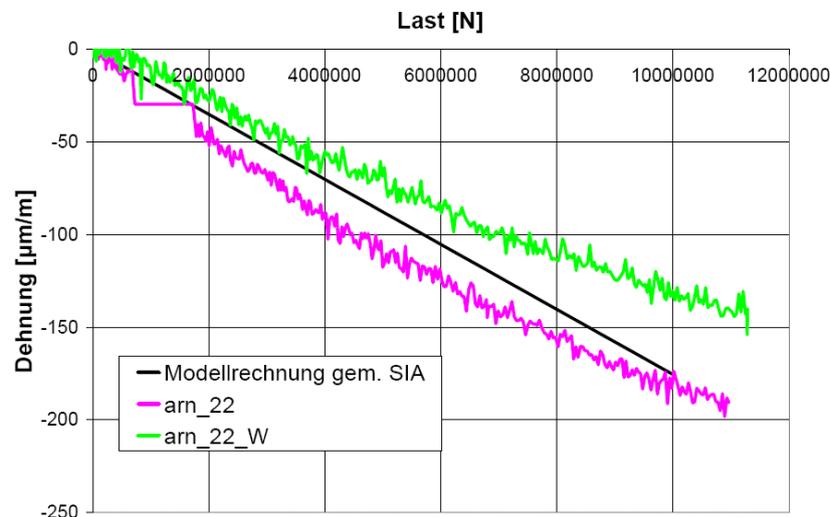


Abb. 11.3: Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an „starr“ Einzelfundamenten

Die Abweichung ist bei den Einzelfundamenten (vgl. Abb. 11.1) gross. Auch bei den „Streifenfundamenten“ besteht eine erhebliche Abweichung zwischen analytischer Modellrechnung und den Aufzeichnungen während den Versuchen. Für steifere Einzelfundamente, wie sie in Abb. 11.3 zu sehen sind, stimmt der Modellansatz gemäss SIA recht gut mit den Messungen überein, wobei der Ansatz nach SIA eher auf der unsicheren Seite liegt, was aber vermutlich durch die vorliegende Mindestbewehrung abgedeckt sein dürfte. In Abb. 11.1 verhalten sich die Fundamente bis zum Knick, wo die Dehnungslinien nachher flacher werden, steif; Ähnliches trifft auch für Abb. 11.2 zu. In Abb. 11.3 verhält sich die Foundation während des ganzen Versuches steif, weshalb kein Knick zu sehen ist und die Beanspruchung vom Spannungs-trapezverfahren gut mit der tatsächlichen übereinstimmt. Man erkennt aber gerade in Abb. 11.2, dass die Streuung der Messungen relativ gross ist, nicht zuletzt deswegen, weil es sich bei den DMS-Messungen um lokale Messungen der Beanspruchung handelt, wodurch der Fehler nicht zu vernachlässigen ist. Aber trotz der Streuung zeigt das Ergebnis eindeutig, wie viel Potential bei der heutigen Bemessung von Flachfundamenten noch vorhanden ist.

11.1.2 Bemerkungen zu den Resultaten

Blama (1977) hat die Werte der Systemsteifigkeit, bei welchen der Wechsel zwischen starr und schlaff einer Foundation vollzogen wird, anhand der Betrachtung von Biegemomenten, basierend auf dem linear-elastischen Bemessungsansatz, bestimmt. Dort wo die Änderung der Biegemomente im Vergleich zur Steifigkeitszunahme der Foundation gross ist, ändert offensichtlich die Spannungsverteilung in der Sohlfläche. Die Bestimmung der Eckwerte basiert also nicht auf Versuchen sondern auf rein analytischen Überlegungen.

Wenn man Abb. 11.1 diesbezüglich nochmals betrachtet, so stellt man fest, dass das Biegemoment zunächst konstant anwächst, bevor es einen Knick gibt, nach welchem das Biegemoment wiederum mit mehr oder weniger konstanter Rate anwächst. Dieser Knick steht also für eine Änderung des Momentenzuwachses, nach dessen Gesichtspunkt Blama die K_s -Werte festgelegt hat. Wird der Zeitpunkt des Knicks in der Aufzeichnung der Dehnung mit dem Zeitpunkt des Verhaltenswechsels anhand der Tekscanmessungen verglichen, kommt man zum Schluss, dass beide Vorgänge zum gleichen Zeitpunkt vor sich gehen. Dies unterstreicht die neuerliche Bestimmung der K_s -Werte im Rahmen dieser Arbeit und legitimiert gleichermassen das Vorgehen von Blama.

Die Biegebeanspruchung nimmt mit ansteigender Steifigkeit der Foundation zu, was man an den Dehnungsmessungen erkennen kann. Die Dehnung von 0.001 beim Versuch "arn_16" entspricht einer Biegebeanspruchung von 460 kNm/m'; die Dehnung von 0.0002 für die Versuche "arn_22", welche deutlich kleiner sind als die 0.001 von "arn_16" ergeben ein Biegemoment von 828 kNm/m' aufgrund der Plattendicke, die im Modell 12 mm beträgt; die Plattendicke von "arn_16" beträgt nur 4 mm. Der Versuch "arn_30" ergibt eine Dehnung von 0.0005, was einem Biegemoment von 230 kNm/m' entspricht (Platten-Modelldicke = 4 mm). Diese Zunahme der Biegebeanspruchung mit zunehmender Fundationssteifigkeit steht in Verbindung mit der Sohlspannungsverteilung, welche bei steifen Platten einigermassen gleichmässig über die gesamte Fundationsfläche verteilt ist, wo hingegen bei schlaffen Platten die Last vor allem bei der Einleitung in Form erhöhter Druckspannungen abgegeben wird. Dadurch entsteht ein kleineres Biegemoment in der Platte, da an den Fundamenträndern wenig bis keine Last übertragen wird. Das Postulat nach Rivkin (1969) wonach nach dem Reissvorgang der Betonplatte sich die Deformierbarkeit der Platte erhöht, wobei die Biegemomente abnehmen, kann anhand der gefundenen Resultate bestätigt werden. Durch die Abnahme der Plattensteifigkeit wird das Verhalten der Foundation schlaffer, wobei die Spannungsverteilung ändert und mehr Last bei der Lasteinleitung abgegeben wird, was die Biegemomente in der Platte verkleinert.

Eine Betonplatte mit einer Modelldicke von 6.6 mm hat ein Rissmoment von ca. 170 kNm/m' je nach Bewehrungsanordnung. Mit dem Reiss-Vorgang verliert die Platte an Steifigkeit und verhält sich fortan wie eine Platte mit einer äquivalenten Dicke von 4.0 mm.

11.2 Vergleich der Last-Setzungs-Kurven und des allgemeinen Setzungsverhaltens aus der Zentrifugenmodelltechnik und der Numerik

Anhand der in Kapitel 9 gemachten Erkenntnisse werden hier nur Numerik-Resultate unter Verwendung des HS-Modells mit den Zentrifugenmodellversuchen verglichen. Obwohl Berechnungen mit dem MC-Bodenmodell, was die Setzungen anbelangt, relativ gute Resultate liefert, vermag dieses Modell das Bodenverhalten, vor allem was die Form der Be- und Entlastungskurven des Last-Setzungs-Verhaltens betrifft, nicht adäquat zu modellieren.

11.2.1 Direkter Vergleich der Last-Setzungs-Kurven von PLAXIS und den Versuchen

Abb. 11.4 zeigt den Vergleich der Last-Setzungs-Kurven zwischen Zentrifugenmodellversuch und numerischer Modellierung mit dem HS-Modell.

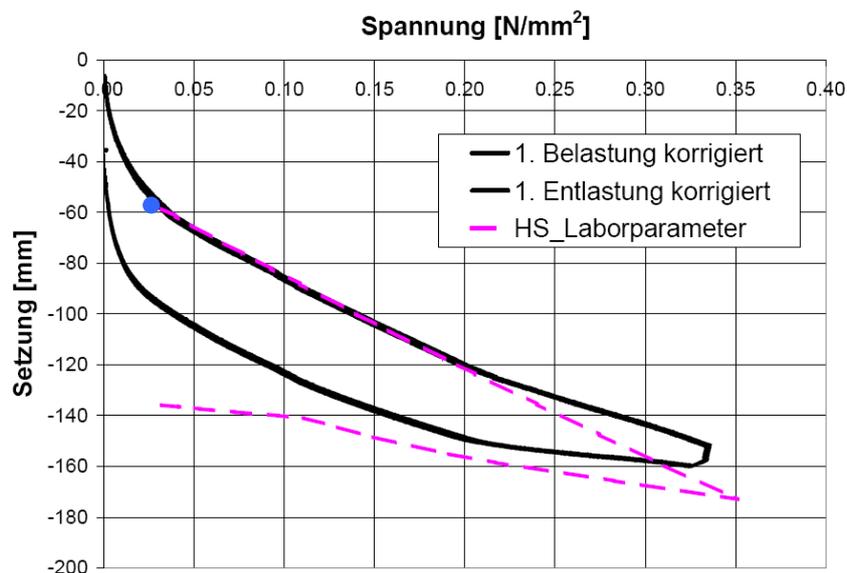


Abb. 11.4: Vergleich der Resultate des Einzelfundament-Versuches "arn_30" mit der Modellierung in PLAXIS mit dem HS-Modell

Der stark gekrümmte Teil der Last-Setzungs-Kurve kann in PLAXIS nicht modelliert werden, da dort das Fundationsverhalten im Versuch aufgrund der Kontaktprobleme zu Beginn starr ist und sich erst durch einen regelmässigen Kontakt mit dem Sandboden bei grösserer Belastung auf ein schlaffes Verhalten einstellt. Diese Probleme hat PLAXIS nicht, weshalb die Bodensteifigkeit schon zu Beginn des Versuches anhand der linearen Kurvenform ziemlich konstant ist. Aus diesem Grund wird die Kurve in Abb. 11.4 der PLAXIS-Modellierung dort angesetzt, wo sich auch beim Versuch ein verlässlicher Wert der Bodensteifigkeit einstellt (blauer Punkt). Die beiden Modellierungen ergeben mit dieser Korrektur gut zusammenpassende Werte. Es fällt auf, dass PLAXIS ab einer Spannung von 0.20 N/mm² eine etwas weichere Last-Setzungs-Kurve ausgibt, als dies in den Versuchen gemessen wurde. Die Entlastungskurven verlaufen bis zu einer Spannung von ca. 0.1 N/mm² nahezu parallel zueinander, was heisst, dass das HS-Modell das Entlastungsverhalten des Perth-Sandes gut abbilden kann. Bei ca. 0.15 N/mm² mittlerer Spannung geht der Kontakt

11.2 Vergleich der Last-Setzungs-Kurven und des allgemeinen Setzungsverhaltens aus der Zentrifugenmodelltechnik und der Numerik

zwischen Boden und Foundation im Versuch langsam verloren. Von da an wird vor allem die Deformation der Platte gemessen und nicht mehr die Hebung im Boden. Deshalb beginnen die beiden Kurven ab einer Spannung von ca. 0.1 N/mm^2 deutlich auseinander zu driften. Die sehr kleine irreversible Setzung des Versuches kommt denn auch daher, dass die Setzung in Fundationsmitte nur über die Platte gemessen werden kann, geht der Kontakt zwischen Platte und Boden verloren, kann deshalb auch die Bodensetzung nicht mehr zuverlässig gemessen werden. Es wird lediglich der Abbau der Zwängungen in der Foundation und damit die „Rückdeformation“ der Platte bestimmt. Werden aber die reversiblen Setzungen beider Modelle miteinander verglichen (Entlastungskurven) so ergibt sich beim PLAXIS-Modell eine reversible Setzung von ca. 37 mm und beim Versuch von ca. 38 mm. Beim Versuch wird zur Bestimmung der reversiblen Setzung die Differenz der Maximalsetzung zur Setzung beim Verlust des mittigen Kontaktes (bei 0.1 N/mm^2) gewählt. Diese beiden Werte stimmen wiederum gut überein.

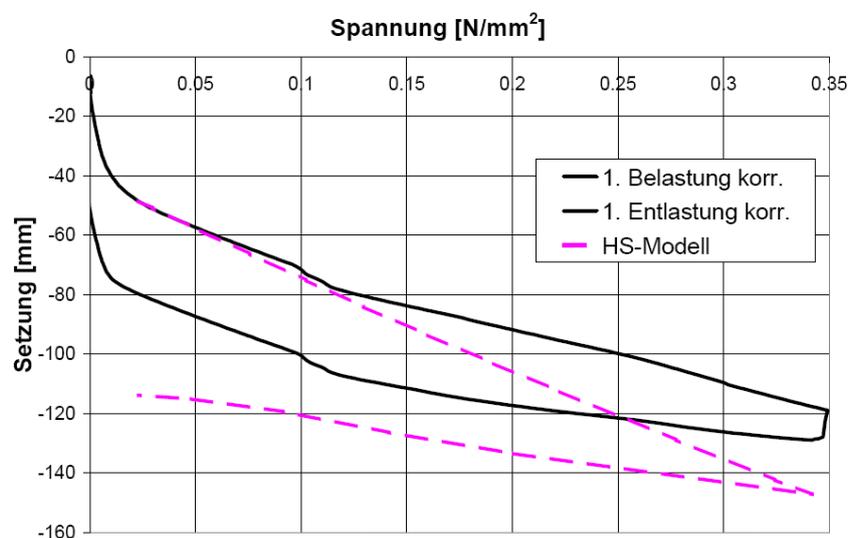


Abb. 11.5: Vergleich der Resultate des Versuches „arn_14W“ (4-fach ausgesteiftes Fundament) mit der Modellierung in PLAXIS mit dem HS-Modell für den Sandboden

Ein ähnliches Bild wie in Abb. 11.4 ergibt sich auch in Abb. 11.5. Die Last-Setzungs-Kurve des HS-Modells ist wieder um zu schlaff, was den Belastungsanteil angeht, gegenüber den Versuchsdaten. Hier ergibt sich bereits zu Beginn ein etwas zu schlaffes Verhalten, was darauf schließen lässt, dass die aussteifenden Wände in PLAXIS nicht korrekt modelliert werden können.

11.2.2 Mögliche Gründe für die Abweichungen der Last-Setzungs-Kurven von PLAXIS und den Versuchen

Es gilt zu klären, weshalb PLAXIS die Fundamentalsysteme ab einer Spannung von ca. 200 kPa zu schlaff modelliert. Wenn man Abb. 11.6 betrachtet und mit der Abb. 10.8 vergleicht, wobei Abb. 11.6 die Änderung des Kehrwertes des Bettungsmoduls mit zunehmender Setzung aus den numerischen Berechnungen dargestellt, so erkennt man kein grundlegend verschiedenes Verhalten zwischen den Versuchen und den numerischen Berechnungen. In beiden Fällen wird eine Erhöhung des Bettungsmoduls festgestellt, wobei die Erhöhung in PLAXIS weniger deutlich ist als dies die Versuche zeigen.

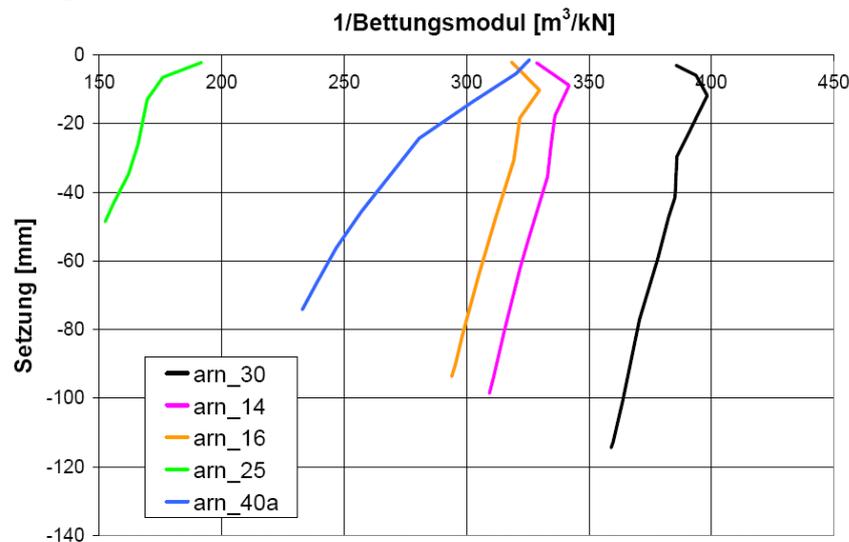


Abb. 11.6: Verlauf der Kehrwerte der Bettungsmoduli für in PLAXIS mit dem HS-Modell modellierte Fundamentversuche

Der Grund für die Diskrepanz zwischen den numerischen und den physikalischen Resultaten könnte auch auf den Erddruckbeiwert K zurückgeführt werden. Brinkgreve (2005) hat bereits auf den Einfluss eines korrekten K -Wertes im Rahmen numerischer Simulationen hingewiesen.

Die Container-Ränder könnten dabei die horizontalen Spannungen und damit die Größe von K beeinflussen. Diese Beeinflussung kann insbesondere anhand des Versuches "arn_37", dessen Bodenmodell unter der Presse bei einer maximalen Spannung von 200 kPa vorbelastet wurde, beobachtet werden. Obwohl das Trockenraumgewicht mit 16.82 kN/m^3 gegenüber anderen Versuchen nicht höher liegt, verfügt der Boden über eine signifikant höhere Steifigkeit, was die CPT-Messung (vgl. Abb. 7.81) sowie die Last-Setzungs-Kurve (vgl. Abb. 7.68) bestätigen. Diese erhöhte Steifigkeit kann nicht von der Lagerungsdichte ausgehen, denn Versuch "arn_37" zeigt trotz höherer Lagerungsdichte (auf dem Rütteltisch verdichtet) eine geringere Bodensteifigkeit, sondern muss mit der Vorbelastung unter der Presse in Verbindung gebracht werden. Durch die Vorbelastung der Presse wird der Container leicht auseinander gedrückt. Diese Deformation geht mit dem Ende der Presse-Belastung wieder zurück, wodurch das Bodenmodell seitlich etwas zusammengedrückt wird. Dies erhöht die horizontalen Spannungen im Boden und damit den K -Wert, welcher von K_0 in die passive Richtung geht. Durch diese Erhöhung des K -Wertes reagiert der Boden steifer auf vertikale Belastungen, da der Boden durch die seitliche Span-

11.2 Vergleich der Last-Setzungs-Kurven und des allgemeinen Setzungsverhaltens aus der Zentrifugenmodelltechnik und der Numerik

nungserhöhung über eine höhere Steifigkeit verfügt (Nicht-Linearität der Steifigkeit mit der Spannung). Dadurch ist das Versuchsergebnis von „arn_37“ auch in Relation zum Versuch „arn_36“ erklärbar. Das heisst auch, dass die relative Lagerungsdichte nicht alleine für die Steifigkeit des Bodens zuständig ist; der beschriebene Effekt kann anhand der relativen Lagerungsdichte nicht erkannt werden, da lediglich der Korn-zu-Korn-Druck erhöht wird, ohne dass sich dabei die relative Lagerungsdichte in grossem Mass ändert.

Dieses Verhalten kann auf sämtliche andere Versuche ausgeweitet werden. Durch die „Einspannung“ des Bodens im Container wird die seitliche Spannung erhöht, wodurch das Last-Setzungs-Verhalten der Fundationen steifer wird. Dies wird anhand der Abb. 11.8 deutlich, wo die horizontalen Spannungen in PLAXIS anhand von verschiedenen Bedingungen, was den K-Wert anbelangt, aufgezeigt sind.

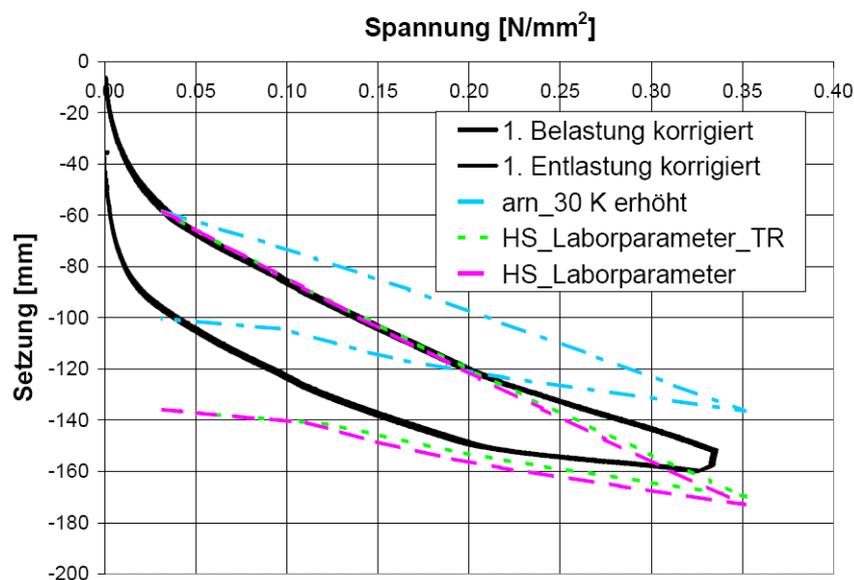


Abb. 11.7: Last-Setzungs-Kurve für Versuch „arn_30“ mit erhöhtem K-Wert ($K = 1.50$) und mit Einfluss der Topfränder (TR)

Nimmt man die Last-Setzungs-Kurve in Abb. 11.7 zum Vergleich, sieht man, dass die im Vergleich zum HS-Modell zu starre Last-Setzungs-Kurve nicht nur aufgrund des veränderten K-Wertes in den Zentrifugenmodellversuchen zustande kommt, sondern dass dieser Effekt der Steifigkeitserhöhung erst mit höherer Last eintritt. Bei einem K-Wert von 1.5 zeigt das HS-Modell zu Beginn eine zu grosse Steifigkeit. Diese Steifigkeitserhöhung erfolgt in den Versuchen aber erst bei einer Spannung von ca. 0.2 N/mm^2 . Das heisst, dass sich erst bei etwas erhöhter Spannung Randeffekte des Containers bemerkbar machen, welche die höhere Steifigkeit ab ca. 0.2 N/mm^2 ergeben. Diese Randeffekte bewirken letztlich auch eine Erhöhung der seitlichen Spannung. Der Effekt der seitlichen Einspannung kann jedoch mit PLAXIS nicht direkt über die Eingabe von Rändern entsprechend der Entfernung der Container-ränder im Versuch simuliert werden. Wie Abb. 11.7 zeigt, weicht die Last-Setzungs-Kurve mit dem Einfluss der Container-ränder (TR) nur wenig von der Last-Setzungs-Kurve ohne Ränder ab. Es scheint also numerisch ein gewisser Effekt vorhanden zu sein, welcher mit steigender Spannung auch zunimmt, der Effekt ist aber nicht in dem Masse sichtbar, wie dies die Zentrifugenmodellversuche zeigen. Wenn man die Abb. 11.9 bis Abb. 11.11 betrachtet, ergibt sich, dass in den numerischen Simulatio-

nen mit PLAXIS der Effekt der Seitenränder geringer erscheint als in den Modellversuchen. Anhand den „plastic points“ findet vor allem unterhalb der Foundation bis zur unteren Begrenzung (im Versuch der Containerboden) eine Verfestigung statt, wobei die seitlichen Bereiche auch bei der Modellierung mit den Seitenrändern relativ lange auf dem „preconsolidation-stress“ als Spannungszustand verbleiben. Für einen erhöhten K-Wert von 1.50 wird deutlich, dass die Verfestigungspunkte im begrenzteren Masse unterhalb der Foundation auftreten.

Damit ist die Aussage, dass Foundationen der betrachteten Grösse im betrachteten Belastungsbereich nur eine Verdrückung des Bodens zur Folge haben aber keine Ausbildung der Scherzonen stattfindet, etwas relativiert. Werden die Randeffekte in den Versuchen ausgeklammert, ist es durchaus möglich, dass die Ausbildung der Scherzonen beginnt. Werden reale Verhältnisse betrachtet, können Foundationen der betrachteten Grösse von 5.60 m x 5.60 m kaum je auf eine Last von 10'000 kN ausgelegt werden. Da das Durchstanzen einen erheblichen Einfluss auf die Bemessung hat, ist die Aussage, dass Einzelfundamente unter Gebrauchslast im Allgemeinen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit bleiben, dennoch sinnvoll.

11.2 Vergleich der Last-Setzungs-Kurven und des allgemeinen Setzungsverhaltens aus der Zentrifugenmodelltechnik und der Numerik

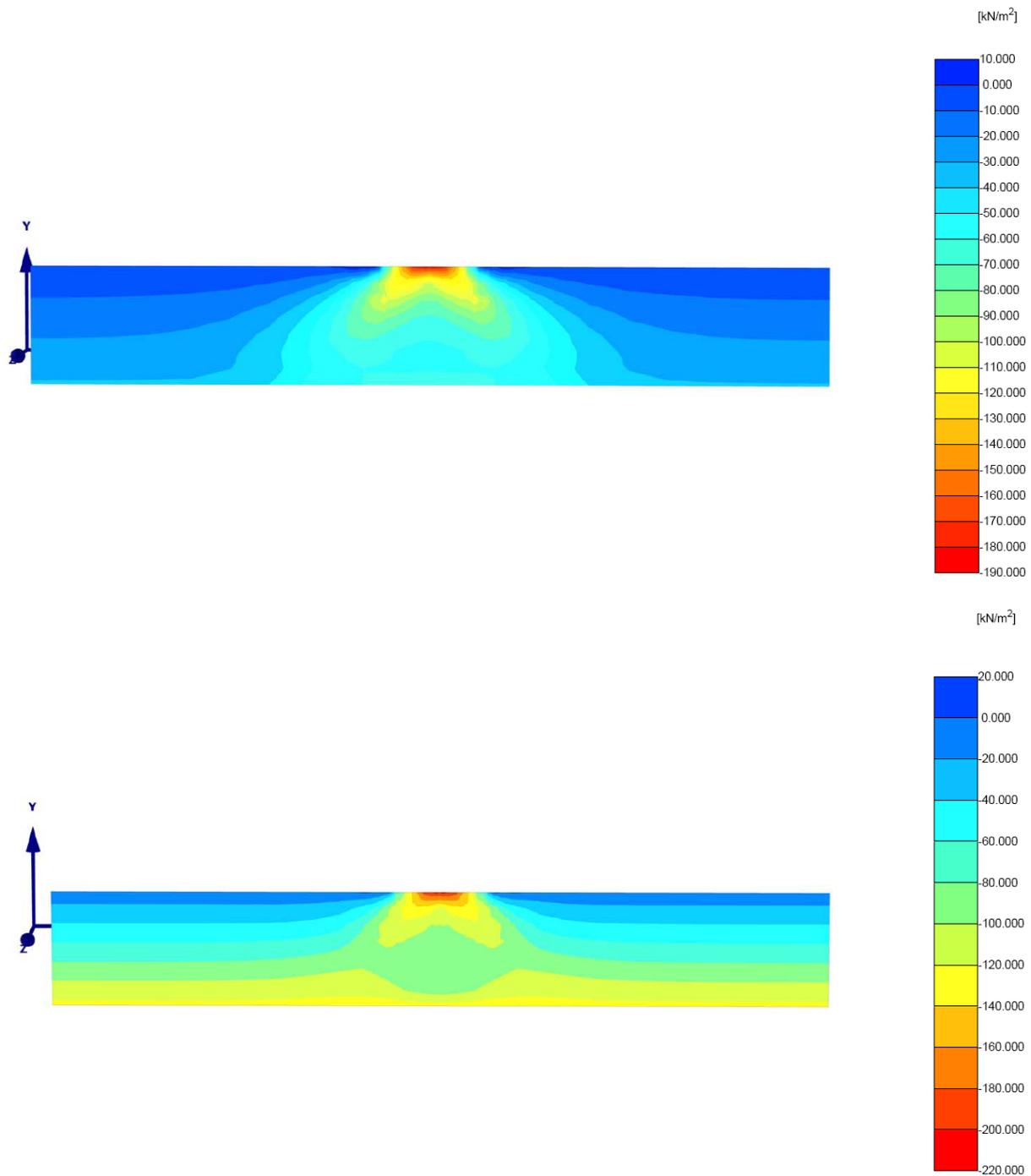


Abb. 11.8: Oben: Horizontale effektive Spannung σ'_{xx} [kPa] für Versuch "arn_30" mit normaler „gravity-loading“ Prozedur. Unten: horizontale Spannung [kPa] für Versuch "arn_30" mit erhöhtem K-Wert von 1.50. Beide Spannungsverteilungen geben eine Fundationsbelastung von 10'000 kN (Stützenlast) wieder.

11.2.3 Spannungszustände im Boden im Zuge der Fundationsbelastung

Es wurde bereits diskutiert, dass die in PLAXIS modellierten Spannungszustände von den in den Versuchen aufgetretenen abweichen, da die Last-Setzungs-Kurven von der Form her nicht genau dasselbe Verhalten beschreiben.

An dieser Stelle kann lediglich aufgrund verschiedener Modellparameter das tatsächliche Verhalten während den Zentrifugenmodellversuchen eingegrenzt werden.

Anhand der Abb. 11.9 bis Abb. 11.11 wird deutlich, dass sehr früh eine Verfestigung des Bodens einsetzt. Bereits bei sehr kleinen Lasten befinden sich die Bodenteile gleich unterhalb der Foundation im Zustand der Verfestigung. Je nach gewähltem Modell breitet sich die Last und damit die Verfestigung etwas anders aus. Allgemein fällt auf, dass der untere Rand des Bodenmodells dabei eine grössere Rolle spielt als die seitlichen Ränder. Wenn der Erddruckbeiwert K erhöht wird, breitet sich die Last etwas mehr zur Seite aus, wobei der untere Rand praktisch nicht mehr berührt wird.

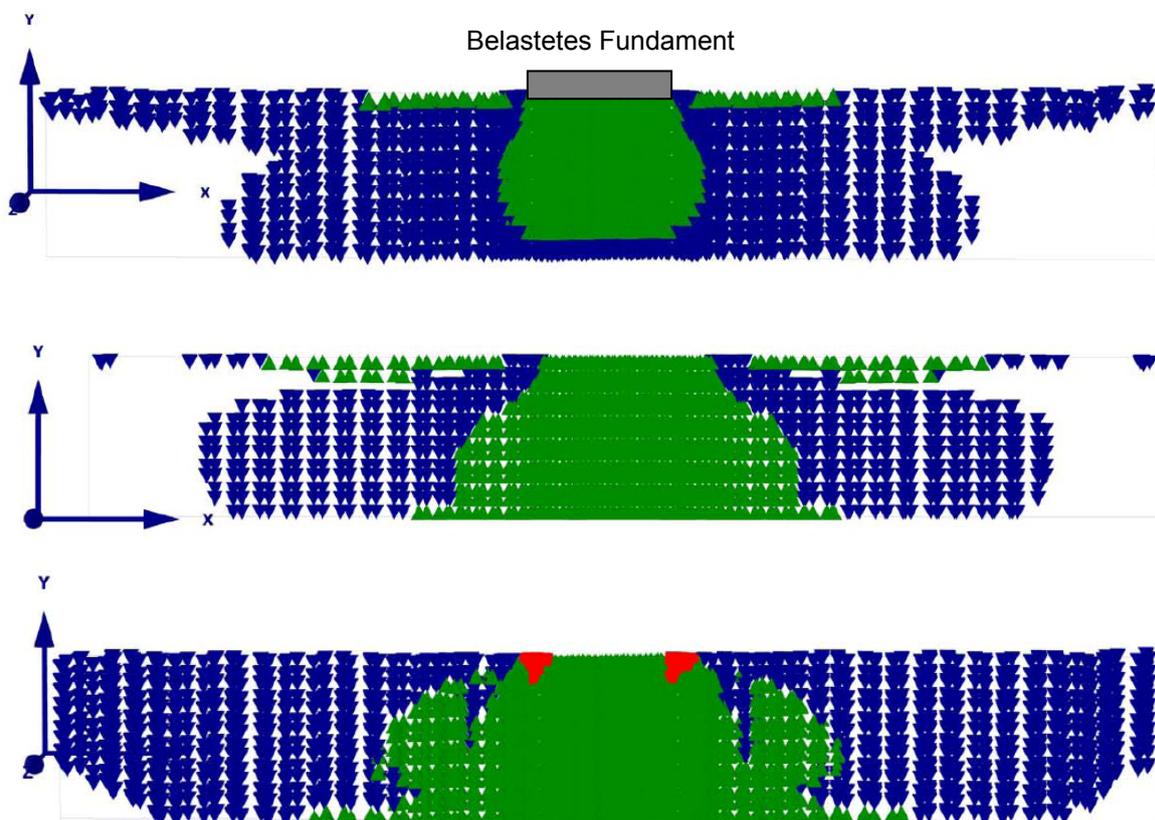


Abb. 11.9: Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS ohne seitliche Begrenzungen:

Querschnitt mit: Blau: „Cap-Point“: repräsentiert den Spannungszustand primärer Kompression, wo die Präkonsolidations-Spannung dem momentanen Spannungszustand entspricht; Grün: „Hardening-Point“: repräsentiert Punkte, welche auf der Verfestigungs-Fließfläche liegen; Rot: in diesen Punkten liegt die Spannung auf der Mohr-Coulomb-Versagens-Fläche.

Oben: Aufgebrachte Last: 240 kN; Mitte: Aufgebrachte Last: 2400 kN; Unten: Aufgebrachte Last: 10000kN (Maximallast)

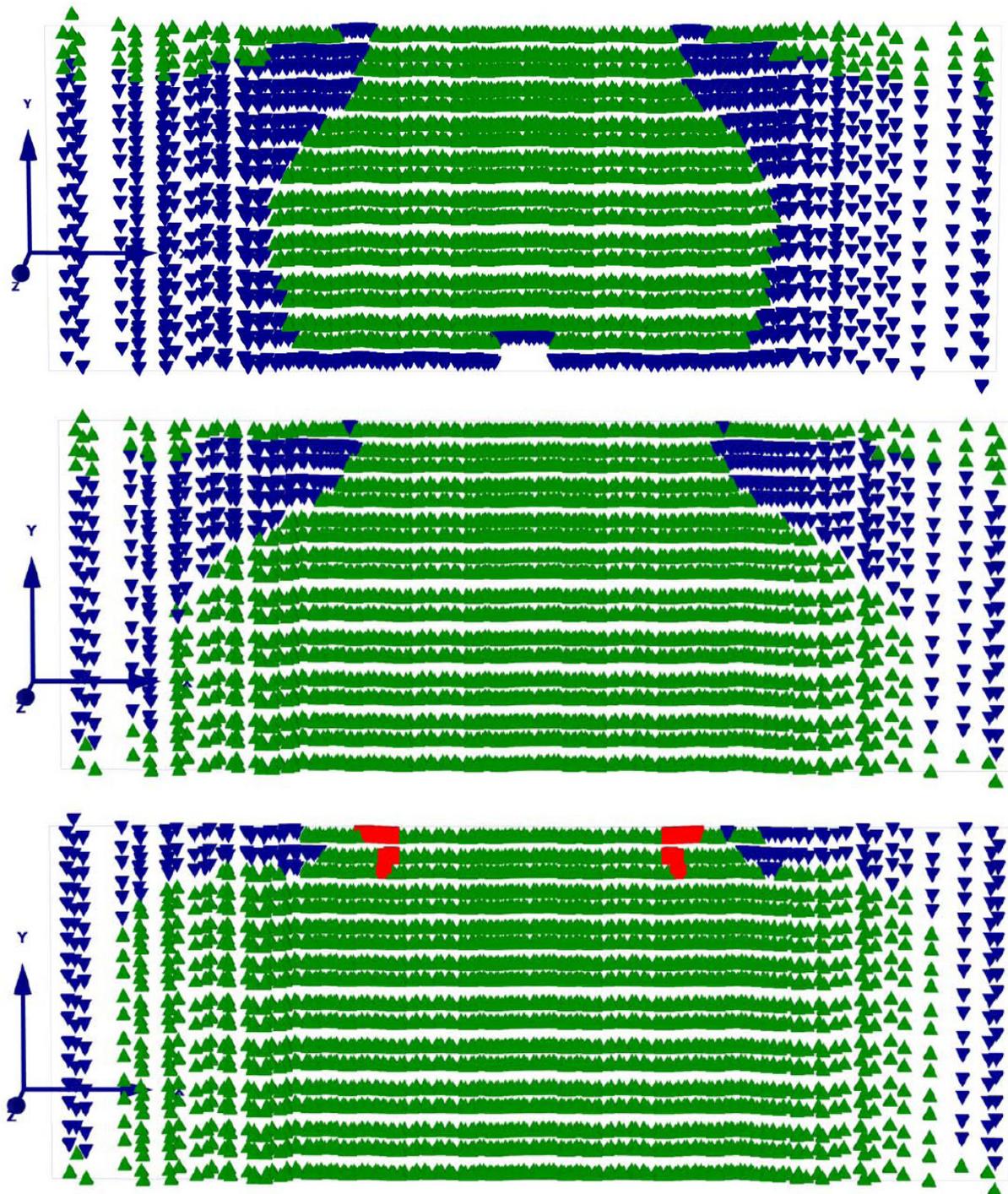


Abb. 11.10: Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS mit seitlichen Begrenzungen gemäss dem Versuchs-Container in der Zentrifuge

Oben: Aufgebrachte Last: 210 kN; Mitte: Aufgebrachte Last: 2130 kN; Unten: Aufgebrachte Last: 10000kN (Maximallast)

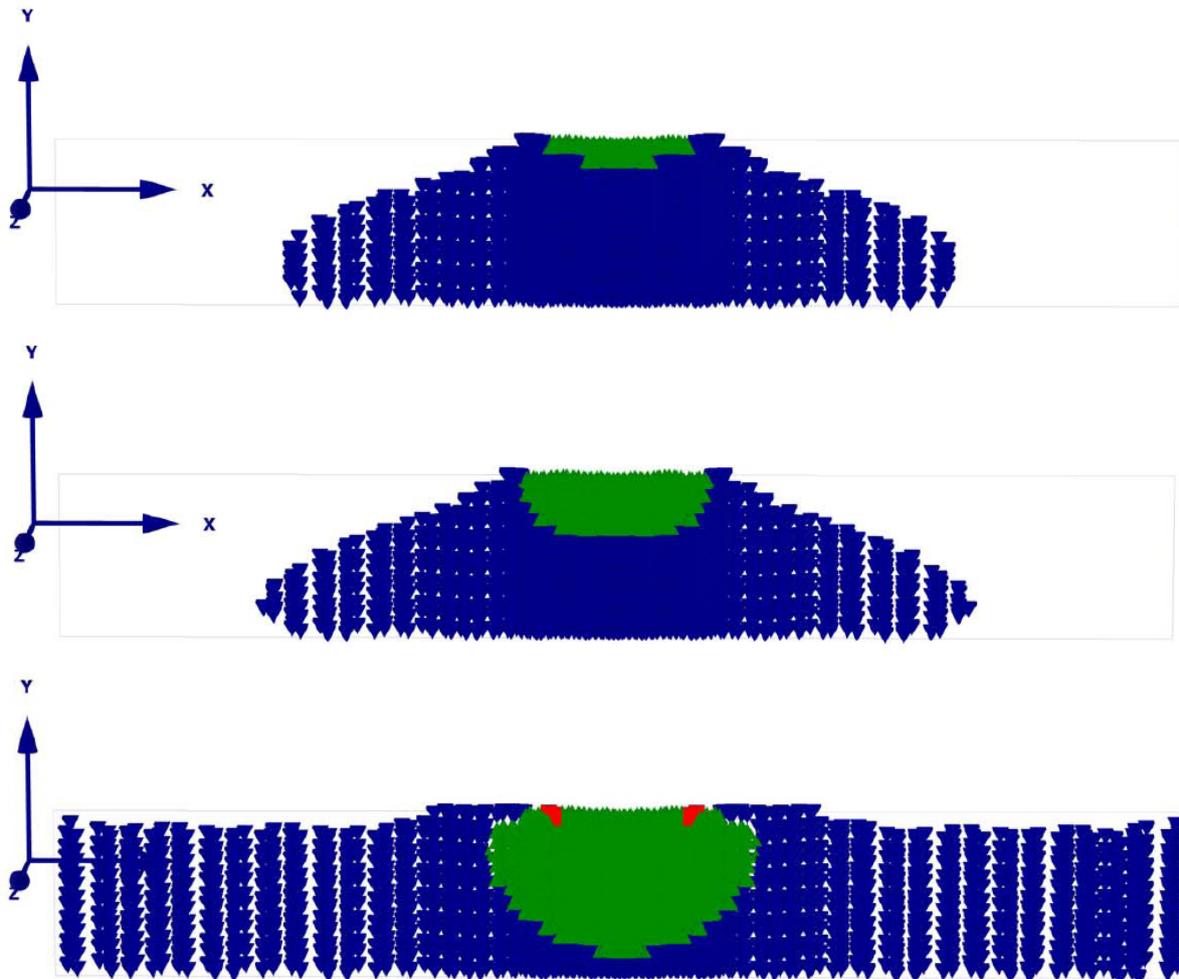


Abb. 11.11: Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS ohne seitliche Begrenzungen; K-Wert erhöht auf 1.50

Oben: Aufgebrachte Last: 880 kN; Mitte: Aufgebrachte Last: 2610 kN; Unten: Aufgebrachte Last: 10000kN (Maximallast)

Grenzen des HS-Modells

Wie bereits in Kapitel 6.4.2 dargelegt, kann das HS-Modell die Bodenentfestigung aufgrund von dilatantem Verhalten von beispielsweise dichten Sanden nicht abbilden. Es stellt sich daher die Frage, welchen Einfluss diese Modellgrenzen auf die Modellierung mit PLAXIS haben. Entsprechend den Abb. 11.9 bis Abb. 11.11 liegen die grünen Punkte auf den Verfestigungs-Fliessflächen, wie sie in Abb. 11.12 dargestellt sind. Die roten Punkte liegen auf der Mohr-Coulomb-Versagensfläche. Da in den Versuchen ein dicht gelagerter Perth-Sand mit einem Dilatanzwinkel ψ von 10° verwendet wurde, wird dieser Boden ein Entfestigungsverhalten entsprechend der Dilatanz zeigen. Dieses Entfestigungsverhalten, in Abb. 11.12 blau dargestellt, kann im HS-Modell nicht abgebildet werden, weshalb diese Bodenelemente an der Versagensfläche bleiben. In den Abb. 11.9 bis Abb. 11.11 liegen diese roten Punkte, welche sich im Bruchzustand befinden, ausschliesslich an den Fundamenträndern. Das heisst, dass die aufnehmbare Spannung an den Fundamenträndern gemäss HS-Modell überschätzt werden kann, da das Entfestigungsverhalten und damit die Volumenzunahme nicht abgebildet werden. Da dieser Fehler lediglich Auswirkungen

an den Fundationsrändern hat, kann das Last-Setzungs-Verhalten der Fundation dennoch gut abgebildet werden, da der grösste Teil des unter der Fundation liegenden Bodens kein Entfestigungsverhalten zeigt. Es bleibt hingegen die Frage, wie diese Spannungsspitzen an den Fundamenträndern die berechnete Beanspruchung in PLAXIS beeinflussen.

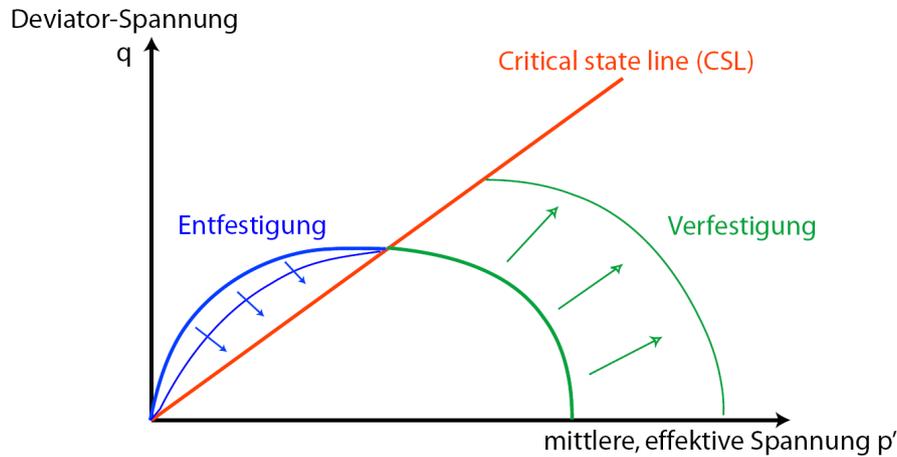


Abb. 11.12: Generelles Bodenverhalten mit Entfestigung (trockene Seite der CSL) und Verfestigung (nasse Seite der CSL)

11.2.4 Numerische Ergebnisse und allgemeines Setzungsverhalten von Flachfundationen

In Kapitel 10.5 wurde das allgemeine Setzungsverhalten aufgrund der Zentrifugenmodellversuche beschrieben und gefunden, dass zunächst eine Erhöhung des Bettungsmoduls stattfindet, bevor mit weiterer Erhöhung der Belastung eine Abnahme des Bettungsmoduls einsetzt, was den Beginn des seitlichen Ausweichens des Bodens und damit die Ausbildung des Bruchmechanismus gemäss Abb. 2.2 darstellt. Im Vergleich dieses Verhaltens zu den Ergebnissen der numerischen Modellierung mit PLAXIS konnte gefunden werden, dass diese starke Erhöhung des Bettungsmoduls eventuell mit den Randeffekten des Versuchs-Containers zusammenspielen könnte. In den numerischen Berechnungen konnte eine solch starke Zunahme des Bettungsmoduls nicht gefunden werden.

Mit diesen Resultaten lässt sich die Kurvenform gemäss Laue (1996) (vgl. Abb. 10.6) etwas modifizieren (vgl. Abb. 11.13).

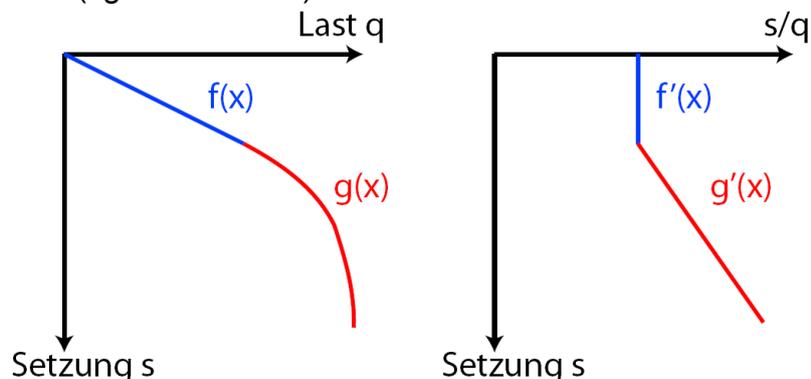


Abb. 11.13: Allgemeines, modifiziertes Last-Setzungsverhalten von Flachfundationen aufgeteilt in zwei Bereiche $f(x)$ und $g(x)$

Die in Abb. 11.13 dargestellte Last-Setzungs-Kurve links steht in einem mathematischen Zusammenhang zur Kurve rechts, wo der Kehrwert des Bettungsmoduls gegen die Setzung aufgetragen ist. Wenn es eine lineare Beziehung zwischen Last und Setzung gibt, kann der Bettungsmodul weder zu- noch abnehmen (Kurve $f(x)$ bzw. $f'(x)$). Nimmt hingegen die Setzung mit steigender Last zum Beispiel quadratisch zu (Kurve $g(x)$), so muss der Bettungsmodul linear abnehmen, beziehungsweise der Kehrwert davon linear zunehmen (Kurve $g'(x)$).

Mathematisch lässt sich dieser Zusammenhang über die Differentiation bzw. Integration von einer Kurve zur anderen beschreiben. Das heißt also, dass $f'(x)$ die 1. Ableitung des ersten Teils der Last-Setzungs-Kurve $f(x)$ ist und $g'(x)$ die 1. Ableitung des zweiten Teils der Last-Setzungs-Kurve $g(x)$ ist.

11.3 Vergleich der Ergebnisse aus der Zentrifugenmodelltechnik und den Feldmessungen

Die Ergebnisse der Zentrifugenmodellversuche ergeben vor allem den Schluss, dass die Systemsteifigkeit physikalisch das Verhalten hinsichtlich der Sohldruckverteilung von Fundationen beschreibt. Damit kann anhand der Fundationsabmessungen und der Bodensteifigkeit direkt auf die qualitative Spannungsverteilung geschlossen werden.

Nun gilt es, diese Erkenntnis auf reale Gebäude zu übertragen und zu untersuchen, ob die Systemsteifigkeit tatsächlich den Schluss auf die Spannungsverteilung zulässt oder die Modellversuche nicht ohne weiteres übertragen werden können. Dieser Forderung kann mit den beiden Feldmessungen in Alpnach und Merenschwand nachgekommen werden, wo Druckspannungsmessungen durchgeführt wurden und Kennwerte über die Fundations- und Bodensteifigkeit vorliegen.

11.3.1 Bestimmung der Systemsteifigkeit der untersuchten Fundationen in Alpnach

Zunächst muss ein klares Bild über die Bodenverhältnisse bei den untersuchten Fundationen vorliegen. Die Klassifikation (vgl. Kapitel 5.1) hat bereits ergeben, dass es sich um einen siltigen Sand (SM) handelt. Das minimale Trockenraumgewicht liegt bei 11.6 kN/m^3 , was beim vorliegenden Wassergehalt einem minimalen Feuchtraumgewicht von 14.36 kN/m^3 entspricht. Um den Überlagerungsdruck vor dem Aushub zu bestimmen, wird mit einem Feuchtraumgewicht von 14.5 kN/m^3 gerechnet. Bei einer Baugrubentiefe von ca. 3 m entspricht das einem Überlagerungsdruck von ca. 50 kPa. Gemäss der Bodeneignungskarte (Bundesamt für Raumplanung, 1980) wurde das Gebiet von Alpnach bisher nicht glazial überprägt. Es handelt sich beim vorliegenden Material um Flussablagerungen. Das heisst, dass die maximale Druckspannung bei den berechneten 50 kPa liegt.

Nun stellt sich die Frage, ob der Boden aufgrund der Fundationsbelastung auf der „normal compression line“ (NCL) oder der „unloading-reloading line“ (URL) liegt oder anders ausgedrückt, ob ein „overconsolidation-ratio-(OCR)-Wert von über 1 vorliegt. In der Abb. 8.1 erkennt man, dass lediglich ein Druckkissen Werte von über 50 kPa anzeigt. Das heisst, dass für den grössten Teil der Fundation sich der anstehende Boden im Wiederbelastungsbereich befindet. Da kein Plattendruckversuch zur Bestimmung des M_E -Wertes vorliegt, muss der M_E -Wert aufgrund des durchgeführten Ödometerveruches bestimmt werden. Einen M_E -Wert für die Entlastung / Wiederbelastung anhand der Abb. 5.7 zu bestimmen, ist anhand der Streuung der Werte nicht trivial. Es werden vor allem die Be- und Entlastungsschritte im Bereich von 50 kPa betrachtet und anhand dieser Werte müsste der M'_E -Wert zu 250 MPa entsprechend dem Lastschritt von 50 auf 100 kPa in Tabelle 5-4 bestimmt werden. Dieser Wert scheint angesichts des feinkörnigen Bodens ohne glaziale Überprägung hoch. Wird die gesamte Wiederbelastungskurve zur Bestimmung eines Sekantenmoduls herangezogen, wird der M_E -Wert zu 35 MPa bestimmt (vgl. Abb. 11.14). Dies ist angesichts der Bodenbeschaffenheit ein eher zu erwartender Wert. Offensichtlich wurden in der Bestimmung der M_E -Werte gewisse Sekantenmoduli zu lokal abgegriffen. Kommt hinzu, dass aufgrund der Auswertung der Konsolidation (vgl. Kapitel 5.1.1) einige Annahmen hinsichtlich der effektiven Spannung getroffen werden mussten

(Bestimmung der Durchlässigkeit und des Drainageweges). Aus diesem Grund ist die Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul über den gesamten Wiederbelastungsbereich angebracht.

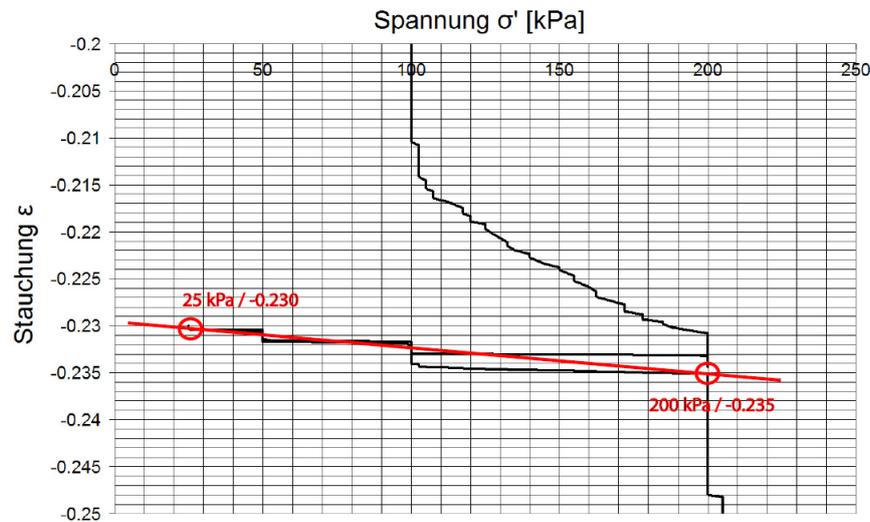


Abb. 11.14: Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul über den gesamten Wiederbelastungsbereich von 50 kPa bis 200 kPa

Damit ist die Steifigkeit des Bodens anhand der zur Verfügung stehenden Daten eruiert. Nun kann mit dem E-Modul des Betons (vgl. Kapitel 5.1), welcher 32100 N/mm^2 beträgt und den Fundamentabmessungen ($D = 1000 \text{ mm}$; $L = 3700 \text{ mm}$) die Systemsteifigkeit bestimmt werden. Sie beträgt $K_s = 1.51$, was deutlich auf steifes Verhalten der Foundation schliessen lässt, wodurch sich auch die vergleichsweise tiefen gemessenen Bodenpressungen erklären lassen. Scheinbar nimmt, wie im Modellversuch beobachtet, die umliegende Bodenplatte einen erheblichen Teil der Last auf. Dieser K_s -Wert entspricht dem ungerissenen Verhalten.

11.3.2 Bestimmung der Systemsteifigkeit der untersuchten Foundationen in Merenschwand

Auch für diesen Standort werden zunächst die Bodenverhältnisse betrachtet. Es handelt sich beim anstehenden Material um siltigen Kies (GM). Dieses Gebiet wurde gemäss Bodeneignungskarte glazial durch den Reussgletscher überprägt (Merenschwand liegt nahe an der Reuss). Ausserdem befinden sich die beiden untersuchten Foundationen 4.5 m unterhalb des gewachsenen Terrains. Angesichts der gemessenen Sohlspannung von durchschnittlich 70 kPa (vgl. Abb. 8.4) befindet sich der anstehende Boden aufgrund der Fundamentbelastung im Wiederbelastungsbereich. Der Zusammendrückungsmodul M'_E für den Wiederbelastungsbereich beträgt gemäss Tabelle 5-8 ca. 50 MPa. Der E-Modul des Betons beträgt gemäss Tabelle 5-10 35500 N/mm^2 . Damit ergibt sich für das kleinere Fundament ein K_s -Wert von 0.31 und für das grössere Fundament ein K_s -Wert von 0.38, was ebenfalls auf steifes Verhalten schliessen lässt. Dies stimmt nicht mit den Beobachtungen der Sohlspannungen überein, wonach beide Foundationen die Last schlaff abtragen, da die Sohlspannungen der inneren Druckkissen höher sind als die der äusseren. Gemäss Kapitel 5.2.1 dürfte man für M'_E einen höheren Wert verwenden, da der ermittelte Wert bei einer, verglichen zu den wirklichen Verhältnissen, zu grossen Porenzahl bestimmt wurde. Diese Porenzahl wird zwar durch die ersten Belastungsstufen bis zur ersten Wiederbelastung noch von ca. 0.37 auf 0.34 verkleinert, ist aber immer noch

weit von der Porenzahl bei der relativen Dichte $D_d = 60\%$ von 0.27 entfernt. Eine exakte Steifigkeitserhöhung aufgrund der in Kapitel 5.2.1 beschriebenen Zusammenhänge anzugeben, ist dennoch schwierig, da wie erwähnt der M_E -Wert keine lineare Grösse darstellt.

Deshalb wird hier die aus dem Ödometersversuch ermittelte Bodensteifigkeitsgrösse auf eine andere Art und Weise überprüft: Bisher wurde ausser Acht gelassen, dass bereits 2 m unterhalb der Foundation Sandstein-Fels ansteht. Dadurch ist die zusammendrückbare Schicht kleiner, was einen Einfluss auf die Steifigkeit des Bodens hat. Da angenommen wird, dass sämtliche Spannungserhöhungen im Boden setzungswirksam abgebaut werden, entsteht ein Fehler in der Setzungsberechnung. Das heisst, dass die Steifigkeit M_E aufgrund des Felsens korrigiert werden muss. Man trifft hier im Prinzip gleiche Verhältnisse an wie in den Zentrifugenmodellversuchen mit eingebautem Felshorizont (vgl. Kapitel 7.8). Dort konnte man deutlich eine Steifigkeitserhöhung erkennen und eine etwas schlaffere Abtragung der Last durch die Foundation. Deshalb wird hier eine Setzungsberechnung aufgrund der Fundamentlast und des bestimmten M_E -Wertes durchgeführt. Mit der erhaltenen Setzung kann man den M_E -Wert des Plattendruckversuches bestimmen, anhand dessen die Berechnung der Systemsteifigkeit nochmals durchgeführt wird. Die Spannungszunahme wird aufgrund der bestimmten Stützenlast von 1080 kN abgeleitet. Dies ergibt bei einer zusammendrückbaren Schicht von 2 m eine Setzung von rechnerisch 2.7 mm. Damit kann gemäss Gleichung 2.4 der M_E -Wert anhand des Plattendruckversuches zu 140 MPa bestimmt werden.

Damit ergeben sich folgende K_s -Werte: Für das dickere und grössere Fundament beträgt $K_s = 0.13$ und für das kleinere Fundament beträgt $K_s = 0.11$, was gemäss gemachter Definition immer noch knapp steifem Verhalten entspricht. Da aber die 2 m Schichtdicke nur an einzelnen Stellen durch den Bohrunternehmer für die Erdsonden bestimmt wurde, ist es möglich, dass der Zusammendrückungsmodul noch etwas steifer ausfällt, wodurch schlaffes Verhalten erreicht werden kann. Auch der Ödometersversuch unterliegt einer gewissen Streuung, dessen Fehler sich entsprechend mit der Bestimmung des M_E -Wertes anhand des Plattendruckversuches fortpflanzt. Rechnet man ausserdem die 40% Steifigkeitsabnahme durch die Rissbildung mit ein, welche durchaus bereits stattgefunden haben könnte, so betragen die beiden Werte noch 0.03 bzw. 0.02, was schlaffem Verhalten entspricht.

11.4 Zusammenfassung der Vergleiche

Die Vergleiche der Setzungen, Spannungsverteilungen und Biegebeanspruchungen anhand der Modellierungsmöglichkeiten Analytik und physikalischer- und numerischer Modellierung und der Feldmessungen bringen verschiedene wichtige Punkte zum Vorschein.

- Der Zusammendrückungsmodul aus dem Ödometerversuch ist verglichen mit dem Zusammendrückungsmodul, der sich aus den Zentrifugenmodellversuchen ergibt, um bis zu einem Faktor von 1.75 höher (vgl. Tabelle 11-1). Dies sollte gemäss den Ausführungen in Kapitel 10.5 nicht der Fall sein, da die in der Tabelle 11-1 ermittelten M_E -Werte in der Phase (2) der Last-Setzungskurve (vgl. Abb. 10.7) anhand der Untersuchungen des Bettungsmoduls dieselben sein sollten, wie in einem Ödometerversuch. Mit anderen Worten sollten in diesem Spannungsbereich für diese Fundationsgrösse die Last-Setzungskurven aus dem Plattendruck- und dem Ödometerversuch gemäss Abb. 2.1 aufeinander liegen.
- Durch die Diskrepanz zwischen den M_E -Werten aus Ödometer- und Plattendruckversuch wird die Setzung anhand der elastischen Setzungsberechnung unterschätzt. Die Verwendung der Ödometer-Steifigkeit ist deshalb im Rahmen der diskutierten Versuche fragwürdig. Gemäss Abb. 2.1 ergibt sich für kleine Spannungen anhand des Ödometers und des Plattendruckversuches dieselbe Steifigkeit. Offenbar stimmt diese Aussage für ein Spannungsniveau von 200 kPa bereits nicht mehr und die beiden Last-Setzungskurven divergieren, was sich in einer sehr unterschiedlichen Steifigkeit äussert. Vergleicht man den Messwert der Setzung eines Ödometerversuches (vgl. Kapitel 4.5) bei 200 kPa mit der Setzung in einem Plattendruckversuch in der Zentrifuge (vgl. Kapitel 7.4.2), so erkennt man, dass beim Ödometerversuch die Setzung mit ca. 0.4 mm viel kleiner ist als beim Plattendruckversuch mit ca. 28 mm Setzung. Hier wäre es deshalb angezeigt, M_E -Werte aus Ödometerversuchen für die Setzungsberechnungen von Flachfundationen abzumindern, wobei solche Abminderungs-Empfehlungen im Rahmen gezielter Untersuchungen abgeleitet werden müssten.
- Die Spannungsverteilung kann mit dem Spannungstrapezverfahren für schlaffe Fundationen nicht korrekt ermittelt werden. Das Verfahren nach Kany liefert hierzu bessere Resultate.
- Die Biegebeanspruchung wird auf der Grundlage des Spannungstrapezverfahrens bei sich schlaff verhaltenden Fundationen überschätzt. Auch hier liefert das Verfahren nach Kany im Vergleich zu den Versuchsmessungen sehr gute Resultate. Die numerischen Berechnungen vermögen, was die Biegebeanspruchung betrifft, nicht zu überzeugen. Die Beanspruchung ist verglichen mit den Versuchsmessungen zu gross. Dies hat einerseits mit den unrealistischen Momentenspitzen zu tun, welche FE-Programme typischerweise bei Strukturwechseln wie Ecken; Stützenbereichen bei Durchlaufträgern oder konzentrierten Lasteinleitungen wie in diesem Fall zeigen. Andererseits wäre es angezeigt in PLAXIS 3D für Platten „Interface-Elemente“ zur besseren Modellierung der Boden-Bauwerks-Interaktion einzuführen. Die Modellierung der

Interaktion zwischen Bodenplatte und anstehendem Boden würde damit wesentlich verbessert.

Die Last-Setzungs-Kurven der Versuche und der numerischen Modellierung stimmen gut überein. PLAXIS modelliert das Setzungsverhalten im Vergleich zu den Versuchen für Spannungen über 200 kPa etwas zu schlaff. Die Gründe dafür liegen in Randeffekten der Zentrifugenmodellversuche. So nimmt beim Versuch "arn_30" bei einer Spannung von ca. 0.22 N/mm² die Steifigkeit zu, was numerisch nur mit einer Erhöhung des Erddruckbeiwerts K simulierbar ist. Es deutet darauf hin, dass ab einer gewissen Last die horizontalen zusätzlichen effektiven Spannungen die Container-Ränder erreichen, wodurch das Verhalten aufgrund des Einflusses an Steifigkeit gewinnt (vgl. Abb. 11.8). Dies zeigt auf, dass PLAXIS im Rahmen des numerischen Modells das Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen auf Quarz-Sand mit dem Hardening-Soil-Modell gut abzubilden vermag. Weiter zeigt es auf, dass ein Fundationsversuch, bei welchem das Sandmodell direkt in der Trommel hergestellt wird und dementsprechend grösser ist, sinnvoll gewesen wäre. Es ist hier aber zu erwähnen, dass durch die gekrümmte Oberfläche des Sandmodells ein gleichmässiger Kontakt zwischen Fundation und Boden noch schwieriger als in den Containern herzustellen gewesen wäre.

In Kapitel 10.6 wurde dargestellt, dass die Steifigkeit der Fundation um bis zu 40% durch das Ausbilden von Rissen abnehmen kann. Dieser Wert hängt natürlich auch vom Bewehrungsgehalt der Fundation ab. In den Abb. 7.35 und Abb. 7.36 sind die beiden Geometrien der Modellversuche an den Fundamentvertiefungen aufgezeichnet. Die grössere Vertiefung entspricht dabei dem ungerissenen und die kleinere Vertiefung in etwa dem gerissenen Verhalten einer äquivalenten Betonplatte. Die Abnahme der Dicke beträgt auch hier ca. 40%. Die Abb. 7.38 und Abb. 7.39 zeigen die Unterschiede in den Spannungsverteilungen. Wenn man diese 40% an Verminderung für die Fundation in Alpnach annimmt, so beträgt K_s noch 0.05, was bereits einem schlaffen Verhalten entspricht. Damit dürfte der Lastanteil in der Vertiefung gemäss Modellversuchen wesentlich zunehmen, was sich in Setzungen äussern kann, sofern die Schubaufhängung zur durchgehenden Bodenplatte nicht sorgfältig genug ausgebildet wurde. Bleibt durch die grösser werdende Sohlpressung der anstehende Boden im Wiederbelastungsbereich, sind keine merkbaren zusätzlichen Setzungen zu erwarten, nähert er sich jedoch dem OCR-Wert von 1, was hier mit der ohnehin schon teilweisen Überschreitung der 50 kPa gegeben ist, können die Setzungen aufgrund des plötzlich weicher werdenden Bodens stärker zunehmen.

Bleibt hier zu erwähnen, dass die Spannungsverteilung bei diesen Fundationen aufgrund der Biegung, von der Abfangdecke herkommend, anders aussieht, als dies die Bestimmung der Systemsteifigkeit vorgibt. Bei Abfangdecken ist demnach die Biegung, welche über die Stützen übertragen wird, von grosser Bedeutung für die Annahme der Spannungsverteilung.

Bei den Vergleichsmessungen in Merenschwand machen sich die Messunschärfen und die Unsicherheiten in Schichtdicke und Bestimmung des Laborwertes von M_E bemerkbar. Da die ermittelten Systemsteifigkeitswerte nach Korrektur anhand der dünneren zusammendrückbaren Schicht nicht sehr deutlich im steifen bzw. sogar schlaffen Bereich liegen, rechnet man den Steifigkeitsverlust aufgrund der Rissbildung mit ein. Somit sind die gemessenen Resultate, was das qualitative Verhalten der beiden Fundationen angeht, plausibel.

Um genauere Resultate von bestehenden Gebäuden zu erhalten, müsste das Messsystem ausgebaut werden: Mehrere Druckkissen unter den Einzelfundamenten und unterhalb der durchgehenden Bodenplatte würden ein kompletteres Bild der Spannungsverteilung aufzeichnen und weniger Interpretationsspielraum bieten. Eine genauere Bestimmung der Bodenverhältnisse würde die Angabe der Steifigkeitsverhältnisse in einem genaueren Rahmen ermöglichen, wodurch sich die Systemsteifigkeit weiter eingrenzen liesse. Eine genauere Bestimmung der Stützenlasten und der Setzungen je nach Baufortschritt würde die Ermittlung der Last-Setzungs-Kurven ermöglichen und so insgesamt ein deutlich aussagekräftigeres Ergebnis liefern, als dies im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit möglich war.

Da sich die Gelegenheit zur Einrichtung von Messsystemen an diesen beiden Gebäuden kurzfristig bot, konnten ausführlichere Messungen nicht durchgeführt werden.

12 Bemessungs-Empfehlungen für Flachfundationen

Die diskutierten Ergebnisse der analytischen Modellierung, der Zentrifugenmodellversuche, der Feldmessungen und der numerischen Berechnungen lassen einige Modernisierungen in der Bemessung von Flachfundationen zu. Nachfolgend sind einige Empfehlungen für solche Bemessungsaufgaben mit und ohne Hilfe computergestützter Berechnungen aufgeführt.

12.1 Bemessung mit numerischen Programmen (FE-Programme)

Bei der Bemessung von Flachfundationen mit Hilfe von numerischen Programmen ist auf zwei Punkte speziell zu achten:

- Die Interaktion zwischen Bodenplatte und Bodenoberfläche muss im Rahmen der numerischen Möglichkeiten sinnvoll modellierbar sein. Können keine sogenannten „Interface-Elemente“ eingesetzt werden, welche dem Verformungsverhalten und der Kopplung zwischen Foundation und Boden entsprechend Rechnung tragen können, so kann die Beanspruchung der Platte nicht genau ermittelt werden. Im Fall von PLAXIS bedeutet das zu hohe Biegebeanspruchungen, was zu einer Überbemessung der Foundation führt. Ob die Beanspruchung in einem sinnvollen Bereich liegt, kann beispielsweise durch das Verfahren von Kany ohne Computer-Hilfe überprüft werden.
- Die Wahl des Bodenmodells ist für die Genauigkeit der Resultate sehr wichtig. Man konnte in den Ausführungen von Kapitel 9.5 erkennen, dass das linear-elastische – starr-plastische Mohr-Coulomb-Modell bereits, was die Setzung der Foundation angeht, relativ gute Resultate liefert. Wird ein solches Modell verwendet, ist entsprechend grosse Aufmerksamkeit den Steifigkeitswerten und einer allfälligen Unterteilung in verschiedene Steifigkeiten je nach Belastung durch die Foundation zu geben. Der grosse Vorteil solcher einfacher Modelle ist die Bestimmung der Parameter. Da Bodenuntersuchungen nicht in jedem Fall vorliegen, können die Bodenparameter für ein solches Modell noch anhand von Erfahrungswerten erörtert werden. Entsprechend der Modellierungsgenauigkeit ergeben die erhaltenen Resultate auch anhand von Erfahrungswerten eine erste Abschätzung der untersuchten Problematik. Anders sieht es da beim Hardening-Soil-Modell aus, welches die Verfestigungseigenschaft des Bodens modelliert und so vor allem die Entlastung und Wiederbelastung realitätsnaher abbilden kann als das Mohr-Coulomb-Modell. Wird das Hardening-Soil-Modell verwendet, müssen entsprechend mehrere Bodenparameter bekannt sein. Dies dürfte einige Schwierigkeiten hervorrufen, da bereits die Ermittlung von Steifigkeiten anhand von Ödometer- und Triaxial-Versuchen in der Regel nicht vorgenommen wird. Ein Modell ist aber immer nur so gut wie die Güte der verwendeten Parameter. Um dennoch mit einem höherwertigen Stoffmodell, wie dem Hardening-Soil-Modell, Berechnungen durchzuführen, müssen die Parameter sorgfältig aufgrund von Erfahrungswerten und Vergleichsberechnungen bestimmt werden.

Aufgrund der schwierigen Bestimmung der Parameter für höherwertige Stoffmodelle wird in der Praxis wohl weiterhin oft auf die Verwendung von FE-Programmen für die Bemessung von einfachen Fundationssystemen für kleinere und mittelgrosse Gebäude ohne besondere Randbedingungen verzichtet. Die meist fehlende Fähigkeit, die Boden-Bauwerksinteraktion realitätsnah zu modellieren, verunmöglicht die Verwendung solcher Programme im Berufsalltag noch zu deutlich. Bei der Bemessung von komplexeren Gründungssystemen ist die Verwendung von FE-Programmen eher angezeigt, da in diesen Fällen die anstehenden Bodenschichten detaillierter erkundet werden, was die Ermittlung der notwendigen Stoffparameter vereinfacht.

Angesichts der häufigen Verwendung von Flachfundationen für weniger komplexe Gründungssysteme wird nachfolgend dargelegt, wie die Bemessung auch ohne die Verwendung von FE-Programmen besser gelingen kann.

12.2 Bemessung ohne numerische Programme

Da der Einbezug der aufgehenden Gebäudekonstruktion auch mit modernen, kommerziellen FE-Programmen wie zum Beispiel CEDRUS der Firma CUBUS AG immer noch schwierig ist, werden Flachfundationen nach wie vor häufig ohne solche Programme bemessen. Durch die nachfolgenden Empfehlungen ist eine weitaus realitätsnähere Ausgestaltung solcher Fundationen ohne Computerprogramme möglich als bisher.

1. Bestimmung der Last, welche mit Fundamenten aufzunehmen ist.
2. Einfache Setzungsberechnung anhand der mittleren Bodenpressung (z.B. Lang et al. 1996) zur Abschätzung der Fundationsbemessungen. Hier sind einige Kennwerte des Bodens zumindest als Erfahrungswerte zu ermitteln. Man muss wissen, ob der Boden sich unter der zu tragenden Fundamentlast im Widerbelastungs- oder Erstbelastungsbereich befindet. Anhand dieser Untersuchung ist entsprechend der Zusammendrückungsmodul zu bestimmen.
3. Schubnachweis für die Platte (Schubversagen bei Wänden; Durchstanznachweise bei Stützen und Wandecken). Anhand dieses Nachweises lässt sich die Plattendicke bestimmen.
4. Ermittlung der Systemsteifigkeit anhand Gleichung 3.9. Durch diese Ermittlung kann man die Spannungsverteilung in der Sohlfuge bestimmen. Je nach Systemsteifigkeit ist diese schlaff oder starr. Hier darf der Einfluss des Reissens der Fundationsplatte und anderer aussteifender Elemente nicht vergessen werden. Betonierte Untergeschosswände können in die Steifigkeitsbetrachtungen aufgenommen werden, indem das Verformungsverhalten der Platte in Anwesenheit der Wand analysiert und anhand der Durchbiegung die Steifigkeitszunahme quantifiziert wird (vgl. Kapitel 10.1).
5. Auslegung der Platte anhand der Spannungsverteilung (Biegenachweis).
6. Allenfalls muss die Plattendicke korrigiert werden; was Auswirkungen auf die Systemsteifigkeit hat.
7. Überprüfung der Setzungsberechnung zu Beginn der Berechnung.

Bei Punkt 4. bleibt die Frage offen, wie die Spannungsverteilung nach Ermittlung der Systemsteifigkeit genau aussieht. Alleine die Aussage, ob die Foundation schlaff oder starr anzusehen ist, genügt hier noch nicht.

Für steifes Verhalten darf eine gleichmässige, gleich der im Spannungstrapezverfahren ermittelten, Spannungsverteilung der Bemessung zugrunde gelegt werden. Abb. 11.3 bestätigt dieses Modell für sich starr verhaltende Fundationen. Bei sich schlaff verhaltenden Fundationen ist die Spannungsverteilung nicht gleichmässig verteilt sondern eher im Querschnitt parabelförmig, wobei sich die Spitze bei der Lasteinleitung befindet. Hier ist für die nicht computer-gestützte Bemessung ein Kompromiss notwendig, denn die Ermittlung der genauen Funktion der schlaffen Spannungsverteilung ist im Rahmen der gemachten Untersuchungen nicht möglich. Das Bemess-

sungsverfahren von Kany, wo anhand der Spannungsverteilung auf das Biegemoment geschlossen werden kann, bietet anhand der gemachten Vergleiche schon gute Resultate. Deshalb wird an dieser Stelle empfohlen, für sich schlaff verhaltende Fundationen das Verfahren nach Kany für die genauere Ermittlung der Spannungsverteilung anzuwenden. Anhand dieser Spannungsverteilung kann nach dem im Kapitel 3.6 beschriebenen Verfahren die Biegebeanspruchung ermittelt und die Fundation bemessen werden. Auch hier muss den auftretenden Rissen und dem damit einhergehenden Steifigkeitsverlust der Platte Rechnung getragen werden.

Die Bestimmung der Schubbeanspruchung erfolgt für Einzelfundamente entsprechend dem Durchstanznachweis, bei Streifenfundamenten entsprechend dem Schubnachweis entlang der Wand. Hier ist das Verhalten der Platte wiederum sehr wichtig. Bei sich starr verhaltenden Platten wird der Durchstanz- und Schubnachweis verschärft, da weniger Last direkt bei der Einleitung abgegeben wird. Bei sich schlaff verhaltenden Platten werden die Schubnachweise entsprechend etwas entschärft.

Bei feinkörnigen Böden ist der Setzungsberechnung und damit der Bestimmung der Spannungsgeschichte des Bodens für eine plausible Wahl von M_E besonderes Gewicht beizumessen. Das Resultat entscheidet, ob eine Flachfundation realisiert werden kann oder ob eine Pfahlfundation vorgesehen werden muss.

Bei der Bemessung der Fundation auf feinkörnigen Böden ist darauf zu achten, dass dem Steifigkeitszuwachs der Platte durch die Boden-Konsolidation Rechnung getragen wird. Damit können Gebäude-Verkippungen und damit Schäden vorgebeugt werden. Dieser Steifigkeitszuwachs wird durch das Reißen der Beton-Fundation wieder etwas abgebaut. Allgemein ist der Zeitabhängigkeit des Belastungsverhaltens von feinkörnigen Böden Rechnung zu tragen. So können Kriechdeformationen nach Abschluss der primären Konsolidation das Tragverhalten der Fundation weiter verändern und ausserdem die Gebrauchstauglichkeitsnachweise durch immer noch zunehmende Setzungen verschärfen.

13 Ausblick

Die vorliegende Arbeit hat wichtige Punkte im Zusammenhang mit der Bemessung von Flachfundationen aufgegriffen. Es ist verfehlt, blind das Spannungstrapezverfahren anzuwenden, ohne zu wissen, wie das Verhalten der Flachfundation ist. Je nachdem resultiert so eine völlig falsche Bemessungsgrundlage. Die Systemsteifigkeit der Fundation muss erörtert werden, um einen einigermaßen realitätsnahen Spannungszustand in der Sohlfuge als Bemessungsgrundlage für die Fundation wählen zu können. Dies bedarf aber der Kenntnis der Steifigkeit des anstehenden Bodens, was nicht einfach zu erörtern ist. Ingenieurbüros werden die Kosten für die Erstellung eines aussagekräftigen Baugrundgutachtens, welche Aussagen über die Bodensteifigkeit enthalten sollten, für kleinere Bauten, zu denen auch grosse Wohn-Überbauungen gehören, scheuen. Hier gilt es, in Zukunft vermehrt Aufklärungsarbeit zu leisten, damit der Bemessung der Fundationen genügend Gewicht beigemessen wird.

Es wurde anhand der gemachten Modellversuche auch deutlich, dass die aus der Bemessung bestimmte Biegebeanspruchung im Allgemeinen über der effektiv gemessenen Beanspruchung in den Modellversuchen liegt. Das heisst, dass mit heutiger Normen-Bemessung die Auswirkungen auf eine Flachfundation überbemessen werden. Werden hier aber wiederum die Feldmessungen vor allem des Standortes Alpnach herangezogen, fällt auf, dass durch Abfangdecken die Flachfundationen nebst Normal-Lasten auch Kräftepaare aus den Biegemomenten, welche über die Hochbaustützen zu den Fundationen abgetragen werden, erfahren. Diese Kräfte verändern die hier postulierten Spannungsverteilungen in Abhängigkeit der Systemsteifigkeit und ergeben einen völlig anderen Spannungszustand in der Sohlfuge. Diesem Umstand muss bei der Bemessung Rechnung getragen werden.

Das Konzept der „Entlastung durch Aushub“, wonach durch den Aushub von Bodenmaterial der Boden eine Entlastung erfährt, ist für die Bemessung von Flachfundationen nur begrenzt einsetzbar. Es wird häufig argumentiert, dass ein Gebäude-Geschoss ca. 10 kN/m^2 Last auf den Boden erzeugt und dass demnach ein Aushub von einem Meter zur Folge hat, dass zwei Geschosse setzungsfrei erstellt werden können. Diese Faustregel kann bei unsachgemässer Konstruktion des Fundamentes dennoch zu Setzungen führen. Im Allgemeinen wird die Gebäudelast nicht gleichmässig über den gesamten Grundriss auf den Boden abgegeben. Stützen und Wände, auf welche Einzel- und Streifenfundamente folgen, geben die Last konzentriert ab, wobei mit Sohlspannungen von üblicherweise 200 kPa gerechnet wird. Eine Sohlpressung von 200 kPa würde aber einem Aushub von 10 Metern entsprechen! Damit gilt für solche Fundationen das Konzept der Entlastung durch den Aushub nicht mehr. Hat der Boden nicht in der Vergangenheit durch Gletscher oder grössere Erdüberlagerungen eine höhere Druckspannung erfahren, befindet er sich auf der NCL (Normal Compression Line oder auch Erstbelastungskurve genannt). Damit reagiert der Boden weicher und setzungsempfindlicher als auf der URL (Unloading Reloading Line oder Wiederbelastungskurve genannt). Werden solche Einzelfundamente nicht durch eine entsprechend bewehrte Bodenplatte verbunden, welche die Sohlpressung unter dem Einzelfundament zu vermindern vermag und die Last gleichmässiger verteilen kann, so können Setzungen entstehen, welche die

Gebrauchstauglichkeit der Foundation und damit des ganzen Gebäudes beeinträchtigen.

Eine weitere Erkenntnis aus den Zentrifugenmodellversuchen ist jene, dass Einzel-fundamente von üblich angewandter Grösse unter den Gebrauchslasten keine Bruchfigur im Boden ausbilden können, sondern lediglich eine Zusammendrückung im Boden bewirken. Der Grenzzustand der Tragsicherheit für den anstehenden Boden (statischer Grundbruch) ist aus diesem Grund im Allgemeinen für die Bemessung der Foundationsgrösse nicht massgebend, vielmehr ist es jener der Gebrauchstauglichkeit (vgl. Abb. 10.11). Um einen lokalen Grundbruch infolge Durchstanzversagen der Foundationsplatte zu verhindern, muss jedoch die Foundationsplatte über den nötigen Schubtragwiderstand verfügen.

In den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit konnte der Einfluss des Reissens des Betons unter Zugbeanspruchung nicht genügend gut untersucht werden. Der Beton verliert durch den Vorgang des Reissens auf der Zugseite an Steifigkeit. Damit verschiebt sich die Systemsteifigkeit hin zur schlaffen Seite, was die Spannungsverteilung und damit die Biege- und Schubbeanspruchung der Foundation verändert. Mit den verwendeten Aluminium-Modellen konnte dieser Steifigkeitsverlust nicht simuliert werden; auch die faserbewehrten Modellplatten vermochten diesen Effekt aufgrund zu hoher Zugfestigkeit nicht zu zeigen.

Weiter ist anzumerken, dass die Grösse der untersuchten Fundamente für die zur Verfügung stehende Trommelzentrifuge zu gross war. Es hätte die Möglichkeit bestanden, die ganze Trommel für die Herstellung des Bodenmodells zu verwenden. Dadurch hätte sich jedoch eine gekrümmte Bodenoberfläche gebildet, die es noch schwieriger gemacht hätte, die Spannungsverteilung zwischen Boden und Foundation zuverlässig zu messen. Bei der Untersuchung solch grosser Fundamente wäre es für zukünftige Arbeiten angebracht, eine grössere Zentrifuge zu verwenden. Wenn möglich sind Armzentrifugen den Trommelzentrifugen für Fundamentenversuche wie hier beschrieben vorzuziehen. Damit würden die beschriebenen Randeffekte ausgeschaltet, wodurch ein deutlicheres und aussagekräftigeres Last-Setzungs-Verhalten der Foundationen gewonnen werden könnte.

Diese Arbeit hat die Problematik der Bemessung von Flachfoundationen aufgegriffen und aufgezeigt, wie solche Foundationen realitätsnaher bemessen werden können. Dabei sticht das bereits etwas ältere Verfahren nach Kany hervor, welches im Rahmen der gemachten Untersuchungen ansprechende Resultate liefert. Trotzdem bedarf es noch weiterer Abklärungen, bis das Tragverhalten von Flachfoundationen zweifelsfrei verstanden und umgesetzt werden kann. Der Steifigkeitsverlust des Betons in der Bodenplatte aber auch im ganzen Gebäude ist dabei sehr wichtig. Im Allgemeinen wäre es sinnvoll, weitere Abklärungen zum Einfluss der gesamten Gebäudesteifigkeit auf das Tragverhalten der Foundationen zu treffen und diese Erkenntnisse sinnvoll in den kommerziellen FEM-Programmen wie PLAXIS zu implementieren. So kann man heute in PLAXIS wohl Strukturen wie Wände und Decken modellieren und auch die Resultate, was Setzungen und Spannungsverteilungen angeht sind ansprechend; doch auch hier fehlt die Möglichkeit, die Interaktion zwischen Foundation und Boden, die Beanspruchung und den Beton als Baustoff, der mit der Zeit Risse entwickelt, sinnvoll zu modellieren.

Fundationen können bedingt durch Erdbeben auch dynamische Beanspruchungen erfahren. Wie sich die Spannungsverteilungen bei solchen Belastungen verändern, konnte an dieser Stelle ebenfalls nicht untersucht werden. Hinsichtlich einer wirtschaftlichen, erdbebensicheren Bemessung von Flachfundationen würden Untersuchungen in diesem Feld sicherlich interessante Erkenntnisse hervorbringen.

Zum Schluss sei noch angemerkt, dass Bauingenieure, welche Fundationen bemessen, die Werte der jeweils angesetzten zulässigen Bodenpressungen anhand der Spannungsgeschichte und Setzungsempfindlichkeit des Bodens begründen müssen. Das heisst, man muss sich im Klaren sein, ob sich der Boden für die bevorstehende Belastung auf der NCL oder der URL befindet. Daraus kann eine Steifigkeit abgeleitet werden, welche Aufschluss über die Systemsteifigkeit und damit über die Spannungsverteilung in der Sohlfuge gibt.

TEIL IV: REFERENZEN

14 Referenzen

14.1 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Bruchsteinfundamente nach Kempfert & Gebreselassie (2006).....	3
Abb. 2.1:	Last-Setzungs-Kurven für den Ödometer- und den Plattendruckversuch nach Lang et al. (1996).....	8
Abb. 2.2:	Bruchfigur für drainiertes Bodenverhalten nach Terzaghi (1943) aus Springman (2009).....	10
Abb. 2.3:	Bruchfigur für undrainiertes Bodenverhalten nach Prandtl (1920) und Terzaghi (1943) aus Springman (2009).....	10
Abb. 2.4:	Anteile „elastischer“ -und „plastischer“ Setzung nach Pietsch (1982)	10
Abb. 2.5:	Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen im Bereich der Scherung in Laue (1996) nach Pietsch (1982). k_s : Bettungsmodul [kN/m^3] α : Neigung der Anfangssteifigkeit [$^\circ$] $\tan \alpha_0$: Kehrwert der Bruchspannung [m^2/kN]	11
Abb. 2.6:	Unterschiede in der Last-Setzungs-Beziehung je nach Setzungsart: e: reversibler Kompressionsanteil (elastische Setzung); c: irreversibler Kompressionsanteil (Verdichtungssetzung); p: plastische Setzung (seitliches Ausweichen). Nach Pietsch & Wiener (1985).....	11
Abb. 2.7:	Setzungsausmass in Abhängigkeit des Fundationsdurchmessers. Nach Pietsch & Wiener (1985).....	12
Abb. 2.8:	Bildung von Menisken zwischen den Bodenkörnern nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007). N_σ : Intergranulare Normalspannung; T_σ : Tangentiale Komponente der intergranularen Spannung; N_s : Intergranulare Kraft aufgrund der Saugspannung.....	13
Abb. 2.9:	Boden mit Zonen teilgesättigter und gesättigter Bodenporen nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007)	13
Abb. 2.10:	Boden-Wasser-Retentionskurve nach Fredlund (2000)	14
Abb. 2.11:	SWRCKurve nach Neracher (2009)	14
Abb. 2.12:	Wasser-Retentionskurve anhand der Kornverteilungskurve für Perth-Sand (vgl. Abb. 4.5) nach Arya & Paris (1981)	17
Abb. 2.13:	Wasser-Retentionskurven für verschiedene Bodenarten (Brooks & Corey, 1964).....	17
Abb. 2.14:	Verlauf der Porenwasserspannungen unter- und oberhalb des Wasserspiegels nach Lu & Likos (2004)	18
Abb. 2.15:	Erweiterung des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb für ungesättigte Böden nach Fredlund et al. (1978) in Lu & Likos (2004)	18
Abb. 2.16:	Tragverhalten von Stahlbeton nach Wommelsdorff (2005). Q: aufgebrachte Einzellast (in Feldmitte); w: Mittendurchbiegung	20
Abb. 3.1:	Zusammendrückung und Seitliches Ausweichen nach Kögler & Scheidig (1948)	26
Abb. 3.2:	Anteil elastischer und plastischer Setzung bei einer Belastung von $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ und verschiedenen Kantenlängen bzw. Durchmessern der Foundation nach Schultze (1970).....	30
Abb. 3.3:	Mögliche Versagensmechanismen von Flachfundationen: (a) Biegebruch; (b) Durchstanzen (Schubbruch) nach Tomlinson (1980).....	32
Abb. 3.4:	Totaler (ABC) und effektiver (A'B'C') Spannungspfad bei der Belastung von weichen Böden durch Flachfundationen (Betrachtetes Bodenelement mittig unterhalb der Foundation)	33
Abb. 3.5:	Änderung der Spannungsverteilung mit zunehmender Belastung nach Jessberger (1986) in Triantafyllidis (1999). a) Für den elastischen Halbraum	

	mit konstanter Steifezahl nach Boussinesq, b) – e) für grobkörnige Boden und unterschiedliche Grundbruchsicherheiten η (bzw. Lasten) nach Jessberger (1986).....	35
Abb. 3.6:	Änderung der Spannungsverteilung mit zunehmender Belastung P aus Springman (2003) nach Leussink et al. (1966).....	36
Abb. 3.7:	Dreidimensionale Darstellung der Spannungsverteilung der untersuchten Foundation (Einzelfundament: 0.9 x 0.9 m ² ; d = 0.2 m) kurz vor Erreichen der Bruchlast nach Hegger et al. (2006).....	37
Abb. 3.8:	Spannungsverteilung nach der Methode des Spannungstrapezverfahrens nach Kany & El Gendy (1996).....	39
Abb. 3.9:	Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan für die Fundamentvertiefungen der Überbauung Kistle in Alpnach (Lehmann, 2009).....	40
Abb. 3.10:	Modellvorstellung des Bettungsmodulverfahrens und daraus resultierende Spannungsverteilung nach Kany & El Gendy (1996).....	41
Abb. 3.11:	Bodenverhalten anhand eines IL-Ödometer-Versuches aus Springman & Mayor (2010).....	44
Abb. 3.12:	Grafik zur Bestimmung der Verhaltensgrenzen starr und schlaff nach Blama (1977). SV beschreibt das Steifigkeitsverhältnis gemäss Gleichung 3.10.....	46
Abb. 3.13:	Links: Nach dem Spannungstrapezverfahren wird die Bodenpressung q bestimmt. Rechts: Anhand des Modells links wird die halbe Fundationsplatte als Kragarm modelliert und die Beanspruchung berechnet.....	48
Abb. 3.14:	Mögliche Modell-Spannungsverteilungen unter einem Einzelfundament der Seitenlänge 5.60 m. Fall a) Starre Modell-Spannungsverteilung; Fall b) Berechnungsmodell; Fall c) Schlawfe Modell-Spannungsverteilung.....	49
Abb. 4.1:	Die Trommelzentrifuge des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich. Blick von oben in die sich drehende Zentrifuge.....	51
Abb. 4.2:	Spannungszustände im Prototyp und im Modell unter 1g Erdbeschleunigung (links) und unter n-facher Erdbeschleunigung (rechts) nach Laue (2002).....	52
Abb. 4.3:	Fehler in der Spannungsabbildung zwischen Prototyp und Zentrifugenmodell nach Taylor (1995).....	53
Abb. 4.4:	Schnitt durch die Trommelzentrifuge und Beschreibung der Bauteile (Springman et al., 2001).....	55
Abb. 4.5:	Siebanalyse von Perth-Sand nach Buchheister (2009).....	58
Abb. 4.6:	ESEM-Bild des Perth-Sandes nach (Buchheister, 2009).....	59
Abb. 4.7:	Triaxialversuche an trockenem Perth-Sand.....	60
Abb. 4.8:	Ödometergerät, welches für die Versuche verwendet wurde.....	61
Abb. 4.9:	Resultate aus den Ödometer-Versuchen an Perth-Sand.....	62
Abb. 4.10:	Versuchsaufbau in der Trommelzentrifuge nach Arnold et al. (2010).....	65
Abb. 4.11:	Tekscan-Messsystem mit Folie; Handle und Kabelverbindung.....	65
Abb. 4.12:	Schematischer Aufbau der Tekscan-Folien (Tekscan, 2007).....	66
Abb. 4.13:	Entwicklung der mit Tekscan aufgezeichneten Kraft mit der Zeit, wobei die Kraft bei 3000 N auf dem Actuator-Arm konstant belassen wurde. Nach zwei Stunden beträgt die Abweichung 4 %.....	67
Abb. 4.14:	Lastzelle des Herstellers HBM.....	68
Abb. 4.15:	Actuator-Arm mit Fundationsmodell.....	69
Abb. 4.16:	Links: Schematische Darstellung eines Dehnmessstreifens; rechts: DMS auf einem Fundationsmodell appliziert.....	70
Abb. 4.17:	Links: Kalibrierungstest durch Auflegen von Gewichten; rechts: Eichtest durch Belastung mit dem Actuator-Arm.....	71
Abb. 4.18:	Links: ABAQUS-Modell der vierseitig gelagerten Platte mit Lasteinleitung in der Mitte. Rechts: Resultat aus der Berechnung mit ABAQUS. Hier dargestellt die Dehnung E11 (grün: keine Dehnung; rot: positive Dehnung; blau: negative Dehnung). Mit Hilfe von Pfaden auf dem Modell kann die Dehnung an beliebigen Punkten abgelesen werden.....	71
Abb. 4.19:	Beschleunigungsaufnehmer der Firma Brüel & Kjaer.....	72

Abb. 4.20:	Rutsche, welche die Kugel führt, die auf der Platte auftrifft.	73
Abb. 4.21:	Links: Beschleunigungsaufnehmer mit Plättchen zur korrekten Positionierung beim Ausbau. Rechts: Einbau und Positionsbestimmung der Beschleunigungsgeber mit Schublehre	73
Abb. 4.22:	Oben: Aufzeichnung des Beschleunigungen von drei Gebern und die zeitliche Verzögerung (Versuch an_17). Geber „Oben“ bei -4.40 cm ab Bodenoberfläche; Geber Mitte bei -7.50 cm ab Bodenoberfläche (im Modellmassstab); Unten: Entsprechende Situation im Bodenmodell	74
Abb. 4.23:	Lasengeräte auf einer aufgesetzten Platte zur Bestimmung der Plattenverformungen	75
Abb. 4.24:	Laserpositionierung mit Hilfe von Stahltraversen	75
Abb. 4.25:	Links: PPT-Messkopf mit Keramikfilter (Weber, 2007). Rechts: Einbau von PPTs in die Strongbox. Anfeuchtung des Sandes für den Erhalt der Funktionstüchtigkeit des PPT	76
Abb. 4.26:	Einbauhilfe mit aufgesetztem PPT (Weber, 2007).....	77
Abb. 4.27:	Links: Kleines Bagger-Werkzeug bei der Probenentnahme „inflight“. Mitte: Schaufel des kleinen Baggers von der Seite mit geschlossener Öffnung. Links: Schaufel des kleinen Baggers von oben mit offener Öffnung	77
Abb. 4.28:	Grosses Baggerwerkzeug mit Antriebsvorrichtung zum öffnen und schliessen der Schaufel.....	78
Abb. 4.29:	Grosses Baggertool links mit geschlossener Schaufel; rechts mit geöffneter Schaufel und sichtbarer Seilzugvorrichtung	78
Abb. 4.30:	T-Bar-Gerät.....	79
Abb. 4.31:	Mechanismus des T-Bar Versuches nach Weber (2007)	79
Abb. 4.32:	CPT-Gerät: links mit komplettem Montagearm; rechts nur die Spitze.....	80
Abb. 4.33:	Kalibration des CPT-Gerätes	80
Abb. 4.34:	Links: Einrieseln des Perth-Sandes in die Strongbox aus einer Höhe von 30 cm. Rechts: Wässern des Bodenmodells, welches mit einem Filter-Papier als Erosionsschutz abgeckt ist, für die Erzeugung der Saugspannungen.....	82
Abb. 4.35:	Einbau und Einmessen der Lage der Bodentöpfchen mit einer Schublehre	82
Abb. 4.36:	Links: Der Tonschlamm wird in den Vakuum-Mixer eingefüllt. Rechts: Der Vakuum-Mixer.....	83
Abb. 4.37:	Links: Einfüllen des Ton-Slurrys vom Vakuum-Mixer in den Container. Rechts: Der Container mit dem eingefüllten Ton-Slurry wird unter die Hydraulik-Pressen gestellt.	84
Abb. 4.38:	Links: Verwendete Stahlfasern. Rechts: Ausbreitmass	85
Abb. 4.39:	Roh-Beton in Fundament-Schalung aus PVC. Die Luftblasen kommen von der Selbst-Verdichtung.	86
Abb. 4.40:	Links: Druckversuch zur Ermittlung des E-Moduls des Betons. Rechts: Biegezugversuch zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit.....	87
Abb. 5.1:	Schalungsplan des Untergeschosses der Überbauung Kistle in Alpnach	89
Abb. 5.2:	Blick von der Strasse aus auf das Untergeschoss der Überbauung Kistle.....	90
Abb. 5.3:	Kornverteilungskurve für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW)	91
Abb. 5.4:	Grossödometer-Gerät des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich.....	92
Abb. 5.5:	Zeit-Setzungs-Kurve bei einem Ödometerversuch in halblogarithmischer Darstellung nach Lang et al. (1996).....	93
Abb. 5.6:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Ödometerversuch am Bodenmaterial aus Alpnach (OW) (Spannung σ' in kPa).....	94
Abb. 5.7:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Laststufe 1 am Ödometerversuch für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW) und Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul (Spannung σ' in kPa)	95
Abb. 5.8:	Ausschnitt aus dem Schalungsplan für die Foundationen. Rot und blau eingezeichnet die beiden für die Messungen relevanten Foundationsvertiefungen und Stützen und grau hinterlegt die durchgehende Bodenplatte.....	96

Abb. 5.9:	Situation in Alpnach: Druckkissenpunkte (rot); Höhenpunkte für das Nivellement (blau) und Deformationsmessungen (grün). Die Nivellementpunkte 8 und 9 sind jeweils 40 cm vom Stützenrand entfernt.....	97
Abb. 5.10:	Links: Einbau des Druckkissens auf eine Schicht Grobsand. Rechts: Positionierung der Druckkissen in der Fundamentvertiefung Nr. 1.....	98
Abb. 5.11:	Deformationsaufnehmer, der die Stützenstauchung misst. Auf beiden Seiten der Stütze ist je ein Aufnehmer angelegt.....	99
Abb. 5.12:	Blick auf die Stützen mit den Einzelfundamenten der Tiefgarage. Links und rechts entstehen die Kellergeschosse der Doppel- und Einfamilienhäuser. Zuvorderst sieht man das Einzelfundament Nr. 2 und dahinter das Einzelfundament Nr. 1.....	101
Abb. 5.13:	Situation in Merenschwand: Druckkissenpunkte (rot); Höhenpunkte für das Nivellement (blau) und Deformationsmessungen (grün). Die Nivellementpunkte 3; 4; 7 und 8 sind jeweils ca. 30 cm von der Fundamentecke entfernt.....	102
Abb. 5.14:	Kornverteilungskurve für das Bodenmaterial aus Merenschwand.....	103
Abb. 5.15:	Einbau und Positionierung der Druckkissen in Merenschwand.....	105
Abb. 5.16:	Links: Wegaufnehmer zur Messung der Stützenstauchung. Rechts: Detailansicht der Spule, welche je nach Standort des Magneten an der Stange, der sich innerhalb der Spule befindet, einen anderen Widerstand ausgibt und damit die Stützenstauchung erfasst.....	106
Abb. 6.1:	Elastisches-perfekt plastisches Verhalten (oben) und elastisches-verfestigendes Verhalten (unten) nach Britto & Gunn (1987).....	111
Abb. 6.2:	Mohr-Coulomb Bruchkriterium (links) und Drucker-Prager Bruchkriterium (rechts) nach Britto & Gunn (1987).....	111
Abb. 6.3:	Anpassung des E-Moduls entsprechend der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Schanz et al. (1999).....	113
Abb. 6.4:	Isotropes Verfestigungsverhalten nach Britto & Gunn (1987).....	114
Abb. 6.5:	Hardening-Soil-Modell im Hauptspannungsraum mit Fließflächen und „Cap“ nach Schanz et al. (1999).....	114
Abb. 7.1	Trockenraumgewichte der hergestellten Bodenmodelle über die Entnahmetiefe.....	119
Abb. 7.2:	Situation der Verkippung der Tool-Plattform durch die Belastung des Fundamentversuches und Aufbau des Messsystems mit Lasern.....	121
Abb. 7.3:	Beziehung zwischen Lasermessung (Laser 2) und Modell-Last. D: „dynamischer Versuch“ unter erhöhter Erdbeschleunigung; S: „statischer Versuch“ unter normalen Bedingungen.....	122
Abb. 7.4:	Last-Setzungs-Kurve (Belastung und Entlastung) für Versuch „arn_30“ vor und nach der Korrektur.....	123
Abb. 7.5:	Sättigungsmessungen an den Bodenmodellen der Zentrifugenmodellversuche.....	124
Abb. 7.6:	Links oben: Normale Versuchsbedingungen (dicke Linien Abb. 7.7); Rechts oben: Drainagevorrichtung (dünne Linien in Abb. 7.7); unten: Kontrolle des Wasserspiegels mit Standrohr (gestrichelte Linien in Abb. 7.7). Die genauen Höhenlagen der PPTs sind in Tabelle 7-1 dargestellt.....	126
Abb. 7.7:	Last-Setzungs-Kurven der Plattendruckversuche: Dicke Linien: normale Versuchsbedingungen; gestrichelte Linien: mit Standrohr; dünne Linien: mit Drainagevorrichtung.....	126
Abb. 7.8:	Verlauf des Porenwasserdruckes im Versuch „arn_32“ 9.7 cm unterhalb der Bodenoberfläche (Modellmassstab).....	129
Abb. 7.9:	Deckel mit Actuator-Verbindung und Befestigungen für den Transport in die Zentrifugentrommel.....	130
Abb. 7.10:	Entfernen des Deckels inflight bei 10-facher Erdbeschleunigung. Zu sehen sind Sandreste, welche aufgrund von kleinen Undichtheiten herausrieseln konnten.....	131

Abb. 7.11:	Last-Setzungs-Kurven der Versuche auf trockenem Sand mit dem Referenzversuch "arn_30" auf feuchtem Sand	132
Abb. 7.12:	Einzelfundament-Modell ("arn_30"): oben-links: Während Zentrifugenversuch; oben-rechts: Aluminium-Platte mit aufgeklebten DMS; unten-links: Modellskizze mit Abmessungen; unten-rechts: Vermessung der relevanten DMS (bei Versuch "arn_22" entspricht DMS 4 aus der Skizze der DMS 1 und DMS 3 aus der Skizze DMS 2).	133
Abb. 7.13:	Skalierung der Spannungsverteilung für alle nachfolgenden Tekscan-Bilder ...	134
Abb. 7.14:	Versuch an einem Einzelfundament ("arn_30") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 4.1 kN Last. Pro Feld wird eine Last in Newton angegeben. Diese Zahlen sind für die Betrachtungen der Felder nicht relevant. Rechts: Spannungsanteile der Felder. Versuch bei 50g ..	134
Abb. 7.15:	Versuch an einem Einzelfundament ("arn_22W") mit Plattendicke $d = 12$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 4.5 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder. Versuch bei 50g.....	135
Abb. 7.16:	Versuch an einem Einzelfundament ("arn_03") mit Plattendicke $d = 2$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung bei 2.4 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder. Versuch bei 50g. Bei der Entlastung wurde lediglich das Last-Setzungs-Verhalten, nicht aber die Spannungsverteilung aufgezeichnet.	135
Abb. 7.17:	Felderanteile je Belastungsschritt für den Versuch "arn_03" ($d = 2$ mm; erste Belastung).....	136
Abb. 7.18:	Felderanteile je Belastungsschritt für den Versuch "arn_30" ($d = 4$ mm; erste Belastung).....	137
Abb. 7.19:	Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 4 mm ("arn_30").....	137
Abb. 7.20:	Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 12 mm ("arn_22W").....	138
Abb. 7.21:	Last-Setzungs-Kurve für den Versuch am Einzelfundament mit Plattendicke von 2 mm ("arn_03").....	138
Abb. 7.22:	Verlauf der Setzung in der Plattenmitte (bei der Lasteinleitung) in Abhängigkeit der Fundationssteifigkeit, jeweils für die erste Spannungsspitze. Zahlen auf Modell-Niveau. Sämtliche Setzungen wurden bei einer Last von 4.3 kN ermittelt ausser beim 2 mm dicken Fundament, welches nur eine Last von 3.2 kN erreichte.....	139
Abb. 7.23:	Kontaktverlust in der Plattenmitte beim Einzelfundament mit einer Plattendicke von 4 mm ("arn_30") (Entlastungsast bei ca. 1.6 kN).....	140
Abb. 7.24:	Verlauf der Dehnungsmessungen für den Versuch "arn_30" ($d = 4$ mm). Lage der DMS in Abb. 7.12 ersichtlich. Beide DMS zeigen eine Stauchung an. Alle weiteren DMS-Messresultate sind in Abb. 15.7 im Anhang dargestellt.	140
Abb. 7.25:	Links: Verlauf der Dehnungsmessungen für den Versuch "arn_22W" ($d = 12$ mm). Rechts: Position des DMS 1 (rote Linie: Messrichtung). DMS zeigt eine Stauchung an. DMS 2 war für diesen Versuch nicht angeschlossen.	141
Abb. 7.26:	Vergleich zwischen Setzungsmessungen anhand von Laser am Fundationsrand und von Actuator (Arm) in Fundationsmitte für Versuch "arn_30"	142
Abb. 7.27:	Links: Skizze der ausgesteiften Modellfundation mit vier aussteifenden, unbelasteten Wänden (Wandhöhe = 3.6 cm) mit mittiger Lasteinleitung über eine Stütze (Arnold und Laue, 2010). Rechts: Lage der Dehnmessstreifen auf der Fundation.....	143
Abb. 7.28:	Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.27 ("arn_14W") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.4 kN. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Versuch bei 50g	144

Abb. 7.29: Abbildung der Foundation mit zwei aussteifenden Wänden. Die Masse entsprechen denjenigen von Abb. 7.27 ("arn_10"). Der DMS ist entsprechend DMS 1 in Abb. 7.27 parallel zu den zwei nicht belasteten Wänden angeordnet.	144
Abb. 7.30: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.29 ("arn_10") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.3 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Versuch bei 50g. Der horizontale Verlauf zwischen 200 und 400 s ergibt sich aufgrund einer Ungenauigkeit am Actuator-Arm (Schraubenschlupf). Dies wurde in darauffolgenden Versuchen korrigiert.	144
Abb. 7.31: Links: Modell eines Fundamentes mit einer belasteten Wand mit einem DMS aufgeklebt. Abmessungen Platte: 11.2 cm x 11.2 cm x 4.0 mm. Wandhöhe: 3.6 cm; Wanddicke: 1.0 cm. Rechts: Lage der DMS auf der Platte.....	145
Abb. 7.32: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.31 ("arn_16") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.4 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Felderfarben von links nach rechts: grün; rot; cyan; magenta; gelb; blau; dunkelgrün. Versuch bei 50g. Die Wand ist entsprechend den Feldern ausgerichtet.	146
Abb. 7.33: Versuch an einem Fundament gemäss Abb. 7.31 ("arn_16W") mit Plattendicke $d = 4$ mm (Modell). Links: Spannungsverteilung anhand Tekscan-Messung bei 4.5 kN Last. Rechts: Spannungsanteil der Felder mit der Versuchszeit. Felderfarben von oben nach unten: grün; cyan; rot; magenta; gelb. Versuch bei 50g. Die Wand ist entsprechend den Feldern ausgerichtet.	146
Abb. 7.34: Anteil der Felder pro Laststufe für die vier Versuche "arn_03": $d = 2$ mm; "arn_30": $d = 4$ mm; "arn_10": $d = 4$ mm; 2 aussteifende Wände; "arn_14W": $d = 4$ mm; 4 aussteifende Wände. Oben links: Modell-Laststufe 0.25 kN; Oben rechts: Modell-Laststufe 0.5 kN; Mitte links: Modell-Laststufe 1.0 kN; Mitte rechts: Modell-Laststufe 2.0 kN; Unten links: Modell-Laststufe 3.0 kN; Unten rechts: Modell-Laststufe 4.0 kN.....	147
Abb. 7.35: Abmessungen der Fundamentvertiefung ("dickere" Variante; "arn_44b")	148
Abb. 7.36: Abmessungen der Fundamentvertiefung ("dünnere" Variante; "arn_44a").....	149
Abb. 7.37: Links: Modell der Fundamentvertiefung mit den beiden Tekscan-Folien. Rechts: Test-Setup mit den beiden Tekscan-Handles und der Stahltraverse ...	149
Abb. 7.38: Links: Tekscan-Messung der Spannungsverteilung der grossen Fundamentplatte (Tekscan-Folie $s = 11.2$ cm). Rechts: Spannungsverteilung der kleinen Fundamentplatte (Fundamentvertiefung; Tekscan-Folie $s = 5.6$ cm). Versuch "arn_44a" bei einer Last von 4.2 kN bei 50g	149
Abb. 7.39: Links: Tekscan-Messung der Spannungsverteilung der grossen Fundamentplatte. Rechts: Spannungsverteilung der kleinen Fundamentplatte (Fundamentvertiefung). Versuch "arn_44b" bei einer Last von 4.45 kN bei 50g.....	150
Abb. 7.40: Abmessungen der Frostriegelfundationen: Links „dickere“ Foundation ("arn_45"); rechts: „dünnere“ Foundation ("arn_45b"). Die Anordnung der Tekscan-Folien ist eingezeichnet.	151
Abb. 7.41: Foundation ("arn_45") mit zwei Frostriegeln (im Bild oben und unten) bei 4.1 kN Last. Die Fundationsdicke beträgt 4 mm; die Frostriegelhöhe beträgt 8 mm. Links: Spannungsverteilung; rechts: Auswertung der Spannungen über die Felder.....	152
Abb. 7.42: Foundation ("arn_45b") mit zwei Frostriegeln (im Bild oben und unten) bei 4.4 kN Last. Die Fundationsdicke beträgt 1.5 mm; die Frostriegelhöhe beträgt 3 mm. Links: Spannungsverteilung; rechts: Auswertung der Spannungen über die Felder.....	152
Abb. 7.43: Fundament-Versuch "arn_45".....	153

Abb. 7.44: Modell einer Foundation mit zwei belasteten seitlichen Wänden (“arn_08“; “arn_11“; “arn_19“; “arn_19W“)	153
Abb. 7.45: Last-Setzungs-Kurve für das Fundament mit vier aussteifenden Wänden (“arn_14W“)	154
Abb. 7.46: Last-Setzungs-Kurven für die “Streifenfundamente“ (“arn_16“ & “arn_16W“) ...	155
Abb. 7.47: Last-Setzungs-Kurven für die Fundamentvertiefungen (“arn_44a“ & “arn_44b“)	155
Abb. 7.48: Last-Setzungs-Kurven für die Foundationen mit Frostriegel (“arn_45“ & “arn_45b“)	156
Abb. 7.49: Verlauf der Dehnungen mit zunehmender Last	157
Abb. 7.50: Verlauf der Dehnungen über die Versuchsdauer für Versuch “arn_14W“	158
Abb. 7.51: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 0.25 kN (Modell-Last). Durchgezogene Linien entsprechen den Versuchen auf Aluminium.	160
Abb. 7.52: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 0.50 kN (Modell-Last)	160
Abb. 7.53: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 1.00 kN (Modell-Last)	161
Abb. 7.54: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 2.00 kN (Modell-Last)	161
Abb. 7.55: Feldanteile der Versuche bei einer Last von 4.00 kN (Modell-Last)	161
Abb. 7.56: Versuch “arn_22“: Felderanteile je nach Laststufe	163
Abb. 7.57: Versuch “arn_26“: Felderanteile je nach Laststufe	163
Abb. 7.58: Last-Setzungs-Kurven für die Beton-Platten-Versuche. Zur besseren Übersicht sind nur die Belastungsäste dargestellt.	164
Abb. 7.59: Bodenmodell mit geneigter Felsoberfläche, die anhand eines vorgefertigten Holzstücks simuliert wird.	166
Abb. 7.60: Versuch “arn_40a“ (Einzelfundament) auf Sandboden mit horizontalem Felshorizont in einer Prototyp-Tiefe von 3 m (gemäss Abb. 7.66) bei einer Last von 4.2 kN	166
Abb. 7.61: Versuch “arn_40b“ (vierfach ausgesteiftes Fundament) mit horizontalem Felshorizont in einer Prototyp-Tiefe von 3 m (gemäss Abb. 7.66) bei einer Last von 4.4 kN	167
Abb. 7.62: Versuch an einem Einzelfundament mit 20° geneigter Felsoberfläche (“arn_40“) bei einer Last von 4.61 kN. Felderreihefolge von unten nach oben: Hell-Grün; Rot; Cyan; Magenta; Gelb; Blau; Dunkel-Grün. Rechts: Tekscan-Messung; Links: Situation Versuch. In der Tekscanaufzeichnung entspricht die obere Seite (Dunkel-Grün) dem oberen Teil der Foundation in der Situation rechts (minimale Schichtdicke im dunkelgrünen Feld = 1.05 m). .	167
Abb. 7.63: Versuch an einem vierfach ausgesteiften Fundament mit 12° geneigter Felsoberfläche (“arn_41“) bei einer Last von 4.2 kN. Felderreihefolge von links nach rechts: Hell-Grün; Rot; Cyan; Magenta; Gelb; Blau; Dunkel-Grün....	168
Abb. 7.64: Links: Sohlspannungsverteilung für Versuch arn_36 bei 4.0 kN (Verdichtung auf dem Rütteltisch); Rechts: Spannungsverteilung für Versuch “arn_37“ bei 4.0 kN (Vorbelastung unter der Presse)	168
Abb. 7.65: Last-Setzungs-Kurven für die Versuche mit Felshorizonten (horizontal und geneigt)	169
Abb. 7.66: Links: Situation der Spannungsverbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für beispielsweise Versuch “arn_30“); Rechts: Situation der Spannungsverbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felshorizont auf 3.0 m Tiefe. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für die Versuche “arn_40a“ & “arn_40b“)	170
Abb. 7.67: Links: Situation der Spannungsverbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felshorizont, der um 12° geneigt ist. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für Versuch “arn_41“); Rechts: Situation der Spannungsverbreitung aufgrund der gleichmässigen Sohlspannung von 200 kPa mit einem Felshorizont, der um	

	20° geneigt ist. Alle Spannungen sind in kPa angegeben. (Angewandt für Versuch "arn_40").....	170
Abb. 7.68:	Last-Setzungs-Kurven für die Versuche mit höherer Lagerungsdichte	171
Abb. 7.69:	Last-Setzungs-Kurve des Fundamentversuches auf Birmensdorfer-Ton. 1. Belastungsstufe	172
Abb. 7.70:	Last-Setzungs-Kurve des Fundamentversuches auf Birmensdorfer-Ton. 2. Belastungsstufe	173
Abb. 7.71:	Links: Spannungsverteilung bei Konsolidationsstart (1. Laststufe = 1500 kN); Mitte: Spannungsverteilung bei Konsolidationsende; Rechts: Tekscan-Auflösung.....	173
Abb. 7.72:	Verlauf der Sohlspannungen der verschiedenen Felder mit der Konsolidation der 1. Laststufe	174
Abb. 7.73:	Verlauf der Boden-Steifigkeit (globaler Zusammendrückungsmodul M_E) während der Konsolidationsphase der 1. Belastungsstufe	174
Abb. 7.74:	Lage der Porenwasserdruckgeber (PPT) im Tonmodell und Verlauf der Druckzwiebeln anhand des vertikalen Spannungsinkrements von 50 kPa (entspricht ca. 1600 kN).....	175
Abb. 7.75:	Verlauf der Dehnungen in der Konsolidationsphase des Versuches auf Birmensdorfer Ton mit dem Einzelfundament. (Lage der DMS in Abb. 7.12)....	176
Abb. 7.76:	Beschichtungsvorgang der Tekscan-Folie: Links: Folie vor Beschichtung; Mitte: Perth-Sand wird auf das doppelseitige Klebeband aufgebracht und abgezogen; Rechts: Fertig beschichtete Folie.....	177
Abb. 7.77:	Beschichtungsvorgang der Aluminium-Platte: Links: Platte, wie sie normalerweise für die Versuche verwendet wurde; Rechts: Mit Perth-Sand beschichtete Platte (unter Verwendung von doppelseitigem Klebeband).....	177
Abb. 7.78:	Versuch mit beschichteter Tekscan-Folie ("arn_38") bei einer Last von 4.3 kN. Die gestrichelten Linien zeigen die mittleren Spannungen des innersten, gelben Feldes und des äussersten, grünen Feldes des Versuches "arn_30" zum Vergleich.	178
Abb. 7.79:	Versuch mit beschichteter Tekscan-Folie ("arn_39") an einem vierfach ausgesteiften Fundament bei einer Last von 4.2 kN	178
Abb. 7.80:	Last-Setzungs-Kurven zur Untersuchung des Einflusses der Tekscan-Folie und der Rauigkeit auf die Versuchsergebnisse	179
Abb. 7.81:	Resultate zu den CPT-Messungen. Sämtliche hier aufgeführten Versuche wurden in Topfmitte (unterhalb des Fundaments) nach dem Fundationsversuch durchgeführt.	181
Abb. 8.1:	Verlauf der Druckspannungen unter den Einzelfundamenten der Überbauung Kistle in Alpnach von Februar 2009 bis Ende August 2010.....	183
Abb. 8.2:	Verlauf der Deformationen an den beiden untersuchten Stützen.....	184
Abb. 8.3:	Modell der Spannungsverteilung für die Stütze Nr. 1 anhand der Druckkissenmessungen. Die Druckspannungen wurden entsprechend dem Messstop der Stützenstauchungen am 24.09.2009 abgegriffen.....	185
Abb. 8.4:	Verlauf der Druckspannungen unter den Einzelfundamenten in der Überbauung Merenschwand.....	188
Abb. 8.5:	Verlauf der Deformationen an den beiden untersuchten Stützen.....	188
Abb. 9.1:	Spannungsverteilung für ein Einzelfundament mit mittiger Lasteinleitung nach dem Verfahren nach Kany. Lastgrösse: 6300 kN; Fundamentgrösse: 5.6 x 5.6 m ²	195
Abb. 9.2:	Links: Spannungsverteilung für "arn_25W" (nur halbes Fundament dargestellt); Rechts: Spannungsverteilung für "arn_40a" (ganze Fundation dargestellt; Seitenlänge = 5.6 m).....	196
Abb. 9.3:	Bestimmung der Ödometersteifigkeit nach dem PLAXIS-Manual	199
Abb. 9.4:	Bestimmung des Wertes E_{50} gemäss PLAXIS-Manual.....	200
Abb. 9.5:	Bestimmung von E_{50} anhand des CIDC-Triaxial-Versuches Nr. 4 an Perth-Sand (vgl. Tabelle 4-3)	200

Abb. 9.6:	Eingabe der „Borehole“-Eigenschaften in PLAXIS 3D.....	201
Abb. 9.7:	Eingabe der Bodenplatteneigenschaften in PLAXIS	202
Abb. 9.8:	3-D FE-Netz in PLAXIS 3D FOUNDATION	203
Abb. 9.9:	Dreieckiges 6-Knoten-Element für die 2-D-Netzgenerierung in PLAXIS 3D FOUNDATION	203
Abb. 9.10:	Rechteckiges 8-Knoten-Element für die 3-D-Netzgenerierung in PLAXIS 3D FOUNDATION	204
Abb. 9.11:	15-Knoten-Keilelement, welches aus einem dreieckigen 6-Knoten-Element und einem rechteckigen 8-Knoten-Element entsteht (PLAXIS 3D FOUNDATION).....	204
Abb. 9.12:	Sohlspannungsverteilung in PLAXIS für „arn_30“ bei Vollast (10'000 kN Prototypplast; Fundamentfläche: 5.6 m x 5.6 m).....	205
Abb. 9.13:	Versuch „arn_30“ berechnet in PLAXIS: Verlauf der Sohlspannungen mit zunehmender Belastung aufgeteilt in Felder entsprechend der Tekscan- Messungen (vgl. Abb. 7.14). Die Belastungsschritte sind von 1-9: 570 kN; 2830 kN; 5980 kN; 7980 kN; 10000 kN; 7940 kN; 4780 kN; 1680 kN; 0 kN.....	206
Abb. 9.14:	Last-Setzungskurven für alle vier Versuche anhand des Mohr-Coulomb- Modells. („arn_22“: d = 12 mm; „arn_40a“: erhöhter Felshorizont; „arn_25“: Versuch auf Beton).....	206
Abb. 9.15:	Links: Spannungsverteilung bei Höchstlast (10'000 kN) für „arn_22“. Rechts: Spannungsverteilung bei Höchstlast für „arn_40a“.....	207
Abb. 9.16:	Last-Setzung-Kurven von verschiedenen Foundationssystemen modelliert mit dem Hardening-Soil-Modell in PLAXIS	208
Abb. 9.17:	Spannungsverteilung für Versuch „arn_30“ anhand des HS-Modells (bei 10'000 kN).....	209
Abb. 9.18:	Versuch „arn_30“ in PLAXIS: Verlauf der Sohlspannungen mit zunehmender Belastung aufgeteilt in Felder entsprechend der Tekscan-Messungen. Die Belastungsschritte sind von 1-9: 210 kN; 1890 kN; 5260 kN; 8240 kN; 10000 kN; 8550 kN; 4030 kN; 1360 kN; 0 kN.....	209
Abb. 9.19:	Horizontale Spannung σ'_{xx} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm). Die Position der Foundation ist stellvertretend für die folgenden Abb. 9.20 bis Abb. 9.26 dargestellt.	211
Abb. 9.20:	Horizontale Spannung σ'_{xx} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	211
Abb. 9.21:	Vertikale Spannung σ'_{yy} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	212
Abb. 9.22:	Vertikale Spannung σ'_{yy} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	212
Abb. 9.23:	Horizontale Dehnung ε_{xx} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	213
Abb. 9.24:	Horizontale Dehnung ε_{xx} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	213
Abb. 9.25:	Vertikale Dehnung ε_{yy} bei einer Last von 6'300 kN (= ca. 200 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	214
Abb. 9.26:	Vertikale Dehnung ε_{yy} bei einer Last von 10'000 kN (= ca. 320 kPa) für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	214
Abb. 9.27:	Effektive Hauptspannungsrichtungen bei einer Last von 6'300 kN für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	215
Abb. 9.28:	Effektive Hauptspannungsrichtungen bei einer Last von 10'000 kN für den Versuch am Einzelfundament „arn_30“ (d = 4 mm).....	215
Abb. 9.29:	Lastanordnung anhand der Sohlspannung aufgezeichnet von Tekscan (rechts) (Gesamtbelastung 1.62 kN im Modell). Datengrundlage bildet der Versuch „arn_30“.....	216

Abb. 9.30:	Vergleich der Modellrechnung mit ABAQUS mit den Versuchsergebnissen der Dehnungen [$\mu\text{m}/\text{m}$] je Laststufe. Krümmung aufgrund des Verhaltenswechsels von starr zu schlaff	217
Abb. 9.31:	Lastanordnung für Versuch "arn_16", einem "Streifenfundament". Die Randbedingungen in Form der mittleren Wand sind hier auf der Unterseite der Platte zu sehen.....	218
Abb. 9.32:	Vergleich der Modellrechnung mit ABAQUS mit den Versuchsdaten der Dehnungen je Laststufe (Es wurde DMS 1 gemäss Abb. 7.31 verwendet). "arn_16" und "arn_16W" sind zwei Versuche, welche dieselbe Versuchsanordnung aufweisen.	218
Abb. 10.1:	Ermittlung der Sekantenmoduli M_{E1} vor dem Verhaltenswechsel und M_{E2} nach dem Verhaltenswechsel gemäss Tekscan-Aufzeichnung.....	224
Abb. 10.2:	Systemsteifigkeitswerte je nach Versuchszeitpunkt für Versuch "arn_30"	226
Abb. 10.3:	Spannungsverteilung für Versuch "arn_18" bei 4.3 kN Modelllast.....	228
Abb. 10.4:	Gegenüberstellung der Lasermessung am Fundationsrand und der Druckspannungsmessung mit dem Tekscan für den Versuch "arn_30"	230
Abb. 10.5:	Dehnungsverlauf der DMS 4 mit zunehmender Modell-Last bei Versuch "arn_30" mit eingezeichnetem Verhaltenswechsel anhand Abb. 10.4.....	231
Abb. 10.6:	Oben: Last-Setzungs-Kurve für Versuch "arn_30". Unten (linkes Teilbild): Last-Setzungskurve für eine Flachfundation nach Laue (1996). Rechtes Teilbild: Linearisierte Darstellung.....	232
Abb. 10.7:	Verallgemeinertes Last-Setzungs-Verhalten der untersuchten Fundationen in der Zentrifuge. (1): Versuchsbedingte gekrümmte Kurve; (2): pseudo-elastischer Bereich; (3): Fließbereich und anschliessender Grundbruch.....	233
Abb. 10.8:	Verlauf des Kehrwertes des Bettungsmoduls für verschiedene Versuche an Einzelfundamenten auf trockenem Sand.....	234
Abb. 10.9:	Verlauf des Kehrwertes des Bettungsmoduls für die Plattendruckversuche	235
Abb. 10.10:	Analogie zwischen Verdichtung und Auflockerung bei einer Flachfundation und im Allgemeinen bei dicht gelagerten, grobkörnigen Böden. Angabe s/q in mm^3/N	235
Abb. 10.11:	Modifiziertes Setzungs-Verhalten (rechts) gemäss den Belastungsphasen: (1): Versuchsbedingte gekrümmte Kurve; (2): pseudo-elastischer Bereich; (3): Fließbereich und anschliessender Grundbruch	236
Abb. 11.1:	Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an Einzelfundamenten.....	241
Abb. 11.2:	Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an "Streifenfundamenten"	242
Abb. 11.3:	Vergleich der Modellrechnung nach SIA mit den Resultaten aus den Zentrifugenmodellversuchen an „starr“ Einzelfundamenten	242
Abb. 11.4:	Vergleich der Resultate des Einzelfundament-Versuches "arn_30" mit der Modellierung in PLAXIS mit dem HS-Modell	244
Abb. 11.5:	Vergleich der Resultate des Versuches "arn_14W" (4-fach ausgesteiftes Fundament) mit der Modellierung in PLAXIS mit dem HS-Modell für den Sandboden	245
Abb. 11.6:	Verlauf der Kehrwerte der Bettungsmoduli für in PLAXIS mit dem HS-Modell modellierte Fundamentversuche	246
Abb. 11.7:	Last-Setzungs-Kurve für Versuch "arn_30" mit erhöhtem K-Wert ($K = 1.50$) und mit Einfluss der Topfränder (TR)	247
Abb. 11.8:	Oben: Horizontale effektive Spannung σ'_{xx} [kPa] für Versuch "arn_30" mit normaler „gravity-loading“ Prozedur. Unten: horizontale Spannung [kPa] für Versuch "arn_30" mit erhöhtem K-Wert von 1.50. Beide Spannungsverteilungen geben eine Fundationsbelastung von 10'000 kN (Stützenlast) wieder.	249
Abb. 11.9:	Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS ohne seitliche Begrenzungen:.....	250

Abb. 11.10: Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS mit seitlichen Begrenzungen gemäss dem Versuchs-Container in der Zentrifuge	251
Abb. 11.11: Versuch "arn_30" modelliert mit PLAXIS ohne seitliche Begrenzungen; K- Wert erhöht auf 1.50	252
Abb. 11.12: Generelles Bodenverhalten mit Entfestigung (trockene Seite der CSL) und Verfestigung (nasse Seite der CSL)	253
Abb. 11.13: Allgemeines, modifiziertes Last-Setzungsverhalten von Flachfundationen aufgeteilt in zwei Bereiche $f(x)$ und $g(x)$	253
Abb. 11.14: Bestimmung des M_E -Wertes als Sekantenmodul über den gesamten Wieder- belastungsbereich von 50 kPa bis 200 kPa	256
Abb. 15.1: Fundamentstreifen mit der Breite b' , welche 0.56 m entspricht. Lage des kennzeichnenden Punktes P_k des 1. Feldes und P_2 eines weiteren Feldes	293
Abb. 15.2: Graphik zur Ermittlung von $f_{s,0}$ nach Kany (1974a) (Jessberger, 1997)	294
Abb. 15.3: Graphik zur Ermittlung von $f_{s,2}$ nach Kany (1974a) (Jessberger, 1997).....	295
Abb. 15.4: Felder für die Ermittlung der Einflusslinien und die Spannungsverteilung.....	296
Abb. 15.5: Einflusslinien für mittige Laststellung nach dem Verfahren nach Kany (1974a). Abszisse: Laststellung des Fundaments (0.5 entspricht der Fundamentmitte); Ordinate: Lastanteil (Einfluss).....	296
Abb. 15.6: Eichtest mit den Dehnungsmessungen für alle 12 DMS der Platte für den Versuch "arn_30"	303
Abb. 15.7: Versuch "arn_30": Dehnungsmessungen aller DMS	304
Abb. 15.8: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Vorkonsolidation des Birmensdorfer Tons. Maximale Spannung unter der Presse: 200 kPa = 0.2 N/mm ² . Der M_E - Wert am Schluss der Vorkonsolidation beträgt 5820 kPa.....	304
Abb. 15.9: Vertikale Spannung σ'_{yy} vor der Fundationsbelastung für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm)	305
Abb. 15.10: Horizontale Spannung σ'_{xx} vor der Fundationsbelastung für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm)	305
Abb. 15.11: Deformiertes FE-Netz aufgrund des Fundationsversuches am Einzelfunda- ment "arn_30" (d = 4 mm).....	306
Abb. 15.12: Haupt-Dehnungs-Richtungen aufgrund des Fundationsversuches am Einzel- fundament "arn_30" (d = 4 mm) bei 10'000 kN.....	306
Abb. 15.13: Totale volumetrische Dehnung aufgrund des Fundationsversuches am Ein- zelfundament "arn_30" (d = 4 mm) bei 10'000 kN	307

14.2 Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Technische Daten von Aluminium (Häuselmann-Stahag, 2010).....	23
Tabelle 4-1: Skalierungsregeln für Zentrifugenmodellversuche aus Laue (2002) nach Schofield (1980)	56
Tabelle 4-2: Bodenkennwerte für Perth-Sand nach Nater (2005)	59
Tabelle 4-3: Allgemeine Informationen zu den durchgeführten Triaxial-Versuchen an Perth-Sand. D_D : Relative Lagerungsdichte; e_0 : Ausgangsporenzahl	60
Tabelle 4-4: Bodenparameter aus den Triaxialversuchen an Perth-Sand	60
Tabelle 4-5: Mittelwerte der Bodenparameter für Perth-Sand.....	61
Tabelle 4-6: Eingangparameter für die Ödometerversuche an Perth-Sand	62
Tabelle 4-7: Bodenmechanische Klassifikation des Birmensdorfer Tons nach Weber (2007).....	62
Tabelle 4-8: Ausgewählte bodenmechanische Eigenschaften des aufbereiteten Birmensdorfer Tons (Kueng, 2003; Panduri, 2000).....	63
Tabelle 4-9: Parameter des aufbereiteten, mit 200 kPa vorbelasteten Birmensdorfer Tons (Espinosa, 2009)	63
Tabelle 4-10: Stoffparameter in ABAQUS für Aluminium.....	71

Tabelle 4-11:	Betonrezepturen.....	85
Tabelle 4-12:	Resultate aus den Festigkeits- und Steifigkeitsermittlungsversuchen.....	86
Tabelle 4-13:	Fundament-Abmessungen Versuchsreihe Betonplatten.....	88
Tabelle 5-1:	Bodenkennwerte anhand der Baugrunduntersuchung der Firma Geotest AG.....	90
Tabelle 5-2:	Klassifikation des Bodenmaterials aus Alpnach OW.....	91
Tabelle 5-3:	Versuchsprogramm für den Grossödemterversuch am Bodenmaterial aus Alpnach (OW).....	93
Tabelle 5-4:	M_E -Werte aus den Belastungsstufen am Ödometerversuch für das Bodenmaterial aus Alpnach (OW).....	95
Tabelle 5-5:	Eckdaten des Bauablaufs und der Datenerfassung.....	97
Tabelle 5-6:	Eigenschaften des verwendeten Betons in Alpnach (Arnold & Laue, 2010) (Mittelwerte aus drei durchgeführten Prüfungen an Probezylindern der Abmessungen $d = 100$ mm; $h = 200$ mm).....	100
Tabelle 5-7:	Klassifikation des Bodenmaterials aus Merenschwand (AG).....	103
Tabelle 5-8:	Links: Versuchsprogramm und Setzungsmessung für den Gross-Ödometer versuch am Material von Merenschwand (AG). Rechts: Versuchsergebnisse (M_E -Werte) anhand des Ödometerversuches für das Bodenmaterial aus Merenschwand (AG).....	104
Tabelle 5-9:	Eckdaten des Bauablaufs und der Datenerfassung.....	105
Tabelle 5-10:	Eigenschaften des verwendeten Betons in Merenschwand (Mittelwerte aus den 3 durchgeführten Prüfungen an Probezylindern der Abmessungen $d = 150$; $h = 300$ mm).....	106
Tabelle 6-1:	Notwendige Parameter für das MC-Modell.....	115
Tabelle 6-2:	Notwendige Parameter für das HS-Modell.....	116
Tabelle 7-1:	PPT-Messungen an den Plattendruckversuchen.....	128
Tabelle 7-2:	M_E -Werte anhand der Plattendruckversuche. Angaben Bodendichte: Wenn zwei Werte vorhanden: 1. Werte näher an Bodenoberfläche; 2. Wert tiefer im Boden.....	129
Tabelle 7-3:	Dichteverhältnisse der Versuche in Abb. 7.11.....	131
Tabelle 7-4:	Konzept zur Durchführung der Versuchsreihe zur Untersuchung der Betonplatten. (d_M = Modell-Plattendicke; d_P = Prototyp-Plattendicke; K_M = Modell-Steifigkeit; K_P = Prototyp-Steifigkeit).....	159
Tabelle 7-5:	Zusammenstellung der Versuche zur Untersuchung des Einflusses von verschiedenen Bodeneigenschaften.....	165
Tabelle 7-6:	Zusammenstellung der Messresultate der Porenwasserdruckgeber.....	176
Tabelle 7-7:	Überblick über die Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Tekscan-Folie auf die Versuchsergebnisse.....	177
Tabelle 9-1:	Betrachtete Fundamentsysteme für die analytische Vergleichsrechnung..	191
Tabelle 9-2:	Resultate aus der analytischen Modellierung anhand des Spannungstrapezverfahrens.....	192
Tabelle 9-3:	Setzungsberechnung.....	193
Tabelle 9-4:	Ermittlung der Setzungen.....	196
Tabelle 9-5:	Resultate der analytischen Modellierung anhand des Verfahrens nach Kany.....	196
Tabelle 9-6:	Parameter für das Mohr-Coulomb-Modell (MC).....	198
Tabelle 9-7:	Parameter für das Hardening-Soil-Modell (HS).....	199
Tabelle 9-8:	Biegebeanspruchungen 0.76 m von der Fundamentmitte entfernt (bei a_{n_25} 0.44 m entfernt, entsprechend 25-facher Erdbeschleunigung).....	207
Tabelle 9-9:	Berechnete Biegebeanspruchungen 0.76 m von der Fundamentmitte entfernt (bei a_{n_25} 0.44 m entfernt (entsprechend 25-facher Erdbeschleunigung).....	210
Tabelle 10-1:	Resultate zur Bestimmung der Änderung der Systemsteifigkeit.....	225
Tabelle 10-2:	Zusammenstellung der Systemsteifigkeiten von verschiedenen Fundamentstrukturen.....	227

Tabelle 10-3:	Zusammenstellung der Systemsteifigkeiten von verschiedenen Bodenaufbauten	229
Tabelle 11-1:	Vergleich der Setzungen [cm] anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa. ST: Spannungstrapezverfahren; K: Verfahren nach Kany	239
Tabelle 11-2:	Vergleich der Form der Spannungsverteilungen anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa	240
Tabelle 11-3:	Vergleich der Biegebeanspruchungen [kNm/m'] (Modellmassstab: 1.3 cm von der Lasteinleitung entfernt) anhand der verschiedenen Modellierungen bei einer mittleren Sohlspannung von 200 kPa	240
Tabelle 15-1:	Ermittlung der Sohlpressung nach dem Verfahren nach Kany	297
Tabelle 15-2:	Übersicht über die durchgeführten Versuche	298
Tabelle 15-3:	Resultate aus den Eichtests für die DMS	302

14.3 Literaturverzeichnis

- ABAQUS. (2009). "ABAQUS-Software." Version 6.9.
- Aliaiban, S. und Znidarcic, D. (1995). "Centrifugal modelling of bearing capacity of shallow foundations on sands." *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 121(10), 704-712.
- Arnold, A. und Laue, J. (2009). "Influence of unloaded walls on the stress distribution und a raft foundation." *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, IOS Press, 1124-1127.
- Arnold, A. und Laue, J. (2010). "Physical modelling and full scale measurements on soil-structure interaction of flexible raft foundations." *11th International Conference on Geotechnical Challenges in Urban Regeneration*, London.
- Arnold, A., Laue, J., Espinosa, T. und Springman, S. M. (2010). "Centrifuge modelling of the behaviour of flexible raft foundations on clay and sand." *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Zurich, CRC Press, 679-684.
- Arya, L. M. und Paris, J. F. (1981). "A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data." *Soil Science Society of America Journal*, 45, 1023-1030.
- ASTM. (2006). "Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils using a Vibratory Table." ASTM, ASTM International, West Conshohocken.
- Atkinson, J. (1993). *The Mechanics of Soils and Foundations*, McGraw-Hill International (UK) Limited, London.
- Bachmann, H. (1991). "Stahlbeton 1". Skript zur Vorlesung; ETH Zürich.
- Bachmann, H. (1994). *Hochbau für Ingenieure - Eine Einführung*, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich und B.G. Teubner Verlag, Zürich; Stuttgart.
- Bakir, N. E., Garnier, J. und Canepa, Y. (1994). "Loading of shallow foundations: Importance of testing procedures." *Centrifuge* 94553-558.
- Bay-Gress, C. (2000). "Etude de l'interaction sol-structurelle comportement non lineaire sol-fondation superficielle," Dissertation, Universität Strasbourg, Strasbourg.
- Bezuijen, A. und Korff, M. (2009). "Building damage and corrective grouting research at North South line project in Amsterdam." *Geotechniek - special edition of the dutch scientific journal*, 8-9.
- Bishop, A. W., Alpan, I., Blighrt, G. E. und Donald, I. B. (1960). "Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils." *ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado, Boulder 503-532.
- Blama, H. (1977). "Die rechteckige Gründungsplatte unter Randlinienlast," Dissertation, Universität für Bodenkultur, Wien.
- Böhme, H. H., D. (1988). *Stahlbeton-konstruktionen*, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Bolton, M. D., Gui, M. W., Garnier, J., Corte, J. F., Bagge, G., Laue, J. und Renzi, R. (1999). "Centrifuge cone penetration tests in sand." *Géotechnique*, 49(4), 543-552.
- Bolton, M. D. und Lau, C. K. (1988). "Scale effects arising from particle size." *Centrifuge* 88127-131.
- Bolton, M. D. und Sun, H. W. (1991). "The displacement of bridge abutments on clay." *International Conference Centrifuge*, Boulder, Colorado, Balkema, 91-98.
- Borowicka, H. (1936). "Druckverteilung unter einem gleichmässig belasteten elastischen Plattenstreifen, welcher auf der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes liegt." *Int. Ver. f. Brückenb. u. Hochb.* 843-848.
- Borowicka, H. (1941). "Über aussermittig belastete starre Platten auf elastisch-isotropem Untergrund." *Ing. Arch.*, 1-8.
- Boussinesq, I. (1885). *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- Breth, H. (1976). "Die Setzung von flachgegründeten Einzelfundamenten." *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, 32, 25-33.

- Breysse, D., Niandou, H., Elachachi, S. und Houy, L. (2004). "A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity." *Géotechnique*, 54(2), 143-150.
- Brinkgreve, R. B. J. (2005). "Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application." *Soil Constitutive Models - Evaluation, Selection and Calibration*, Austin, Texas, American Society of Civil Engineers, 69-98.
- Britto, A. M. und Gunn, M. J. (1987). *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*, Ellis Horwood Limited, Chichester.
- Brooks, R. H. und Corey, A. T. (1964). "Hydraulic properties of porous media." *Colorado State University Hydrol. Paper*(3), 27.
- Buchheister, J. (2009). "Verflüssigungspotential von reinem und siltigem Sand unter multi-axialer Belastung," Doktorarbeit; Diss-ETH Nr. 18312, ETH Zürich, Zürich.
- Bucky, P. B. (1931). "Use of models for the study of mining problems." *American Institution of Mining and Metallurgical Engineers*, Tech. Pub. 425, 3-28.
- Bundesamt-für-Raumplanung. (1980). "Bodeneignungskarte der Schweiz". Bern. Bundesamt für Raumplanung.
- Burland, J. B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays." *Géotechnique*, 40(3), 329-378.
- Canadian-Geotechnical-Society. (2006). "Canadian Foundation Engineering Manual." 4th Edition.
- Carillo, N. (1948). "Influence of the rigidity of a rectangular slab on the settlements and on the distribution of elastic soil reactions." *2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam.
- CEN-Brüssel. (2000). "Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption." CEN Brüssel.
- CEN-Brüssel. (2004). "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigtem Boden." CEN Brüssel.
- CEN-Brüssel. (2005). "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Oedometerversuch mit stufenweiser Belastung." CEN Brüssel.
- CEN-Brüssel. (2007). "Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes." CEN Brüssel.
- Chikatamarla, R. (2005). "Optimisation of cushion materials for rockfall protection galleries," Doktorarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Coulomb, C. (1776). "Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs al l'archetecture." *Memoires de Mathematique et de Physique Presentes a l'Academie Royale des Sciences.*, 343-382.
- Craig, W. H. (2002). "The Seven Ages of Centrifuge Modelling." *Constitutive and Centrifuge Modelling: Two Extremes*, Monte Verita, Switzerland, Balkema.
- CUBUS. (2004). "CEDRUS 5." CUBUS AG, Zürich.
- De Beer, E. E. (1965). "Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand." *Symposium on Bearing Capacity and Settlements of Foundations.*, Duke University 113-122.
- De Beer, E. E., Lousberg, E. und Van Beveren, P. (1956). "Le calcul de Poutres et Plaques appuyées sur le Sol." *Annales des Travaux Publics de Belgique* Nos. 2 et 3.
- DIN. (1981). *DIN 4018 - Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen*, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN. (1990). *DIN 18 134 - Plattendruckversuch*, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- EI-Hamalawi, A. A.-R. (1997). "Adaptive refinement of finite element meshes for geotechnical analyses.," PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge.
- EI-Kadi, F. (1968). "Die statische Berechnung von Gründungsbalken und Gründungsplatten," Technische Universität Aachen, Aachen.
- Engström, B. (2004). *Concrete Structures - Compendiums, Lecture Notes and Extracts*, Department of Structural Engineering and Mechanics - Chalmers University of Technology, Göteborg.

- Espinosa, T. (2009). "Tragverhalten von flexiblen Flachfundationen auf verschiedenen Böden.," Masterarbeit; unveröffentlicht, ETH Zürich, Zürich.
- Fearon, R. E. und Coop, M. R. (2000). "Reconstitution: what makes an appropriate reference material." *Géotechnique*, 50(4), 471-477.
- Franzius, J. N., Potts, D. M., Addenbrooke, T. I. und Burland, J. B. (2004). "The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation." *Soils and Foundations*, 44(1), 25-38.
- Fredlund, D. G. (2000). "The 1999 R.M. Hardy Lecture: the implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering." *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 963-986.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. und Widger, R. A. (1978). "Shear strength of unsaturated soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 313-321.
- Fredlund, D. G. und Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, New York.
- Froehlich, O. K. (1934). *Druckverteilung im Baugrund*, Springer Verlag, Wien.
- Garg, A. K. und Abolmaali, A. (2009). "Finite-Element Modeling and Analysis of Reinforced Concrete Box Culverts." *Journal of Transportation Engineering*, 121-128.
- Grasshoff, H. (1951). "Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch gebetteter Balken." *Die Bautechnik*.
- Grasshoff, H. (1955). "Setzungsberechnung starrer Fundamente mit Hilfe des "kennzeichnenden Punktes"." *Bauingenieur*, 30(2), 53-54.
- Grasshoff, H. (1966a). *Das steife Bauwerk auf nachgiebigem Untergrund*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin & München.
- Grasshoff, H. (1966b). *Einflusslinien für Flächengründungen*, Ernst und Sohn, Berlin.
- Grasshoff, H. (1974). "Die Berechnung von Flächengründungen - Einführung und Überblick." *Technische Akademie Wuppertal - Berichte - Flächengründungen*, 4-17.
- Hanisch, J. (2002). *Kombinierte Pfahl-Plattengründungen*, Ernst & Sohn, Berlin.
- Hansbo, S. (1994). *Foundation Engineering*, Elsevier Science B.V., Amsterdam.
- Häuselmann-Stahag. (2010). "EN AW-6082 (AlMgSi1) T651."
- Hegger, J., Ricker, M., Ulke, B. und Ziegler, M. (2006). "Untersuchungen zum Durchstanzverhalten von Stahlbetonfundamenten." *Beton- und Stahlbetonbau; Ernst & Sohn Verlag, Berlin*, 101(4), 233-243.
- Heil, H. (1971). "Der Einfluss der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton." *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau*, Technische Hochschule Darmstadt.
- Hellers, B. G. und Orrje, O. (1972). "Centrally loaded infinite strip on a single-layer elastic foundation - solution in closed form according to the Boussinesq theory." Statens Geotekniska Institut, Stockholm. Reprints and preliminary reports.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on elastic foundation*, University of Michigan & M. Hetenyi (1974), Michigan.
- Hettler, A. (2000). *Gründung von Hochbauten*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Hillerborg, A. (1982). "The advanced strip method - simple design tool." *Magazine of Concrete Research*, 34(121), 175-181.
- Hilmer, K., Knappe, M., Nowack, F. und Stark, D. (1983). "Einbauempfehlungen für Erd- und Sohldruckgeber." *Sonderdruck: Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau.*, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- Holcim. (2003). *Betonpraxis*, Holcim AG.
- Houlsby, G. T., Liu, G. und Augarde, C. E. (2000). "A tying scheme for imposing displacement constraints in finite element analyses." *Communications in numerical methods in engineering*(16), 721-732.
- Ingensand, H. (1999). *Einführung in die Geodätische Messtechnik*, Eigenverlag. ETH Zürich, Professur für Geodätische Messtechnik, Zürich.
- Jackson, C., Zdravkovic, L. und Potts, D. M. (1997). "Bearing capacity of pre-loaded surface foundations on clay." *9th International Conference on Computing Methods and Advances in Geomechanics IACMAG 97*, Wuhan, China, Balkema, Rotterdam, 745-750.

- Jänke, S. (1991). "Spannungs-Verformungsbedingungen in einem vorbelasteten nichtbindigen Untergrund bei Belastung durch ein Streifundament." *Bautechnik*, 68(10), 329-338.
- Jessberger, H. L. (1986). "Arbeitsblätter für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum".
- Jessberger, H. L. (1992). "Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umweltgeotechnik." *geotechnik - Zeitschrift für Bodenmechanik, Felsmechanik, Grundbau, Ingenieurgeologie*, Sonderausgabe (Organ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- Jessberger, H. L. (1997). "Grundbautechnik und Erdstatik, Ruhr-Universität Bochum". Vorlesungsskript.
- Johnson, V. (1963). "Model studies of beams resting on a silt subgrade." *Proceedings ASCE*.
- Kany, M. (1974a). *Berechnung von Flächengründungen*, Ernst & Sohn, Berlin.
- Kany, M. (1974b). "Praktische Fragen bei der Berechnung und Konstruktion von Flächengründungen." *Technische Akademie Wuppertal - Berichte - Flächengründungen*, 14, 18-20.
- Kany, M. und El Gendy, M. (1996). *Sicherheitsuntersuchungen bei Flächengründungen*, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
- Kany, M. und Gründer, J. (1978). "Gegenseitige Beeinflussung benachbarter Flächengründungen." *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern*, 37.
- Kaufmann, B. (2008). "Neubau MFH Kistle, Parzelle 343; Baugrunduntersuchung." Geotest AG, Alpnach Dorf.
- Kempfert, H.-G. und Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer, Berlin.
- Kimura, T., Kusakabe, O. und Saitoh, K. (1985). "Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge." *Géotechnique*, 35(1), 33-45.
- Kögler, F. und Scheidig, A. (1927). "Druckverteilung im Baugrund." *Die Bautechnik*, 5, 418.
- Kögler, F. und Scheidig, A. (1948). *Baugrund und Bauwerk*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- König, D., Jessberger, H. L., Bolton, M. D., Philipps, R., Bagge, G., Renzi, R. und Garnier, J. (1994). "Pore pressure measurement during centrifuge model tests: Experience of five laboratories." *Centrifuge 94*, Balkema, 101-108.
- Kueng, H. (2003). "Undrainierte Scherfestigkeit an aufbereitetem Seebodenlehm," Master Thesis, ETH Zürich, Zürich.
- Kusakabe, O., Hagiware, T. und Kuroiwa, H. (1988). "Design and operation of a drum centrifuge." *Centrifuge 88*, Balkema, Rotterdam, 77-82.
- Kutter, B. L., Abghari, A. und Cheney, J. A. (1988a). "Strength parameters for bearing capacity of sand." *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 114(4), 491-498.
- Kutter, B. L., Sathialingam, N. und Herrmann, L. R. (1988b). "The effects of local arching and consolidation on pore pressure measurements in clay." *Centrifuge 88* 115-118.
- Lade, V. (2005). "Overview of constitutive models for soils." *Soil Constitutive Models - Evaluation, Selection and Calibration*, Austin, Texas, American Society of Civil Engineers.
- Lang, H.-J.; Huder, J. A., P. (1996). *Bodenmechanik und Grundbau*, Springer, Berlin.
- Lau, C. K. (1988). "Scale Effects In Tests On Footings," Dissertation, Cambridge University UK, Cambridge.
- Laue, J. (1992). "Drucksondierungen in geotechnischen Grosszentrifugen." *geotechnik*, Sonderausgabe: Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugenmodelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umweltgeotechnik, 45-46.
- Laue, J. (1993). "Penetrometerversuche in der Zentrifuge; Teil I: Aufbau und Bedienungsanleitung." Ruhr-Universität Bochum; Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Bochum.
- Laue, J. (1996). "Zur Setzung von Flachfundationen auf Sand unter wiederholten Lasteignissen," Ruhr-Universität, Bochum, Bochum.
- Laue, J. (2002). "Centrifuge Technology." *Workshop on constitutive and centrifuge modeling: two extremes*, Monte Verita, Balkema, Rotterdam, 75-105.

- Laue, J. und Grande, L. (2002). "Guidelines for input and output for typical geotechnical analysis." Guidelines for the use of advanced numerical analysis, Thomas Telford Ltd, London, 107-113.
- Laue, J., Nater, P., Chikatamarla, R. und Springman, S. (2002a). "Der Einsatz von "pressure pads" in geotechnischen Labor- und Modellversuchen." *Internationales Fach-Symposium: Messen in der Geotechnik*, Braunschweig, Deutschland.
- Laue, J., Nater, P., Springman, S. M. und Grämiger, E. (2002b). "Preparation of soil samples in drum centrifuges." *International Conference Physical Modelling in Geotechnics*, St. Johns, Newfoundland, Balkema, Rotterdam, 143-148.
- Laue, J. und Springman, S. (2003). "Einsatz moderner Modell- und Messtechniken für geotechnische Untersuchungen in der Trommelzentrifuge der ETH - Zürich." *Bauingenieur*, 78, 66-72.
- Lee, F. H., Juneja, A., Wen, C., Dasari, G. R. und Tan, T. S. (2002). "Performance of total stress cells in model experiments in soft clays." *Physical Modelling in Geotechnics - ICPMG 02*, St. John's, New Foundland, Canada, Balkema, 101-106.
- Lehmann, P. (2009). "Schalungsplan Überbauung Kistle Alpnach". Sarnen. CES Bauingenieur AG.
- Leussink, H., Blinde, A. und Abel, P. G. (1966). *Versuche über die Sohldruckverteilung unter starren Gründungskörpern auf kohäsionslosem Sand*, TU Karlsruhe, Karlsruhe.
- Liu, G., Houlsby, G. T. und Augarde, C. E. (2000). "2-dimensional analysis of settlement damage to masonry buildings caused by tunnelling." *The Structural Engineer*, 79(1), 19-25.
- Lohmeyer, G. C. O. (2004). *Stahlbetonbau: Bemessung - Konstruktion - Ausführung*, B.G. Teubner Verlag, Wiesbaden.
- Lu, N. und Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Marti, P. (2002). *Stahlbeton I & II*, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich.
- Mayne, P. W., Coop, M. R., Springman, S. M., Huang, A. B. und Zornberg, J. G. (2009). "Geomaterial behavior and testing." *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt.
- Messerklinger, S. (2006). "Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay," Doktorarbeit; Diss-ETH Nr. 16512, ETH Zürich, Zürich.
- Meyerhof, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations." *Géotechnique*, 2, 301-332.
- Meyerhof, G. G. (1953). "Some Recent Foundation Research and its Application to Design." *The Structural Engineer*, 31(6), 151-167.
- Meyerhof, G. G. (1979). "Generalbericht: "Soil-Structure Interaction and Foundations"." 6. *Panam. Conference*, Lima, Peru.
- Mohr, O. C. (1882). "Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformation-zustandes eines Körperelementes und über die Anwendung derselben in der Festigkeitslehre." *Der Civilingenieur*, Leipzig.
- Muhs, H. (1971). "Die experimentelle Untersuchung der Grenztragfähigkeit nichtbindiger Böden bei lotrecht mittiger Belastung." *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 27.
- Muhs, H. und Weiss, K. (1971). "Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden." *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 26.
- Muhs, H. und Weiss, K. (1975). "Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch." *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 31.
- Muir Wood, D. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.

- Muraleetharan, K. K. und Granger, K. K. (1999). "The Use of Miniature Pore Pressure Transducers in Measuring Matric Suction in Unsaturated Soils." *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 22(3), 226-234.
- Nater, P. (2002). "Building of Models in the Drum Centrifuge of the ETH Zurich." *Workshop on constitutive and centrifuge modelling: two extremes*, Monte Verità, Switzerland, Balkema, Rotterdam.
- Nater, P. (2005). "Belastungs- und Verformungsverhalten von geschichteten Bodensystemen unter starren Kreisfundamenten," Doktorarbeit; Diss-ETH Nr. 16319, ETH Zürich, Zürich.
- Neracher, M. (2009). "Untersuchung des Einflusses der Wassergehaltsverteilung in feuchtem Sand auf die Ergebnisse von Zentrifugenmodellversuchen," Masterarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Netzel, D. (2002). *Wechselwirkung Baugrund-Bauwerk. Skriptum Geotechnik II*, Institut für Geotechnik; Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Ng, C. W. W. und Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*, Taylor & Francis, London.
- Ohde, J. (1942). "Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern." *Der Bauingenieur*, Heft 14 und 16.
- Osman, A. S. und Bolton, M. D. (2004). "A new approach to the estimation of undrained settlement of shallow foundations on soft clay." *Engineering Practice and Performance of Soft Deposits*, Osaka.
- Osman, A. S. und Bolton, M. D. (2005). "Simple plasticity-based prediction of the undrained settlement of shallow circular foundations on clay." *Géotechnique*, 55(6), 435-447.
- Ovesen, N. K. (1975). "Centrifugal Testing Applied To Bearing Capacity Problems Of Footing On Sand." *Géotechnique*, 25(2), 394-401.
- Ovesen, N. K. (1979). "The Use Of Physical Models In Design." *ECSMFE VII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, United Kingdom 336-339.
- Paikowsky, S. G. und Hajduk, E. L. (1997). "Calibration and Use of Grid-Based Tactile Pressure Sensors in Granular Material." *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 20(2), 218-241.
- Panduri, R. (2000). "Versuchsschüttung Nordwestumfahrung Zürich: CPT, Laborversuche & numerische Modellierung," Diplomarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Paus, H. J. (1995). *Physik in Experimenten und Beispielen*, Carl Hanser Verlag, München, Wien.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. und Thornburn, T. H. (1953). *Foundation Engineering*, John Wiley & Sons; Chapman & Hall, New York & London.
- Pietsch, C. (1982). "Setzungsberechnung von Lastplatten und Flächengründungen unter Verwendung eines tragkraftabhängigen Verformungsmoduls," Hochschule für Verkehrswesen "Friedrich List", Dresden, Berlin.
- Pietsch, C. und Wiener, K.-H. (1985). "Setzungen von Fundamenten infolge seitlicher Bodenverschiebungen." Sonderheft aus Anlass des 50-jährigen Bestehens der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau 1985.
- PLAXIS-BV. (2008). "Plaxis 3D Foundation." Version 2.2.
- Potts, D., Axelsson, K., Grande, L., Schweiger, H. und Long, M. (2002). *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*, Thomas Telford, London.
- Potts, D. M. und Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*, Thomas Telford, London.
- Prandtl, L. (1920). "Über die Härte plastischer Körper." *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen*, Mathematisch-physikalische Klasse(1), 74-85.
- Qian, X., Gray, D. H. und Woods, R. D. (1993). "Voids and granulometry: effects on shear modulus of unsaturated sands." *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 119(2), 295-314.
- Quade, J. und Messtorff-Lebius, V. (1983). *Einflussflächen für Rechteckplatten auf Winklerscher Unterlage*, Bauakademie der Deutschen Demokratischen Republik, Berlin.

- Randolph, M. F. und Houlsby, G. T. (1984). "The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil." *Géotechnique*, 34(4), 613-623.
- Repnikov. (1967). "Calculation of beams on an elastic base combining the deformative properties of a Winkler base and an elastic mass." *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 384.
- Richwien, W. und Lesny, K. (2008). "Geotechnik 1; Konstruktionen in der Geotechnik". Skript zur Vorlesung; Universität Duisburg - Essen; Abteilung Bauingenieurwesen; Grundba und Bodenmechanik.
- Rismanchian, A. und Craig, W. H. (2010). "Soil-pipeline behaviour in lateral buckling on dense sand." *Physical Modelling in Geotechnics*, Zurich, CRC Press, 645-650.
- Rivkin, S. A. (1969). *Design of foundations taking into account the superstructure behavior and inelastic deformations of soil and reinforced concrete*, Consultants Bureau, a division of Plenum Publishing Corporation, New York.
- Sayir, M. B. (2001). "Mechanik 2 - Deformierbare Körper". Autographie zur Vorlesung Mechanik; Institut für Mechanik, ETH Zürich.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. und Bonnier, P. G. (1999). "The hardening soil model: Formulation and verification." *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS*, 1-16.
- Schätzing, F. (2006). *Nachrichten aus einem unbekanntem Universum - Eine Zeitreise durch die Meere*, Verlag Kiepenheuer & Witsch, Köln.
- Schmidt, H. (1991). "Erddruckfragen bei Tunnelbauwerken der offenen Bauweise." *Bauingenieur*, 66, 517-527.
- Schnitter, G. (1960). "Streifenfundamente und streifenförmige Gründungskörper mit Einzellasten." ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau, Zürich.
- Schofield, A. N. (1980). "Cambridge geotechnical centrifuge operations." *Géotechnique*, 30(2), 227-268.
- Schofield, A. N. (1998). "Geotechnical centrifuge development can correct soil mechanics errors." *Centrifuge 98*, Balkema, Rotterdam, 923-929.
- Schultze, E. (1964). "Zur Definition der Steifigkeit des Bauwerks und des Baugrundes sowie der Systemsteifigkeit bei der Berechnung von Gründungsbalken und -platten." *Bauingenieur*, 39, 222.
- Schultze, E. (1970). *Die Kombination von Bettungszahl- und Steifezahlverfahren*, Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Aachen, Aachen.
- Schwedler, J. W. (1889). *Beiträge zur Theorie des Eisenbahn-Oberbaues*.
- Selig, E. T. (1989). "In Situ Stress Measurements." *Symposium on State of the Art of Pavement Response Systems for Roads and Airfields*, W. Lebanon, NH.
- Shahu, J. T. und Yudhbir. (1998). "Model tests on sands with different angularity and mineralogy." *Soils and Foundations*, 38(4), 151-158.
- Sherif, G. (1973). "Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten und ihre Auswertung," Technische Universität Aachen, Aachen.
- SIA. (2003a). "Betonbau." *SIA - Bauwesen*, 262.
- SIA. (2003b). "Betonbau - Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262." *SIA - Bauwesen*, D 0192.
- SIA. (2003c). "Einwirkungen auf Tragwerke." *SIA - Bauwesen*, 261.
- SIA. (2003d). "Geotechnik." *SIA - Bauwesen*, 267.
- SIA. (2003e). "Geotechnik - Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267." *SIA - Bauwesen*, D 0197.
- SIA. (2003f). "Grundlagen der Projektierung von Tragwerken." *SIA - Bauwesen*, Norm 260.
- Siemer, H. (1967). "Spannungen und Setzungen des Halbraums unter einfachen Flächenlasten und unter Grundkörpern aus waagerechter Beanspruchung," Technische Universität Aachen, Aachen.
- Siemer, H. (1974). "Das Problem der Sohreibung bei der Berechnung starrer und elastischer Fundamente." *Technische Akademie Wuppertal - Berichte - Flächengründungen*, 14, 74-86.

- Siemer, T. (1996). "Zentrifugenmodellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund infolge stossartiger Belastung," Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Smoltczyk, U., Netzel, D. und Kany, M. (2001). "Flächengründungen." Grundbau Taschenbuch, U. Smoltczyk, ed., Ernst und Sohn, Berlin, 1-86.
- Sommer, H. (1965). *Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig aus-gesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten*, VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Sovinc, I. (1974). "Die Berechnung von Flächengründungen unter Berücksichtigung nichtlinearer, viskoser Deformationen des Baugrundes." *Technische Akademie Wuppertal - Berichte - Flächengründungen*, 14, 55-66.
- Springman, S., Laue, J., Boyle, R., White, J. und Zweidler, A. (2001). "The ETH Zurich Geotechnical Drum Centrifuge." *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(1), 59-70.
- Springman, S. M. (2003). "Geotechnik III". Skript zur Vorlesung Geotechnik III; Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- Springman, S. M. (2008). "Niels Krebs Ovesen: his Legacy to Physical Modelling." *XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Madrid, Dansk Geotechnisk Forening, 59-70.
- Springman, S. M. (2009). "Theoretische und Experimentelle Bodenmechanik". Skript zur Vorlesung Theoretische und Experimentelle Bodenmechanik; Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- Springman, S. M., Laue, J. und Sharma, J. (2006). "Modelling in Geotechnics - Script". Skript zur Vorlesung Physical Modelling in Geotechnics; Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- Springman, S. M. und Mayor, P. (2010). *Bodenmechanik*, Skript zur Vorlesung Bodenmechanik; Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- Springman, S. M., Nater, P., Chikatamarla, R. und Laue, J. (2002). "Use of flexible tactile pressure sensors in geotechnical centrifuges." *International Conference of Physical Modelling in Geotechnical Engineering*, Balkema, 113-118.
- Stähli, P. (2008). "Ultra-Fluid, Oriented Hybrid-Fibre-Concrete," Doktorarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Steenfelt, J. S., Mikkelsen, H., Leth, C. T. und Madsen, J. (2003). "Design and verification of shallow glass roof foundation by large scale plate loading tests." *Symposium International FONDSUP 2003*.
- Stewart, D. P., Boyle, R. S. und Randolph, M. F. (1998). "Experience with a new drum centrifuge." *Centrifuge 98*, Balkema, Rotterdam, 35-40.
- Stewart, D. P. und Randolph, M. F. (1994). "T-Bar Penetration Testing in Soft Clay." *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 120(12), 2230-2235.
- Studer, J. A., Laue, J. und Koller, M. G. (2007). *Bodendynamik*, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical centrifuge technology*, Blackie Academic and Professional, London.
- Tekscan. (2007). *User Manual*, Tekscan Inc., South Boston.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Robert College Konstaninopel, Istanbul (Konstaninopel).
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, J. Wiley, New York.
- Thielen, A. (2008). "Einfluss der Bodensättigung auf die Stabilität von Hängen," Dissertation, ETH Zürich, Zürich.
- Tomlinson, M. J. (1980). *Foundation Design and Construction*, Pitman Publishing Ltd., London.
- Trausch Giudici, J. L. (2003). "Stress-strain characterisation of Seebodenlehm," Doktorarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Triantafyllidis, T. (1999). "Arbeitsblätter für Grundbau". Skript zur Vorlesung; Ruhr - Universität Bochum; Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik.

- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. und Pufahl, D. E. (1999). "The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till." *Géotechnique*, 49(2), 143-159.
- von Soos, P. (1996). *Grundbautaschenbuch 5 edn.*, Ernst & Sohn, Berlin.
- Weber, T. M. (2007). "Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen," Doktorarbeit; Diss-ETH Nr. 17321, ETH Zürich, Zürich.
- Weiss, K. (1970). "Der Einfluss der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente." *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 25.
- Wheeler, S. J. und Karube, D. (1995). "State of the art Report - Constitutive modelling." *1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, Balkema, Rotterdam, 1323-1356.
- Wiener. (1968). "Einfluss von Verdrückungen auf Setzungen und Sohldruckverteilung bei Fundamenten auf Sand." *Fachtagung Grundbau und Baugrundmechanik VEB Baugrund*, Berlin 227.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, Domenico, Prag.
- Wommelsdorff, O. (2005). *Stahlbetonbau - Bemessung und Konstruktion; Teil 1*, Werner Verlag, München.
- www.stratec-gmbh.de.
- Zimmermann, H. (1888). *Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues*, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Zimmermann, H. (1930). *Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues*, Ernst & Sohn, Berlin.

15 Anhänge

15.1 Berechnungsbeispiel zum Verfahren nach Kany

Zum allgemein besseren Verständnis der Vorgehensweise der nachfolgenden Berechnung sei auf Kapitel 15.1.1 verwiesen.

Zuerst werden allgemein wichtige Grundlagenwerte zur untersuchten Foundation ermittelt; untersucht wird beispielhaft das Fundament "arn_30":

Mittlere Bodenpressung: $q = 201 \text{ kN/m}^2$
Streifenbreite a : $a = 5.6 \text{ m} / 10 = 0.56 \text{ m}$
Streifenlänge B : $B = 5.6 \text{ m}$

Danach folgt die Berechnung der Setzungen unter den kennzeichnenden Punkten P_K und P_2 (vgl. Abb. 15.1) anhand von Kurventafeln (vgl. Abb. 15.2; Abb. 15.3).

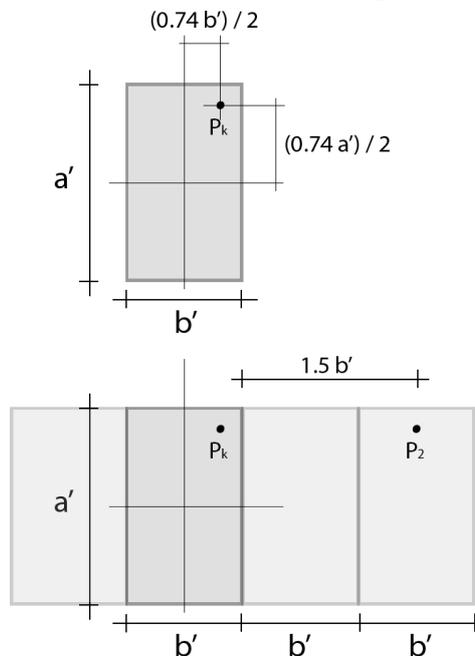


Abb. 15.1: Fundamentstreifen mit der Breite b' , welche 0.56 m entspricht. Lage des kennzeichnenden Punktes P_k des 1. Feldes und P_2 eines weiteren Feldes

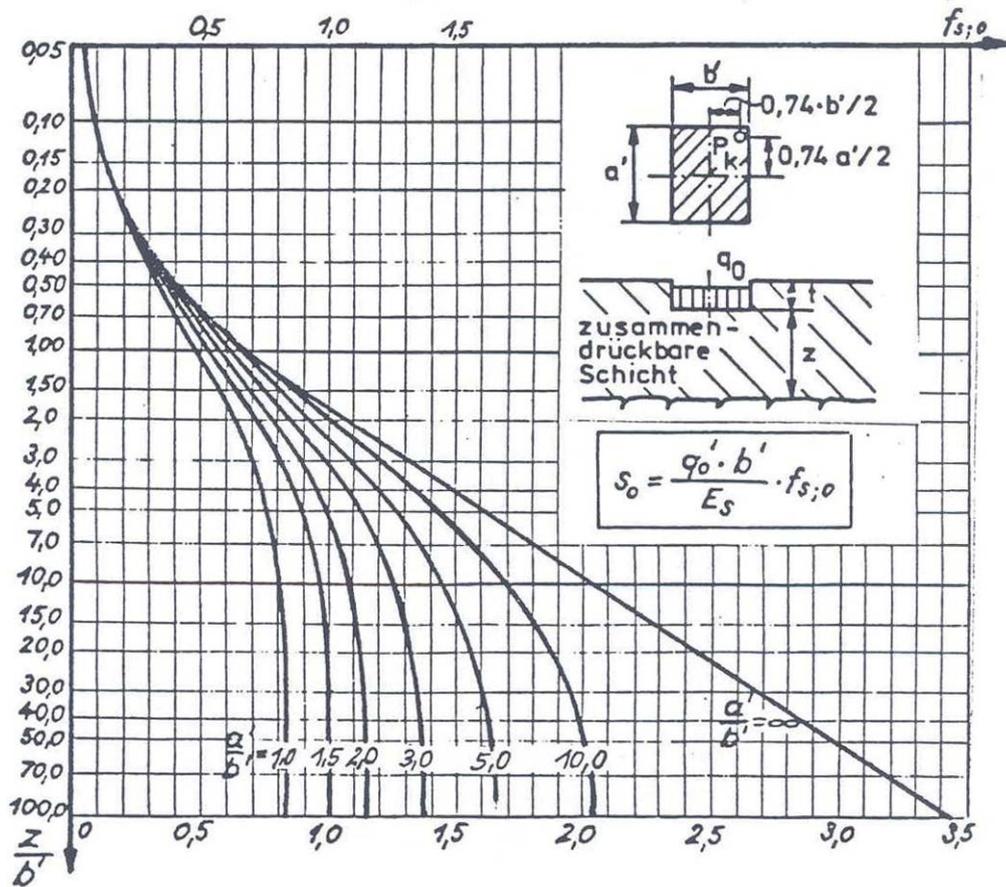


Abb. 15.2: Graphik zur Ermittlung von $f_{s,0}$ nach Kany (1974a) (Jessberger, 1997)

Für die Abb. 15.1, Abb. 15.2 und Abb. 15.3 gilt: $a' = B$; $b' = a$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{5.6}{0.56} = 10 \tag{15.1}$$

$$\frac{z}{b'} = \frac{7.5}{0.56} = 13.39 \tag{15.2}$$

$f_{s,0} = 1.79$ (anhand Abb. 15.2)

Damit werden nun die Setzung s_0 in P_K und der dazugehörige Kehrwert c_0 des Bettungsmoduls bestimmt.

$$s_0 = \frac{f_{s,0} \cdot q_0' \cdot a}{M_E} = \frac{1.79 \cdot 201 \text{ kPa} \cdot 0.56 \text{ m}}{35000 \text{ kPa}} = 0.00576 \text{ m} \tag{15.3}$$

$$c_0 = \frac{s_0}{q_0'} = \frac{0.00576}{201} = 0.00002866 \frac{\text{m}^3}{\text{kN}} \tag{15.4}$$

Der dazu ermittelte Bettungsmodul $1/c_0$ liegt bei ca. 35 MPa. Dieser Wert entspricht in etwa der Vorgabe nach Lang et al. (1996) aus Kapitel 9.2.

Gleichermassen werden s_2 und c_2 anhand der Abb. 15.3 bestimmt.

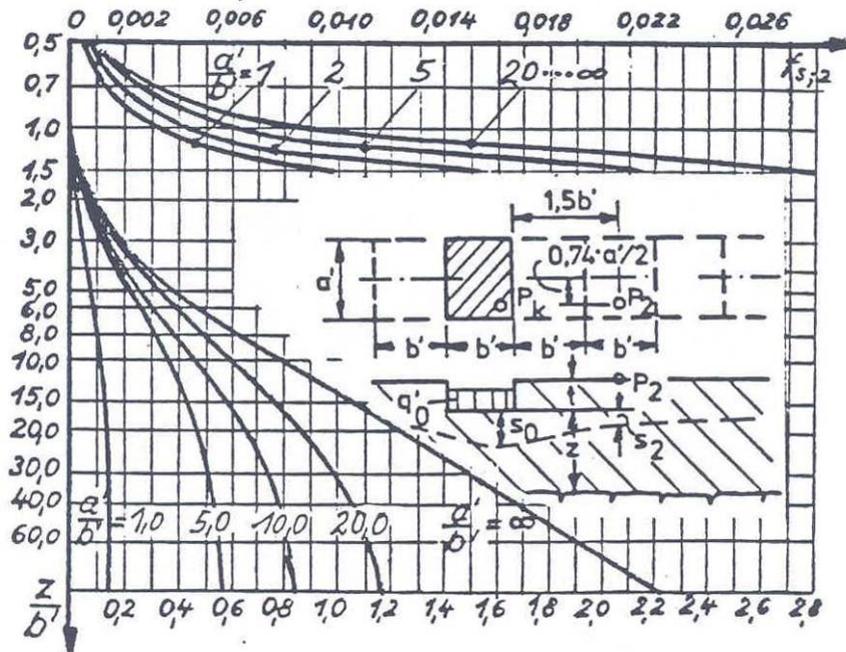


Abb. 15.3: Graphik zur Ermittlung von $f_{s,2}$ nach Kany (1974a) (Jessberger, 1997)

$$f_{s,2} = 0.55$$

$$s_2 = \frac{f_{s,2} \cdot q_0' \cdot a}{M_E} = \frac{0.55 \cdot 201 \text{ kPa} \cdot 0.56 \text{ m}}{35000 \text{ kPa}} = 0.00177 \text{ m} \quad 15.5$$

$$c_2 = \frac{s_2}{q_0'} = \frac{0.00177}{201} = 0.00000881 \frac{\text{m}^3}{\text{kN}} \quad 15.6$$

Mit diesen Werten ergibt sich die Formzahl k_1 folgendermassen:

$$k_1 = \left(\frac{c_0}{c_2} - 1 \right) \cdot 0.3536 = 0.80 \quad 15.7$$

Weiter muss noch die Systemsteifigkeit η definiert werden:

$$\eta = \frac{c_0}{\alpha} \quad 15.8$$

Wobei α die Balkenbiegesteifigkeit ist:

$$\alpha = \frac{a^4 \cdot B}{EI} \text{ mit} \quad 15.9$$

$$I = \frac{B \cdot d^3}{12} \quad 15.10$$

Damit wird η :

$$\eta = \frac{c_0 \cdot E \cdot d^3}{a^4 \cdot 12} = \frac{0.00002866 \frac{\text{m}^3}{\text{kN}} \cdot 69 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.2^3 \text{ m}^3}{0.56^4 \text{ m}^4 \cdot 12} = 13.4 \quad 15.11$$

und ist damit unabhängig von der Breite B.

Somit sind die notwendigen Steifigkeitswerte der Fundation bekannt. Mit diesen Werten kann nun anhand der Tabellen 8 in Kany (1974a) die Spannungsverteilung ermittelt werden.

Dazu werden für die in Abb. 15.4 dargestellten Felder Einflusslinien aufgrund der Einzellast P aufgezeichnet. Die Bestimmung dieser Einflusslinien erfolgt dabei mit den erwähnten Tabellen 8. Konsultiert man Abb. 15.5, erkennt man, dass erwartungsgemäss der Einfluss der Einzellast P auf Feld 1 klein ist. Dieser Einfluss steigt mit der Feldnummer an. Wäre die Laststellung nicht mittig, sondern exzentrisch, ergäbe sich eine andere Spannungsverteilung, da der Einfluss der Last auf die äusseren Felder zunehmen würde.

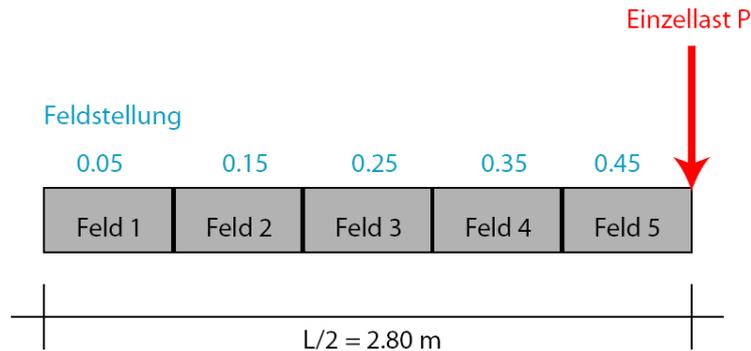


Abb. 15.4: Felder für die Ermittlung der Einflusslinien und die Spannungsverteilung

Da in den Tabellen 8 für η nur die Werte 10 und 20 vertreten sind, wird für den Wert 13.4 der Mittelwert zwischen den Werten für 10 und 20 gewählt. Auch die Formzahl k_1 muss näherungsweise zu 0.7 angenommen werden. Anhand der so erhaltenen Tabelle können die Einflusslinien (vgl. Abb. 15.5) gezeichnet werden.

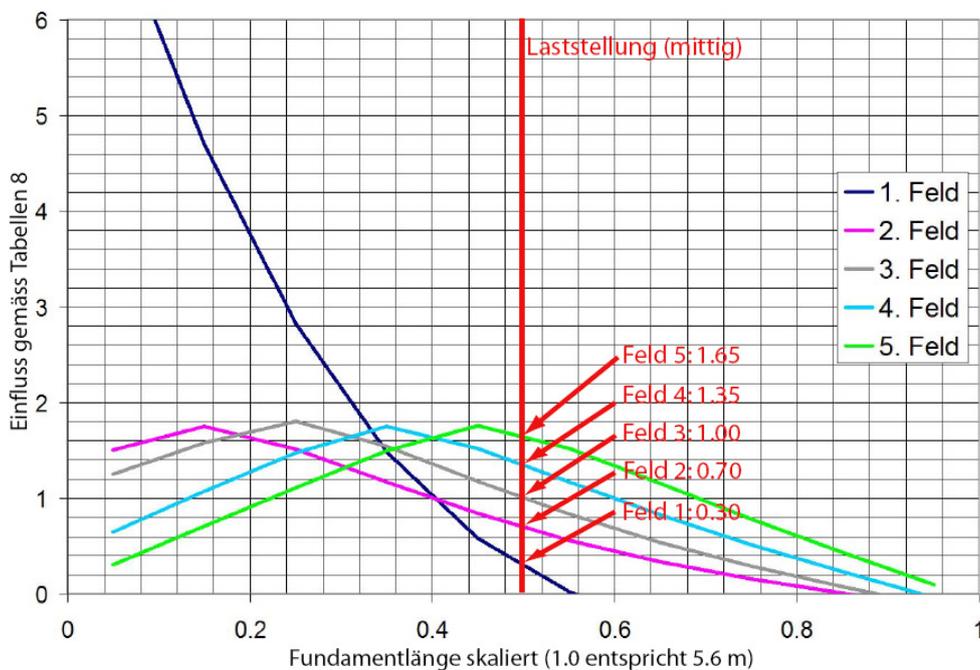


Abb. 15.5: Einflusslinien für mittige Laststellung nach dem Verfahren nach Kany (1974a).
Abszisse: Laststellung des Fundaments (0.5 entspricht der Fundamentmitte); Ordinate: Lastanteil (Einfluss)

Anhand dieser Einflusslinien und den entsprechenden Werten pro Feld (z.B. 1.65 für Feld 5) für die mittige Laststellung lässt sich die Spannungsverteilung anhand der Tabelle 15-1 berechnen. Dazu wird der Massstabsfaktor benötigt, der folgendermassen definiert ist:

$$M = \frac{P}{A \cdot B} \quad 15.12$$

Das heisst, dass M der mittleren Sohlpressung entspricht, welche hier bereits bekannt ist und 201 kPa beträgt. Bei mehreren vorhandenen Lasten findet die Formel 15.12 aber durchaus Anwendung zur Bestimmung der mittleren Sohlpressung.

Tabelle 15-1: Ermittlung der Sohlpressung nach dem Verfahren nach Kany

Feldstellung [-]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45
Lastanteil gemäss Einflusslinie P [-]	0.3	0.7	1	1.35	1.65
Massstabsfaktor M [kPa]	201	201	201	201	201
Sohlpressung = M · P [kPa]	60.3	140.7	201	271.4	331.7

15.1.1 Bemerkung zur Funktionsweise des Verfahrens nach Kany

Dieses Verfahren mutet in der Anwendung relativ umständlich und unübersichtlich an. Als Anwender ist man sich der Schritte, welche zur Lösung führen, vielleicht auch gar nicht bewusst. Aus diesen Gründen wird hier das Ablaufschema nochmals in Worte gefasst, damit die Funktionsweise und der Unterschied zu Spannungstrapez- und Bettungsmodulverfahren deutlich werden:

- a) Anhand der Fundamentabmessungen werden an einem Streifenelement die Setzungen im kennzeichnenden Punkt und der Kehrwert des Bettungsmoduls c_0 bestimmt.
- b) An einem nicht unmittelbar benachbarten Element (vgl. Abb. 15.1) wird ebenfalls die Setzung im kennzeichnenden Punkt bestimmt. Das Verhältnis dieser beiden Setzungen ergibt die Formzahl k_1 , welche somit von der Grösse der zusammendrückbaren Schicht, von der Fundamentlänge- und breite und vom Bettungsmodul ($1/c_0$) abhängig ist.
- c) Es wird die Systemsteifigkeit η bestimmt, welche vom Kehrwert c_0 des Bettungsmoduls des zentralen Plattenelements und der Biegesteifigkeit der Fundamentplatte abhängig ist.

Mit der Formzahl und der Systemsteifigkeit sind alle wichtigen Parameter, welche zur korrekten Beschreibung des Foundationssystems notwendig sind, enthalten. Der Einfluss der Setzung eines Fundamentstreifens auf die benachbarten Fundamentstreifen wird durch die Formzahl beschrieben. In dieser Beschreibung liegt denn auch der einzige Unterschied zum Bettungsmodulverfahren, welches auf die Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung der Federn, welche auch im Verfahren nach Kany durch den Bettungsmodul beschrieben sind, verzichtet.

Das heisst also, dass im Sinne der Elastizitätstheorie, allen Einflüssen, welche das Tragverhalten der Foundation bestimmen, Rechnung getragen wird.

- d) Mit der Systemsteifigkeit und der Formzahl können anhand von Tabellenwerken die Einflusslinien je nach Laststellung aufgezeichnet werden.
- e) aus diesen Einflusslinien wird mit Hilfe des Massstabsfaktors die Sohldruckverteilung bestimmt.

15.2 Verzeichnis der Zentrifugenmodellversuche

Abkürzungserklärung:

co: column (in Plattenmitte)
 wam: wall middle (mittige Wand)
 wau: wall unloaded (seitliche, unbelastete Wand)
 was: wall on the side (seitliche, belastete Wand)
 mcc: microconcrete-tests; concrete (Betonplattenversuche; Betonplatte)
 mca: microconcrete-tests: aluminium (Betonplattenversuche; Aluminiumplatte)
 na: nicht ausgesteift
 a: ausgesteift
 PD: Plattendruckversuch
 FR: Frostriegel
 FV: Fundamentvertiefung
 s: steife Foundation

Tabelle 15-2: Übersicht über die durchgeführten Versuche

	Versuchsname	Datum	Symbol	Material	Plattendicke	g-Niveau
	<i>1. Versuchsreihe</i>					
1	arn_01_co	13.11.2007		Alu/Sand	4	50
2	arn_02_co	14.12.2007		Alu/Sand	6	50
3	arn_03_co	14.12.2007		Alu/Sand	2	50
4	arn_04_co	18.12.2007		Alu/Sand	5	50
5	arn_05_co	18.12.2007		Alu/Sand	4	50
6	arn_06_co	22.01.2008		Alu/Sand	3	50
7	arn_07_wam	22.01.2008		Alu/Sand	4	50
8	arn_08_2was	22.01.2008		Alu/Sand	4	50
9	arn_09_wam_2wau	29.01.2008		Alu/Sand	4	50
10	arn_10_co_2wau	29.01.2008		Alu/Sand	4	50

15.2 Verzeichnis der Zentrifugenmodellversuche

11	arn_11_2was	29.01.2008		Alu/Sand	3	50
	<i>2. Versuchsreihe</i>					
12	arn_12_co	17.07.2008		Alu/Sand	4	50
13	arn_13_2wau	16.07.2008		Alu/Sand	4	50
14	arn_14_4wau	18.07.2008		Alu/Sand	4	50
15	arn_25_mcc	18.07.2008		Beton/Sand	16	50 statt 25
16	arn_15_4wau_wam	07.08.2008		Alu/Sand	4	50
17	arn_16_wam	07.08.2008		Alu/Sand	4	50
18	arn_14_4wau/W	12.08.2008		Alu/Sand	4	50
19	arn_17_wam_2wau	12.08.2008		Alu/Sand	4	50
20	arn_18_co	14.08.2008		Alu/Sand	8	50
21	arn_22_mca	14.08.2008		Alu/Sand	12	50
22	arn_23_co_mca	18.08.2008		Alu/Sand	6	50
23	arn_24_co_mca	18.08.2008		Alu/Sand	12	25
24	arn_25_mcc/W	20.08.2008		Beton/Sand	16	25
25	arn_27_mcc	20.08.2008		Beton/Sand	16	25
26	arn_19_2was	11.09.2008		Alu/Sand	4	50
27	arn_20_2was_co	11.09.2008		Alu/Sand	4	50
28	arn_21_2was_wam	16.09.2008		Alu/Sand	4	50
29	arn_26_mcc	16.09.2008		Beton/Sand	16	25
30	arn_22_co_mca/W	19.09.2008		Alu/Sand	12	50
31	arn_23_co_mca/W	19.09.2008		Alu/Sand	6	50
32	arn_16_wam/W	22.09.2008		Alu/Sand	4	50
33	arn_24_co_mca/W	22.09.2008		Alu/Sand	12	25
34	arn_19_2was/W	29.10.2008		Alu/Sand	4	50
35	arn_23_co_mca/2W	29.10.2008		Alu/Sand	6	50
36	arn_13_2wau_W	18.03.2009		Alu/Sand	4	50

15 Anhänge

37	arn_23_co_mca_3W	18.03.2009		Alu/Sand	12	50
38	arn_12_co_W	20.03.2009		Alu/Sand	4	50
39	na_fels_0grad_1	25.03.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
40	a_fels_0grad_1	25.03.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
41	na_fels_0grad_2	31.03.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
42	a_fels_0grad_2	31.03.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
43	a_fels_0grad_3	31.03.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
44	na_fels_12grad_1	03.04.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
45	a_fels_20grad_1	03.04.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
46	na_fels_20grad_1	07.04.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
47	a_fels_12grad_1	07.04.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
48	na_ton_1	20.05.2009		Alu/Ton	4	50

15.2 Verzeichnis der Zentrifugenmodellversuche

3. Versuchsreihe						
49	arn_33_co	22.09.2009		Alu/Sand	starr	50
50	arn_34_co	22.09.2009		Alu/Sand	starr	50
51	arn_35_co	28.09.2009		Alu/Sand	starr	50
52	arn_38a_co	28.09.2009		Alu/Sand	4	50
53	arn_40_co	30.09.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
54	arn_40a_co	30.09.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
55	arn_40b_co	30.09.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
56	arn_41_co	30.09.2009		Alu/Sand/Fels	4	50
57	arn_38_co	19.10.2009		Alu/Sand	4	50
58	arn_39a_co	19.10.2009		Alu/Sand	4	50
59	arn_33a_co	21.10.2009		Alu/Sand	starr	50
60	arn_35a_co	21.10.2009		Alu/Sand	starr	50
61	arn_31_PD	26.10.2009		Alu/Sand	starr	25
62	arn_32_PD	26.10.2009		Alu/Sand	starr	50
63	arn_36_co	27.10.2009		Alu/Sand	4	50
64	arn_37_co	27.10.2009		Alu/Sand	4	50
65	arn_43_wam_2was	05.11.2009		Alu/Sand	4	50
66	arn_43_wam_2was_W	05.11.2009		Alu/Sand	4	50
67	arn_39_co	10.11.2009		Alu/Sand	4	50
68	arn_45_FR	10.11.2009		Alu/Sand	4	50
69	arn_30_co	13.11.2009		Alu/Sand	4	50
70	arn_44_FV_a	16.11.2009		Alu/Sand	1.5 ; 5	50
71	arn_44_FV_b	16.11.2009		Alu/Sand	3 ; 8	50
72	arn_45_FR_b	17.11.2009		Alu/Sand	1.5 ; 3	50
73	arn_28_co	23.03.2010		Alu/Sand trocken	4	50

74	arn_28a_co	15.04.2010		Alu/Sand trocken	4	50
75	arn_28b_co	16.04.2010		Alu/Sand trocken	4	50
76	arn_29_co	24.03.2010		Alu/Sand	4	50
77	arn_77_s	14.09.2010		Alu/Sand	steif	50
78	arn_78_4wau_L	14.09.2010		Alu/Sand	steif	50

15.3 Messungen mit den Dehnmessstreifen

Tabelle 15-3: Resultate aus den Eichtests für die DMS

Plattenstruktur (in Versuch verwendet)	DMS Nr.	Resultate Dehnung [-] ABAQUS	Resultate Dehnung [-] Eichtest
Einzelfundament d = 4.0 mm (arn_12_co)	DMS 1	$12 \cdot 10^{-6}$	$1.1 \cdot 10^{-6}$
	DMS 2	$-5.6 \cdot 10^{-6}$	$-19.6 \cdot 10^{-6}$
	DMS 3	$-32 \cdot 10^{-6}$	$-48.6 \cdot 10^{-6}$
	DMS 4	$-34 \cdot 10^{-6}$	$-29 \cdot 10^{-6}$
	DMS 5	$-13 \cdot 10^{-6}$	$-22 \cdot 10^{-6}$
	DMS 6	$-5.3 \cdot 10^{-6}$	$-9.1 \cdot 10^{-6}$
	DMS 7	$-23.7 \cdot 10^{-6}$	$-44.6 \cdot 10^{-6}$
	DMS 8	$14 \cdot 10^{-6}$	$-22 \cdot 10^{-6}$
	DMS 9	$-11.8 \cdot 10^{-6}$	$-50 \cdot 10^{-6}$
	DMS 10	$-12 \cdot 10^{-6}$	$-1.6 \cdot 10^{-6}$
	DMS 11	$-5.1 \cdot 10^{-6}$	$-47 \cdot 10^{-6}$
	DMS 12	$-7.2 \cdot 10^{-6}$	$7.2 \cdot 10^{-6}$
4 unbelastete Wände; eine mittige Wand belastet d = 4.0 mm (arn_15_4wam_wau)	DMS 1	$-5.9 \cdot 10^{-6}$	$13 \cdot 10^{-6}$
	DMS 2	$-7.8 \cdot 10^{-6}$	$6.9 \cdot 10^{-6}$
	DMS 3	$-2.4 \cdot 10^{-6}$	$-0.58 \cdot 10^{-6}$
Streifenfundament d = 4.0 mm (arn_16_wam)	DMS 1	$-4.3 \cdot 10^{-6}$	$60 \cdot 10^{-6}$
2 unbelastete Wände; eine mittige Wand belastet d = 4.0 mm (arn_17_wam_2wau)	DMS 1	$-3.0 \cdot 10^{-6}$	$-2.98 \cdot 10^{-6}$
Einzelfundament d = 8.0 mm	DMS 1	$-9.88 \cdot 10^{-6}$	$2.68 \cdot 10^{-6}$
	DMS 2	$-9.44 \cdot 10^{-6}$	$9.1 \cdot 10^{-6}$

(arn_18_co)			
Zwei seitliche, belastete Wände d = 4.0 mm	DMS 1 DMS 2 DMS 3	$-8.2 \cdot 10^{-7}$ $-2.0 \cdot 10^{-6}$ $-2.4 \cdot 10^{-7}$	$-8 \cdot 10^{-6}$ $-0.5 \cdot 10^{-6}$ $-2 \cdot 10^{-6}$
(arn_19_2was)			
Zwei seitliche, belastete Wände, eine mittige, belastete Wand d = 4.0 mm	DMS 1 DMS 2 DMS 3 DMS 4 DMS 5/6	$-1.2 \cdot 10^{-6}$ $5.6 \cdot 10^{-6}$ $-1.1 \cdot 10^{-6}$ $7.3 \cdot 10^{-7}$ $-5.2 \cdot 10^{-7}$	$1.4 \cdot 10^{-6}$ $-7.5 \cdot 10^{-6}$ $5.1 \cdot 10^{-6}$ $6 \cdot 10^{-6}$ $5 \cdot 10^{-6}$
(arn_21_2was_wam)			
Einzelfundament d = 12.0 mm	DMS 1 DMS 2	$-9.44 \cdot 10^{-6}$ $-9.57 \cdot 10^{-6}$	$11.1 \cdot 10^{-6}$ $14 \cdot 10^{-6}$
(arn_22_co_mca)			
Einzelfundament d = 6.0 mm	DMS 1 DMS 2	$-8.78 \cdot 10^{-6}$ $-7.51 \cdot 10^{-6}$	$8.5 \cdot 10^{-6}$ $12.8 \cdot 10^{-6}$
(arn_23_co_mca)			
Einzelfundament Beton d = 16.0 mm	DMS 1 DMS 2	$-13.7 \cdot 10^{-6}$ $8.19 \cdot 10^{-6}$	$7.8 \cdot 10^{-6}$ $17.6 \cdot 10^{-6}$
(arn_26_mcc)			

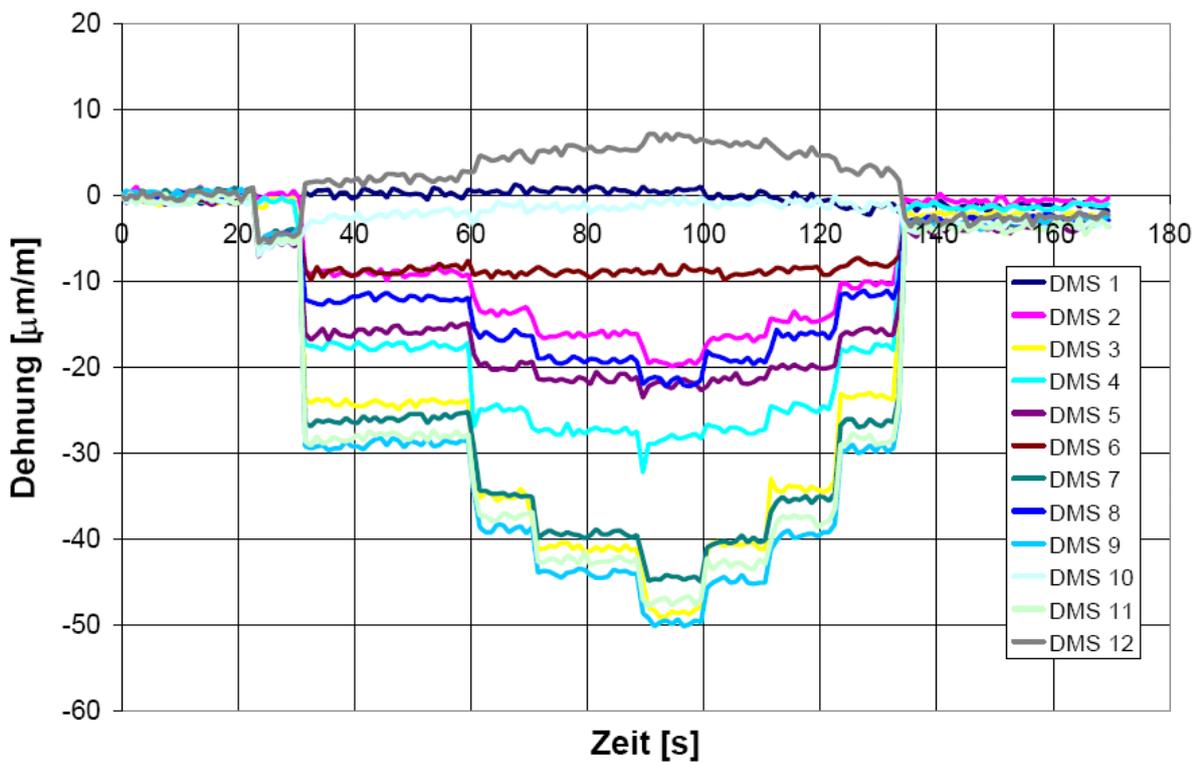


Abb. 15.6: Eichtest mit den Dehnungsmessungen für alle 12 DMS der Platte für den Versuch "arn_30"

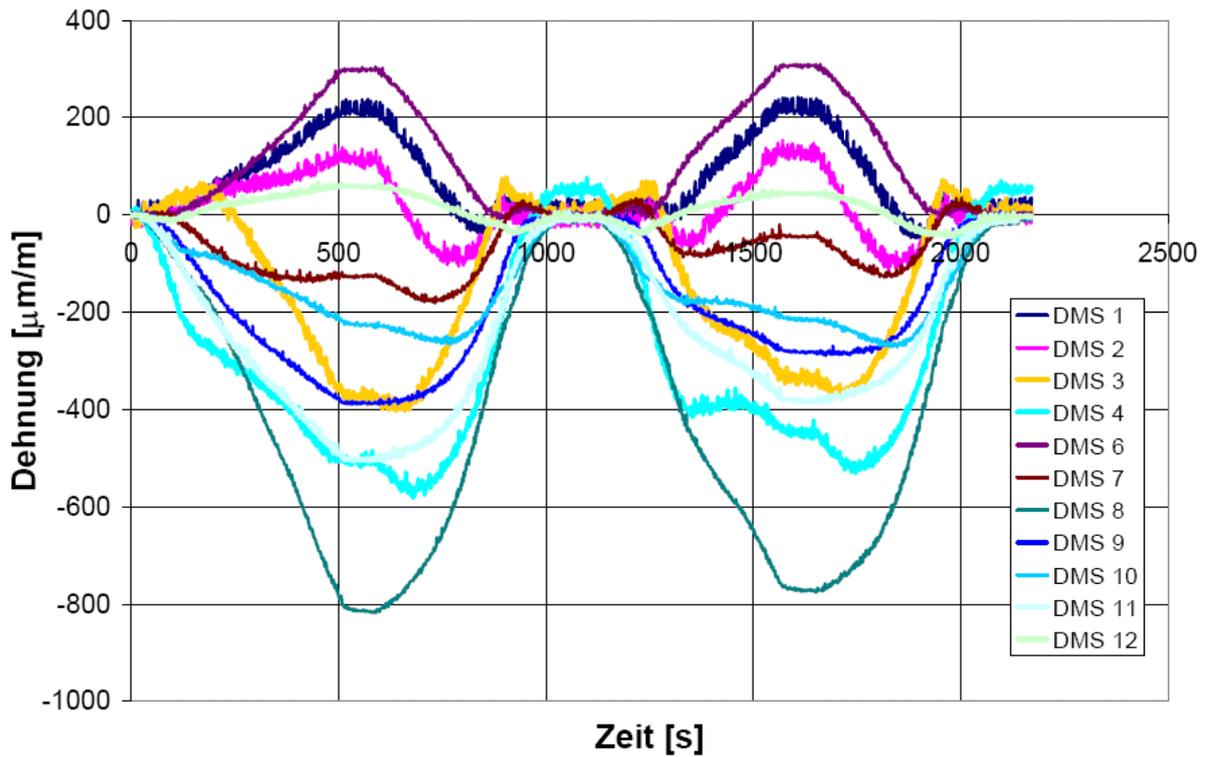


Abb. 15.7: Versuch "arn_30": Dehnungsmessungen aller DMS

15.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Vorkonsolidation des Birmensdorfer Tons

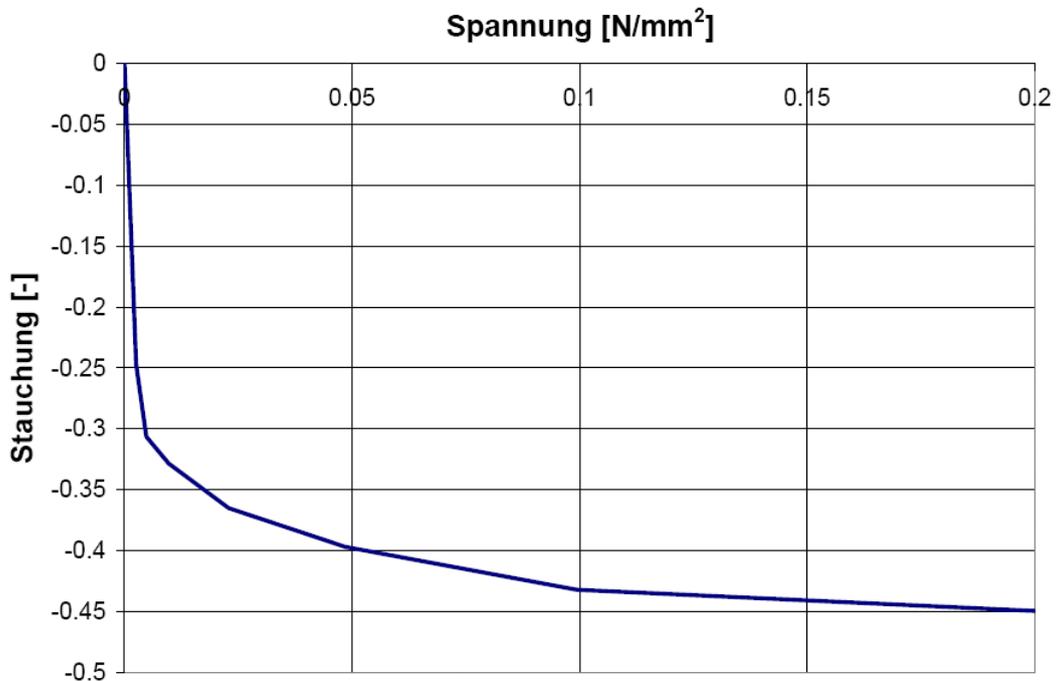


Abb. 15.8: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Vorkonsolidation des Birmensdorfer Tons. Maximale Spannung unter der Presse: 200 kPa = 0.2 N/mm^2 . Der M_E -Wert am Schluss der Vorkonsolidation beträgt 5820 kPa.

15.5 Grundlagen zu den numerischen Berechnungen mit PLAXIS

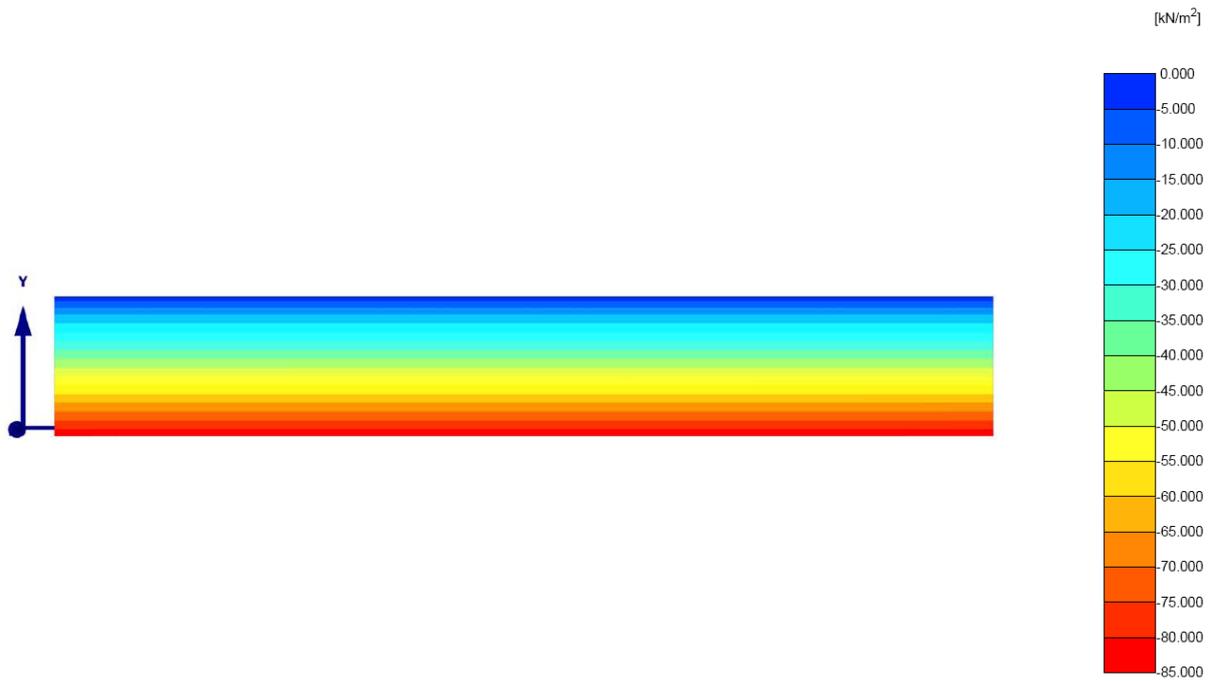


Abb. 15.9: Vertikale Spannung σ'_{yy} vor der Fundationsbelastung für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

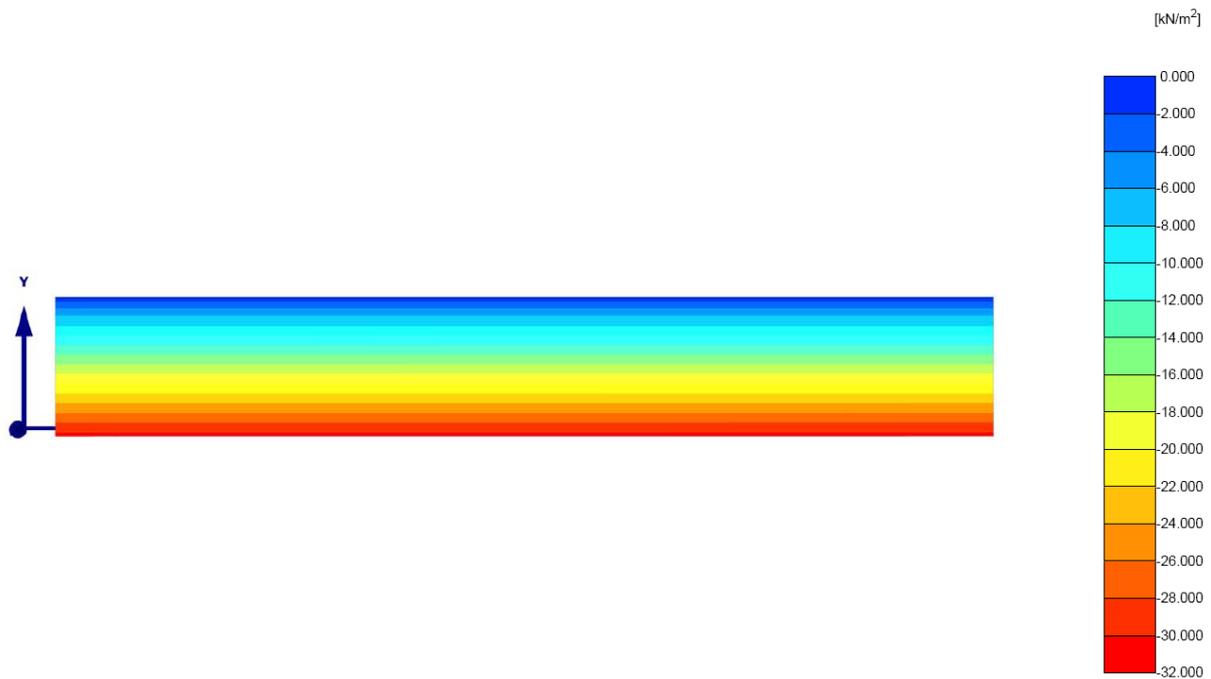


Abb. 15.10: Horizontale Spannung σ'_{xx} vor der Fundationsbelastung für den Versuch am Einzelfundament "arn_30" ($d = 4 \text{ mm}$)

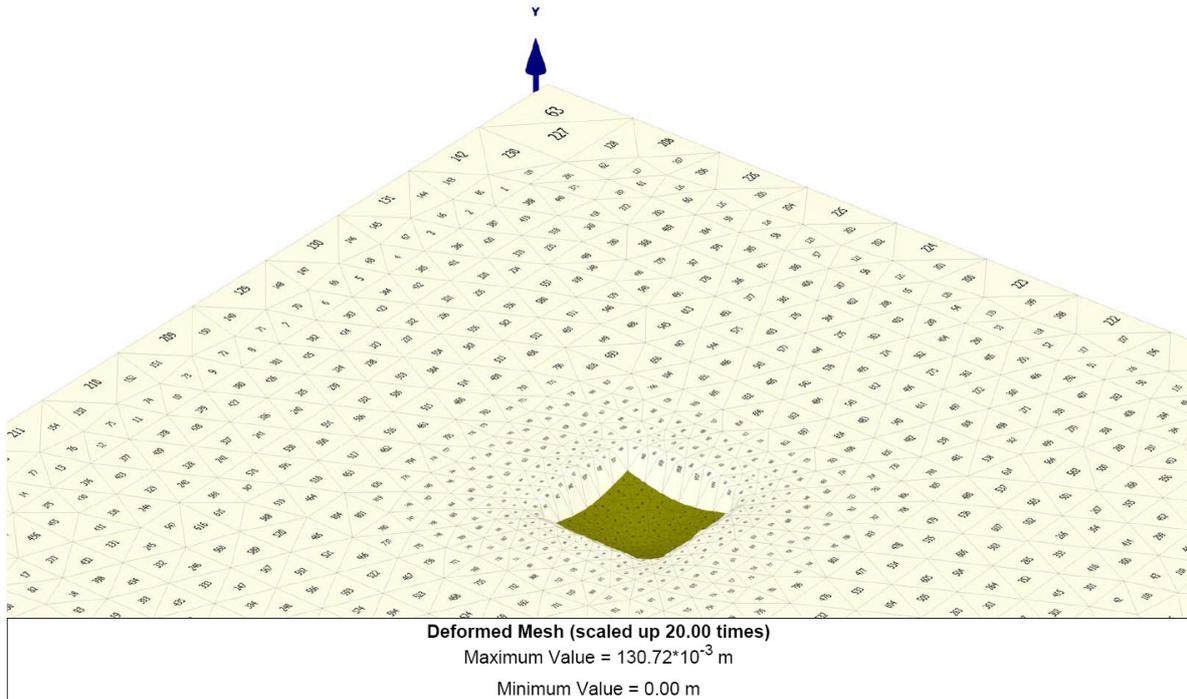


Abb. 15.11: Deformiertes FE-Netz aufgrund des Fundationsversuches am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm)

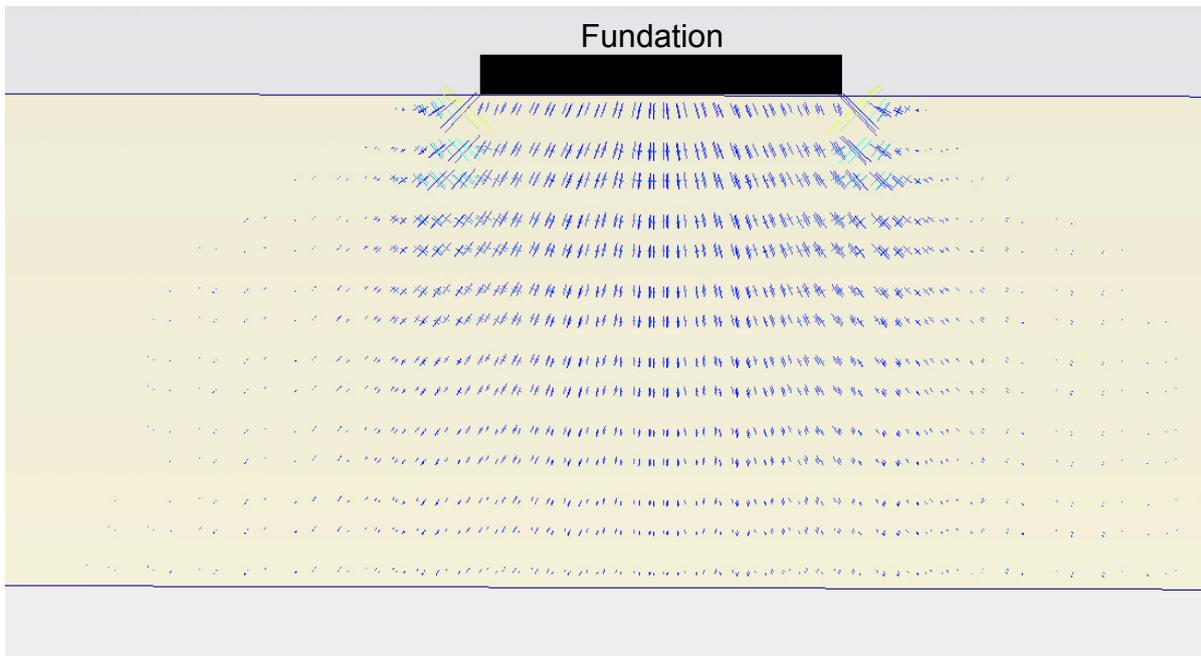


Abb. 15.12: Haupt-Dehnungs-Richtungen aufgrund des Fundationsversuches am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm) bei 10'000 kN

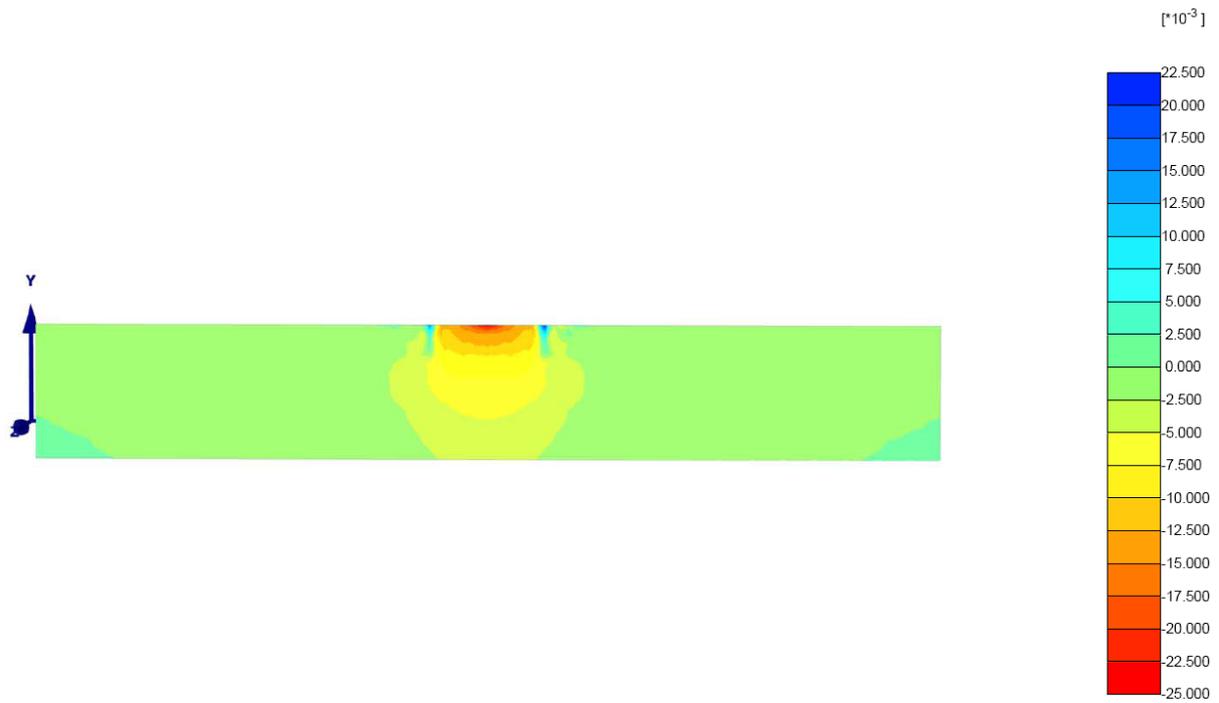


Abb. 15.13: *Totale volumetrische Dehnung aufgrund des Fundationsversuches am Einzelfundament "arn_30" (d = 4 mm) bei 10'000 kN*