

# Tragverhalten von nicht starren Flachfundationen unter Berücksichtigung der lokalen Steifigkeitsverhältnisse

von  
André Arnold

1. Auflage

Tragverhalten von nicht starren Flachfundationen unter Berücksichtigung der lokalen Steifigkeitsverhältnisse – Arnold

schnell und portofrei erhältlich bei [beck-shop.de](http://beck-shop.de) DIE FACHBUCHHANDLUNG

Thematische Gliederung:

[Geotechnik](#)

vdf Hochschulverlag 2012

Verlag C.H. Beck im Internet:

[www.beck.de](http://www.beck.de)

ISBN 978 3 7281 3400 4

# Tragverhalten von nicht starren Flach- fundationen unter Berücksichtigung der lokalen Steifigkeitsverhältnisse

André Arnold

Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich  
Band 242, Mai 2012

**IGT**

**v/d/f** vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich

Für Nils Raphael

„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)

ETH-Dissertation Nr. 19516  
© 2012, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich

ISBN: 978-3-7281-3400-4

---

**Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der  
Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind  
im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

## Vorwort

In der vorliegenden Arbeit wird ein Thema an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Konstruktion aufgegriffen, welches in der praktischen Arbeit der Bauingenieure bei der Bemessung und der Ausbildung von Gründungen von besonderer Bedeutung ist. Die Verteilung der Sohlpressungen unterhalb nicht starrer Flachfundationen als massgebende Belastungsgrösse zum Entwurf von Fundationsplatten wird dabei von den verschiedenen Disziplinen sehr unterschiedlich gehandhabt. In der Geotechnik wird ein flach gegründetes Bauwerk in der Regel auf eine Gründungsplatte reduziert, wohingegen in der Konstruktion der Baugrund durch meist elastisch angesetzte Federn mit in der Regel konstanten Steifigkeiten repräsentiert wird. Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag dazu, die beiden Disziplinen einander näher zu bringen.

Hierzu wurden von Herrn Arnold physikalische Modellversuche an Flachfundationen in der geotechnischen Zentrifuge des Instituts für Geotechnik durchgeführt, wobei eine Messung der Sohldruckverteilung in den Fundationsbelastungsversuchen mit Hilfe von druckempfindlichen Folien an ca. 2000 Stützpunkten möglich ist. Die untersuchten Fundationen variieren zum Einen in der Flexibilität der Gründungsplatte, zum anderen wird der Einfluss des aufgehenden Bauwerks durch aussteifende belastete und unbelastete Wände oder auch der Einfluss von Frostriegeln bzw. unterschiedlicher Dicken einer Fundationsplatte und der Einfluss der Sohlreibung berücksichtigt. Durch die simulierte Zunahme der Belastung wird vor Allem der Einfluss der sich ändernden Steifigkeit des Bodens und damit des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Boden und Bauwerk auf die Sohldruckverteilung herausgearbeitet.

Die Modellversuche werden durch sorgfältig durchgeführte Messungen an zwei realen Bauvorhaben in der Bauphase ergänzt, die Dr. Arnold, obwohl keine Finanzierung vorgesehen und vorhanden war, organisiert und durchgeführt hat. Mit dem dort gewählten Messprogramm liessen sich die Sohlpressungen unter jeweils zwei Stützen erfassen, welche mit Messungen in den aufgehenden Stützen und dem jeweils vorhandenen Baufortschritt korrelierbar waren. Die Messergebnisse korrelierten gut mit den Ergebnissen der Zentrifugenversuche und ermutigten Dr. Arnold in einigen seiner letzten Versuche einen idealisierten Prototyp der Feldversuche in seinen Modellversuchen abzubilden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen hat Dr. Arnold mit konventionellen analytischen Methoden und einfachen numerischen Berechnungen korreliert, um der Praxis die relevanten Auswirkungen in der Berechnung und Dimensionierung von Flachfundationen aufzuzeigen. Die von ihm gewonnenen Ergebnisse werden auch in der Zukunft weiterhelfen, die Systemsteifigkeit von Fundationen realistischer zu erfassen.

Dr. Jan Laue  
Prof. Dr. Sarah Springman

## 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 Unterlunkhofen 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, die sich aber trotzdem hilfreich für meine Arbeit eingesetzt haben, gebührt ebenfalls mein ganz grosses Dankeschön.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> .....	<b>I</b>
<b>Danksagung des Verfassers</b> .....	<b>III</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>V</b>
<b>Kurzfassung</b> .....	<b>XI</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>XV</b>
<b>TEIL 1: GRUNDLAGEN</b> .....	<b>1</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>3</b>
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
<b>2 Grundlagen und Methodik</b> .....	<b>7</b>
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
<b>3 Stand der Technik zum Tragverhalten von Flachfundationen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit</b> .....	<b>25</b>
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

<b>4 Zentrifugenmodelltechnik.....</b>	<b>51</b>
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
<b>5 Untersuchungen an entstehenden Gebäuden .....</b>	<b>89</b>
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
<b>6 Numerische Modellierung.....</b>	<b>107</b>
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
<b>TEIL II: MODELLIERUNG &amp; ERGEBNISSE.....</b>	<b>117</b>
<b>7 Zentrifugenmodellversuche .....</b>	<b>119</b>
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
<b>8 Ergebnisse aus den Messungen an entstehenden Gebäuden .....</b>	<b>183</b>
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
<b>9 Analytische und numerische Vergleichsrechnungen .....</b>	<b>191</b>
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
<b>TEIL III: DISKUSSION &amp; SCHLUSSFOLGERUNGEN .....</b>	<b>221</b>
<b>10 Diskussion und Schlussfolgerungen der Ergebnisse der Zentrifugenversuche .....</b>	<b>223</b>
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
<b>11 Vergleich zwischen analytischer, physikalischer und numerischer Modellierung und den Feldmessungen .....</b>	<b>239</b>
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
<b>12 Bemessungs-Empfehlungen für Flachfundationen .....</b>	<b>261</b>
12.1 Bemessung mit numerischen Programmen (FE-Programme).....	261
12.2 Bemessung ohne numerische Programme .....	263
<b>13 Ausblick .....</b>	<b>265</b>
<b>TEIL IV: REFERENZEN .....</b>	<b>269</b>
<b>14 Referenzen .....</b>	<b>271</b>
14.1 Abbildungsverzeichnis .....	271
14.2 Tabellenverzeichnis .....	281
14.3 Literaturverzeichnis .....	284

---

<b>15 Anhänge</b> .....	<b>293</b>
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-Setzungs-Kurven 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 schlaife 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 schlaife 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).

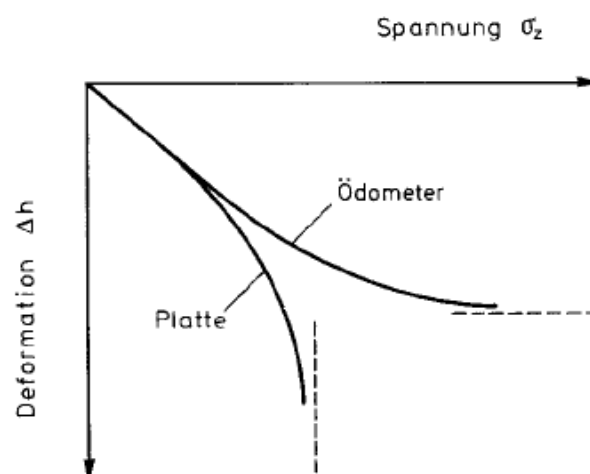


Abb. 2.1: Last-Setzungs-Kurven für den Ödometer- und den Plattendruckversuch nach Lang et al. (1996)

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]  
 $\sigma'_z$ : Vertikale effektive Spannung [kPa]  
 $\varepsilon_z$ : 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 [-]  
 $\sigma'_z$ : 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]  
 $\Delta h$ : 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.

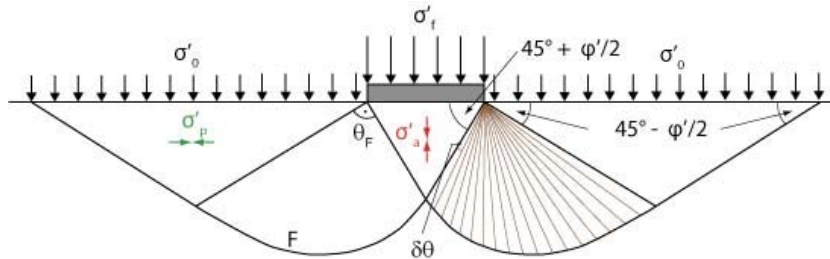


Abb. 2.2: Bruchfigur für drainiertes Bodenverhalten nach Terzaghi (1943) aus Springman (2009)

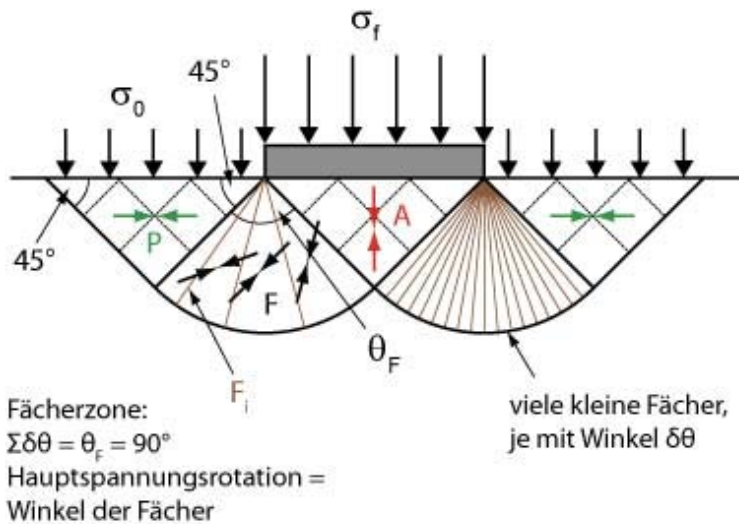


Abb. 2.3: Bruchfigur für undrainiertes Bodenverhalten nach Prandtl (1920) und Terzaghi (1943) aus Springman (2009)

Bevor sich diese Bruchfigur ausbilden kann, befindet sich die Fundation im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In dieser Phase, bevor der Winkel der inneren Reibung  $\varphi'$  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.

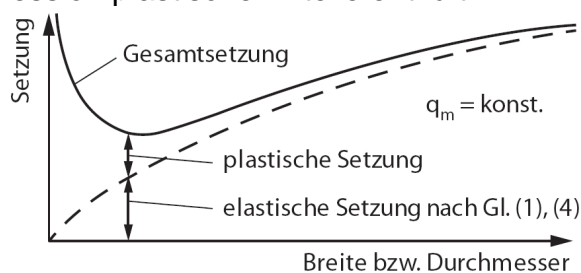


Abb. 2.4: Anteile „elastischer“ und „plastischer“ Setzung nach Pietsch (1982)

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.

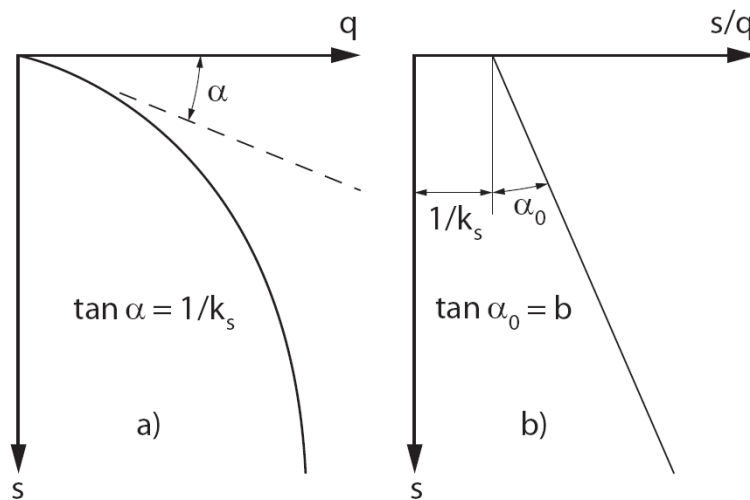


Abb. 2.5: Last-Setzungs-Verhalten von Flachfundationen im Bereich der Scherung in Laue (1996) nach Pietsch (1982).  $k_s$ : Bettungsmodul [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]  $\alpha$ : Neigung der Anfangssteifigkeit [ $^\circ$ ]  $\tan \alpha_0$ : Kehrwert der Bruchspannung [ $\text{m}^2/\text{kN}$ ]

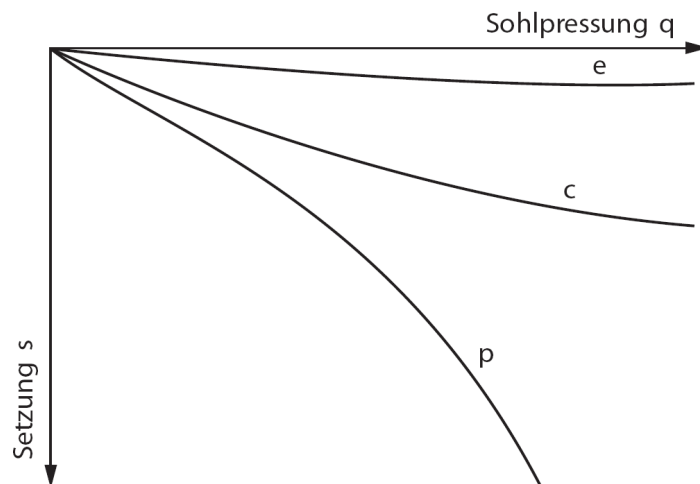


Abb. 2.6: Unterschiede in der Last-Setzungs-Beziehung je nach Setzungsart: e: reversibler Kompressionsanteil (elastische Setzung); c: irreversibler Kompressionsanteil (Verdichtungssetzung); p: plastische Setzung (seitliches Ausweichen). Nach Pietsch & Wiener (1985)

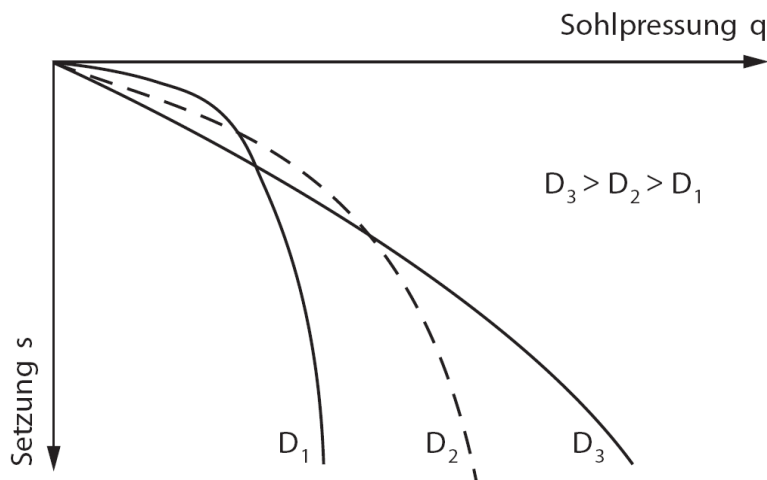


Abb. 2.7: Setzungsausmass in Abhängigkeit des Fundationsdurchmessers. Nach Pietsch & Wiener (1985)

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).

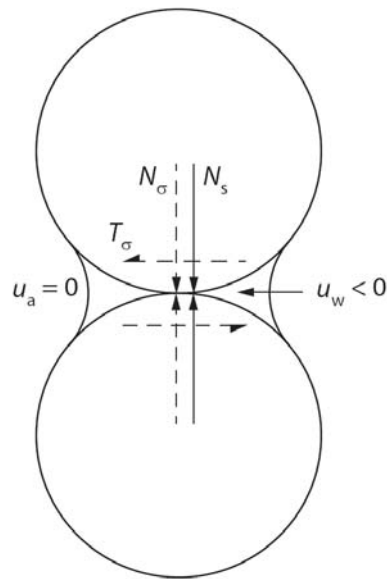


Abb. 2.8: Bildung von Menisken zwischen den Bodenkörnern nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007).  $N_\sigma$ : Intergranuläre Normalspannung;  $T_\sigma$ : Tangentielle Komponente der intergranulären Spannung;  $N_s$ : Intergranuläre Kraft aufgrund der Saugspannung

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

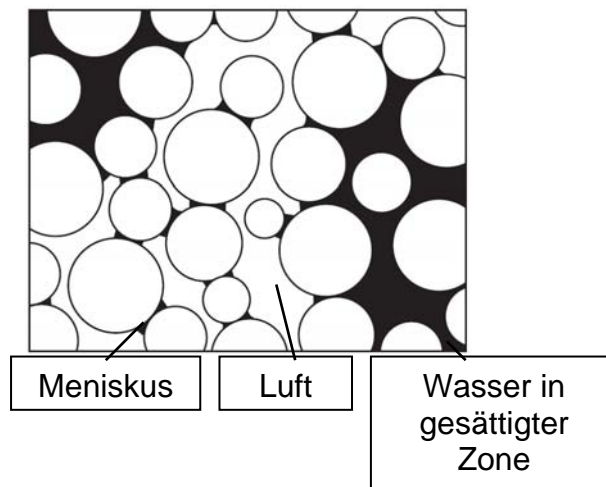


Abb. 2.9: Boden mit Zonen teilgesättigter und gesättigter Bodenporen nach Wheeler & Karube (1995) aus Ng & Menzies (2007)

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	[%]
$\gamma_d$ :	Trockenraumgewicht	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$ :	Raumgewicht des Wassers	[kN/m <sup>3</sup> ]

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.

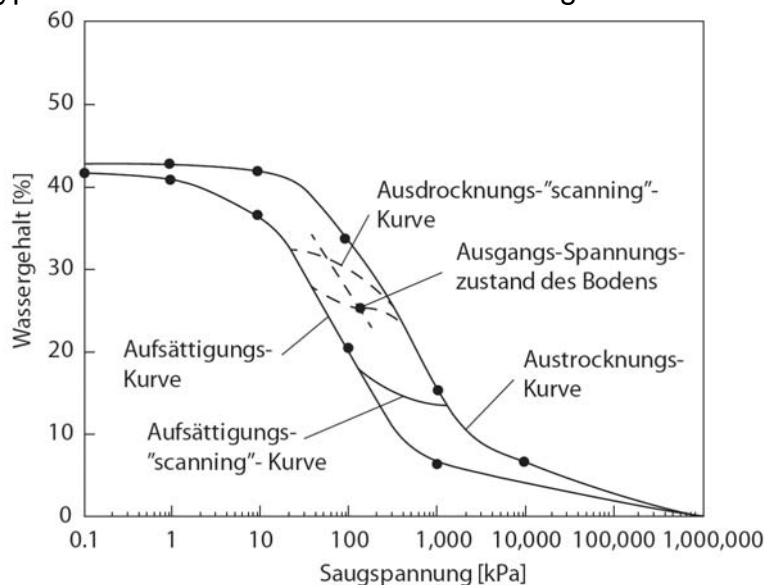


Abb. 2.10: Boden-Wasser-Retentionskurve nach Fredlund (2000)

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

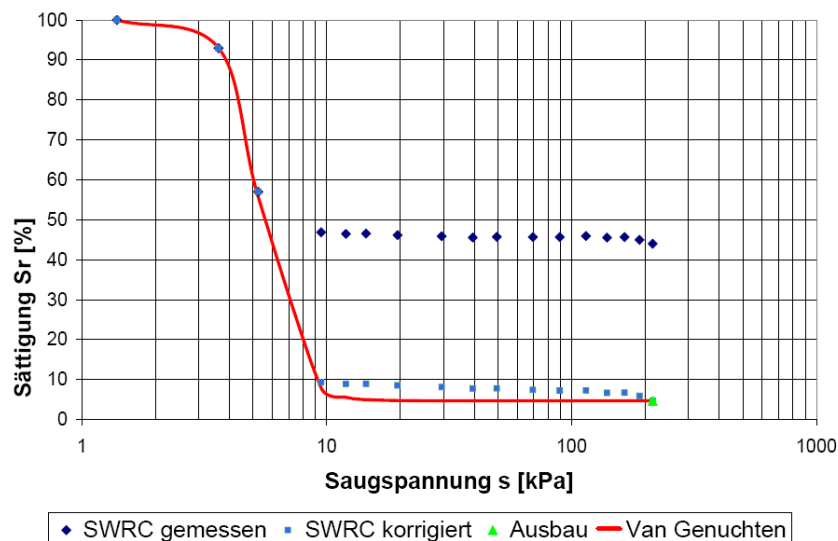


Abb. 2.11: SWRC-Kurve nach Neracher (2009)

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 Wassergehalt 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/mm<sup>2</sup>]
- θ: Kontakt-Winkel zwischen Wasser und Korn [°]
- γ<sub>w</sub>: Raumgewicht des Wassers [N/mm<sup>3</sup>]
- r<sub>i</sub>: Radius des zylindrischen Porenraums [mm]

Der Radius r<sub>i</sub> 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<sub>i</sub>: Mittlerer Kornpartikel-Durchmesser [mm]
- e: Porenzahl des Bodens [-]
- α: empirischer Modellparameter in Funktion der Korngrösse [-]

Der Faktor n<sub>i</sub> 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<sub>i</sub>: skalierte Bodenmasse für den jeweiligen Korngrössenbereich [g]
- ρ<sub>s</sub>: Dichte der Festsubstanz des Bodens [g/mm<sup>3</sup>]
- R<sub>i</sub>: mittlerer Korn-Partikel Durchmesser [mm]

Die Sättigungszahl S<sub>r</sub> für den jeweiligen betrachteten Korngrössenbereich erhält man über den volumetrischen Wassergehalt θ<sub>vi</sub>:

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

- V<sub>vi</sub>: Porenvolumen für den betrachteten Korngrössenbereich =  $\frac{W_i}{\rho_s} \cdot e$ ; wobei ρ<sub>s</sub> die Dichte der Festsubstanz ist [mm<sup>3</sup>].
- V<sub>b</sub>: Volumen der Festsubstanz [mm<sup>3</sup>]

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  $\alpha$  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  $\theta$  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.

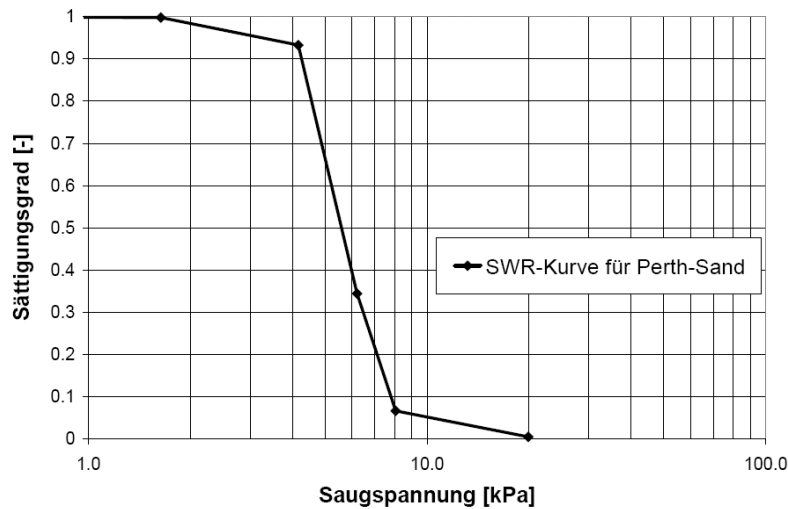


Abb. 2.12: Wasser-Retentionskurve anhand der Kornverteilungskurve für Perth-Sand (vgl. Abb. 4.5) nach Arya & Paris (1981)

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.

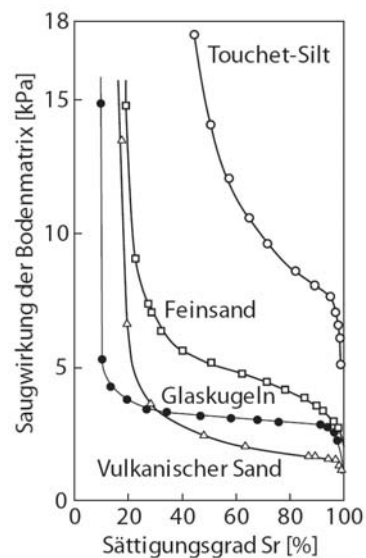


Abb. 2.13: Wasser-Retentionskurven für verschiedene Bodenarten (Brooks & Corey, 1964)



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.

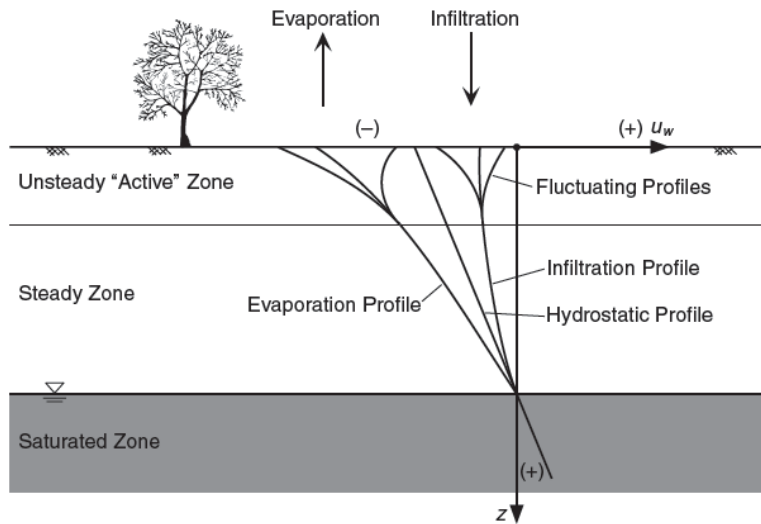


Abb. 2.14: Verlauf der Porenwasserspannungen unter- und oberhalb des Wasserspiegels nach Lu & Likos (2004)

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).

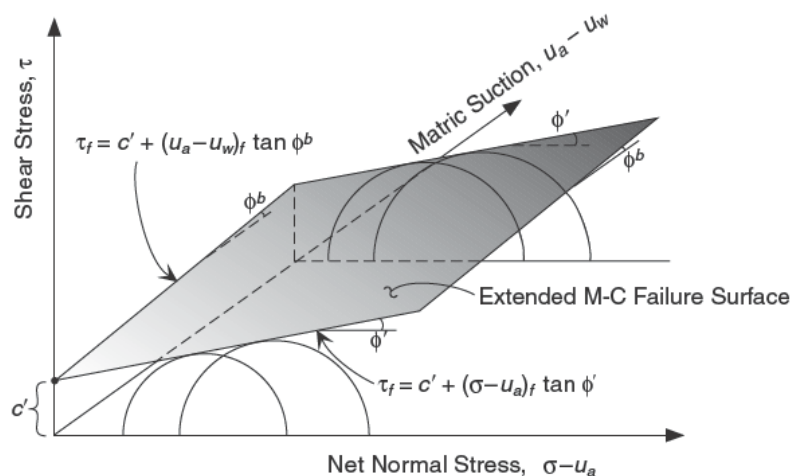


Abb. 2.15: Erweiterung des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb für ungesättigte Böden nach Fredlund et al. (1978) in Lu & Likos (2004)

Mathematisch wird das erweiterte Bruchkriterium nach Gleichung 2.15 umgesetzt.

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

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

Der Faktor  $\varphi^b$  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  $\varphi^b$  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  $\tau_f$  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).

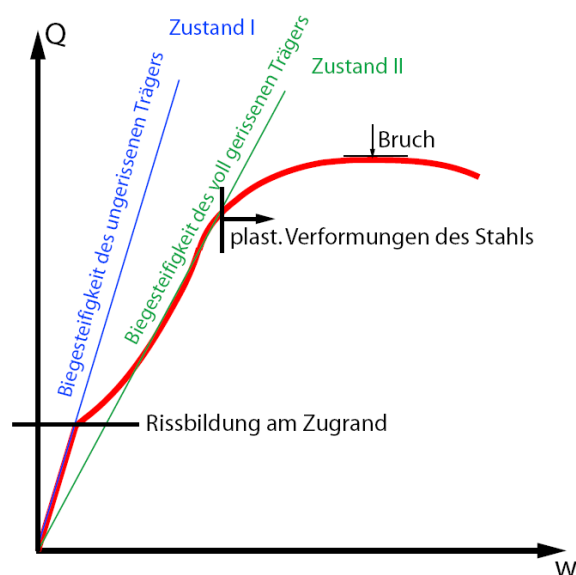


Abb. 2.16: Tragverhalten von Stahlbeton nach Wommelsdorff (2005). Q: aufgebrachte Einzellast (in Feldmitte); w: Mittendurchbiegung

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/mm<sup>2</sup>]  
 $E_c$ : Elastizitätsmodul des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

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 [m<sup>2</sup>]  
 $A_s$ : Stahlquerschnittsfläche [m<sup>2</sup>]  
 $n$ : 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 [m<sup>4</sup>]  
 $z_s$ : Schwerpunktlage 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 [Nmm<sup>2</sup>]

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/mm<sup>2</sup>]

$a_c$ : Betonquerschnittsfläche pro Meter Breite [mm<sup>2</sup>/m']

$a_s$ : Stahlquerschnittsfläche pro Meter Breite [mm<sup>2</sup>/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

$\varepsilon_{c,el}$ :  $\sigma_c/E_{co}$

$\sigma_c$ : Aufgebrachte Spannung im Betonquerschnitt [kPa]

$E_{co}$ : 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 <sup>2</sup> ]	275-300
Dehngrenze $R_{p0.2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	240-255
Spezifisches Gewicht	[g/cm <sup>3</sup> ]	2.7
Elastizitätsmodul E	[N/mm <sup>2</sup> ]	69000
Wärmeausdehn.koeff. $\alpha$	[K <sup>-1</sup> ; 10 <sup>-6</sup> ]	23.4
Zustand		warm ausgehärtet

# Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich

- Band 211:** Peter Amann, Herbert H. Einstein, Suzanne Lacasse, Jürg Nyfeler, Peter Marti, Rita Hermanns Stengele, Felix Bucher: **Festkolloquium Prof. H.-J. Lang – Stand und Entwicklung in der Geotechnik**  
1998, 98 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2602-3
- 
- Band 212:** Winnie Matthes: **Anwendbarkeit von Pillared Clays in der Umweltgeotechnik: Sorptionsverhalten und Langzeitstabilität von Al- und Zr-Hydroxy- und Pillared Bentoniten**  
ETH-Dissertation Nr. 13174, 2001, 144 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2779-2
- 
- Band 213:** Katja Emmerich: **Die geotechnische Bedeutung des Dehydroxylierungsverhaltens quellfähiger Tonminerale**  
ETH-Dissertation Nr. 13508, 2000, 156 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2776-1
- 
- Band 214:** Markus von Moos: **Untersuchungen über das visko-elastische Verhalten von Schnee auf der Grundlage von triaxialen Kriechversuchen**  
ETH-Dissertation Nr. 13725, 2001, 152 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2794-5
- 
- Band 215:** Ingitta Scapozza: **Untersuchungen zum Verhalten einer Kombinationsbarriere aus Asphalt auf mineralischer Trag- und Dichtungsschicht**  
ETH-Dissertation Nr. 13827, 2002, 184 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2793-8
- 
- Band 216:** Andreas Brinkmann: **Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von ton-zementgebundenem Dichtwandmaterial für das Zweiphasenverfahren**  
ETH-Dissertation Nr. 13915, 2002, 192 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2795-2
- 
- Band 217:** Peter Fritz, Xiong Zheng: **A Finite Element Framework for Geotechnical Applications based on Object-Oriented Programming**  
2002, 112 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2828-7
- 
- Band 218:** Lukas Arenson: **Unstable Alpine Permafrost: A Potentially Important Natural Hazard – Variations of Geotechnical Behavior with Time and Temperature**  
ETH-Dissertation Nr. 14801, 2003, 308 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2883-6
- 
- Band 219:** Alex Schneider: **Sicherheit gegen Niederbruch im Untertagbau**  
ETH-Dissertation Nr. 14556, 2002, 240 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2872-0
- 
- Band 220:** Georg Anagnostou, Kalman Kovári: **The Stability of Tunnels in Grouted Fault Zones**  
2003, 168 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2874-4
- 
- Band 221:** Carlo Scapozza: **Entwicklung eines dichte- und temperaturabhängigen Stoffgesetzes zur Beschreibung des visko-elastischen Verhaltens von Schnee**  
2004, 264 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2931-4
- 
- Band 222:** Sven Köhler: **Auswahl und Einsatz von eisenhaltigen Füllmaterialien für Permeable Reaktive Barrieren (PRB) zur in situ Grundwassersanierung am Beispiel eines Chromatschadensfalls**  
2004, 244 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-2953-6
- 
- Band 223:** Jolanda Luisa Trausch-Giudici: **Stress-strain Characterisation of Seebodenlehm**  
2005, 250 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3003-7
- 
- Band 224:** Sarah M. Springman, Rita Hermanns Stengele, Rolf Katzenbach, Lisa Martinenghi, Stephan Semplich, Arno Thut, Markus von Moos: **Festkolloquium zur Verabschiedung von Prof. Dr. Peter Amann: Aktuelle Probleme der Geotechnik**  
2006, 96 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3072-3
-

# Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich

- Band 225:** Sophie Messerklinger: **Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay**  
2006, 478 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3083-9
- 
- Band 226:** Philippe Nater: **Belastungs- und Verformungsverhalten von geschichteten Bodensystemen unter starren Kreisfundationen**  
2007, 330 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3138-6
- 
- Band 227:** Ravikiran Chikatamarla: **Optimisation of cushion materials for rockfall protection galleries**  
2007, Band 1: 278 Seiten, Band 2: 200 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3164-5
- 
- Band 228:** Philipp Teyssere: **Geotechnische Eigenschaften von Moränen**  
2007, 330 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3138-6
- 
- Band 229:** Anja Heinz: **Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit**  
2007, 160 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3112-6
- 
- Band 230:** Martin Vogelhuber: **Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit**  
2007, 326 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3177-5
- 
- Band 231:** Andrea Thielen: **Einfluss der Bodensättigung auf die Stabilität von Hängen**  
2008, 348 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3165-2
- 
- Band 232:** Thomas Weber: **Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen**  
2008, 296 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3167-9
- 
- Band 233:** Erich Saurer: **Shear Band Propagation in Soils and Dynamics of Tsunamigenic Landslides**  
2010, 190 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3317-5
- 
- Band 234:** Anton Sres: **Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur künstlichen Bodenvereisung im strömenden Grundwasser**  
2010, 168 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3307-6
- 
- Band 235:** Stefan Bergamin: **Die Stabilität der Felsfundamente von Staumauern**  
2010, 270 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3306-9
- 
- Band 236:** Marco Ramoni: **On the feasibility of TBM drives in squeezing ground and the risk of shield jamming**  
2010, 216 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3363-2
- 
- Band 237:** Carlo Rabaiotti: **Analysis in Road Geotechnics**  
2011, 244 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3274-1
- 
- Band 238:** Linard Cantieni: **Spatial Effects in Tunnelling Through Squeezing Ground**  
2011, 188 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3438-7
- 
- Band 239:** Michael Iten: **Novel Applications of Distributed Fiber-optic Sensing in Geotechnical Engineering**  
2012, 282 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3454-7
- 
- Band 240:** Juliane A. Buchheister: **Verflüssigungspotenzial von reinem und siltigem Sand unter multiaxialer Belastung**  
2012, 334 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3305-2
- 
- Band 241:** Bernd Imre: **Micromechanical Analyses of Sturzstroms (Rock Avalanches) on Earth and Mars**  
2012, 172 Seiten, broschiert, ISBN 978-3-7281-3331-1
-