

Tragverhalten von Verpressankern unter kalklösender CO₂-Belastung

T 3025

T 3025

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2003, ISBN 3-8167-6529-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

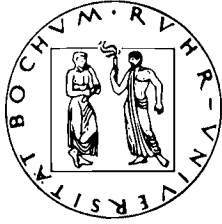
Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

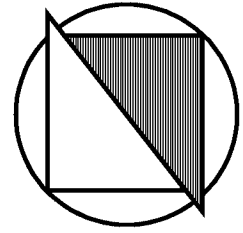
E-Mail irb@irb.fhg.de

www.IRBbuch.de



RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM

Fakultät für Bauingenieurwesen
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. habil. Th. Triantafyllidis



Forschungsvorhaben

Tragverhalten von Verpressankern unter kalklösender CO₂-Belastung

Abschlußbericht

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Th. Triantafyllidis

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Christiane Hof

Bochum, Mai 2003



1	Einleitung	3
2	Chemische Grundlagen	4
2.1	Kalk-Kohlensäure-System	4
2.2	Kalklösekapazität	6
2.3	Korrosion des Zementsteins	7
3	Versuchsrandbedingungen	8
3.1	Versuchsprogramm zur Korrosionssimulation.....	8
3.2	Böden	9
3.2.1	Auswahlkriterien	9
3.2.2	Bestimmung der Durchlässigkeit	10
3.2.3	Bodenkennwerte der ausgewählten Böden	10
3.2.4	Einbau der Bodenproben.....	10
3.3	Korrosives Milieu.....	11
3.3.1	Grundwasser.....	11
3.3.2	Temperatur	12
3.4	Zementkörper	12
3.4.1	Verpreßkörperform.....	12
3.4.2	Herstellung der Zementkörper	13
4	Versuchsaufbau zur Korrosionssimulation	15
4.1	Steuerung der Konzentration an kalklösender Kohlensäure	15
4.2	Aufbereitung des Prozeßwassers.....	16
4.3	Aufbau des Prozeßkreislaufs	16
4.4	Analysen.....	18
5	Umströmungsversuche	19
5.1	Versuchsprogramm	19
5.2	Versuchstechnik	19
5.2.1	Korrosionssimulation	19
5.2.2	Präparation und Untersuchung der korrodierten Prüfkörper.....	20
5.3	Ergebnisse	21
5.3.1	Qualitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts.....	21
5.3.2	Quantitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts.....	22
6	Scherversuche.....	28
6.1	Vorgaben zur Entwicklung eines neuen Scherkastens	28
6.1.1	Anforderungen infolge der Korrosionssimulation	28
6.1.2	Wahl des Gerätetyps und der Versuchssteuerung	28
6.1.3	Rahmengröße	29
6.1.4	Anordnung von Zementkörper und Boden.....	29
6.2	Versuchsaufbau	30
6.2.1	Scherkasten.....	30
6.2.2	Abschermimik und Messtechnik	32
6.2.3	Vergleichsgerät nach Casagrande	32
6.3	Durchführung der Scherversuche.....	33
6.3.1	Zusammenbau des Scherkastens	33
6.3.2	Abschergeschwindigkeit	35
7	Versuchsauswertung.....	36
7.1	Versuchsprogramm	36
7.2	Allgemeines zur Auswertung	36
7.2.1	Scherparameter	36
7.2.2	Auswertung der Höhenänderung.....	37
7.2.3	Auswertung der Dilatanz.....	38
7.2.4	Auswertung der Dichte.....	38



7.3	unkorrodierte Vergleichsversuche.....	39
7.3.1	Übersicht	39
7.3.2	Boden 1	41
7.3.3	Boden 2	43
7.3.4	Boden 3	44
7.3.5	Vergleich mit den Ergebnissen des Schergeräts nach Casagrande	46
7.4	Korrodierte Versuche	47
7.4.1	Visuelle Begutachtung	47
7.4.2	Quantitative Auswertung.....	47
7.5	Übertragung der Ergebnisse auf Ankerausziehkräfte.....	54
8	Zusammenfassung.....	56

1 Einleitung

Der Einsatz von Verpressankern im Grundbau hat in den vergangenen Jahrzehnten dazu beigetragen, Baumaßnahmen erheblich wirtschaftlicher zu planen und auszuführen. Zu den wenigen Einschränkungen für die Ausführung von Injektionsankern zählt nach DIN 4125 die Anwesenheit kalkaggressiver Reagenzien im Baugrund bzw. Grundwasser. Wenn Grundwasser ansteht, das nach DIN 4030 als stark angreifend gegenüber Beton eingestuft werden muß (s. Tabelle 1.1), wobei sich der Angriffsgrad um eine Stufe erhöht, wenn zwei oder mehr Werte im oberen Viertel eines Bereiches (bei oH im unteren Viertel) liegen, ist der Einsatz von Dauerankern untersagt und der Gebrauch von Kurzzeitankern (in der Regel Gebrauchsdauer < 2 Jahre) stark eingeschränkt. Ein Einsatz von Kurzzeitankern ist jedoch möglich, wenn durch eine gutachterliche Stellungnahme eines Sachverständigen nachgewiesen wird, daß die vorhandene Aggressivität das Tragverhalten während der vorgesehenen Einsatzdauer nicht unzulässig verändert. Für das Erstellen eines solchen Gutachtens muß jedoch eine ausreichende Datenbasis über das Langzeitverhalten von Verpreßankern in den unterschiedlichen aggressiven Umgebungsbedingungen zur Verfügung stehen.

Tabelle 1.1 Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung auf Beton gemäß DIN 4030

	schwach angreifend	stark angreifend	sehr stark angreifend
pH-Wert	6,5 bis 5,5	5,5 bis 4,5	kleiner 4,5
kalklösende Kohlensäure (CO ₂) in mg/l	15 bis 40	40 bis 100	größer 100
Ammonium (NH ₄ ⁺) in mg/l	15 bis 30	30 bis 60	größer 60
Magnesium (Mg ²⁺) in mg/l	100 bis 300	300 bis 1500	größer 1500
Sulfat (SO ₄ ²⁻) in mg/l	200 bis 600	600 bis 3000	größer 3000

Diesbezüglich sind für den Angriff von kalklösender Kohlensäure auf Zementanker nur die Versuche von Manns (1993) zu nennen, die zeigen, daß die Anwesenheit von kalklösender Kohlensäure im Boden bzw. Grundwasser innerhalb weniger Monate zu einem deutlichen Tragkraftverlust bei Verpreßankern führt. Da diese Versuche bewußt nur unter sehr ungünstigen Randbedingungen durchgeführt wurden (k_f -Wert ca. $3,9 \cdot 10^{-4}$ m/s bei 20 und 100 mg CO₂/l), reichen die bisherigen Ergebnisse nicht aus, um die Möglichkeit des Einsatzes von Verpreßankern in CO₂-belastetem Grundwasser unter relevanten Randbedingungen zu beurteilen. Andere Untersuchungen zum Einfluß der Kohlensäure auf Zement bzw. Beton beschäftigen sich nur mit der Korrosionstiefe im Hinblick auf eine ausreichende Überdeckung der Bewehrung.

Die Empfindlichkeit von Verpreßankern aber auch von Pfählen und bewehrten Erdkörpern, die mit zementhaltigem Verpreßmaterial ausgeführt sind, gegenüber dem lösenden Angriff durch betonaggressives Wasser beruht auf dem Lastabtragsverhalten über die Zementkörperoberfläche. Demgegenüber hat die Zerstörung der Betonoberfläche bei massiven Bauteilen in

einem Ausmaß von mehreren mm Dicke bei ausreichend bemessener Überdeckung für die Bewehrung keine Auswirkung auf die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerkes. Der Tragfähigkeitsverlust des korrodierten Verpreßkörpers, der in den Untersuchungen von Manns (1993) gezeigt wurde, kann im wesentlichen vermutlich auf zwei Faktoren zurückgeführt werden. Zum einen bewirkt der Massenverlust an der Oberfläche des Zementankers durch den lösenden Angriff eine Reduzierung der Verspannung zwischen Verpreßkörper und Boden, da für die Bodenkörner in der Scherfuge mehr Raum für Umlagerungen zur Verfügung steht. Somit kommt es zu einer Reduzierung der Radialspannungen, die auf den Verpreßkörper wirken. Derselbe Effekt tritt auf, wenn die Bodenkörner sich infolge der verminderten Festigkeit der korrodierten Randzone in diese hineindrücken können. Zum anderen führt die Ausbildung der amorphen Silikatgelschicht vermutlich zu einer Verminderung des Reibungswiderstandes in der Kontaktfläche (Schmiereffekt). Dabei reicht vermutlich schon eine äußerst geringe Schädigungstiefe (< 1 mm) aus, um die Tragfähigkeit des Ankers negativ zu beeinflussen.

Mit Hilfe der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen soll eine Aussage zur Abnahme der Ankertragfähigkeit in Abhängigkeit von Gehalt an kalklösender Kohlensäure im Grundwasser und der Durchlässigkeit des anstehenden Baugrund gegeben werden. Dazu werden Kastenscherversuche an korrodierten Zementkörpern durchgeführt und die ermittelten Scherparameter mit den unkorrodierten Referenzwerten in Bezug gesetzt.

2 Chemische Grundlagen

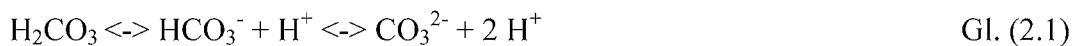
2.1 Kalk-Kohlensäure-System

Um die Problematik zu verstehen, die mit dem Angriff der Kohlensäure auf den Zement und der Steuerung des Gehalts an kalklösender Kohlensäure verbunden ist, müssen die chemischen Reaktionen und Abläufe bekannt sein, die dem sogenannten Kalk-Kohlensäure-System zu Grunde liegen. Dieses System bestimmt u.a. das Pufferungsvermögen und die Aggressivität natürlicher Gewässer und somit auch des Grundwassers. Kohlensäure kommt in jedem natürlichen Gewässer wenigstens in Mengen von einigen mg/l vor. In welcher Form ihrer unterschiedlichen Spezies und in welcher quantitativen Verteilung die Kohlensäure im Wasser vorliegt, steht im direkten Zusammenhang mit dem pH-Wert und dem Gehalt an Calcium-Ionen. Dieser Zusammenhang wird durch das Kalk-Kohlensäure-System beschrieben. Die Besonderheit der Kohlensäure gegenüber anderen starken Säuren liegt darin, dass ihr Angriffsvermögen nicht direkt über den pH-Wert ausgedrückt werden kann. Dies berücksichtigt die DIN 4030, indem sie zusätzlich zu den pH-Grenzwerten Kriterien für die Konzentration an kalklösender Kohlensäure festlegt.

Kohlensäure stellt eine schwache zwei-protonige Säure dar, die nur zu einem geringen Teil entsprechend ihrer temperaturabhängigen Säurekonstanten nach Gl. (2.1) dissoziiert. Sie bildet zwei Reihen von Salzen, Hydrogencarbonate mit dem Anion HCO_3^- und Carbonate mit dem Anion CO_3^{2-} , wobei sich letztere erst im alkalischen Milieu bilden. Die undissoziierte Kohlensäure wird als freie Kohlensäure bezeichnet, diejenige, die in Form vom Hydrogencarbonaten und Carbonaten vorliegt als gebundene. Bei einem gegenüber CO_2 geschlossenen System, wie es bei einem Grundwasserkörper nach Mattheß (1994) gegeben ist, lässt sich die Speziierung der Kohlensäure in Abhängigkeit des pH-Wertes berechnen. Calcium ist in natür-

lich Wässern überwiegend an Kohlensäure gebunden, das heißt, dass die Calcium-Ionen in Form von Hydrogencarbonaten und Carbonaten vorliegen. Es kann z.B durch die Auflösung des festen Calciumcarbonats, das in kalkhaltigem Gestein vorhanden ist, in das Grundwasser gelangen. Dabei dissoziiert das feste Calciumcarbonat nach Gl. (2.2) in seine löslichen Ionen, das Carbonat-Anion und das dazugehörige Calcium-Kation. In Abwesenheit von Säuren ist die Löslichkeit sehr gering. Ist die Ca^{2+} -Konzentration sehr gering, kann Calcium auch ohne die Anwesenheit von Säure in Lösung gehen, man spricht dann von der sogenannten Weichwasserkorrosion, die in der DIN 4030 allerdings keine Berücksichtigung findet. Unter den im Grundwasser üblicherweise angetroffenen pH-Werte reagiert der Hauptanteil der Carbonationen gemäß dem Gleichgewicht der zweiten Dissoziationsstufe der Kohlensäure nach Gl. (2.3) unter Protonenverbrauch zu Hydrogencarbonat. In Anwesenheit von einer Säure steigt die sonst geringe Löslichkeit des Calciumcarbonats erheblich, da diese als Protonendonator fungiert. Die folgenden vereinfachten Reaktionsgleichungen verdeutlichen die erläuterten Zusammenhänge im Kalk-Kohlensäure-System.

Dissoziation der Kohlensäure



Auflösung von festem CaCO_3 :



Allgemeine Reaktion einer Säure bzw. eines Protons mit einem Carbonat:



Auflösung von Calciumcarbonat durch freie Kohlensäure zusammengefasst zu



Aufgrund dieser vereinfachten Summengleichung Gl. (2.4) erkennt man, daß beim Auflösen von Calciumcarbonat eine äquivalente Menge an Kohlensäure verbraucht wird. Für diese wurde von Tillmanns der Begriff „kalklösende Kohlensäure“ eingeführt (Hässelbarth, 1963). Weiterhin muß nach obiger Gleichung auch eine äquivalent Menge an Kohlensäure in der Lösung vorhanden sein, die in dieser Gleichung auf der linken Seite steht, um das Gleichgewicht mit dem, in Lösung gegangenen Calciumhydrogencarbonat auf der rechten Seite aufrecht zu erhalten. Dieser Anteil an freier Kohlensäure wird als „zugehörige Kohlensäure“ oder „Gleichgewichtskohlensäure“ bezeichnet. Entspricht die Menge an vorhandener freier Kohlensäure derjenigen, die als zugehörige benötigt wird, ist das betrachtete Wasser im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht. Ist mehr freie Kohlensäure vorhanden, sogenannte überschüssige Kohlensäure, geht solange weiteres Calciumcarbonat in Lösung, bis das System im Gleichgewicht steht. Von der überschüssigen Kohlensäure kann jedoch nur ein bestimmter Anteil kalklösend wirken, da das in Lösung gehende Calciumhydrogencarbonat wiederum auch zusätzliche zugehörige Kohlensäure benötigt um in Lösung zu gehen. Bei sehr hartem Wasser mit entsprechend hoher Konzentration an Calcium-Ionen, können auch in Anwesenheit von kalklösender Kohlensäure keine zusätzlichen Calcium-Ionen in Lösung gehen. Wie bei allen Lösungsvorgängen ist nach Voigt (1990) eine Zunahme der Auflösungsrate des Calciumcarbonats mit erhöhter Fließgewindigkeit des strömenden Mediums zu erwarten.

2.2 Kalklösekapazität

Die Kalklösekapazität gibt die Menge an festem Calciumcarbonat an, die von einer gegebenen Wassermenge aufgelöst werden kann. Als Kapazitätsmaß wurde von Tillmans der Begriff der kalkaggressiven Kohlensäure eingeführt. Entsprechend dem Massenwirkungsgesetz wird die Gl. (2.4) quantitativ durch die sogenannte Tillmans-Gleichung Gl. (2.5) beschrieben. Mit ihr kann die zugehörige Gleichgewichtskohlensäure berechnet werden.

$$[\text{CO}_2 \text{ Gleichgewicht}] = K_T/f_T \cdot [\text{HCO}_3^{2-}]^2 \cdot [\text{Ca}^{2+}] \quad \text{Gl. (2.5)}$$

mit:

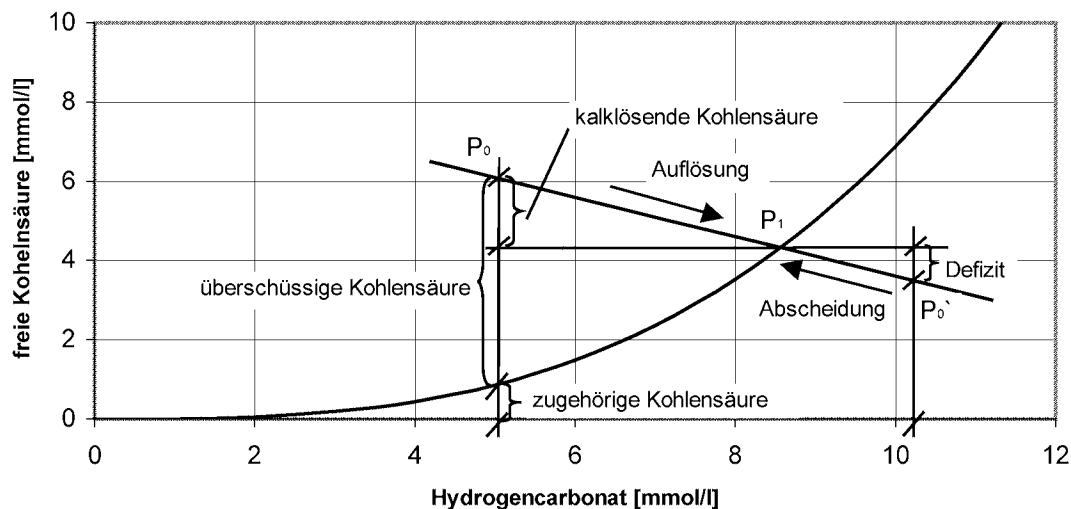
K_T = Tillmans-Konstante in Abhängigkeit von der Temperatur

f_T = Korrekturfaktor für Ioneneinfluß

Unter der Voraussetzung, dass die Calcium- und Hydrogencarbonat-Ionen in äquivalenter Menge vorliegen, vereinfacht sich die Tillmans-Gleichung zu einer Parabelgleichung dritten Grades.

$$[\text{CO}_2 \text{ Gleichgewicht}] = K_T/f_T \cdot [\text{HCO}_3^{2-}]^3 \quad \text{Gl. (2.6)}$$

Graphische Interpretation des vereinfachten Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts



Bild

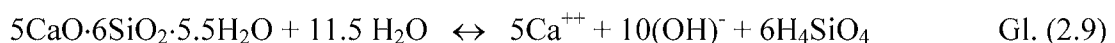
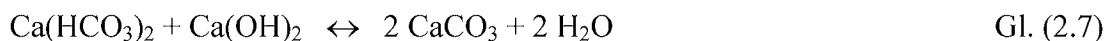
2.1 graphische Darstellung der Tillmanschen Gleichung

Bild 2.1 zeigt beispielhaft die entsprechende Parabel für eine Temperatur von $T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ und einer Ionenstärke $I = 0,007 \text{ mol/l}$. Die Kurve trennt die freie zugehörige Kohlensäure unterhalb der Parabel von der freien überschüssigen Kohlensäure oberhalb der Kurve. Auf graphischem Wege kann an Hand dieser Kurve für eine gegebene Konzentration an freier Kohlensäure und Hydrogencarbonat-Ionen eines zu analysierenden Wassers der Anteil an kalkaggressiver Kohlensäure bestimmt werden. In den Punkt P_0 , der die vorhandenen Konzentrationen an freier Kohlensäure und Hydrogencarbonat-Ionen repräsentiert, wird eine Gerade mit der Steigung $-1/2$ gelegt. Diese Gerade entspricht dem Konzentrationsverlauf des Wassers in bezug auf die Kohlensäure und die Hydrogencarbonat-Ionen in Kontakt mit Calciumcarbonat. Die Gerade

schneidet die Kurve im Punkt P_1 , wenn das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht erreicht ist. Der vertikale Abstand zwischen den beiden Punkten P_0 und P_1 entspricht dem Gehalt an kalklösender Kohlensäure. Liegt der Punkt P_0 unterhalb der Kurve, verhält sich das Wasser kalkabscheidend und der vertikale Abstand entspricht dem Defizit an freier Kohlensäure, um die Calcium- und Hydrogencarbonat-Ionen in Lösung zu halten. Eine rechnerische Bestimmung des Schnittpunktes kann einfach z.B. mit Hilfe des Newtonschen Iterationsverfahrens erfolgen, so dass mittels einer einfachen Routine mit den Eingabeparametern Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen und pH-Wert der Gehalt an kalklösender Kohlensäure berechnet werden kann. Andersherum kann zu einer gegebenen Härte und einem gewünschten Gehalt an kalklösender Kohlensäure der entsprechende pH-Wert bestimmt werden. Ist die Äquivalenz von Hydrogencarbonat- und Calcium-Ionen durch die Anwesenheit anderer Härtebildner nicht in ausreichendem Maß gegeben, muß in der graphischen Lösung auch die Calcium-Ionen-Konzentration berücksichtigt werden. Die graphische bzw. rechnerische Lösung, wie in Axt (1961) dargestellt, verkompliziert sich dadurch.

2.3 Korrosion des Zementsteins

Durch den Angriff der kalklösenden Kohlensäure auf den Zement werden die Calciumoxide aus diesem herausgelöst. Das Calcium liegt im Zement überwiegend in Form von freiem Calciumhydroxid und als Calciumoxid gebunden in den Silikat-, Aluminat- und Ferrithydratphasen vor. Durch den Säureangriff erfolgt zunächst ein Herauswaschen von Portlandit ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), das bei einem pH-Wert $< 12,6$ instabil ist. Unterhalb von $\text{pH} = 8$ sind nach thermodynamischen Betrachtungen alle gerüstbildenden Phasen von Zementstein unbeständig (Grabau, 1994). Die kalklösende Kohlensäure reagiert zunächst mit dem Portlandit unter Bildung von Calciumcarbonat nach Gl. (2.7), welches an der Oberfläche des noch unkorrodierten Zementsteins ausfällt. Bei weiterer Einwirkung von überschüssiger Kohlensäure wird das Calciumcarbonat infolge des niedrigen pH-Wertes entsprechend Gl. (2.8) analog zu den Ausführungen bezüglich des Kalk-Kohlensäure-Systems in leichtlösliches Hydrogencarbonat umgewandelt. Anschließend erfolgt auf Grund des Wegfalls der alkalischen Pufferung ein Angriff auf alle festigkeitsbildenden Zementsteinphasen. Gl. (2.9) zeigt dies beispielhaft an Hand der Auslaugung von Tobermorit (Koelliker, 1983).



Im Zuge des lösenden Angriffs erfolgt eine von außen nach innen fortschreitende Auflockerung des Zementgefüges (siehe Bild 2.2). Als Endprodukt der fortschreitenden Entkalkung bleibt ein amorphes Siliciumdioxid-Gel auf der Oberfläche zurück, indem sich auch Eisen- und Aluminiumoxide befinden.

CONCRETE, DURABILITY, ACID, SOLVENT

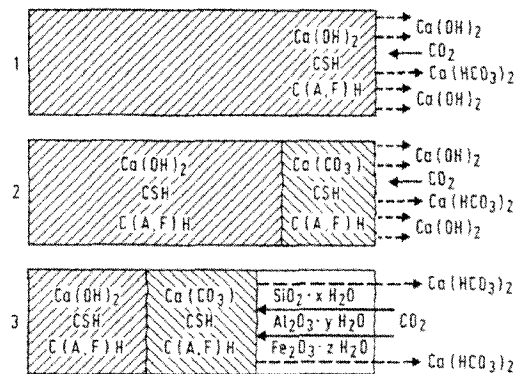


Bild 2.2 Verlauf des lösenden Angriffs von Kohlensäure auf Zementstein (Grube und Rechenberg, 1989)

Die Geschwindigkeit des Korrosionsablaufs hängt neben den chemischen Faktoren bezüglich der Art und Konzentration der angreifenden Säure bzw. des pH-Wertes (Pavlik, 1994) und der Löslichkeit der sich bildenden Calciumsalze von der Konzentrationsdifferenz der beteiligten Stoffe in der Grenzfläche und somit ganz entscheidend von den Transportmöglichkeiten der Reaktionspartner ab (Grube und Rechenberg, 1987). Entscheidend ist hierbei zunächst das Verhältnis zwischen Durchflußrate zur Reaktionsrate. Eine hohe Grundwasserfließgeschwindigkeit beschleunigt demnach die Korrosionsvorgänge. Dieser Zusammenhang gilt jedoch nur solange uneingeschränkt, bis sich die beschriebene Silicatgel-Schutzschicht ausgebildet hat. Im intakten Zustand verlangsamt die mit zunehmenden Korrosionsfortschritt immer dicker werdende Silicatgel-Schicht den weiteren Korrosionsfortschritt, indem sie einen diffusiven Stofftransport von frischer Kohlensäure an die unkorrodierte Zementsteinoberfläche heran und von den in Lösung gehenden Calciumsalzen von dieser weg erzwingt. In diesem Zustand wird die Geschwindigkeit des weiteren Korrosionsfortschritts entscheidend von der Dicke und dem Diffusionswiderstand der Schutzschicht aus Silicatgel bestimmt, kann aber auch weiter durch eine Herabsetzung der Fließgeschwindigkeit des umgebenden Grundwassers reduziert werden (Grube und Rechenberg, 1987).

3 Versuchsrandbedingungen

3.1 Versuchsprogramm zur Korrosionssimulation

Zur Untersuchung der Abhängigkeit der Ankertragfähigkeit vom Korrosionsfortschritt, muß zunächst die Abhängigkeit des Korrosionsfortschritts vom Bodenmilieu und der Zeit bestimmt werden. Untersucht werden soll ein Zeitraum von bis zu einem Jahr, unterteilt in 1, 3, 6 und 12 Monate, wobei nicht für jeden Versuchsreihe alle Zeitpunkte untersucht werden. Zur Abschätzung des Einflusses des umgebenden Bodens werden Zementkörper sowohl direkt in Wasser gelagert, als auch in drei Böden, die sich hinsichtlich ihrer Durchlässigkeit unterscheiden. Bei konstant gehaltenem hydraulischem Gefälle ergeben sich daraus drei unterschiedliche Grundwasserfließgeschwindigkeiten. Weiterhin erfolgt eine Variation der Aggres-

sivität des Grundwassers mit drei Konzentrationen an kalklösender Kohlensäure. Die Anwesenheit anderer kalkangreifender Reagenzien sowie das Auftreten von Weichwasserkorrosion wird durch entsprechende Aufbereitung des Prozeßwassers ausgeschlossen.

3.2 Böden

3.2.1 Auswahlkriterien

Der anstehende Boden hat neben der Beeinflussung der Ausbildung der Zementkörperform, auf die im Kapitel zur Herstellung der verwendeten Zementkörper näher eingegangen wird, und der Größe der Mantelreibung, die wiederum u.a. von der Verpresskörperform abhängt, besonderen Einfluß auf die Geschwindigkeit, mit der die beschriebenen Korrosionsvorgänge ablaufen. Eine große Durchlässigkeit des Bodens verbunden mit einer hohen Grundwasserfließgeschwindigkeit wirkt sich vermutlich auf mehrere Arten negativ auf den Korrosionsfortschritt aus. Der Einfluß der aus der Bodenstruktur resultierenden Durchlässigkeit bzw. Grundwasserfließgeschwindigkeit auf die aufrechtzuerhaltenden Konzentrationsgradienten wurde bereits erläutert. Vermutlich wird sich eine hohe Strömungsgeschwindigkeit auch hinsichtlich des Abriebs der korrosiven Schicht negativ auswirken (Walz und Wischers, 1969, zitiert in Grube und Rechenberg, 1987). Ein dichter Boden wirkt somit schützend und stabilisierend auf die korrodierte Randzone. Allerdings ist hier auch zu bedenken, dass der Verpresskörper des Ankers bei höheren Durchlässigkeiten des Bodens eine stärkere Verästelung bzw. unregelmäßigere Struktur aufweist.

Die Auswahl der Böden erfolgt an Hand des Kriteriums der Durchlässigkeit, da diese als Randbedingung für den Korrosionsfortschritt planmäßig variiert werden soll. Zunächst war angedacht, als drei unterschiedliche Böden jeweils einen Sand, einen Schluff sowie einen Ton auszuwählen. Es stellt sich jedoch bei näherer Untersuchung heraus, dass mit einem Schluff und somit erst recht mit einem Ton so geringe Durchlässigkeiten erzielt werden, dass der Korrosionsfortschritt nahezu zum Erliegen kommt. Die Bestimmung der Durchlässigkeiten haben bei einem aus einer Kiesgrube in-situ entnommenen sandigen Schluff einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k < 10^{-11}$ m/s ergeben. Friede (1984) nennt als Grenze einen k-Wert $\leq 10^{-5}$ m/s an, Locher, Rechenberg und Sprung (1984) geben als Richtwert einen k-Wert $\leq 10^{-7}$ m/s, ab dem der Angriffsgrad abnimmt. Grube und Rechenberg (1987) gehen sogar davon aus, dass bei stehendem Grundwasser und einem Durchlässigkeitskoeffizienten k-Wert $\leq 10^{-6}$ m/s an sowie pH-Werten von 4 – 7 eine lösender Abtrag praktisch nicht mehr vorkommt. Dementsprechend sollen drei Böden ausgewählt werden, deren unterschiedliche Durchlässigkeiten den Bereich $\leq 10^{-7}$ m/s \leq k-Wert $\leq 10^{-4}$ m/s abdecken.

Ein zusätzlicher Vorteil ergibt sich durch die Auswahl von reinen nichtbindigen Böden hinsichtlich des Versuchseinbaus. Durch das Einrieseln mit Hilfe eines Trichters mit regulierbarer Öffnungsweite kann ein homogener Sandeinbau mit definierter Dichte erfolgen. Ein homogener Einbau gerade in der für das Tragverhalten wichtigen direkten Umgebung der Zementkörperoberfläche mit einer bei bindigen Böden notwendigen Stampftechnik ist weitaus schwieriger bzw. an der Zementkörperoberfläche vermutlich nicht möglich.

Die in-situ gewonnenen Böden mit bindigen Anteilen weisen außerdem den Nachteil auf, daß sie einen unbestimmten Anteil an organischen Verunreinigungen z.B. durch Pflanzenreste beinhalten. Diese organischen Anteile, insbesondere die bei dem Abbau von pflanzlichen Material entstehenden Humusstoffe, stören die Analyse des Gehalts an kalklösender Kohlensäure im Marmorlöseversuch und beeinträchtigen somit die Steuerung des Kohlensäuregehalts während der Korrosionssimulation derart, dass keine zuverlässige Aussagen möglich wären.

3.2.2 Bestimmung der Durchlässigkeit

Die Bestimmung der Durchlässigkeit erfolgt in Anlehnung an DIN 18 130 Teil 1. Die Randbedingungen sind dabei abgestimmt auf die später durchzuführenden Korrosionsversuche. Die Bodenprobe wird zur Durchströmung in eine Triaxialzelle mit einem Durchmesser von $d = 10$ cm und einer Höhe von $h = 20$ cm eingebaut und mit einem Seitendruck von 1 bar, entsprechend der minimalen Einbindetiefe des Ankerverpresskörpers, beaufschlagt. Das angelegte hydraulische Gefälle entspricht dem für die Korrosionsversuche festgelegten Wert von 1, einem maximal in der Natur vorkommenden Gefälle. Damit befindet man sich nach Bild 3 der DIN 18 130 Teil 1 für alle untersuchten Böden innerhalb der Grenzen des linearen Strömungsbereichs, so dass das Gesetz von Darcy angewendet werden kann. Die Anlage zur Bestimmung der Durchlässigkeit befindet sich in der Versuchshalle, wohingegen die Korrosionssimulationsversuche in einer Kühlzelle bei 10 °C durchgeführt werden. Da die Fließgeschwindigkeit des Wassers von seiner Zähigkeit abhängt und diese wiederum von der Umgebungstemperatur, müssen die ermittelten Durchlässigkeitskoeffizienten nach DIN 18 130 Teil 1 von der Temperatur bei der Bestimmung k_T (ca. $20 - 25\text{ °C}$ je nach Versuch) nach Gl. (3.1) auf 10 °C umgerechnet werden. Die Umrechnungsfaktoren sind Tabelle 3.1 zu entnehmen. Zwischenwerte können geradlinig interpoliert werden.

$$k_{10} = \alpha \cdot k_T \quad \text{Gl. (3.1)}$$

Tabelle 3.1 Korrekturbeiwert α zur Berücksichtigung der Zähigkeit des Wassers

Temperatur °C	20	25
α	0,771	0,686

3.2.3 Bodenkennwerte der ausgewählten Böden

Zur Bodenauswahl werden ein Rheinsand und ein Normsand 924e herangezogen. Zur Anpassung an die gewünschten Durchlässigkeitskennwerte werden die Sieblinien durch das Absieben von bestimmten Größt- und Kleinstkornfraktionen beim Rheinsand bzw. die Zugabe von Quarzmehl zum Normsand modifiziert. Tabelle 3.2 enthält die ermittelten Bodenkennwerte der drei ausgewählten Böden. Entsprechend der Einteilung von Böden für bautechnische Zwecke in fünf Durchlässigkeitsbereiche werden mit den ausgewählten Böden die Bereiche schwach durchlässig, durchlässig und stark durchlässig abgedeckt.

3.2.4 Einbau der Bodenproben

Um die in Vorversuchen ermittelten Durchlässigkeiten konstant für alle unterschiedlichen Versuchsarten einzuhalten, muß der Sandeinbau so definiert erfolgen, dass die Lagerungs-

dichte immer wieder reproduzierbar ist. Besonders wichtig ist dabei der Bereich der direkten Kontaktzone Boden-Zementkörper. Daher wird für alle Versuch die sogenannte Rieseltechnik angewendet. Dabei wird das Bodenmaterial in einen Trichter gefüllt und über den unteren Auslaß in den Versuchsaufbau eingerieselt. Durch die Öffnungsweite des Trichterausgangs, die wiederum die Stärke des Sandstroms reguliert, und die Fallhöhe wird die Dichte der eingerieselten Sandprobe bestimmt, die somit in gewissen Einschränkungen planmäßig variiert werden kann.

Problematisch erweist sich bei dem groben Material von Boden 1 die Neigung zur Entmischung. Beim Normsand, der mit Quarzmehl versetzt ist, besteht das Problem, dass das Quarzmehl aufgrund seine Feinheit eine deutlich niedriger Fallgeschwindigkeit hat und beim Einrieseln dazu neigt, in der Luft „zu schweben“. Dies führt ebenfalls zu einer Entmischung.

Tabelle 3.2 Kennwerte der Versuchsböden

Bezeichnung		Boden 1	Boden 2	Boden 3
Beschreibung		Rheinsand, abgesiebt auf 0,25 – 2 mm, enggestufter Mittel- bis Grobsand	Normsand 942e, enggestufter Fein- bis Mittelsand	Normsand 942e + 5% Quarzmehl
k_f -Wert bei 10 °C	[m/s]	$1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s	$1,7 \cdot 10^{-5}$ m/s	$2,4 \cdot 10^{-7}$ m/s
d_{60}	[mm]	0,74	0,21	0,205
d_{10}	[mm]	0,34	0,12	0,11
$U = d_{60}/d_{10}$	[-]	2,18	1,75	1,86
d_{50}	[mm]	0,62	0,19	0,18
ρ_s	[g/cm ³]	2,116	1,9723	2,077
min ρ_d	[g/cm ³]	1,464	1,383	1,419
max ρ_d	[g/cm ³]	1,772	1,675	1,703

3.3 Korrosives Milieu

3.3.1 Grundwasser

Die DIN 4030 unterteilt den Angriffsgrad von Wässern wie bereits erläutert in drei Bereiche von schwach angreifend über stark angreifend bis sehr stark angreifend. Die entsprechenden Grenzwerte für die Konzentration an kalklösender Kohlensäure sind der Tabelle 1.1 zu entnehmen. Die zu untersuchenden Konzentrationen an kalklösender Kohlensäure werden zu 30 mg/l, 60 mg/l und 90 mg/l festgelegt. Damit wird insbesondere der Bereich von „schwach angreifend“ und „stark angreifend“ abgedeckt, da hier am ehesten mit einer Erweiterung des Einsatzes von Kurzzeitankern zu rechnen ist.

3.3.2 Temperatur

Die Umgebungstemperatur ist maßgebend für die Geschwindigkeit aller chemischen Reaktionen und somit auch für den Fortschritt der zu untersuchenden Korrosionsvorgänge. Ein konstantes Temperaturmilieu ist daher sehr wichtig sowohl für die ablaufenden Korrosionsprozesse, aber auch für die Steuerung des pH-Wertes des Prozesswassers sowie die durchzuführenden chemischen Analysen. Der Marmorlöseversuch zur Bestimmung der Konzentration an kalklösender Kohlensäure muß temperiert durchgeführt werden, das heißt bei der Temperatur, bei der auch die Korrosionsvorgänge stattfinden. Der pH-Wert ist ebenfalls stark von der Temperatur abhängig. Ein Kühlungsausfall verbunden mit einer starken Erwärmung des Prozesswassers, führt zu komplett anderen pH-Werten und bringt somit die eingestellten Regelsysteme aus dem Gleichgewicht. Die Versuche, sowie alle durchzuführenden Analysen finden daher in einer Kühlkammer statt, deren Temperatur auf $10\text{ °C} \pm 0,7\text{ °C}$ konstant gehalten wird. Dies entspricht nach DIN 18 130 Teil 1 der durchschnittlichen Grundwassertemperatur.

3.4 Zementkörper

3.4.1 Verpreßkörperform

Die Verpresskörperform hängt von dem anstehenden Boden, der Mahlfeinheit des Zementes sowie dem Verpressvorgang ab. In der Regel kann man davon ausgehen, dass ein Verpresskörper in nichtbindigen Böden ein zylindrisches Profil aufweist, dessen Durchmesser in Abhängigkeit vom Verpressdruck etwas größer ist als das ursprüngliche Bohrloch (Egan, 1997). Nur in sandarmen Kiesen ist mit einem Eindringen des Verpressgutes zu rechnen (Ostermayer, 1977). Durch die Anwendung hoher Verpressdrücke ($> 10\text{ bar}$ nach Egan, 1997) oder durch mehrfache Verpressungen können bei manchen Bodenarten unregelmäßige Verdickungen (durch Verdrängung, Aufspaltung oder Injektion des Bodens) oder mit Hilfe mechanischer Hinterschneideeinrichtungen auch regelmäßige Verdickungen (Hinterschneidung in Tonen) erzielt werden (Ostermayer, 1996). Ob das Verpressgut in den umgebenden Boden eindringt, hängt von dem Verhältnis zwischen Korngröße des Bodens und der Zementpartikelfeinheit ab. Zebovitz et al. (1989) schlägt näherungsweise vor, daß eine Permeation auftritt, wenn $D_{15,B}/D_{85,Z} > 25$ ist, wobei $D_{15,B}$ und $D_{85,Z}$ die jeweiligen Korngrößen bei 15 und 85 Massendurchgangs-% des Bodens bzw. des Zementes sind. McKinley (1993) schätzt, dass für handelsüblichen Portlandzement ein Eindringen in Boden der feiner ist als grober Sand mit $D_{15,B} < 0,4\text{ mm}$ vernachlässigbar ist und auch bei feinem bis mittleren Sand mit $D_{15,B} > 0,4\text{ mm}$ und einer Durchlässigkeit $10^{-5}\text{ m/s} > k > 10^{-7}\text{ m/s}$ nicht auftreten kann. Bestätigt werden diese Annahmen durch Untersuchungen von Mayer (1983). Er untersuchte Anker, die mit einem Verpressdruck von 10 bar hergestellt wurden, hinsichtlich ihrer Volumenkonstanz und fand eine Streuung des Radius von 0,2 mm.

Bei Vorhandensein eines regelmäßig begrenzten, nahezu ideal zylindrischen Zementkörpers kann man davon ausgehen, dass sich sowohl im unkorrodierten als auch korrodierten Zustand eine dünne Versagenszone auf der Zementkörperoberfläche ausbildet. In den Fällen, in denen es zur Ausbildung einer unregelmäßig begrenzten Verpresskörperoberfläche kommt, sind dagegen unterschiedliche Versagensformen denkbar:

- Der Anker versagt in einem Gebiet, das nur teilweise mit Injektionsmörtel durchsetzt ist und zusätzlich durch lösende Korrosion geschwächt ist, da der Verbund zwischen Zement und Bodenkörnern beeinträchtigt ist.
- Der Anker aktiviert bedingt durch seine unregelmäßige Oberfläche Teile des ihn umgebenden Bodens und versagt hauptsächlich im Boden.
- Es entsteht analog zum Versagen eines ideal-zylindrischen Körpers eine Versagenszone in einem mehr oder minder regelmäßig begrenzten Bereich auf der Zementkörperoberfläche, unterstützt durch eine Schmierung infolge der sich bildenden Korrosionsprodukte sowie einem aus dem lösenden Angriff resultierenden Massenschwund.

Mit Sicherheit kann man davon ausgehen, dass der letzte Versagensmechanismus, der mit demjenigen eines zylindrischen Verpresskörpers weitestgehend übereinstimmt, den ungünstigsten Fall für das Tragverhalten von Verpressankern darstellt. Die beiden anderen Fälle sind zudem einer systematischen Untersuchung in Laborversuchen sehr schlecht zugänglich. Für die durchgeführten Versuchsreihen werden daher Zementkörper mit einer regelmäßigen Oberfläche beziehungsweise nahezu ideal-zylindrischen Form eingesetzt.

3.4.2 Herstellung der Zementkörper

3.4.2.1 Allgemeines

Die Zementkörper werden aus handelsüblichem Portlandzement CEM I 42,5 R hergestellt. Der w/z-Wert liegt bei allen Zementkörpern bei 0,45.

Zur besseren Vergleichbarkeit werden alle verwendeten Zementkörper sowohl für die Umströmungs- und Scherversuche gegen ein Sandbett als Schalung gegossen, so dass bei den unterschiedlichen Untersuchungen die Zementkörperoberfläche möglichst konstante Eigenschaften aufweist. Das Gießen der Zementkörper gegen den feinen Normsand erzeugt eine sehr glatte Oberfläche, die mit einer entsprechend geringen Mantelreibung verbunden ist. Da die Abnahme der Mantelreibung infolge des Korrosionsfortschritts im voraus noch unbekannt ist, sollte die Ausgangsmantelreibung möglichst groß sein, damit eine eventuell recht geringe Abnahme der Mantelreibung noch ausreichend genau erfasst werden kann. Allerdings darf die Oberfläche auch nicht zu rau sein, da sich sonst bei dem feinen Bodenmaterial die Scherfuge in den Boden verlagert. Der für die „Schalung“ verwendete Sand hat eine Körnung von 0,5 – 0,71 mm. Damit liegt er von der Körnungslinie zwischen dem Rheinsand und dem Normsand.

Nach der Ausschalung werden die gegossenen Zementkörper hinsichtlich ihrer Regelmäßigkeit überprüft. So können Zementkörper mit Fehlern in der Oberfläche z.B. infolge einer Luftblasenbildung oder einer erhöhten Welligkeit infolge einer ungenauen Herstellung des Sandbetts aussortiert werden.

Nach der Ausschalung, die ca. einem halben Tag nach dem Gießen erfolgt, werden die Zementkörper abgebürstet, so dass die lose anhaftenden Sandkörner entfernt werden, in ein feuchtes Tuch eingeschlagen und luftdicht eingeschweißt. Der Vorteil gegenüber einer sonst üblichen Wasserlagerung liegt darin, dass eine ausreichende Feuchtigkeit zur Erhärtung des Zementes gewährleistet wird, aber gleichzeitig eine vorzeitige Auslaugung von Calcium aus dem Zementstein, wie sie bei Wasserlagerung stattfinden kann, verhindert wird, da dies die später simulierten Korrosionsvorgänge beeinflusst.

3.4.2.2 Zementkörper für Umströmungsversuche

Die Zementkörper für die reinen Umströmungsversuche zur Bestimmung der Korrosionstiefe sind massive Zylinder mit einem Durchmesser von ca. 4 cm und einer Höhe von 10 cm. Als Schalung wird in einer Plexiglasröhre ein Sandbett hergestellt, in dem zunächst als Platzhalter ein dünnwandiges Stahlrohr mit einem Außendurchmesser von 4 cm zentriert eingebaut wird (s. Bild 3.1(b)). Als Auflager wird eine wenige Zentimeter dicke, ebene Sandschicht auf die als Boden dienende Plexigalschale aufgerieselt, auf welches das Stahlrohr mit Hilfe einer Zentriereinrichtung senkrecht und mittig ausgerichtet wird. Um dieses Stahlrohr herum wird der als Schalung dienende Sand mit homogener Dichte eingerieselt. Das Sandbett wird nach dem Einrieseln vorsichtig mit Wasser gesättigt, so dass die Bodenschale immer komplett mit Wasser gefüllt ist. Die Zementschlämme, deren Zusammensetzung durch Abwiegen des Zementes und des Anmachwassers, immer konstant gehalten wird, wird mit einem Bohrer mit Rühraufsatz angerührt. Während des Eingießvorgangs durch das Stahlrohr wird dieses kontinuierlich gezogen, so dass der entstehende Hohlraum immer mit Zementschlämme gefüllt ist. Der Zementkörper hat dadurch einen Durchmesser, der um wenige Zehntel Millimeter größer ist als das Stahlrohr, da der Zement infolge des Eigengewichts etwas nach außen in den Porenraum gedrückt wird bzw. den angrenzenden Sand verdrängt. Während des Abbindevorgangs im Sandbett wird immer kontrolliert, dass das Sandbett komplett wassergesättigt ist, so dass der Zementkörper nicht austrocknen kann. Nach ca. 1 Tag wird der gegossene Zementkörper ausgeschalt, auf Länge geschnitten und auf die bereits beschriebene Art und Weise nachbehandelt. Man erhält so Sandkörper mit einer regelmäßigen, sandrauh Oberfläche.

3.4.2.3 Zementkörper für Scherversuche

Die Zementkörper für die Kastenscherversuche müssen exakt in die Rahmenhälften der Schergeräte passen. Die Oberfläche des Quaders mit den Abmessung von $10 \times 10 \times 1,5$ cm muß dieselben Oberflächeneigenschaften aufweisen, wie die zylindrischen Zementkörper. Als Schalung dient ein aufgerieseltes ebenes Sandbett (s. Bild 3.1(a)). Dabei ist besonders wichtig, dass die Oberfläche des Sandbetts, gegen die gegossen wird, möglichst plan ist, da sonst unerwünschte Welligkeiten in der Oberfläche des Zementkörpers auftreten, die das später untersuchte Reibungsverhalten beeinflussen. Auf das Sandbett, das eine Dicke von wenigen Zentimetern hat, wird ein Stahlrahmen aufgesetzt, der die gleichen Innenabmessungen hat, wie die Scherrahmen, in die die Zementkörper hinterher eingesetzt werden müssen. Die Höhe ist wenige Zehntel Millimeter geringer, da der Zement auch hier geringfügig die Bodenkörner des Sandbetts verdrängt bzw. in die Porenräume eindringt. Vor dem Einbringen des Zementes wird das Sandbett wiederum komplett gesättigt, um ein Austrocknen des Zementkörpers während des Abbindens zu verhindern. Beim Einfüllen des Zementes muß insbesondere darauf geachtet werden, dass die Ecken komplett gefüllt werden und das auf der Unterseite, der späteren sandrauh Oberfläche, keine kreisförmigen Ringe durch den Eingießvorgang entstehen. Ausschalung, Nachbehandlung bzw. Lagerung erfolgt nach demselben Schema wie bei den zylindrischen Zementkörpern.

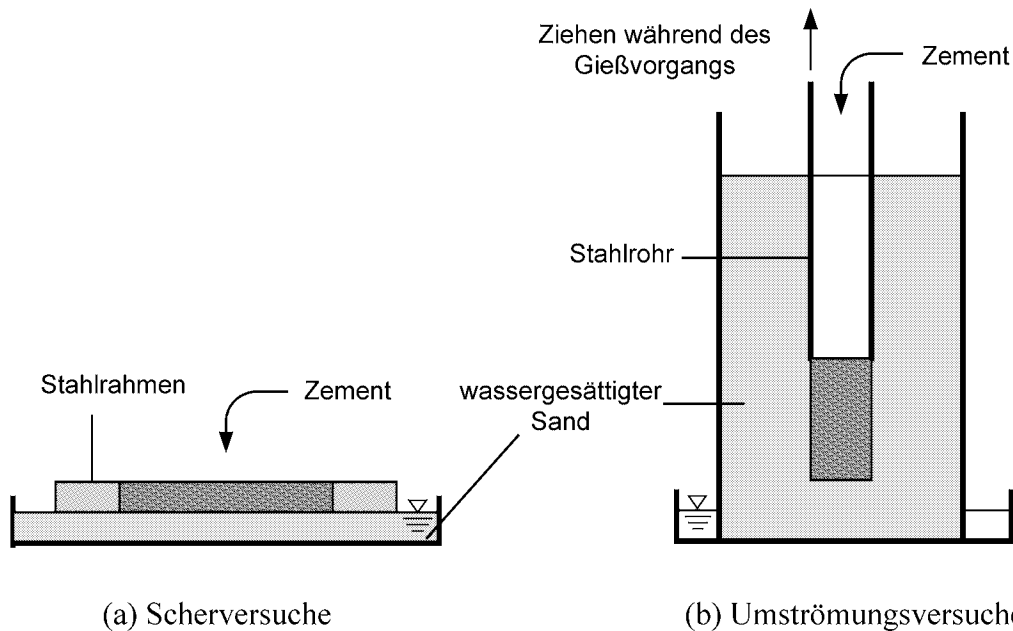


Bild 3.1 Herstellung der Zementkörper, (a) Scherversuche, (b) Umströmungsversuche

4 Versuchsaufbau zur Korrosionssimulation

4.1 Steuerung der Konzentration an kalklösender Kohlensäure

Wie man anhand der Ausführungen über das Kalk-Kohlensäure-System sehen kann, stellt der pH-Wert eine wichtige Leitgröße für die Zusammensetzung der Wasserinhaltsstoffe dar. Die Regelung des Systems über den pH-Wert bietet sich insofern an, da der pH-Wert im Gegensatz zu den anderen Komponenten des Kalk-Kohlensäure-Systems kontinuierlich gemessen und somit gesteuert werden kann. Die Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen sowie der Gehalt an kalklösender Kohlensäure können nur titrimetrisch bestimmt werden, entziehen sich demnach einer kontinuierlichen Überprüfung. Eine calcium-selektive Elektrode liefert nur Näherungswerte, jedoch keine exakten Konzentrationsangaben, und stellte sich für den Dauereinsatz über mehrere Monate als ungeeignet heraus.

Der Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure, der letztendlich konstant gehalten werden soll, kann entsprechend den Ausführungen in Kapitel 2.2 bei Kenntnis der Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen, der Temperatur und der Ionenstärke unter Einhaltung weiterer Randbedingungen, die im weiteren noch erläutert werden, in einen Soll-pH-Wert umgerechnet werden. Ein zu hoher Ist-pH-Wert wird durch die Zugabe von Kohlensäure ausgeglichen, ein eventuell auftretender, zu niedriger pH-Wert kann durch das Einblasen von Luft erhöht werden.

Die einfachste Möglichkeit, konstante Randbedingungen im Prozesswasser bezüglich der Konzentration an kalklösender Kohlensäure zu schaffen, stellt ein Durchlaufsystem dar. Das zufließende Wasser wird immer gleichbleibend aufbereitet, und das Prozesswasser, das durch die in Lösung gehenden Korrosionsprodukte aufhärtert, wird nach Umströmung der Zementkörper abgeführt. Aufgrund der Anzahl und der Dauer der Versuche schließt sich ein solches Regelungssystem von vornherein aus ökonomischen Gründen aus. Ein weiteres Problem stellt

in einem solchen Fall auch die im weiteren erläuterte Aufbereitung des bereitzustellenden Prozesswassers dar. Aus diesen Gründen muß ein System aufgebaut werden, in dem das Prozesswasser im Kreislauf geführt und aufbereitet wird. Um der kontinuierlichen Aufhärtung entgegen zu wirken, die zu einer Reduzierung des Gehalts an kalklösender Kohlensäure bei gleichbleibendem pH-Wert führt, müssen in regelmäßigen Abständen in Abhängigkeit von den Ergebnissen der analytischen Bestimmung der Carbonathärte Wasserwechsel durchgeführt werden. Dafür wird ein gewisser Prozentsatz an Prozesswasser abgelassen und durch frisches, destilliertes Wasser ersetzt.

4.2 Aufbereitung des Prozeßwassers

Die Voraussetzung für die Anwendung der Formeln bzw. des Verfahrens nach Tillmans zur Berechnung der kalkaggressiven Kohlensäure ist, wie bereits erwähnt die ausreichende Äquivalenz zwischen Calcium- und Hydrogencarbonat-Ionen. Grohmann (1974) nennt folgende Voraussetzungen zur praktischen Anwendung der sogenannten klassischen Formeln der Wasserchemie:

- Das Wasser ist hart (mehr als 2 mmol/l Ca^{2+})
- Der pH-Wert liegt unter 7,5
- Die Äquivalenz $[\text{Ca}^{2+}] = 2[\text{HCO}_3^-]$ ist besser als $\pm 10\%$ erfüllt
- Die Feinanpassung der Rechenwerte erfolgt in Bezug auf Ionenstärke und Temperatur des Wassers
- Die Kohlensäure und ihre Anionen sind die einzigen schwachen Säuren und Basen im Wasser

Um diese Anforderungen zu erfüllen, wird für die Versuche destilliertes Wasser verwendet, das künstlich mit Hilfe von CaCO_3 wieder auf Werte von $[\text{Ca}^{2+}] > 2$ mmol aufgehärtet wird. Damit sind alle anderen im Wasser enthaltenen Ionen, Härtebildner und Fremdpuffer ausgetrieben. Da während der ablaufenden Korrosionsvorgänge entsprechend den theoretischen Ausführungen in Kapitel 2.3 nur Calciumhydrogencarbonat in Lösung geht, bleibt die Äquivalenz zwischen Calcium- und Hydrogencarbonat-Ionen während des Korrosionsprozesses erhalten. Für die gewählten Konzentrationen an kalklösender Kohlensäure liegen die pH-Werte zwischen 6,10 und 6,80, in jedem Fall unterhalb von 7,5. Eine Überprüfung des aufbereiteten Wassers nach DIN 38405, Teil 8 ergibt, dass nach der Destillation keine Fremdpuffer mehr vorliegen.

4.3 Aufbau des Prozeßkreislaufs

Die Korrosionssimulation erfolgt in drei getrennten Kreisläufen, in denen die Gehalte an kalklösender Kohlensäure auf dem jeweiligen Niveau - 30 mg/l, 60 mg/l bzw. 90 mg/l – konstant gehalten werden. Die Regelung erfolgt jeweils in einem separaten Steuerbehälter (s. Bild 4.1). Die Steuerung des pH-Wertes erfolgt mit Hilfe einer Steuereinheit, an die eine pH-Elektrode und ein Magnetventil angeschlossen sind. Mittels der in den Steuerbehälter eingetauchten pH-Elektrode wird der Ist-pH-Wert im Prozesswasser kontinuierlich gemessen und mit dem an der Steuereinheit eingestellten Soll-pH-Wert verglichen. Wird der Soll-pH-Wert unterschritten, wird das Magnetventil, das die Zuleitung der angeschlossenen Kohlendioxidflasche kontrolliert, angesteuert und geöffnet. Durch das Einleiten des Kohlendioxidgases in das Prozesswasser im Steuerbehälter wird der pH-Wert angehoben. Wird der Soll-pH-

Wert überschritten, schließt das Magnetventil die Zuleitung des Kohlendioxidgases. Die pH-Wert-Steuerung erfolgt mit einer eingestellten Hysterese von $\pm 0,01$. Die Steuerungsbehälter sind gegenüber der Atmosphäre geöffnet, damit sich bei Zudosierung von gasförmigen Kohlendioxid kein Überdruck ausbilden kann.

Mit Hilfe von Schlauchpumpen werden definierte Durchflüsse durch die in die Kreisläufe eingebundenen Zellen, in denen die zu korrodierenden Zementkörper eingebaut sind, erzeugt. Entsprechend dem Gesetz nach Darcy wird aus Durchlässigkeitsbeiwert $k_{10^\circ\text{C}}$ und hydraulischem Gradienten i die Durchflussgeschwindigkeit:

$$v \text{ [m/s]} = k \text{ [m/s]} \cdot i \text{ [-]} \quad \text{Gl. (4.1)}$$

berechnet. Mit dem entsprechenden Querschnitt A der zu durchströmenden Zelle errechnet sich das durch die Schlauchpumpen zu fördernde Wasservolumen zu

$$Q \text{ [ml/min]} = v \text{ [m/s]} \cdot A \text{ [cm}^2\text{]} \cdot 100 \cdot 60. \quad \text{Gl. (4.2)}$$

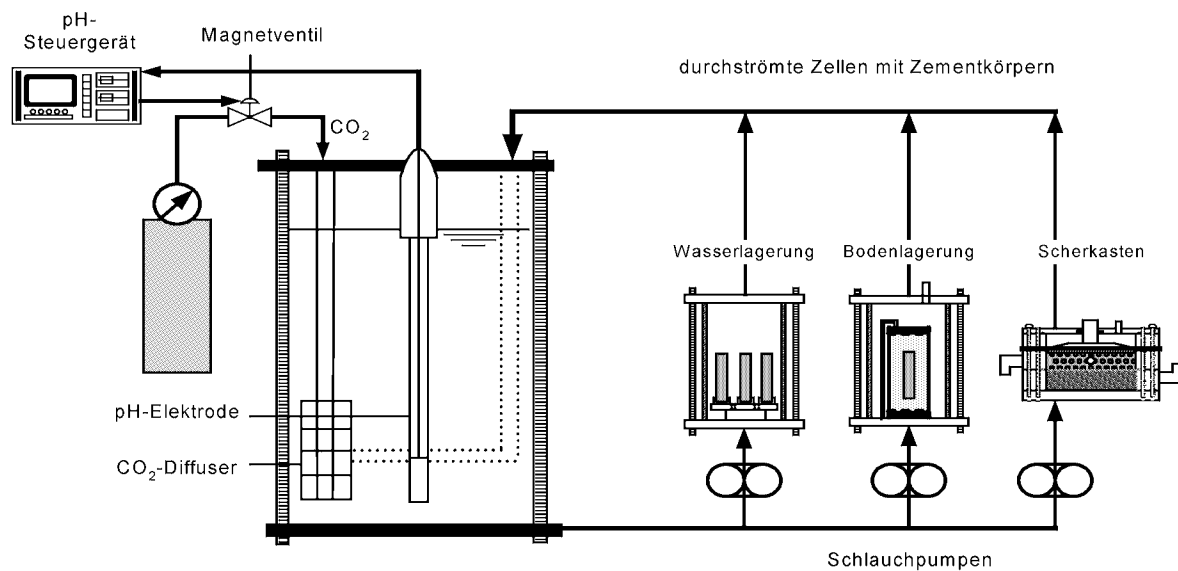


Bild 4.1 Schematischer Aufbau der Anlage zur Korrosionssimulation

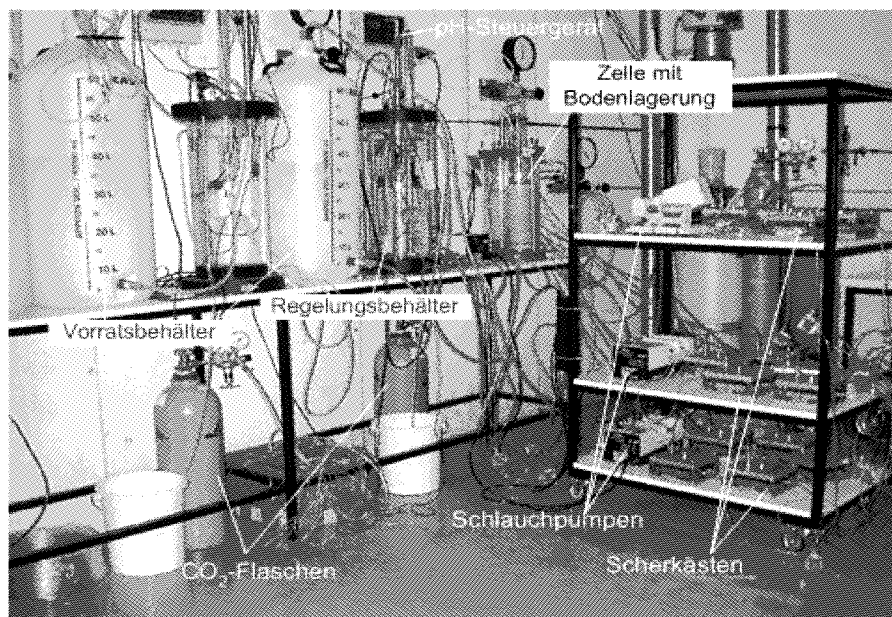


Bild 4.2 Übersicht über Korrosionsversuche in der Kühlzelle

4.4 Analysen

Der pH-Wert wird kontinuierlich gemessen und konstant gehalten. Der Gehalt an kalklösender Kohlensäure wird einmal wöchentlich analytisch mit dem Marmorlöseversuch und rechnerisch mit Hilfe der hergeleiteten Formeln nach Tillmans bestimmt. Für die Berechnungen werden die Temperatur und die Ionenstärke benötigt. Die Ionenstärke I wird aus der elektrische Leitfähigkeit bei 25 °C κ_{25} nach Gl. (4.3) berechnet, die mit einem speziellen Leitfähigkeitsmesser in [$\mu\text{S}/\text{cm}$] an einer auf 25 °C temperierten Probe gemessen wird. Die Ionenstärke ergibt sich nach dem Deutschen Einheitsverfahren C10, DIN 38404, Teil 10 mit einem konstanten Umrechnungsfaktor zu:

$$I = \kappa_{25}/f_u \quad \text{Gl. (4.3)}$$

mit: $f_u = 62000 [(\mu\text{S}/\text{cm})/(\text{mol}/\text{l})]$

Mit den Parametern Temperatur und Ionenstärke erfolgt eine Anpassung der verwendeten Reaktionskonstanten nach dem Deutschen Einheitsverfahren C10, DIN 38404, Teil 10.

Die Durchführung des Marmorlöseversuchs zur Bestimmung der Konzentration an kalklösender Kohlensäure reagiert empfindlich auf die Anwesenheit von sogenannten Kristallisationsinhibitoren. Dazu zählen z.B. Huminstoffe (s.a. Kapitel 3.2.1), Polyphosphate, Magnesium oder Eisen(II)-Ionen. Eine Differenz zwischen berechneten und analytisch bestimmten Werten kann einen Hinweis auf das Vorhandensein solcher Inhibitoren liefern, dabei gelten die berechneten Werte als zuverlässiger. Generell wird daher bei der Auswahl der verwendeten Materialien für die einzelnen Zellen, Anschlüsse, Regelungs- und Vorratsbehälter darauf geachtet, dass keine Metalle verwendet werden, aus denen Ionen über den mehrmonatigen Zeitraum der Korrosionssimulation herausgelöst werden können. Alle Bauteile, die mit dem Prozesswasser in Kontakt kommen, werden daher aus Kunststoff (PA, POM oder PMMA) oder aus Edelstahl gefertigt. In einem Vorversuch wurden noch Schlauchanschlüsse aus Messing verwendet. Aus diesen wurden insbesondere Kupfer-Ionen herausgelöst, die im Sand der Bodenproben, in die die zu korrodierenden Zementkörper eingelagert wurden, großflächig in Form von bläulichen Salzen wieder ausgeschieden wurden, wie sehr gut in Bild 4.3 erkennbar ist.

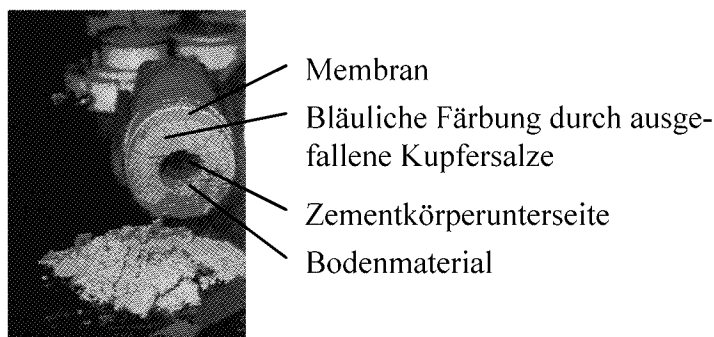


Bild 4.3 Ausbau eines korrodierten Zementkörpers

Die Kalklösekapazität, die der Konzentration an kalklösender Kohlensäure entspricht, wird nach dem deutschen Einheitsverfahren C10, DIN 38404, Teil 10 und nach DIN 4030 Teil 2 mit Hilfe des temperierten Marmorlöseversuch bestimmt. Er liefert jedoch nur unter den bereits angesprochenen Randbedingungen uneingeschränkt verwertbare Ergebnisse. Die Grund-

lage des Versuches, der auf Heyer zurückgeht, bildet die Reaktion von in der Probe enthaltener, kalklösender Kohlensäure mit im Überschuß zugesetztem Calciumcarbonat in Form von Marmorpulver. Das Calciumcarbonat geht als Hydrogencarbonat in Lösung. Aus der Aufhärtung der Wasserprobe nach Einstellung des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts wird die Kalklösekapazität berechnet. Die Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen wird als Säurekapazität bis pH 4,3, $K_{s\ 4,3}$, nach dem Deutschen Einheitsverfahren, DIN 38409, Teil 7 bestimmt. In dem hier relevanten pH-Bereich von 6,0 – 7,0 entspricht der $K_{s\ 4,3}$ -Wert reduziert um einen Korrekturwert von 0,05 mmol/l zur Berücksichtigung des mit erfassten Lösungswassers direkt der Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen. Aus der Differenz der Ausgangshärte des Wassers zur Härte im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht ergibt sich die Konzentration an kalklösender Kohlensäure in [mg/l] durch Multiplizieren des Mehrverbrauchs an 0,1 normaler Säure mit dem Faktor 22. Hinsichtlich dieser Umrechnung finden sich in der Literatur, z.B. auch in der DIN 4030, Ungereimtheiten, die in Hof (1999) näher erläutert werden. Der an der Ausgangsprobe ermittelte $K_{s\ 4,3}$ -Wert bzw. die daraus abgeleitete Konzentration an Hydrogencarbonat-Ionen stellt weiterhin zusammen mit dem pH-Wert, Temperatur und Ionenstärke die Eingangsparameter der Berechnung der Konzentration an kalklösender Kohlensäure nach Tillmans dar. Durch den Vergleich zwischen analytisch und rechnerisch bestimmter Konzentration können Unregelmäßigkeiten in der CO_2 -Steuerung o.ä. aufgedeckt werden, die z.B. auf Alterung der pH-Elektroden zurückzuführen sind.

5 Umströmungsversuche

5.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Korrosionsfortschritts, gemessen als Dicke der korrodierten Randzone in Abhängigkeit von der Zeit, werden die Zementkörper von Prozesswasser mit den unterschiedlichen Gehalten an kalklösender Kohlensäure umströmt, zu unterschiedlichen Zeitpunkten den Kreisläufen entnommen und untersucht. Dafür werden Zementkörper sowohl in den unterschiedlichen Böden als auch direkt in Wasser gelagert. Tabelle 5.1 zeigt eine Übersicht über die untersuchten Zementkörper.

Tabelle 5.1 Übersicht über korrodierte Zementkörper

Lagerung	Wasser			Boden 1			Boden 2	Boden 3
	30	60	90	30	60	90		
[H ₂ CO ₃] kalklösend	30	60	90	30	60	90	90	90
Zeitdauer in Monaten	1 – 12			9	6 + 9	1 - 12	9	9

5.2 Versuchstechnik

5.2.1 Korrosionssimulation

Zur Korrosion werden die Prüfkörper je nach Lagerung in zwei verschiedene Zelltypen eingebaut. Zur Wasserlagerung werden die Zementkörper in Zellen mit speziellen Halterungen mit ausreichend Freiraum zwischen den einzelnen Zementkörpern eingesetzt, so dass eine gleichmäßige Umströmung der einzelnen Körper von oben nach unten erfolgen kann (s.Bild

5.1). Die Größe der Durchflussgeschwindigkeit spielt bei der direkten Wasserlagerung eine untergeordnete Rolle, da bei den vorhandenen Randbedingungen bezüglich der Konzentration an kalklösender Kohlensäure der Herantransport von unverbrauchter Kohlensäure mit dem fließenden Wasser nicht den geschwindigkeitsbestimmenden Faktor für den Korrosionsfortschritt darstellt.

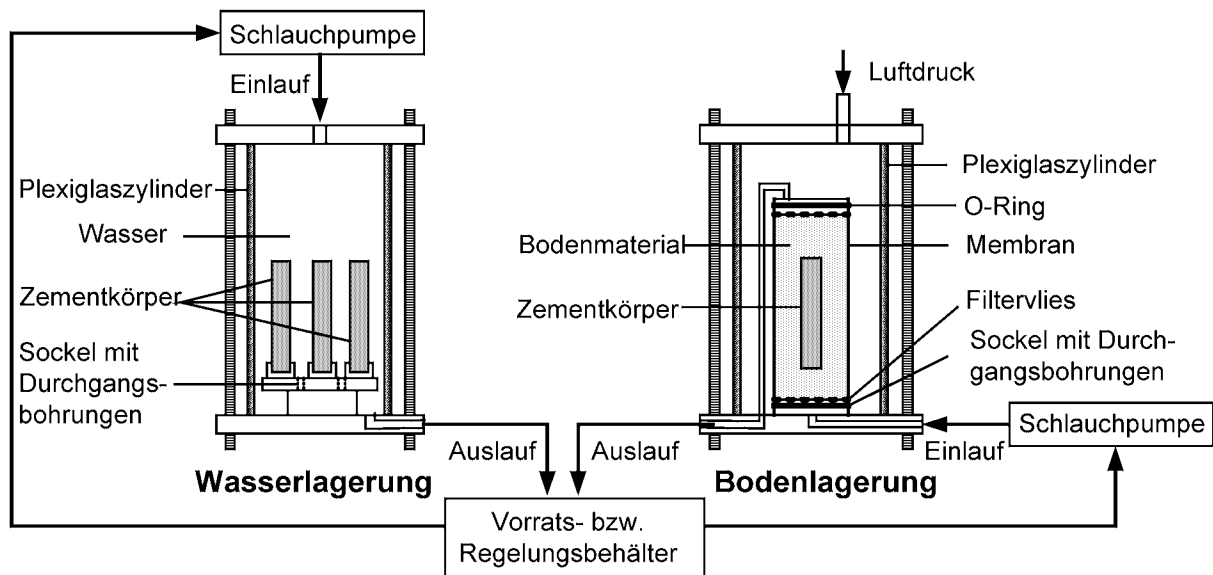


Bild 5.1 Lagerung der Prüfkörper

Zur Bodenlagerung werden die Zementkörper in Triaxialzellen eingebaut, die dahingehend modifiziert sind, dass eine Durchströmung der Bodenprobe mit dem Prozesswasser erfolgen kann (s. Bild 5.1). Der Einbau der Bodenprobe erfolgt mit der beschriebenen Rieseltechnik. Der Zementkörper wird mit Hilfe einer Zentriereinrichtung während des Einriesselvorgangs mittig in der Schalung zum Einbau der Bodenprobe gehalten. Die Durchströmung des Bodens erfolgt von unten nach oben parallel zur Zementkörperlängsachse, so dass eine Luftblasenbildung unterhalb von Bodenkörnern und dem Zementkörper vermieden wird. Eingelegte Filtervliese verhindern den Austrag von feinem Bodenmaterial und ermöglichen eine möglichst homogene Durchströmung der Zelle. Durch den aufgebrachten Zelldruck von 1 bar wird der Bodenkörper gestützt und das gleiche Spannungsniveau wie bei den Durchlässigkeits- und Ausziehversuchen erzeugt.

5.2.2 Präparation und Untersuchung der korrodierten Prüfkörper

Die in Wasser gelagerten Zementkörper werden in Cellophan gewickelt und mit Zellstoff umhüllt, um weitere Untersuchungen hinsichtlich der Korrosionstiefe an anderer Stelle zu ermöglichen. Die in Boden gelagerten Zementkörper werden zum Transport mit dem Bodenkörper, der durch eine Latexmembran umschlossen wird, in Plastikhalbschalen fixiert. Es konnten keine durch den Transport hervorgerufenen Beschädigungen der korrodierten Randschicht festgestellt werden. Nach dem vorsichtigen Ausbau werden die korrodierten Prüfkörper durch Tauchen in ein Epoxidharzsystem mit einem Harzfilm umschlossen und für die weiteren Untersuchungen haltbar gemacht. Von den eingegossenen Zementkörpern werden Schnitte hergestellt, die unter dem Stereomikroskop untersucht werden. Zur quantitativen

Auswertung der Korrosionsdicke wird jeder Körper vertikal in 8 Scheiben unterteilt und an jeder Scheibe 12 Punkte entsprechend der Stundeneinteilung einer Uhr untersucht. Aus den so gewonnenen Meßdaten werden die Mittelwerte gebildet und die Standardabweichungen berechnet.

5.3 Ergebnisse

5.3.1 Qualitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts

Während des Korrosionsvorgangs kann man die in Wasser gelagerten Körper kontinuierlich beobachten. Man erkennt zunächst wie sich innerhalb der ersten Tage nach Korrosionsbeginn, vermutlich durch Carbonatisierung, ein heller Belag auf der Zementsteinoberfläche bildet. Den weiteren Korrosionsfortschritt kann man anhand der Ausbildung von bräunlichen Stellen erkennen, die zunächst punktuell an besonders exponierten Stellen wie z.B. den Kanten der Zementkörper entstehen und dann in Abhängigkeit von dem korrosiven Milieu in Größe und Zahl zunehmen. Diese Beobachtungen decken sich mit Angaben in der Literatur z.B. bei Manns, Zimbelmann und Beyer (1987). Die bräunlich Färbung wird durch Eisen- und Aluminiumoxide hervorgerufen, die während der Korrosionsprozesse in Abhängigkeit vom pH-Milieu ausgefällt und wieder weggelöst werden. Bild 5.2 zeigt die Abhängigkeit den Korrosionsfortschritts in Abhängigkeit von der Zeit und dem Gehalt an kalklösender Kohlensäure. Der starke Farbkontrast tritt dabei verstärkt durch das Epoxidharz auf der Oberfläche hervor.

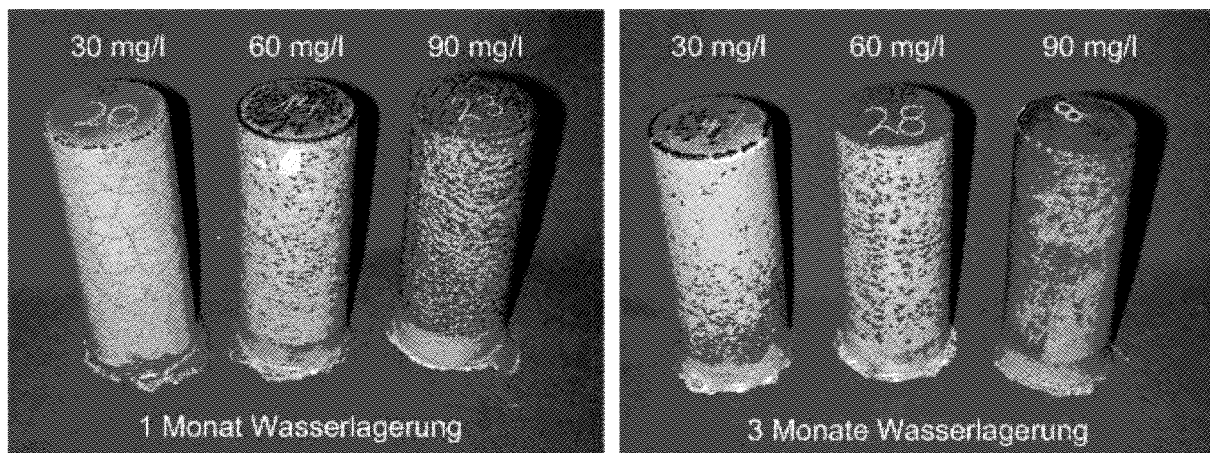


Bild 5.2 Zementkörper nach 1- und 3-monatiger Wasserlagerung

Unter dem Stereomikroskop kann man die korrodierte Randzone (s. Bild 5.3) anhand der Färbung in drei Bereiche unterteilen: eine feste, jedoch leicht verfärbte Zone, die sich an den völlig unveränderten Zementstein anschließt, dann eine sehr dünne, durch Ausfällung von Eisen- bzw. Aluminiumoxiden und -hydroxiden dunkel gefärbte Zone sowie eine wenig feste, helle, hochporöse Schicht, die im wesentlichen aus amorphem SiO_2 besteht, nach eigenen Untersuchungen jedoch auch noch ungelöstes CaCO_3 enthält. Die scheinbar punktuell beginnende Korrosion wird auch bei der mikroskopischen Betrachtung deutlich. Zuerst bilden sich typischerweise buchtenförmige Korrosionsstellen, das heißt man hat lokal eine deutliche Korrosion und direkt daneben praktisch komplett ungestörten Zementstein, dies ist auch in Bild

5.3 erkennbar. Im Lauf der Zeit wachsen die Korrosionsbuchten zusammen und ergeben eine durchlaufend korrodierte Randschicht.

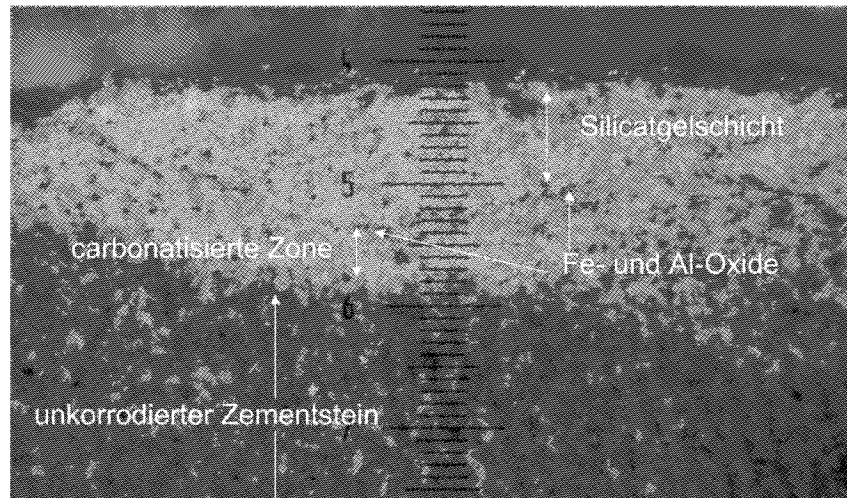


Bild 5.3 Stereomikroskopisches Bild eines Schnittes von einem Zementkörper nach 6-monatiger Wasserlagerung mit 60 mg/l (ein Teilstrich $\cong 0,08$ mm)

Durch Abkratzen mit einem Metallspatel kann von den korrodierten Körpern nur die im laufenden mit „korrodierte Randzone“ bezeichnete Materialdicke abgenommen werden, die der äußeren hochporösen SiO_2 -haltigen Schicht unter dem Mikroskop entspricht. Meistens befindet sich an der Grenzfläche dieser Zone zur anschließenden, lediglich hell verfärbten Zone die beschriebene dunkle Zwischenschicht. Bis zu dieser Schicht kann die korrodierte Randzone leicht mechanisch entfernt werden. Sie fühlt sich im feuchten Zustand äußerst weich und gleitfähig an. Die anschließende, lediglich hell verfärbte, carbonatisierte Zone hat eine ähnliche Härte wie der unbeeinflusste Zementstein und ist dementsprechend mechanisch nicht zu entfernen. Als relevante Korrosionstiefe für die Reduzierung der Ankertragfähigkeit ist deshalb die Zone mit zerstörter Struktur anzusehen, die in der theoretischen Einführung zum Angriff des Zementsteins durch kalklösende Kohlensäure als amorphe Siliciumdioxid-Schicht bezeichnet wurde. Weiterhin erkennt man rein qualitativ nach dem Ausbau der korrodierten Zementkörper aus den Scherkästen, dass der Angriff auf die glatten Stirnflächen der Zementkörper, an die durch Randläufigkeiten auch Prozesswasser gelangt, stärker ist als auf die sandrauh Oberflächen. Durch die Rauigkeit der Zementkörper und die teilweise eingebundenen Sandkörner kommt es vermutlich zu einer Art Abschirmeffekt gegenüber der angreifenden Flüssigkeit.

5.3.2 Quantitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts

Die quantitative Auswertung der Korrosionstiefen in Abhängigkeit von der Zeit ist für die einzelnen Randbedingungen in Bild 5.4, Bild 5.5 und Bild 5.6 dargestellt. Bei der Auswertung ergibt sich keine Abhängigkeit der Korrosionstiefe von der Höhenlage, so dass alle Meßwerte gemittelt werden können. Die Standardabweichung der Korrosionstiefe ist nahezu unabhängig von der Korrosionstiefe selbst. Sie kann mit 0,15 mm angegeben werden und ist damit wesentlich größer als die Messungenauigkeit. Zurückzuführen ist sie zum einen auf den zunächst

buchtenförmigen Korrosionsverlauf sowie die Streuung der eigentlichen Dicke der korrodieren Randzone.

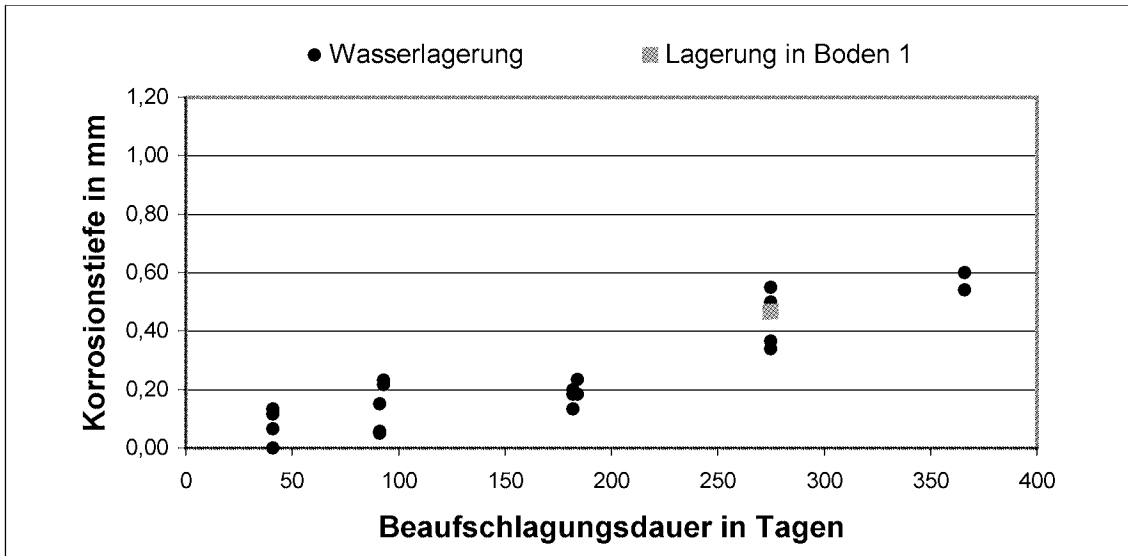


Bild 5.4 Korrosionstiefen bei 30 mg/l kalklösende Kohlensäure

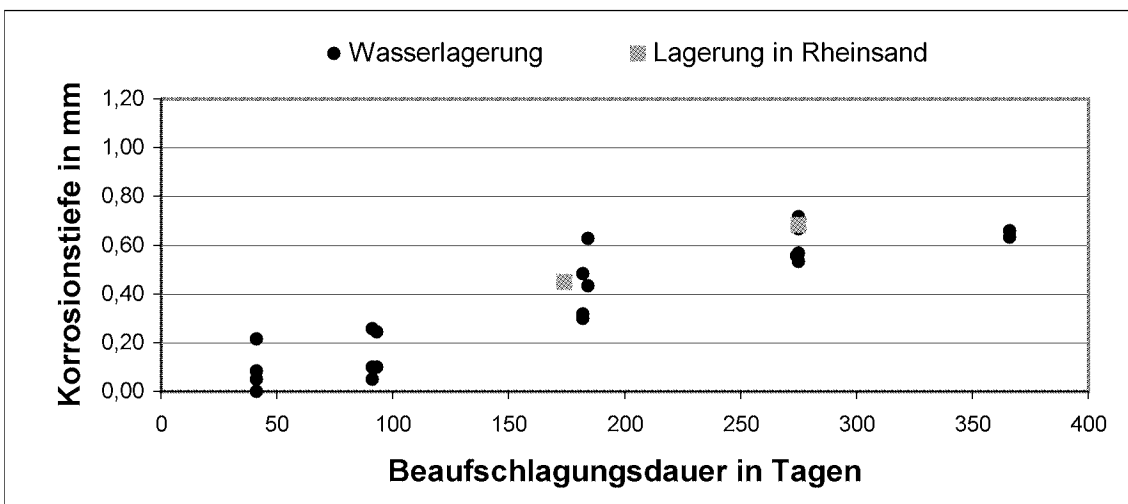


Bild 5.5 Korrosionstiefen bei 60 mg/l kalklösende Kohlensäure

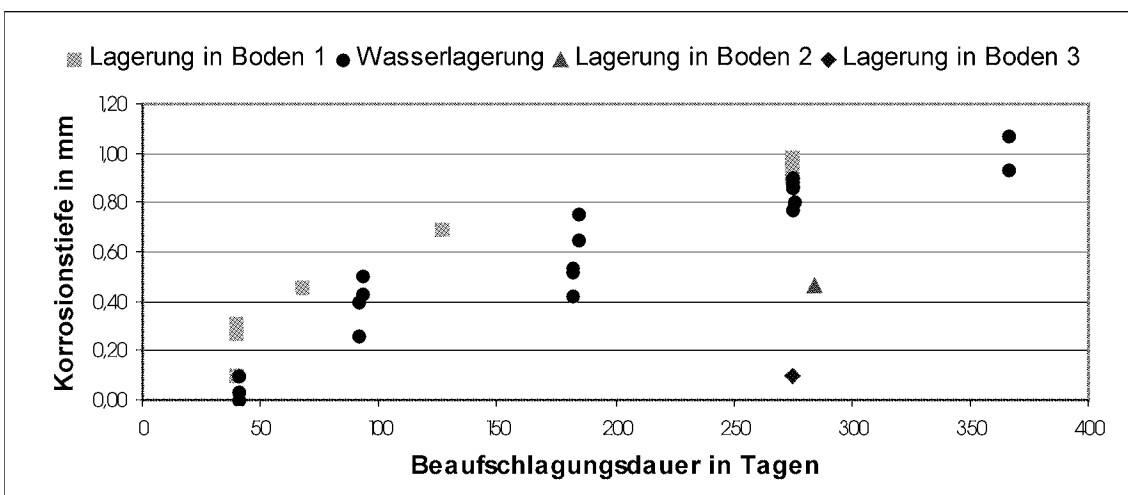


Bild 5.6 Korrosionstiefen bei 90 mg/l kalklösende Kohlensäure

Die Ergebnisse zeigen deutlich die Abhängigkeit der Korrosionstiefe von der Zeit, dem Gehalt an kalklösender Kohlensäure und der Durchlässigkeit des Bodens bzw. der daraus resultierenden Grundwasserfließgeschwindigkeit. Dabei bestätigt sich, dass es sich bei dem Korrosionsfortschritt aufgrund der Ausbildung der Silicatgelschicht um einen diffusionsgesteuerten Prozess handelt, bei dem es mit zunehmender Korrosionsdauer immer mehr zu einer Verlangsamung des weiteren Korrosionsfortschritts kommt. Bei Boden 1 und Wasserlagerung zeigen sich weitgehend übereinstimmende Messergebnisse, aus denen sich schließen lässt, daß bei dieser Durchlässigkeit bzw. Grundwasserfließgeschwindigkeit, der Boden keinen hemmenden Einfluß auf den Korrosionsfortschritt gegenüber der direkten Wasserumströmung aufweist. Größerer erosiver Abtrag ist aufgrund der vorhandenen Stabilität der korrodierten Randzone ohne zusätzliche mechanische Einwirkung nur durch die Grundwasserfließgeschwindigkeit unter den vorhandenen Randbedingungen vernachlässigbar. Bei Boden 2 und Boden 3 zeigen sich deutlich reduzierte Korrosionstiefen gegenüber der Wasserlagerung. Bei Boden 2 entspricht die Korrosionstiefe ca. der Hälfte und bei Boden 3 nur noch ca. 1/10 derjenigen bei Wasserlagerung bzw. Lagerung in Boden 1. Da bei diesen Zementkörpern jedoch auch keine Abnahme der Korrosionstiefe längs der Zementkörperhöhe erkennbar ist, kann diese Hemmung des Korrosionsfortschritts nicht auf mangelnden Nachschub an kalklösender Kohlensäure zurückzuführen sein. Vielmehr muß die Prozesswasserzusammensetzung über die gesamte Höhe konstant sein. Vermutlich wird der Stofftransport an der Zementkörperoberfläche durch den Diffusionskoeffizienten des Bodens bestimmt und nicht von der Grundwasserfließgeschwindigkeit bzw. k-Wert des Bodens, da bei Strömungsprozessen die Fließgeschwindigkeit an den Rändern, hier also an der Zementkörperoberfläche, gleich Null ist. Der Diffusionskoeffizient des Bodens nimmt wiederum mit dem k-Wert ab, wobei es keinen allgemeingültigen Zusammenhang zwischen den Transportparametern k-Wert und Ionendiffusionskoeffizienten gibt. Infolge von Mischungsprozessen quer zur Fließrichtung hat das anstehende Prozeßwasser immer gleichbleibende Zusammensetzung über die Höhe. Überträgt man diese Situation auf in-situ-Randbedingungen kann man vermutlich davon ausgehen, dass auch bei sehr viel längeren Ankern keine Abhängigkeit des Korrosionsfortschritts von der relativen Lage des betrachteten Ankerabschnitts zur Grundwasserfließrichtung vorhanden ist, wenn man noch dazu davon ausgehen kann, dass eine Umströmung nahezu parallel zur Längsachse des Ankerkörpers eher selten auftritt.

Die Tatsache, dass das Prozesswassermilieu höhenunabhängig ist, führt zu einer Vereinfachung der rechnerischen Abschätzung des Korrosionsfortschritts auch bei niedrigen Durchflußgeschwindigkeiten, da somit stationäre Verhältnisse bezüglich der an den Korrosionsprozessen beteiligten Stoffe herrschen. In der Literatur wird der Korrosionsfortschritt, gemessen als Dicke der korrodierten Randzone oder als durch den Säureangriff herausgelösten Menge an Calciumoxid, zumeist mit einer allgemeineren Potentialfunktion (z.B. Pavlik, 1994, Friede, 1983) oder der spezielleren Wurzelfunktion (Grube und Rechenberg, 1987, Rombén, zitiert in Pavlik, 1993, Franke, 1996) approximiert. Für den Fall, daß die korrodierte Randzone intakt ist, kann die Korrosion als eindimensionaler Diffusionsprozeß beschrieben werden, der einem \sqrt{t} -Gesetz folgt. Grube und Rechenberg (1983) entwickelten dafür folgendes Modell, das in der hier dargestellten Form für reinen Zementstein ohne unlöslichen Zuschlag gilt.

$$d = \sqrt{\frac{2 \cdot D}{m_1} (c_s^* - c_l) \cdot t} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

mit:

d = Dicke der korrodierten Randzone [cm]

D = Diffusionskoeffizient von $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ in der korrodierten Randzone [cm^2/s]

m_1 = Masse an löslichem CaO im Zementstein [g/cm^3]

c_s^* = $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ -Konz. an der Korrosionsfront [g/cm^3]

c_l = $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ -Konz. im Lösungswasser [g/cm^3]

t = Korrosionsdauer [s]

Der allgemeinere Potenzansatz

$$d = a \cdot t^n \quad \text{Gl. (5.2)}$$

bzw. erweitert nach Pawlik (1995):

$$d = b \cdot c^m \cdot t^n \quad \text{Gl. (5.3)}$$

mit:

a, b, m, n = empirische Koeffizienten, abhängig von Versuchsrandbedingungen, Säure, Säurestärke, Zementzusammensetzung

ergibt für die Koeffizienten $m, n = 0,5$ wiederum der Ansatz nach dem 1. Fick'schen Gesetz. In der Literatur finden sich gute Übereinstimmungen zwischen der theoretischen Herleitung auf Basis des 1. Fick'schen Gesetzes und den experimentell gewonnenen Messergebnissen. Friede (1983), der den Einfluß von kalklösender Kohlensäure auf Beton untersucht hat, erhält einen Exponentialkoeffizienten von $n = 0,485$. Pavlik (1994) ermittelt für den Angriff von Essigsäure in verschiedenen Konzentrationen Werte für n in einem Intervall zwischen 0,499 und 0,541.

Berechnet man für die experimentell gewonnen Messdaten der Korrosionstiefen bei Wasserlagerung und Lagerung in Boden 1 mit Hilfe des Prinzips der Minimierung der Fehlerquadrate Trendlinien nach dem Ansatz $a \cdot \sqrt{t}$, erhält man die in Bild 5.7 dargestellten Trendlinien. Man erkennt eine gute Approximation der Messwerte mit dem gewählten \sqrt{t} -Ansatz. Die Kontrolle des Korrosionsfortschritts durch Diffusion bestätigt sich dadurch. Untersucht man den Koeffizienten a , der von der Konzentration an kalklösender Kohlensäure abhängt, näher, erkennt man jedoch eine Abweichung von der Theorie. Trägt man die Koeffizienten a als Funktion von dem Gehalt an kalklösender Kohlensäure auf, kann man die Werte ebenfalls mit einem Potentialansatz approximieren (s. Bild 5.8). Dabei differiert der Exponent $m = 0,6686$ von 0,5, der nach dem Diffusionsansatz nach Grube und Rechenberg (1984) und Rombén gelten müsste. Insgesamt erhält man aus den Messwerten bei Wasserlagerung und Lagerung in Boden 1 folgende Bestimmungsgleichung für die Korrosionstiefe in Abhängigkeit von der Korrosionsdauer und dem Gehalt an kalklösender Kohlensäure:

$$d = 0,0022 \cdot c^{0,6686} \cdot t^{0,5} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

mit:

d = Korrosionstiefe in [mm]

c = Konzentration an kalklösender Kohlensäure in [mg/l]

t = Korrosionsdauer in Tagen [d]

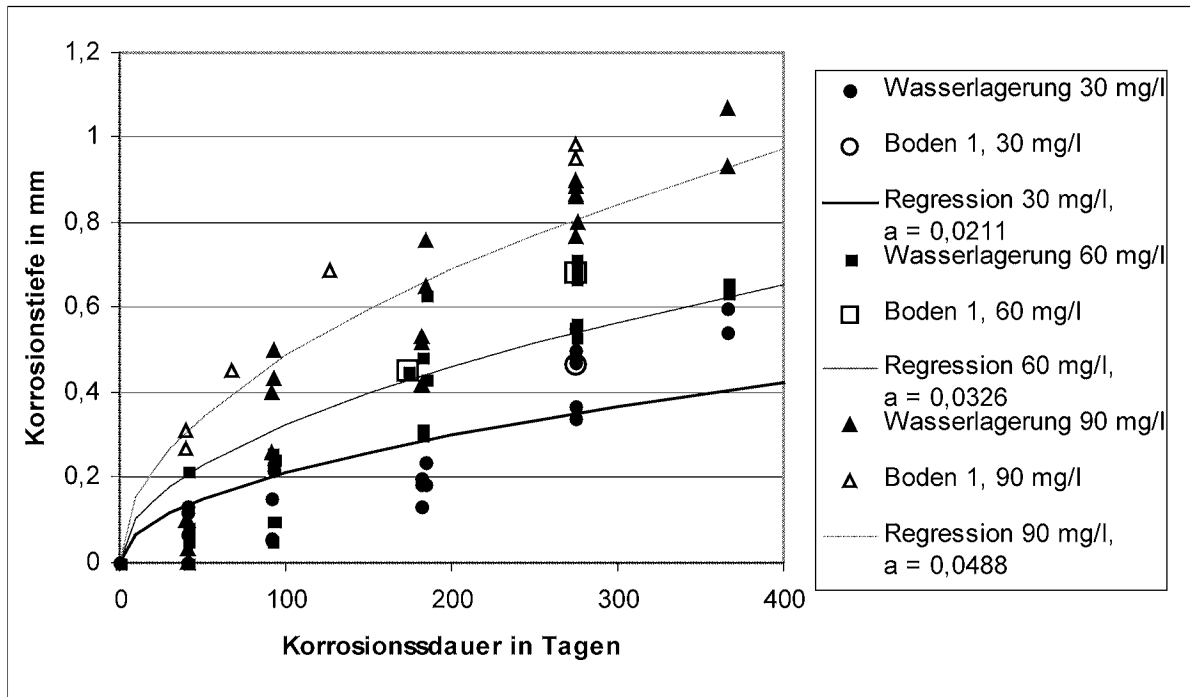
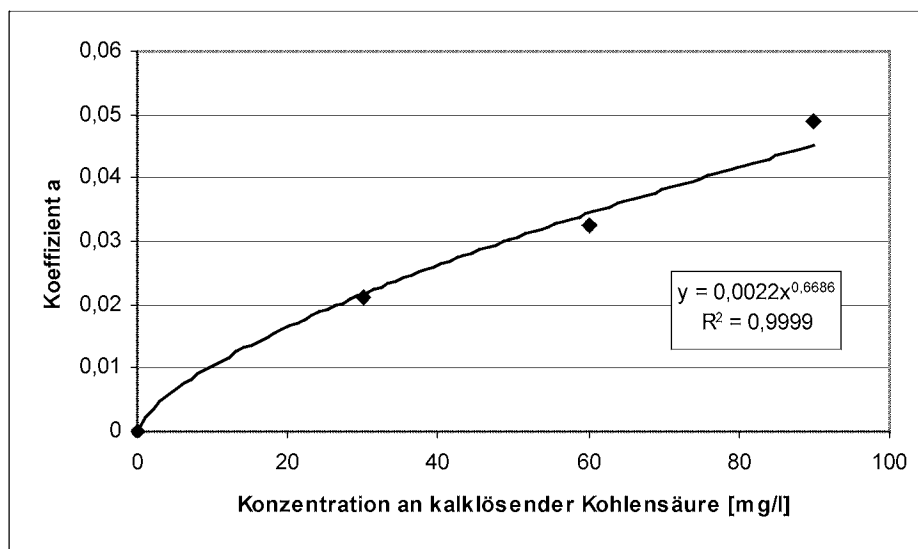

 Bild 5.7 Trendlinien für Korrosionsfortschritts nach dem Ansatz $a \cdot \sqrt{t}$


Bild 5.8 Approximation des Koeffizienten a

Der Exponentalkoeffizient von $m = 0,6686$ stimmt recht gut mit dem Wert von $m = 0,7$ überein, den Pavlik (1994) für den Angriff von Salpetersäure ermittelt hat. Er begründet den gegenüber dem rein diffusiven Ansatz vergrößerten Einfluß der Konzentration an kalklösender Kohlensäure teilweise damit, dass sich in der korrodierten Randzone Risse ausgebildet haben, so dass der Stofftransport nicht rein diffusiv kontrolliert ist, sondern durch Konvektionsvorgänge überlagert wird. Eine solche Rissbildung ist bei den in Bild 5.2 dargestellten Zementkörpern nur bei dem 1. Körper mit der Nummer 20 erkennbar. Diese Risse können jedoch auch als Schwindrisse infolge von Austrocknungsvorgängen entstanden sein, die auch von Manns, Zimbelmann und Bayer (1987) beschrieben werden. Allerdings ist bei einer rechnerischen Porosität der korrodierten Randzone im Endzustand von ca. 89 % eine Überlagerung

der diffusiven Transportvorgänge durch Konvektion durchaus denkbar. Der Effekt des gegenüber der rein diffusiven Kontrolle verstärkten Einflusses der Konzentration an kalklösender Kohlensäure führt dazu, daß die Kurve für die Korrosionstiefe steiler verläuft und nicht so schnell abflacht.

Für Boden 2 und Boden 3 sind jeweils nur ein Langzeitmesswert bei 90 mg/l kalklösende Kohlensäure vorhanden, so dass der Koeffizient a in Gl. (5.2) direkt berechnet werden kann. Die entsprechenden Wurzelfunktionen sind zusammen mit derjenigen für Boden 1 und Wasserlagerung bei 90 mg/l kalklösende Kohlensäure in Bild 5.9 dargestellt. Um den Koeffizienten a als Funktion der Konzentration an kalklösender Kohlensäure auszudrücken, muß die Annahme getroffen werden, dass der Exponent $m = 0,6686$, der anhand der Messdaten von Boden 1 bzw. Wasserlagerung gewonnen wurde, auf die andere Böden übertragen werden kann und sich nur der Vorfaktor b in Gl. (5.3) in Abhängigkeit vom anstehenden Boden ändert. Die entsprechenden Approximationen für Boden 1,2 und 3 sind in Bild 5.10 dargestellt.

Zusammenfassend können folgende Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der Korrosionstiefe in Abhängigkeit von Zeit und Konzentration an kalklösender Kohlensäure aus den gewonnenen Messdaten abgeleitet werden:

$$\text{Boden 1: } d = 0,0022 \cdot c^{0,6686} \cdot t^{0,5} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

$$\text{Boden 2: } d = 0,00135 \cdot c^{0,6686} \cdot t^{0,5} \quad \text{Gl. (5.5)}$$

$$\text{Boden 3: } d = 0,0003 \cdot c^{0,6686} \cdot t^{0,5} \quad \text{Gl. (5.6)}$$

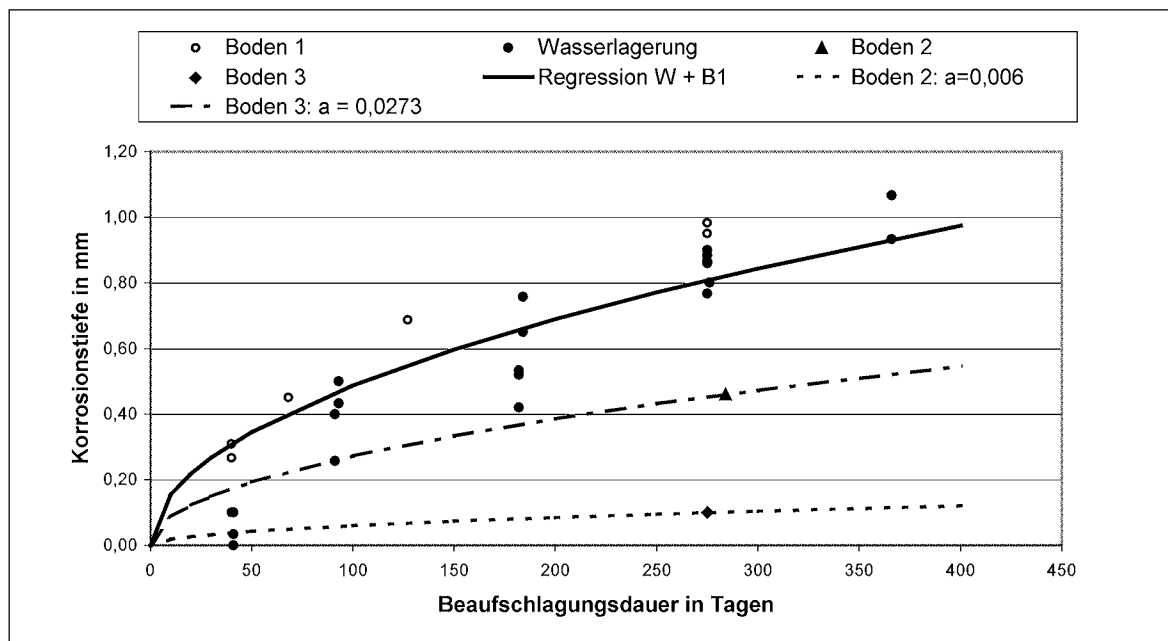
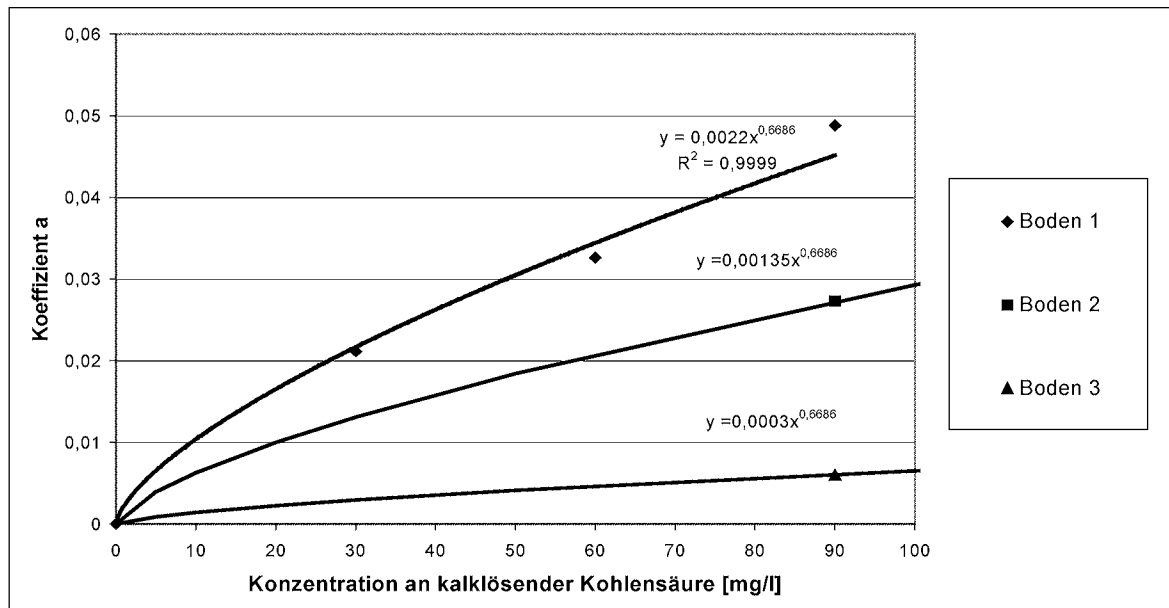


Bild 5.9 Trendlinien für Boden 1,2 und 3 und Wasserlagerung bei 90 mg/l kalklösende Kohlensäure

Bild 5.10 Approximation des Koeffizienten $a = f(c)$ für Boden 1,2 und 3

6 Scherversuche

6.1 Vorgaben zur Entwicklung eines neuen Scherkastens

6.1.1 Anforderungen infolge der Korrosionssimulation

Für die Durchführung der Scherversuche an korrodierten Zementkörpern müssen Scherkästen entwickelt werden, die zunächst eine Durchströmung der Bodenprobe erlauben und anschließend direkt ein Abscheren zwischen korrodiertem Zementkörper und Boden, ohne zuvor die Kontaktfläche zu stören. Weiterhin müssen sich die verwendeten Materialien, die in Kontakt mit dem wenn auch geringfügig aggressiven Prozesswasser gelangen, gegen dieses inert verhalten. Während des Korrosionsprozesses soll die Bodenprobe kontinuierlich belastet sein. Da die Korrosionssimulation über mehrere Monate läuft und der Korrosions- und der Abschervorgang in einem Gerät stattfinden müssen, sowie einige Randbedingungen variiert werden, müssen 14 Scherkästen gebaut werden, die für den Abschervorgang in die Abschermimik eingesetzt werden.

6.1.2 Wahl des Gerätetyps und der Versuchssteuerung

Als Scherkastentyp wird eine Gerätebauweise gewählt mit frei aufliegender oberer Rahmehälfte mit allen Freiheitsgraden. Bei dieser Bauweise liegt der obere Rahmen ohne Führung auf dem unteren Rahmen auf und wird durch ein Punktlager horizontal gestützt. Der Laststempel ist frei drehbar in den oberen Rahmen eingepasst so dass sich sowohl der Rahmen als auch der Stempel unabhängig voneinander verdrehen und vertikal verschieben können. Am Lehrstuhl ist ein Schergerät nach Casagrande vorhanden, so dass mit einem Vergleich der gewonnenen Scherparameter an unkorrodierten Zementkörpern die Funktionalität der neu entwickelten Scherkästen überprüft werden kann. Da in die obere Rahmehälfte seitlich zur Durchströmung Filtersteine eingesetzt sind, wirken zwischen Rahmen und Boden verstärkt

Schubspannungen, daher soll eine Zwängung des oberen Rahmens komplett vermieden werden, um die Normalspannungen, die aufgebracht werden und für die Auswertung herangezogen werden, nicht in unbekannter Weise zu beeinflussen.

Die Versuche werden weggesteuert mit konstantem Vorschub gefahren, entweder trocken oder gesättigt und dräniert.

6.1.3 Rahmengröße

Gewöhnlich habe Scherkästen ein Größe von $6 \times 6 \text{ cm}^2$ oder $10 \times 10 \text{ cm}^2$. Aus technischen Gründen verwendet man möglichst kleine Grundflächen, um eine gleichmäßige Auflastspannung erzielen zu können. Krämer und Rizkallah (1976) haben den Einfluß der Scherkastengröße untersucht und sind zu dem Ergebnis gekommen, dass die Größe des Scherkastens keinen Einfluß auf die ermittelten Reibungswinkel haben, solange die Grenzdurchmesser der Bodenkörner nach Lewis (1965) eingehalten werden. Dieser gibt für einen Scherkasten mit einer Fläche von $6 \times 6 \text{ cm}^2$ einen Grenzdurchmesser von ca. 1 mm ($\approx 1/50$ der Seitenlänge) an und bei einer Fläche von $30,5 \times 30,5 \text{ cm}^2$ von ca. 6,5 mm ($\approx 1/60$ der Seitenlänge). Bishop (1948) stellt fest, dass bei gröberem Sand die Ergebnisse mit kleinen Scherrahmen mehr streuen, da sich Unregelmäßigkeiten hier stärker auswirken. Hinsichtlich des Einflusses der Rahmengröße auf die Untersuchung der Kontaktfläche zwischen Boden und einem festen Material findet man in der Literatur keine gesonderten Aussagen. Stoehwase (2001) benutzt für seine Untersuchungen der Grenzflächen von Geotextilien Scherrahmen mit einer Fläche von $30 \times 30 \text{ cm}^2$, Mortara (2001) verwendete zur Untersuchung der Grenzfläche Metall-Boden einen Scherrahmen mit $10 \times 10 \text{ cm}^2$. Tabucanon, Airey und Poulos (1995), die zur Untersuchung des Tragverhaltens von Pfählen, das Scherverhalten von Sand gegenüber Messingblöcken untersuchten, griffen wiederum auf Scherrahmen mit einer Fläche von $6 \times 6 \text{ cm}^2$ zurück.

6.1.4 Anordnung von Zementkörper und Boden

Grundsätzlich sind bei der Durchführung von Scherversuchen zur Untersuchung des Reibungsverhaltens zwischen Erdstoffen und einem festen Material wie Zement, Geotextil oder Metall zwei Versuchsanordnungen denkbar. Alternativ kann das Sandbett über dem festen Material erstellt werden, oder das Material wird auf das vorbereitete Sandbett aufgelegt. Die Versuchsergebnisse, die man mit Hilfe der beiden unterschiedlichen Anordnungen gewinnt, unterscheiden sich signifikant. Subba Rao et al. (1996, 1998) führten eine detaillierte Literaturauswertung und eigene Versuche durch. Dabei stellte sich heraus, dass der gemessene Peakreibungswinkel δ_p bei den Versuchen, bei denen das zu untersuchende Material auf die freie Oberfläche des vorbereiteten Sandbetts gelegt wird, im Gegensatz zu den Ergebnissen der anderen Variante unabhängig von der Lagerungsdichte ist. Dies führen die Autoren darauf zurück, dass die Oberfläche des eingebrachten Sandmaterials eine andere Dichte hat als die tiefer liegenden Schichten. Dieser dünne „Oberflächenfilm“ entzieht sich auch allen Verdichtungsversuchen. Folglich repräsentiert bei dieser Versuchsvariante die Dichte in der Kontaktfläche Boden-Material nicht den eigentlichen Sandkörper. Außerdem kann bei dieser Versuchsanordnung die Hebung des Sandprobe während des Abschervorgangs nicht direkt gemessen werden. Aus diesen Überlegungen heraus wird die Versuchsanordnung gewählt, bei

der sich der Zementkörper in der unteren Rahmenhälfte befindet und der Sandkörper in der oberen.

6.2 Versuchsaufbau

6.2.1 Scherkasten

Als Material wird Plexiglas verwendet. Dieser Kunststoff wird nicht durch kalklösende Kohlensäure angegriffen bzw. aus diesem werden keine Ionen herausgelöst, die die chemischen Analysen stören könnten. Weiterhin ist die Steifigkeit groß genug, dass bei den vorhandenen Auflasten und den gewählten Abmessungen nicht mit einer relevanten Dehnung bzw. Verformung des Rahmens zu rechnen ist. Ein Überschlagsrechnung ergibt, dass bei einer Auflast von 175 kN/m^2 und einem angesetzten E-Modul von 2700 MN/m^2 mit einer Setzung des Bodenprobe von ca. $0,00057 \text{ mm}$ infolge der Dehnung des Scherkastens zu rechnen ist. Dies ist in Anbetracht der absoluten auftretenden Setzungen vernachlässigbar.

Die Scherfläche beträgt $10 \times 10 \text{ cm}^2$. Die Höhe der Gesamtenprobe beträgt ca. 3 cm . Die Probenhöhe entspricht also ca. $1/3$ der Breite und ist größer als das zehnfache des Größtkorndurchmessers. Insgesamt besteht der Scherkasten aus 2 Rahmen zur Aufnahme des Versuchsmaterials und einem Aufbau zur Aufbringung der Auflast durch Luftdruck während der mehrmonatigen Korrosion, einer Boden- und einer Deckelplatte aus Aluminium, die während des Korrosionsvorgangs über 4 Schrauben fest miteinander verschraubt sind (s. Bild 6.1, Bild 6.2 und Bild 6.3). Zusätzlich zu den Schrauben sind in den Ecken 4 Bohrungen für Passstifte vorhanden. Die Passstifte sorgen während des Zusammenbaus des Kastens für eine exakte Ausrichtung der einzelnen Rahmen übereinander.

In den unteren Rahmen wird der Zementkörper eingelegt. Er wird nach unten durch eine Kunststoffplatte und aus Steifigkeitsgründen einer Aluminiumplatte abgeschlossen. Die dünne Kunststoffplatte schützt die Aluminiumplatte vor dem aufliegenden Zementkörper. Durch das alkalische Milieu würde die Aluminiumplatte sonst innerhalb kürzester Zeit angegriffen. Boden und Rahmen werden aus Handhabbarkeitsgründen für den Einbau des Zementkörpers separat verschraubt und über einen O-Ring abgedichtet.

Der mittlere Rahmen beinhaltet das Bodenmaterial, das zu Korrosionszwecken zunächst durchströmt werden muß. In zwei gegenüberliegende Seiten sind daher Durchgangsöffnungen gebohrt, an die Schlauchverbinder angeschraubt werden, so dass der Boden senkrecht zur Abscherrichtung durchflossen werden kann. Um eine gleichförmige Durchströmung zu erzielen, werden in die entsprechenden Innenseiten des Rahmens Vertiefungen eingefräst, in die Filtersteine aus Edelstahl eingeklemmt werden. Durch diese Filtersteine tritt das Prozesswasser gleichmäßig über die Fläche in die Bodenprobe ein bzw. aus. Über die seitlichen Filtersteine und Durchgangsbohrungen erfolgt während des Abschervorgangs die Drainage. Die Bodenprobe wird nach oben mit einer geriffelten Plexiglasplatte abgeschlossen, die zum Abtrag der eingeleiteten Horizontalspannungen beiträgt (Hvorslev, 1937, zitiert in Stoechwase, 2001). Andernfalls können sich vor der Rahmenwand sekundäre Bruchfugen ausbilden, wobei die damit verbundene Aufschiebung der Probe in diesem Bereich zu weiteren Rotationen der Lastplatte führt.

Die Auflagerfläche zwischen unterer und mittlerer Rahmenhälfte stellt die spätere Scherfuge dar. Bei der Ausbildung dieser Fuge ist zu berücksichtigen, dass sie zwei gegenläufige Aufgaben zu erfüllen hat. Zum einen muß diese Fuge während der Durchströmung wasserdicht abgeschlossen werden, zum anderen soll in dieser Scherfuge während des Abschervorgangs möglichst wenig Reibung herrschen. Die Einstellung eines Spaltes mit Hilfe von Stellschraubchen ist hier nicht möglich, da jegliche Manipulation an der Kontaktfläche zwischen korrodiertem Zementkörper und Boden vermieden werden muß. Um beide Kriterien möglichst gut zu erfüllen wird zur Abdichtung zwischen die beiden Rahmenhälften ein O-Ring aus Teflon in eine passend gefräste Nut eingelegt. Um während des Korrosionsvorgangs eine ausreichende Dichtwirkung zu erzielen, müssen die Rahmenhälften bereits während des Einrieselvorgangs durch zusätzliche Schrauben fest miteinander verspannt und der O-Ring überdrückt werden, da sonst feines Bodenmaterial in die Kontaktfläche gelangt und die Dichtwirkung des Teflon-O-Rings außer Kraft setzt. Die Dichtwirkung eines O-Rings aus Standardmaterial wie Perbutan ist auf Grund der größeren Verformbarkeit besser unter den gegebenen Umständen, allerdings erzeugt ein O-Ring aus diesem Material viel größere Reibung auf dem Plexiglasrahmen, insbesondere in Hinsicht auf die Haftung nach mehrmonatiger Anpressung.

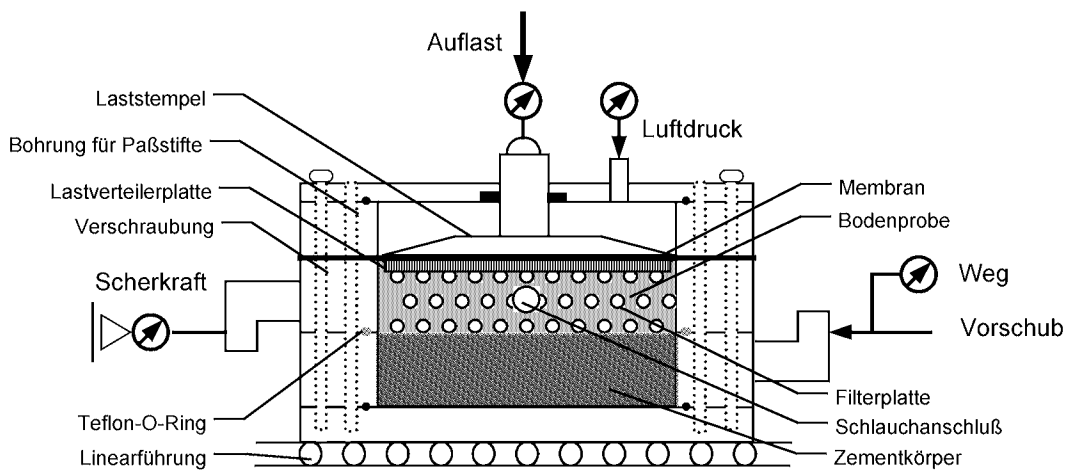


Bild 6.1 Scherkasten Prinzipskizze, Durchströmung senkrecht zur Schnittebene

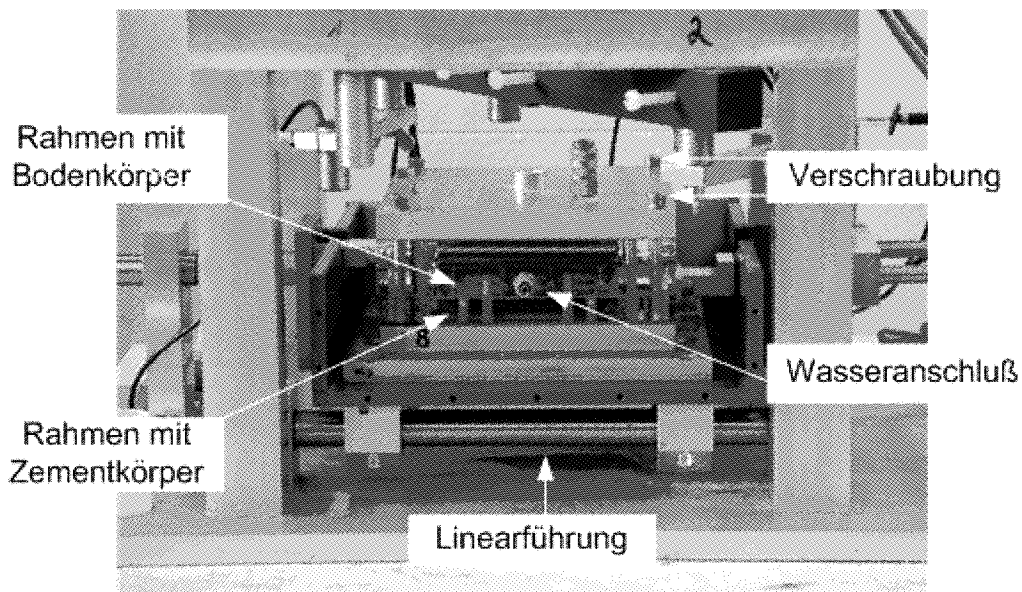


Bild 6.2 Abschervorrichtung mit eingebautem Scherkasten

Von oben muß der mittlere Rahmen zum einen abgedichtet werden und zum anderen soll bereits während des Korrosionsvorgangs die Auflastspannung aufgebracht werden. Da gleichzeitig 14 Scherkästen belastet werden müssen, wird die Normalspannung mit Hilfe von Luftdruck aufgebracht. Zwischen den mittleren und den oberen Rahmen wird eine dünne, sehr flexible Membran gelegt, die durch die Verschraubung der Rahmen während des Korrosionsvorgangs als Flächendichtung wirkt und somit verhindert, dass Wasser aus dem Boden entweichen kann bzw. Luftdruck in den Boden hineingelangt. In den oberen Rahmen wird auf die Membran der eigentliche Laststempel aufgesetzt, über den während des sich anschließenden Abschervorgangs die Normalspannung aufgebracht wird. Die Rahmenkanten werden abgerundet, um eine Verletzung der Membran auszuschließen. Der Laststempel muß auch unter Berücksichtigung der Membrandicke ausreichend Spiel im Rahmen besitzen. Nach oben wird der Rahmen, in dem der Luftdruck aufgebaut werden muß, über einen Aluminiumdeckel abgeschlossen und mittels O-Ring abgedichtet. Die Deckeldurchführung für den Laststempel wird durch einen Wellendichtring abgedichtet. In dem Aluminiumdeckel befindet sich weiterhin der Anschluß für die Luftdruckversorgung.

6.2.2 Abschermimik und Messtechnik

Zum Abscheren wird der Scherkasten auf einen über Kugellager geführten, wannenförmigen Schlitten gesetzt (s. Bild 6.2) Die Normalbelastung wird während des Abschervorgangs über eine Pneumatikzylinder aufgebracht, der mit Hilfe eines Funktionsgenerators gesteuert wird. Der obere bzw. mittlere Rahmen wird gegen ein Widerlager gehalten und der untere Rahmen mit dem Zementkörper über einen Schrittmotor verschoben. Die Krafteinleitung erfolgt jeweils über einen Haken, so dass die eingeleiteten Kräfte in der Scherfuge eingreifen Bei der beschriebenen Gerätebauweise handelt es sich um die sogenannte „englische Bauweise“ nach Skempton und Bishop

Die Scherversuche werden wie generell üblich weggesteuert mit Hilfe eines Schrittmotors gefahren. Dabei wird über eine konstante Speisespannung eine konstante Vorschubgeschwindigkeit eingestellt. Bei den Vergleichsversuchen, die mit hoher Auflast gefahren wurden, reichte die übliche Speisespannung jedoch nicht für einen kontinuierlichen Vorschub aus, so dass dort nach Erreichen bestimmter Scherspannungen kurz vor dem Peak die Speisespannung leicht erhöht werden musste. Die vertikale Verschiebung der unteren Rahmenhälfte wird mit einem Wegaufnehmer nach dem Seilprinzip gemessen. Die Höhenveränderung der Lastplatte wird an fünf Punkten mit Hilfe von konventionellen Wegaufnehmern mit eingebautem Verstärker gemessen. Während des Versuches werden also insgesamt 7 unterschiedliche Parameter gemessen: die vertikale Auflast (Ist-Wert), die horizontale Verschiebung und 5 vertikale Verschiebungen. Die Aufzeichnung erfolgt mit Hilfe einer Dap-Karte. Dabei wird jede Sekunde ein Messwert für jeden Parameter aufgezeichnet. Während des Korrosionsvorgangs ist eine Messung der Höhenveränderung des Laststempels nicht möglich.

6.2.3 Vergleichsgerät nach Casagrande

Bei dem Vergleichsgerät, das bereits am Lehrstuhl vorhanden ist, handelt es sich um ein konventionelles Gerät nach Casagrande. Der Unterschied zu dem neuentwickelten Schergerät liegt darin, dass in dem Gerät nach Casagrande der untere Rahmen gezogen wird und die obo-

re Rahmenhälfte durch eine Zugkraft gehalten wird. Die Wirkungslinien der Zugkräfte liegen dabei etwas oberhalb der Zwangsscherfuge. Gemeinsam ist beiden Gerätetypen der freiaufliegende obere Rahmen und Laststempel mit rotatorischem Freiheitsgrad und vertikaler Verschiebbarkeit.

Die Auflast wird mechanisch durch das Auflegen von Gewichten aufgebracht. Die vertikale Verschiebung wird bei dem Gerät nach Casagrande nur mit einem konventionellen Wegnehmer gemessen, der in der Mitte angeordnet ist. Die horizontale Verschiebung wird mit Hilfe eines Lasers gemessen.

6.3 Durchführung der Scherversuche

6.3.1 Zusammenbau des Scherkastens

Bei dem Einbau des Zementkörpers muß darauf geachtet, daß die Höhe des Zementkörpers so an den Rahmen angepasst wird, dass die Oberkante des Zementkörpers mit dem Rahmen abschließt. Für den Einbau der Sandprobe werden der untere Rahmen und der mittlere Rahmen mit Hilfe der Paßstifte exakt ausgerichtet und entsprechend Bild 6.3 unverschieblich verstiftet. Dann werden die beiden Rahmen mit dem Boden von unten verschraubt, so dass der Teflon-O-Ring zwischen den beiden Rahmen gepresst wird. Der Sandeinbau erfolgt mit der beschriebenen Rieseltechnik. Auf die ebene Oberfläche der Bodenprobe wird die gerillte Lastverteilerplatte aufgelegt, so dass sie mit der Oberkante des Rahmens abschließt. Dabei ist darauf zu achten, dass die Nuten, die in Platte eingefräst sind, senkrecht zur Scherrichtung verlaufen.

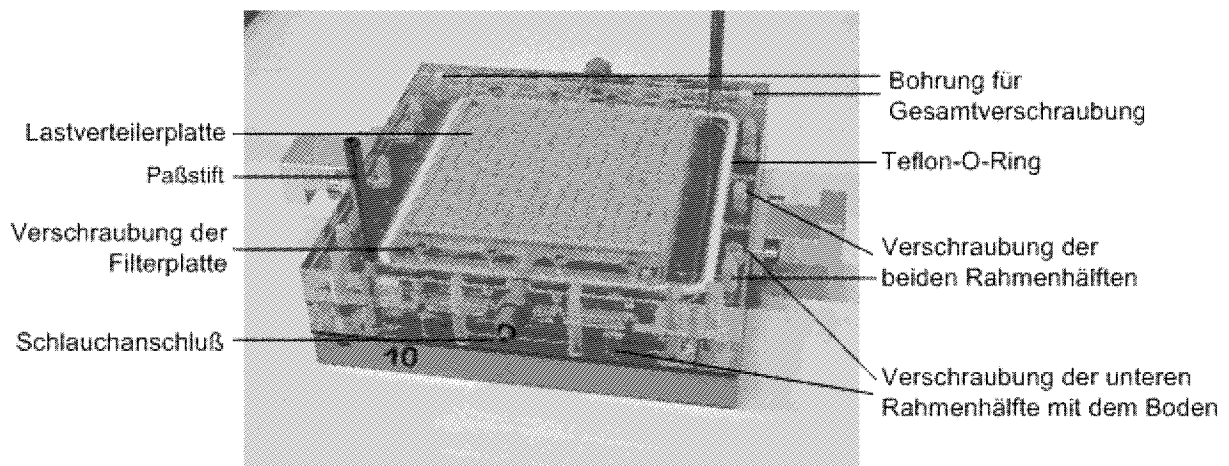


Bild 6.3 verstifteter Scherkasten nach Probeneinbau

Auf den Rahmen und die Lastverteilerplatte, die absolut sandfrei sein müssen, wird die Membran, der obere Rahmen und der Laststempel platziert. Der Aluminiumdeckel schließt den Scherkasten nach oben hin ab. Über die vier in den Ecken angebrachten Schrauben werden die Rahmen, Boden und Deckel fest verschraubt (s. Bild 6.2). Über den Luftdruckanschluß im Deckel wird das Luftdruckpolster auf die Sandprobe aufgebracht. Die Schläuche, durch die von den Schlauchpumpen das Prozesswasser herangepumpt wird, werden an

die Schlauchverbinder angeschlossen, und der Korrosionsprozeß somit gestartet. Bild 4.2 zeigt eine Übersicht über die Korrosionsversuche in der Kühlzelle, bestehend aus den Regelanlagen für den Gehalt an kalklösender Kohlensäure und den angeschlossenen Scherkästen.

Nach der festgelegten Korrosionsdauer wird der Scherkasten aus dem Kreislauf abgekoppelt und die Druckluftversorgung abgeschnitten. Während des anschließenden Transport und Einbaus in die Abschervorrichtung, bleibt das Druckluftpolster solange erhalten, bis die Verschraubung des Scherkastens gelöst wird und die Dichtung über die O-Ringe zwischen Deckel und oberen Rahmen verloren geht. Somit ist die Stabilität der Probe während des Transportes aus der Kühlzelle bis zur Abschervorrichtung gesichert.

Der Scherkasten wird auf dem Schlitten in der vorgesehenen Führung platziert und mittig unter dem ausfahrbarem Stempel des Pneumatikzylinders ausgerichtet. Nach Positionierung des Scherkastens wird die Verschraubung der Rahmen gelöst. Beim Lösen der Verschraubung entspannt sich der Teflon-O-Ring sowie die Rahmen, dies ist an der Anhebung des Rahmens, der die Sandprobe enthält sichtbar. Es stellt sich automatisch ein Scherspalt zwischen den relevanten Rahmenhälften ein. Der Versuchsaufbau zur Aufbringung des Luftdruckpolsters während der Korrosion wird vorsichtig abgehoben.

Auf dem trapezförmigen Laststempel sind in den Ecken gefräste Einbuchtungen vorhanden, in die die Meßstößel der Wegaufnehmer aufgesetzt werden. Zusätzlich wird mittig ein fünfter Wegaufnehmer platziert. Die Zylinder der Wegaufnehmer werden in schwenkbaren Halterungen festgeklemmt, die an der Traverse befestigt sind, auf der auch der Pneumatikzylinder sitzt. Bei der Einrichtung von Zylinder und Meßstößel ist insbesondere darauf zu achten, dass der Meßstößel senkrecht steht und in dem Zylinder frei beweglich ist. Sind die Wegaufnehmer richtig platziert, werden die Enden der Meßstößel auf der Lastplatte mit Sekundenkleber befestigt, so dass sie bei Schiefstellung der Lastplatte nicht wegrutschen können. Nach der Einrichtung der Wegmessung wird die Auflastspannung aufgebracht. Die Verbindung zwischen Laststempel und verfahrbarem Zylinderkolben erfolgt über eine Kugel, so dass in die Belastungseinrichtung bzw. die Kraftmeßdosen keine Querkraft eingeleitet wird. Bild 6.4 zeigt ein fertig eingerichteten Scherversuch vor dem Start des Abschervorgangs.

Zur Durchführung gesättigter Versuche wird die Wanne komplett mit Wasser gefüllt (s. Bild 6.5), so dass der Wasserstand mindestens bis zur Oberkante der Bodenprobe reicht. Somit kann ein Austrocknen der Bodenprobe während des Abschervorgangs ausgeschlossen werden. Die Drainage der Probe während des Abschervorgangs erfolgt über die Filtersteine bzw. die seitlichen Schlauchanschlüsse. Zum Start des Abscherversuches wird am Schrittmotor eine konstante Speisespannung eingestellt. Die Versuche werden solange gefahren, bis das Maximum an Scherkraft überschritten, der Residualwert erreicht ist und über einen gewissen Zeitraum konstant geblieben ist.

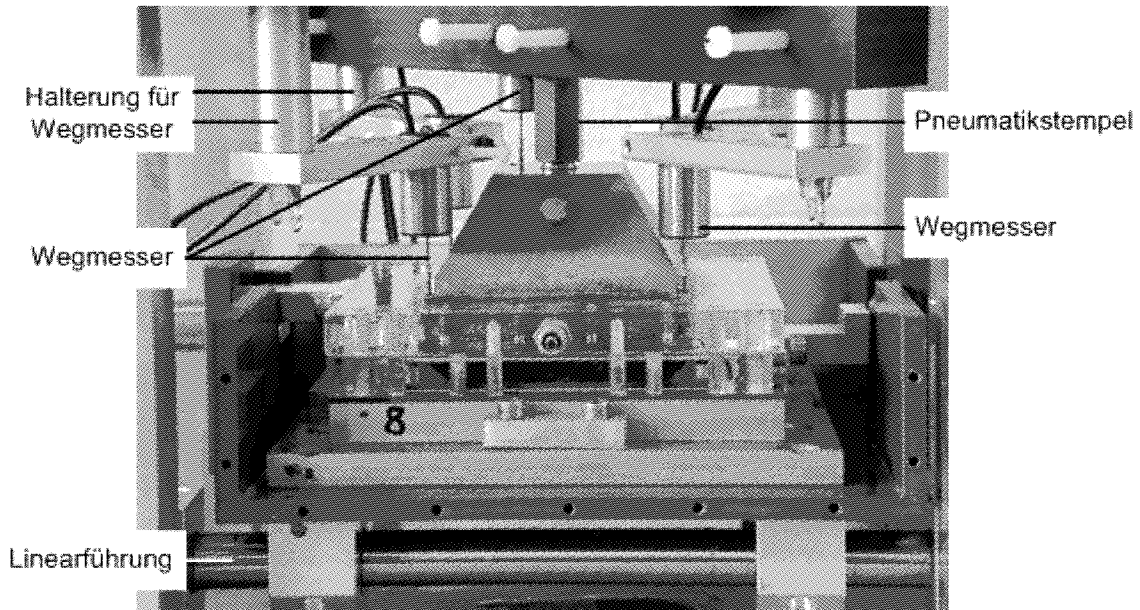


Bild 6.4 Scherkasten mit eingerichteter Höhenmessung

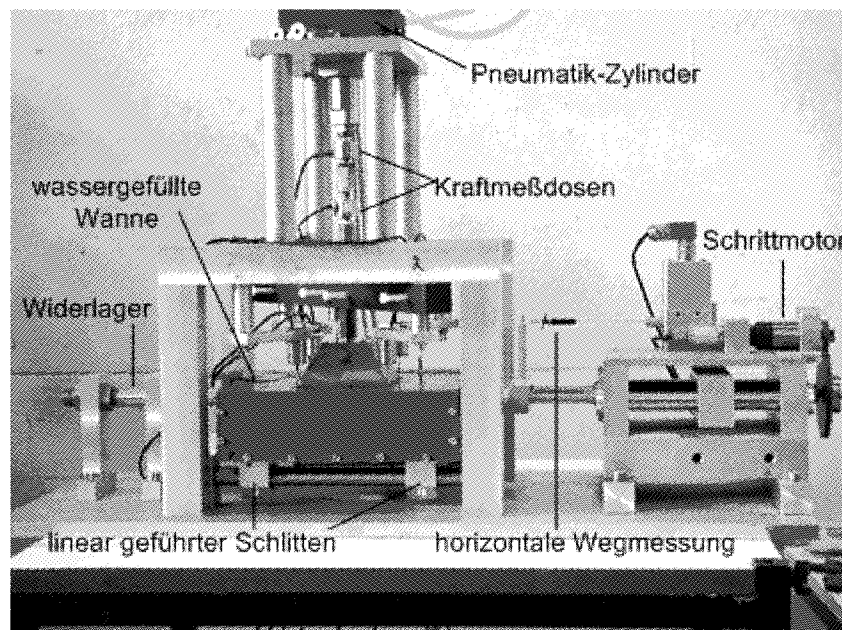


Bild 6.5 Übersicht über Abschervorrichtung mit eingebautem, gesättigtem Versuch

6.3.2 Abschergeschwindigkeit

Die Abschergeschwindigkeit ist so zu wählen, dass zum einen während des Vorschubs der gesättigten Proben keine nennenswerten Porenwasserüberdruckspannungen auftreten und zum andere keine Beeinflussung der Scherparameter auftreten. Nach Untersuchungen von Krämer und Rizkallah (1976) hat die Abschergeschwindigkeit bei nichtbindigen Bodenproben bis zu einer bestimmten Abschergeschwindigkeit keinen Einfluß auf den Reibungswinkel. Nach DIN 18137-3 Entwurf darf die Abschergeschwindigkeit bei nichtbindigen Böden nicht mehr als 0,5 mm/min betragen. Für Reibungsversuche zur Bestimmung des Reibungswiderstandes Boden-Zement gibt es solche Vorgaben nicht. Im Bereich der Geokunststoffschichtgrenzen

variieren die in den Normen und Richtlinien angegebenen Werte, zwischen 0,17 und 5 mm/min. Stoehwase (2001) konnte in seinen Untersuchungen in einem Bereich zwischen 0,017 und 40 mm/min keine Unterschiede in den Messwerten der Reibungsfestigkeit feststellen. Für diese Untersuchungen wird die Abschergeschwindigkeit für alle Versuche Boden-Boden und Boden-Zement auf 0,5 mm/min festgelegt. Die Vergleichsversuche am Schergerät nach Casagrande werden mit einem geringfügig niedrigerem Vorschub von 0,4 mm/min durchgeführt.

7 Versuchsauswertung

7.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung der unkorrodierten Kontaktfläche Boden-Zement werden Scherversuche mit unterschiedlichen Dichten und unterschiedlichen Auflasten (2,5, 75, 175, 250, 300, 350 kN/m²) durchgeführt. Es werden zum Vergleich Scherversuche an reinen Bodenproben sowie Versuche im Scherapparat nach Casagrande durchgeführt, die dazu dienen sollen, die gewählte Versuchsanordnung zu bestätigen. Die genauen Randbedingungen und die Anzahl von Wiederholungsversuchen wird dabei individuell festgelegt.

Die nach Korrosion abgescherten Proben werden mit den in den Durchlässigkeitsversuchen ermittelten Dichten eingebaut. Alle korrodierten Zementkörper werden mit einer Auflast von 175 kN/m² abgeschert. Das Korrosionsprogramm ist in Tabelle 7.1 aufgeführt.

Tabelle 7.1 Korrosionsprogramm

[CO ₂] Boden	30 mg/l		60 mg/l		90 mg/l	
	1	6 Monate	12 Monate	6 Monate	12 Monate	6 Monate
2	6 Monate	12 Monate	6 Monate	12 Monate	6 Monate	12 Monate
3	6 Monate	12 Monate	6 Monate	12 Monate	6 Monate	12 Monate

7.2 Allgemeines zur Auswertung

7.2.1 Scherparameter

Die Auswertung der Scherversuche hinsichtlich der Scherparameter erfolgt mit dem Coulomb'schen Bruchkriterium. Es wird davon ausgegangen, dass in der Zwangsgleitfläche, die der Ebene zwischen den beiden Rahmenhälften entspricht, die maximale Scherfestigkeit wirkt, die aus der gemessenen äußeren Scherkraft berechnet werden kann. Die Spannungen in der Grenzfläche sind definiert als:

$$\sigma = N/a^*a \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$\tau = T/ a^*(a-s) \quad \text{Gl. (7.2)}$$

mit:

a = Kantenlänge der Scherfläche = 10 cm

s = zurückgelegter Scherweg

N = Auflast

T = Scherkraft, gemessen am Widerlager

Die Scherfestigkeit und die zugehörige Normalspannung definieren einen Punkt auf der Grenzbedingung, die den diesen Spannungszustand beschreibenden Mohrschen Spannungskreis tangiert. Der Reibungswinkel kann direkt aus der Tangentensteigung abgeleitet werden. Für die hier vorhandenen kohäsionslosen Böden gilt:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi. \quad \text{Gl. (7.3)}$$

Analog dazu, kann der Reibungswinkel zwischen Boden und Zementkörper bestimmt werden zu:

$$\delta = \arctan(\tau/\sigma). \quad \text{Gl. (7.4)}$$

Im Gegensatz zu den Scherversuchen an reinem Boden ist bei den Reibungsversuchen zwischen dem Boden und dem Zement die Lage der Scherfuge bekannt. Die gemessene Reibung kann nicht größer werden als die Scherfestigkeit des Erdstoffs. Für den Grenzfall, dass die Reibungsfestigkeit gleich der Scherfestigkeit des Erdstoffs ist, verlagert sich die Bruchfuge in den Erdstoff unmittelbar über der Schichtgrenze bzw. in eine Ebene durch die Oberkanten von erhabenen Strukturen des festen Reibungspartners (Stoewahse, 2001, Luo et al., 2000). Ausschlaggebend dafür, welcher Versagensfall eintritt, ist dabei das Verhältnis der Größe der Sandkörner zu der Rauigkeit der Festkörperoberfläche.

7.2.2 Auswertung der Höhenänderung

Besonderes Augenmerk muß auf die Messung der vertikalen Höhenänderung der Lastplatte gelegt werden, da das Dilatanzverhalten des Bodenmaterials in der Scherfuge ausschlaggebend für die Verspannung des Ankers beim Ausziehvorgang ist. Dabei stellten sich bei den ersten Versuchen große Fehler in der vertikalen Höhenmessung heraus. Die Wegmessung erfolgt in den vier Ecken der Lastplatte und bei den später durchgeführten Versuchen zusätzlich im mittleren Bereich. Durch die vorhandenen Messpunkte werden rechnerisch Ebenengleichungen über die Methode der Minimierung der Fehlerquadrate gelegt, wobei der Vergleich zwischen rechnerisch ermittelten Werten und Messwerten ein Maß für die Güte der Höhenmessung darstellt. Grobe Messfehler bei einzelnen Wegaufnehmer werden dabei ersichtlich und können aus der Bestimmung der mittleren Höhenänderung heraus genommen werden. Für die weitere Auswertung wird die gemittelte Höhenverschiebung in der Mitte der Lastplatte berechnet.

Zur Optimierung der Höhenmessung wurden verschiedene Verbesserungen vorgenommen. Zum einen wurde die Aluminium-Lastplatte durch eine wesentlich massivere aus Stahl ersetzt, ein zusätzlicher Wegaufnehmer wurde angebracht und die Meßstößel der Wegaufnehmer werden nach dem Ausrichten mit Sekundenkleber auf der Lastplatte fixiert, um ein Verrutschen beim

Verkippen der Platte zu verhindern. Die genaue Ausmessung der Lage der Meßstößel in den eingefrästen Vertiefungen führte nicht zu einer nennenswerten Steigerung der Genauigkeit.

7.2.3 Auswertung der Dilatanz

Für die Auswertung des Dilatanzmaßes, wird die Höhenänderung über den Scherweg aufgetragen und an dem Punkt, an dem der maximale Reibungswinkel erreicht, eine Tangente an die Kurve der Höhenänderung angelegt. Die Steigung dieser Tangente entspricht dem Dilatanzwinkel.

7.2.4 Auswertung der Dichte

Zur Bestimmung der Dichte $\rho = \text{Masse/Volumen}$ müssen die eingerieselte Sandmenge und das von der Bodenprobe eingenommene Volumen bestimmt werden. Die eingerieselte Sandmenge ergibt sich aus Differenz im Gewicht des leeren und des Scherkastens mit eingerieselter Sandprobe. Das eingerieselte Volumen wird aus der konstanten Grundfläche und der Differenz zwischen der Ausgangshöhe auf der Zementkörperoberfläche bzw. bei den reinen Bodenversuchen auf dem Scherkastenboden und der Sandoberfläche bestimmt. Dazu wird zuerst auf die Zementsteinoberfläche und anschließend nach dem Einrieseln auf die Sandoberfläche ein Metallklotz aufgelegt und mit einer Tiefenlehre gegen den Scherkastenrahmen die jeweiligen relativen Höhenlagen bestimmt. Mit einer Wasserwaage kann nach dem Auflegen des Metallklotzes auf die Sandoberfläche gleichzeitig die Ebenheit der Oberfläche überprüft und gegebenenfalls angepasst werden. Aus dem Verhältnis zwischen eingerieselter Sandmasse und dem mit der gemessenen Höhe ausgerechneten Sandvolumen kann die Dichte der Sandprobe ermittelt werden. Bei den Vergleichsversuchen, die an reinen Bodenproben durchgeführt werden ist die Vorgehensweise gleich, nur dass die Ausgangshöhe direkt vom Boden des Scherkastens gemessen wird.

Beim Vergleich der ermittelten Einbaudichten aller drei Böden fällt auf, daß die berechneten Dichten bei den reinen Bodenproben durchgehend geringer sind als bei den Sandproben über Zement, obwohl die Einbautechnik bezüglich der planmäßigen Variation der Dichte immer gleich ist. Dies lässt auf einen systematischen Fehler schließen, der auf die Höhenmessung zurückzuführen ist. Der Unterschied bei den beiden Versuchstypen liegt darin, dass die Ausgangshöhe einmal gegen eine komplett glatte Oberfläche gemessen wird und einmal gegen die sandrauhe Oberfläche des Zementkörpers. Durch den Metallklotz, der zur Bestimmung der Ausgangshöhe auf die Zementkörperoberfläche gelegt wird, wird das Volumen, was sich durch die Oberflächenrauigkeit ergibt nicht mitberücksichtigt, da der Metallklotz auf den „Spitzen“ der Zementoberfläche aufliegt (s. Bild 7.1). Beim Einrieseln setzt sich in die Vertiefungen der Oberfläche insbesondere der Feinanteil des Bodens, so dass diese „Auffüllung“ der Vertiefungen massenmäßig miterfasst wird. Dies führt im Ergebnis zu einer Überschätzung der Dichte, da das eingerieselte Volumen etwas zu klein angesetzt bzw. die abgewogene Masse für das berechnete Volumen etwas überschätzt wird. Zu dieser Masse hinzugezählt werden muß auch der Sand, der möglicherweise in einen Spalt zwischen Zementkörper und Rahmen hineinrutschen kann. Eine leichte Verfälschung der Dichte kann in beiden Fällen auch durch das Eindringen von Feinbestandteilen in die seitlichen Filtersteine gegeben sein. Da das zusätzliche Volumen, das durch die Rauigkeit der Zementsteinoberfläche hervorgeru-

fen wird, nur sehr schwer abgeschätzt werden kann, wird versucht die Sandmenge zu bestimmen, die bei den drei unterschiedlichen Böden auf die Zementsteinoberfläche aufgerieselt werden kann, ohne das eine Höhenänderung beim Auflegen des Metallklotzes gemessen wird. Im zusätzlichen Vergleich mit den Dichten der reinen Bodenproben werden folgende Sandmengen festgelegt, die für die Volumenrechnung nicht berücksichtigt werden dürfen (Lewandowski, 2003):

Boden 1: $\Delta m = 6 \text{ mg}$

Boden 2: $\Delta m = 9 \text{ mg}$

Boden 3: $\Delta m = 9 \text{ mg}$

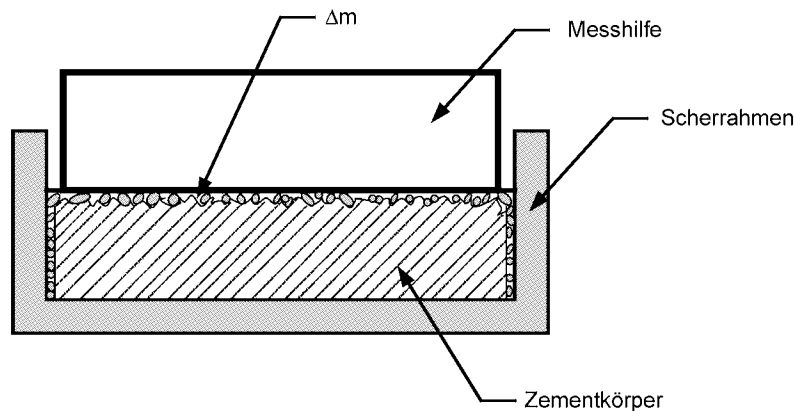


Bild 7.1 Fehler in Höhenmessung

Dabei ist bei dem deutlich größeren Boden 1 diese Bodenmenge naturgemäß kleiner als bei den beiden anderen Böden. Die Dichteberechnung wird folgendermaßen modifiziert und für alles weiteren Auswertungen verwendet.

$$\begin{aligned} \rho_{\text{mod}} &= (m - \Delta m) / \rho \\ &= \rho - \Delta m / (10 \cdot 10 \cdot \Delta h) \end{aligned} \quad \text{Gl. (7.5)}$$

mit:

Δm = Verlustmasse [g]

Δh = Probenhöhe [cm]

ρ = Ausgangsdichte [g/cm^3]

7.3 Unkorrodierte Vergleichsversuche

7.3.1 Übersicht

Alle drei Versuchsböden zeigen das gleiche, für dichtgelagert Böden typische Verhalten beim Abschervvorgang. Nach einem anfänglichen kontraktanten Verhalten dilatieren die Böden. Die Scherkraft steigt zu Beginn des Schervorgangs steil an, erreicht seinen Peakwert und fällt dann auf den Residualwert ab. Am Peak erreicht das Dilatanzmaß sein Maximum. Die maximale vertikale Höhenänderung wird erst im Residualzustand erreicht. Die qualitative Form der Scherkurven gleicht sich bei den Scherversuchen des reinen Bodenmaterials und den Reibungsversuchen zwischen Boden und Zement. Deutlich wird bei allen drei Böden, dass sowohl der Peakreibungswinkel, als auch der Restreibungswinkel bei den Boden-Zement-

Versuchen unterhalb der Werte aus den reinen Boden-Versuchen liegen. Dabei liegt die Abnahme bei allen 3 Böden bei knapp 10 %. Dies bestätigt, dass sich die Scherfuge wirklich in einem dünnen Bereich auf der Zementkörperoberfläche ausbildet. Die Reibungswinkel sind der folgenden Tabelle zu entnehmen, die Auswertung erfolgt im τ - σ -Diagramm ohne Berücksichtigung der unterschiedlichen Dichten. Dennoch liegen die Bestimmtheitsmaße der Ausgleichsgeraden alle nahezu bei 1. Die Reibungswinkel können als Durchschnittswerte für den jeweils abgedeckten Bereich der Lagerungsdichten angesehen werden. Bei näherer Auswertung zeigen die Böden eine deutliche Abhängigkeit des Peakreibungswinkels von der Lagerungsdichte, wohingegen der Residualwert unabhängig von dieser ist. Erwartungsgemäß zeigt keiner der Böden Kohäsion.

 Tabelle 7.2 unkorrodierte Scherparameter bei 175 kN/m² Auflast

Parameter		Boden 1	Boden 2	Boden 3
φ peak	[°]	39,71	38,73	39,32
φ res	[°]	35,31	34,81	35,56
δ peak	[°]	37,04	35,10	35,59
δ res	[°]	32,18	31,91	32,87
δ peak/ φ peak · 100	[%]	93,3	90,6	90,5
δ res/ φ res · 100	[%]	91,1	91,7	92,4
ρ	[g/cm ³]	1,738	1,644	1,611
Dilatanz v				
Boden – Boden	[°]	8,70	8,19	7,37
Boden – Zement	[°]	5,74	4,26	2,58
Höhenänderung Δh	[mm]	0,293	0,117	0,023
Scherweg s peak	[mm]	4,00	3,25	3,73
Scherweg s residual	[mm]	6,30	4,77	5,25

Ebenso stellt sich wie bei den Untersuchungen anderer Autoren wie z.B. Lehane et al. (1993) oder Tabucanon, Airey und Poulos (1995) heraus, dass die Volumenänderungen bzw. das Dilatanzmaß und auch der Scherweg bis zum Erreichen des Peak-Wertes bei der Kontaktfläche Boden-Zement reduziert sind gegenüber den äquivalenten reinen Bodenscherversuchen.

Alle Böden zeigen einen deutlichen Anstieg der Parameter Peakreibungswinkel, Dilatanz und Höhenänderung im Residualzustand bei Zunahme der Dichte. Wie aus der Übersicht in Tabelle 7.2 ersichtlich wird, nehmen diese Parameter mit abnehmendem mittleren Korn-

durchmesser ebenfalls ab. Der Einfachheit halber werden die Parameter durch eine Gerade approximiert, was auf Grund des relativ kleinen Bereiches der untersuchten Lagerungsdichte gerechtfertigt scheint.

Die Abnahme der Parameter Reibungswinkel, Höhenänderung und Dilatanz bei Zunahme der Auflast, die von verschiedenen Autoren festgestellt wurde, kann in der grundsätzlichen Tendenz bestätigt werden. Sie stellt sich bei den drei untersuchten Böden jedoch unterschiedlich stark ausgeprägt dar. Generell sinkt die Abhängigkeit von der Auflast bei den drei Böden mit abnehmendem mittlerem Korndurchmesser. Die Abnahme der einzelnen Parameter flacht mit zunehmender Belastung ab. Dies gilt insbesondere für die Parameter Dilatanz und Höhenänderung, die generell eine recht hohe Varianz aufweisen. Diese Varianz kann zum Teil auf den Gerätetyp mit frei beweglichem Rahmen und Lastplatte zurückgeführt werden. Mit Sicherheit spielt aber auch in Hinblick auf die Abhängigkeit der einzelnen Parameter von der Dichte die Tatsache eine Rolle, dass der homogene Einbau der Bodenproben bei den kleinen Volumina versuchstechnisch schwierig ist.

7.3.2 Boden 1

Der Peak-Reibungswinkel zeigt eine deutliche Abhängigkeit von der Dichte des Bodens und eine etwas schwächer ausgeprägte Abhängigkeit von der Auflast (s. Bild 7.2). Die Auflast gewinnt dabei erst bei höheren Dichten an Einfluß. Die Dilatanz zeigt ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von der Dichte und in geringerem Umfang von der Auflast (s. Bild 7.3). Dabei sind die Streuungen jedoch deutlich ausgeprägter als beim Reibungswinkel, so dass die Werte bei einer Auflast $\geq 175 \text{ kN/m}^2$ für das Einlegen einer Regressionsgeraden zusammengefasst werden. Ähnlich verhält sich die Höhenänderung im Residualzustand, wobei die Auflastabhängigkeit hier etwas deutlicher hervor tritt (s. Bild 7.4). Der Scherweg bis zum Peak und bis zum Residualzustand hängt von der Auflast ab, wobei der Zusammenhang am besten durch eine Potentialfunktion angenähert wird (Bild 7.5). Der Weg zwischen dem Erreichen des Peak-Werts und des Residualzustands ist leicht abfallend mit zunehmender Auflast.

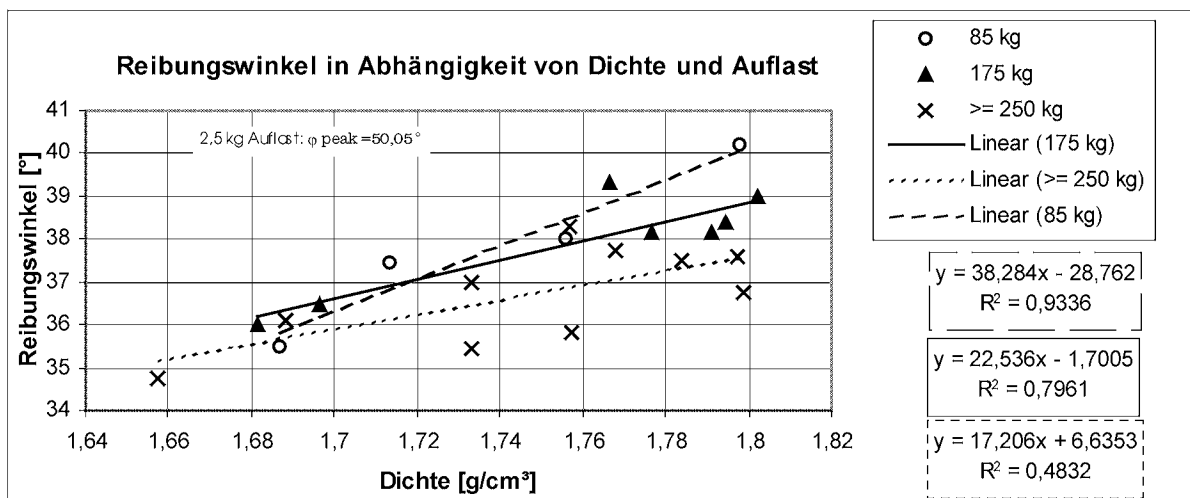


Bild 7.2 Reibungswinkel φ_{peak} für Boden 1

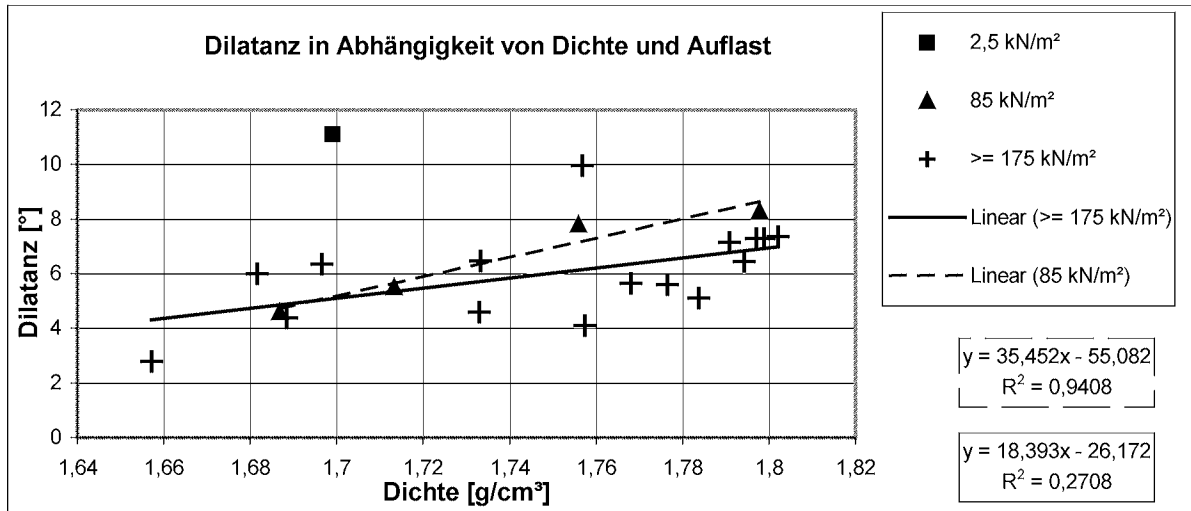


Bild 7.3 Dilatanz ν für Boden 1

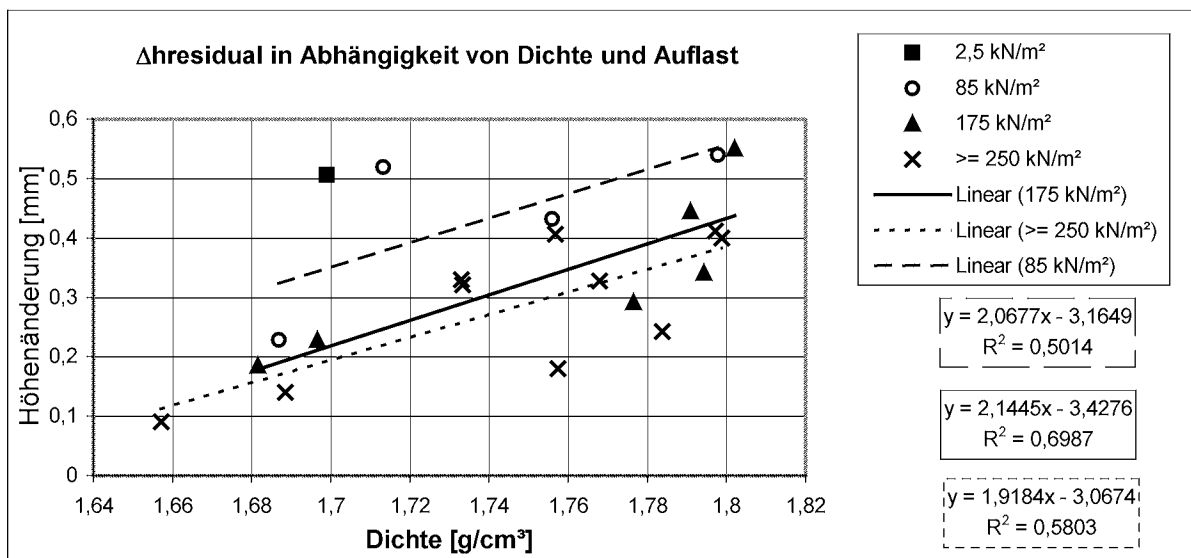


Bild 7.4 Höhenänderung Δh im Residualzustand für Boden 1

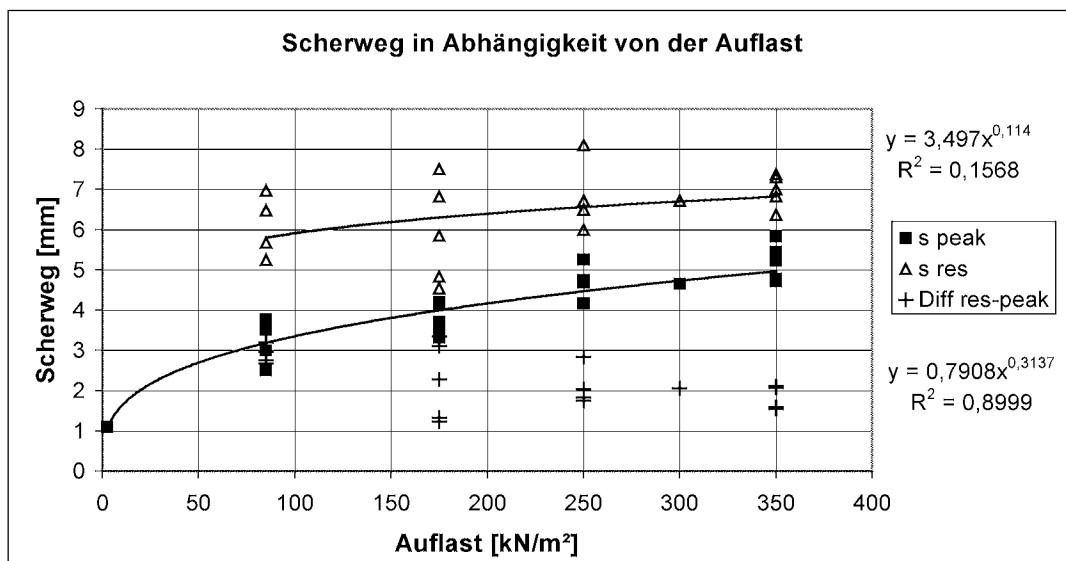


Bild 7.5 Scherweg s für Boden 1

7.3.3 Boden 2

Der Peak-Reibungswinkel zeigt ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von der Dichte und von der Auflast (Bild 7.6). Dilatanz (Bild 7.7) und Höhenänderung (Bild 7.8) im Residualzustand nehmen ebenfalls mit der Dichte deutlich zu. Hinsichtlich der Abhängigkeit von der Auflast ist die Streuung der Messwerte so groß, dass eine gemeinsame Erfassung durch eine Regressionsgerade sinnvoll erscheint, auch wenn eine leichte Tendenz der Abnahme mit zunehmender Auflast erkennbar ist. Beim Scherweg (Bild 7.9) zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei Boden 1. Die Differenz zwischen Peak- und Residual-Wert bleibt jedoch unabhängig von der Auflast absolut konstant.

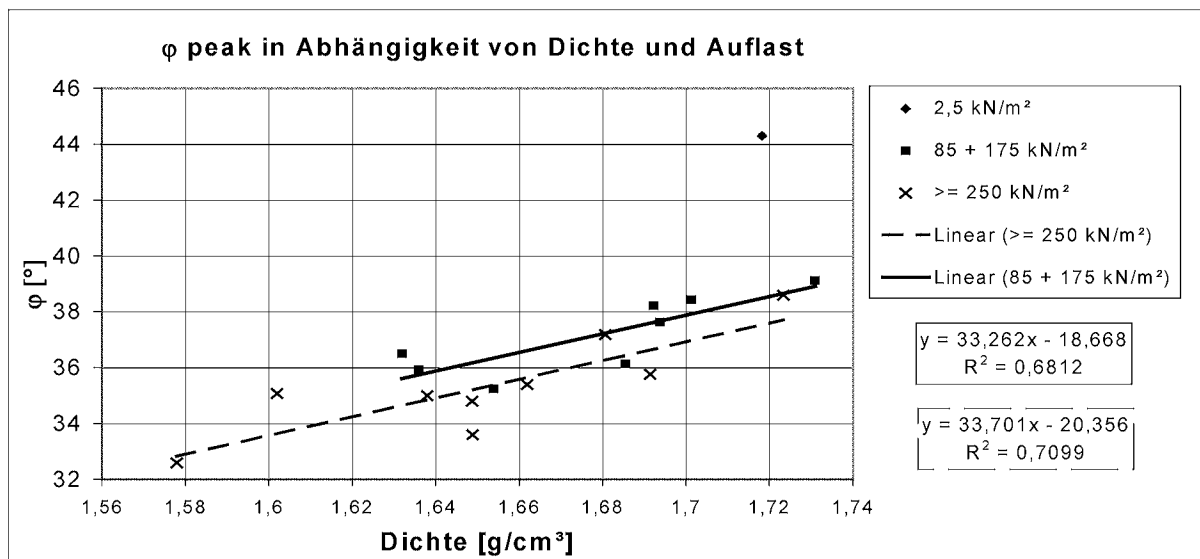


Bild 7.6 Reibungswinkel φ_{peak} für Boden 2

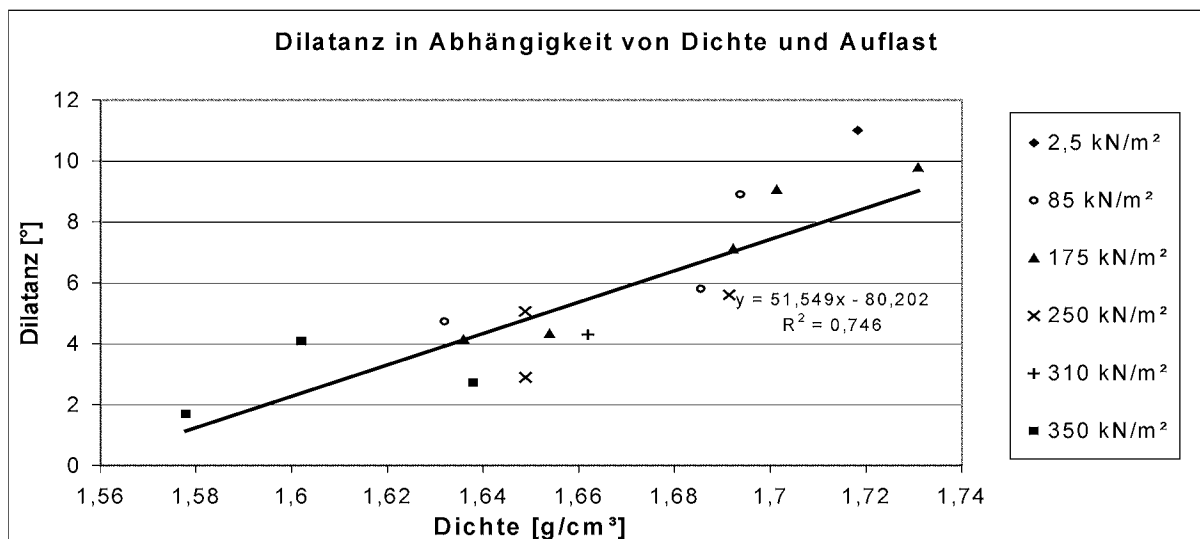


Bild 7.7 Dilatanz v für Boden 2

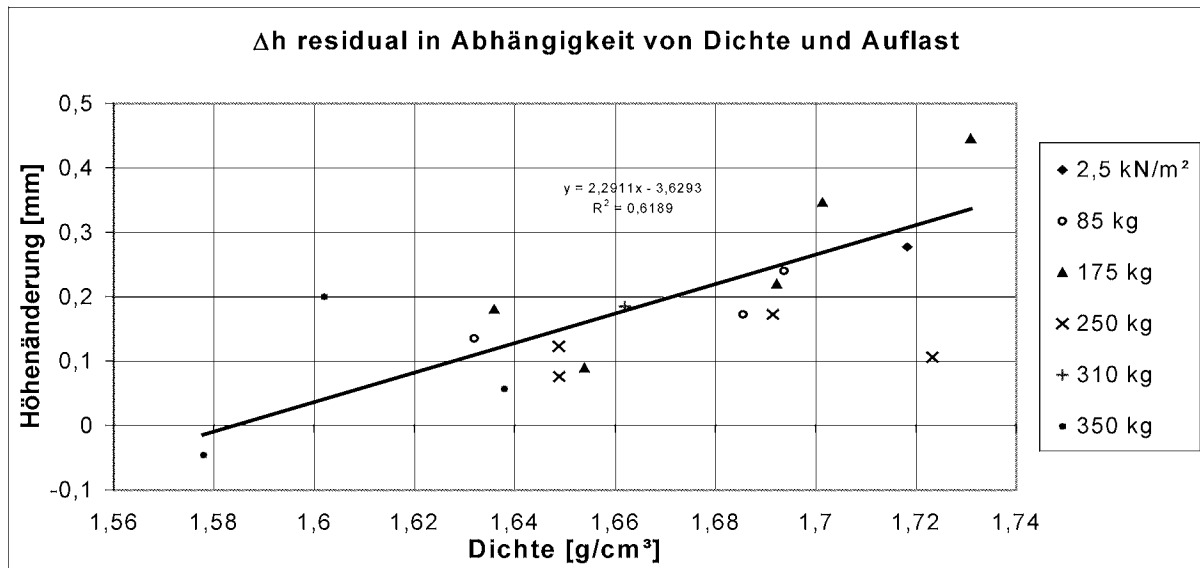


Bild 7.8 Höhenänderung Δh im Residualzustand für Boden 2

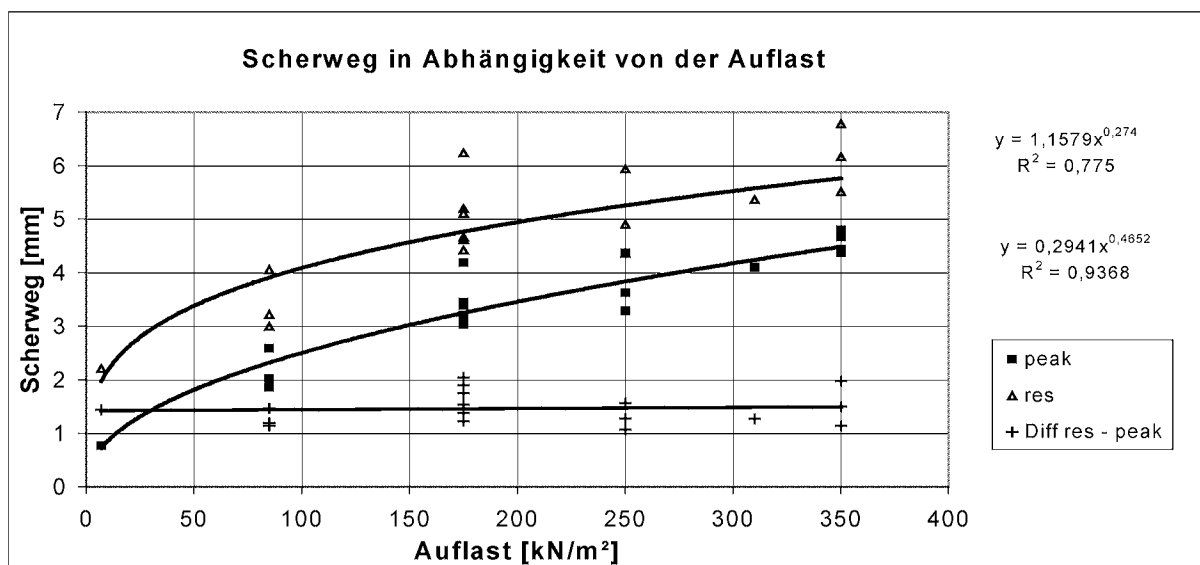


Bild 7.9 Scherweg s für Boden 2

7.3.4 Boden 3

Bei Boden 3 hebt sich nur noch der Versuch mit der Auflast von 2,5 kg von den anderen Laststufen ab. Für alle anderen Laststufen lässt sich keine Abhängigkeit der Parameter Reibungswinkel (Bild 7.10), Dilatanz (Bild 7.11) und Höhenänderung (Bild 7.12) mehr von der Auflast erkennen. Die Zunahme dieser Parameter von der Dichte ist wie bei den anderen beiden Böden erkennbar. Der Scherweg (Bild 7.13) verhält sich analog wie bei Boden 1 und 2.

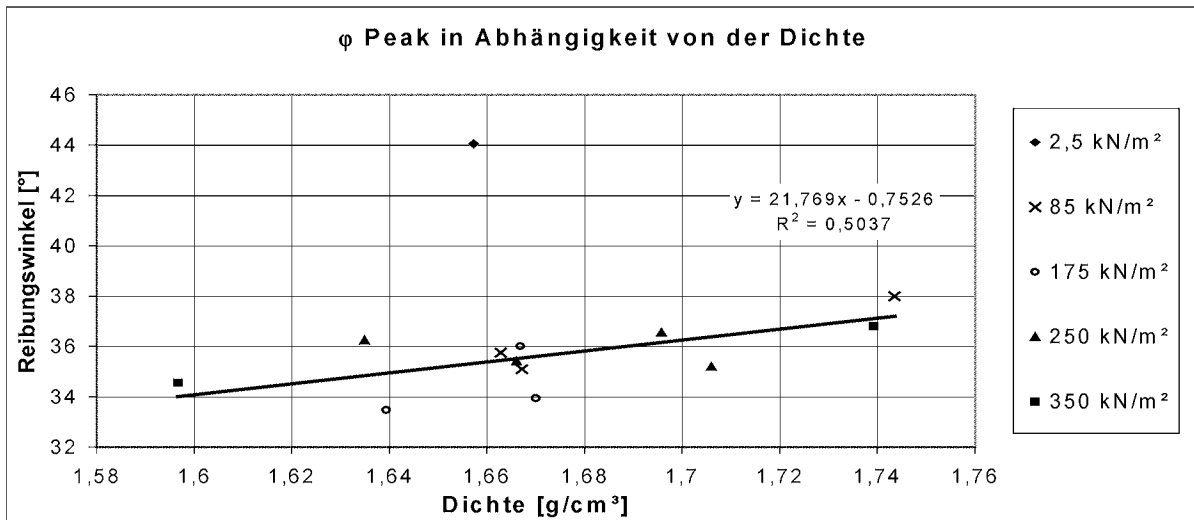


Bild 7.10 Reibungswinkel ϕ_{peak} für Boden 3

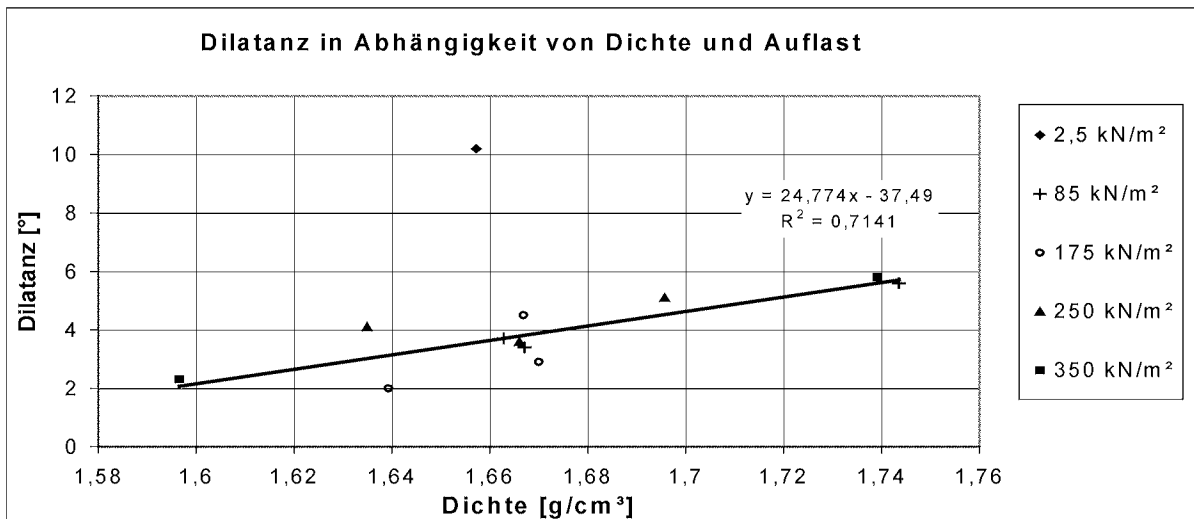


Bild 7.11 Dilatanz v für Boden 3

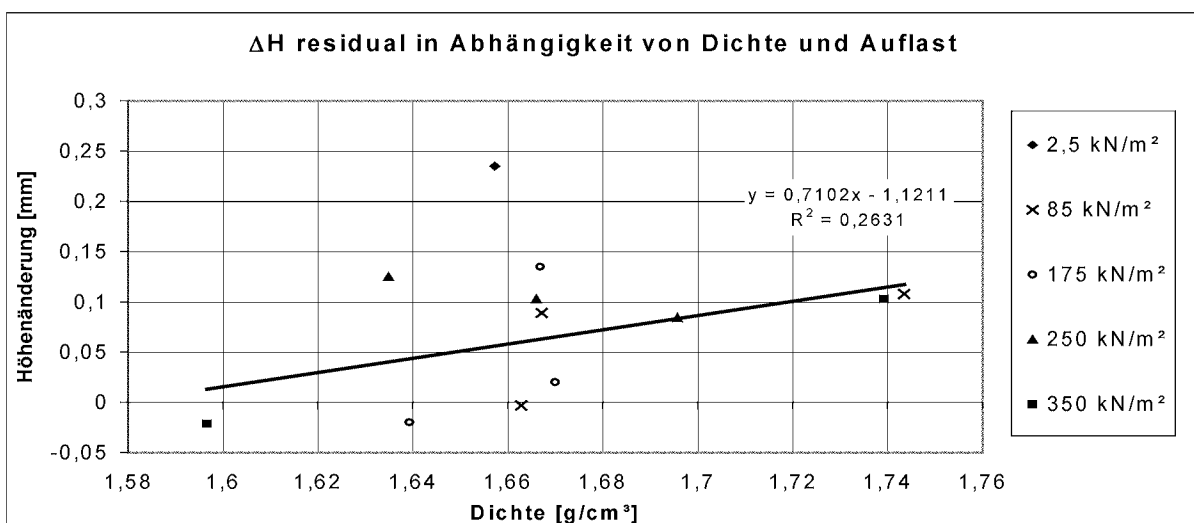
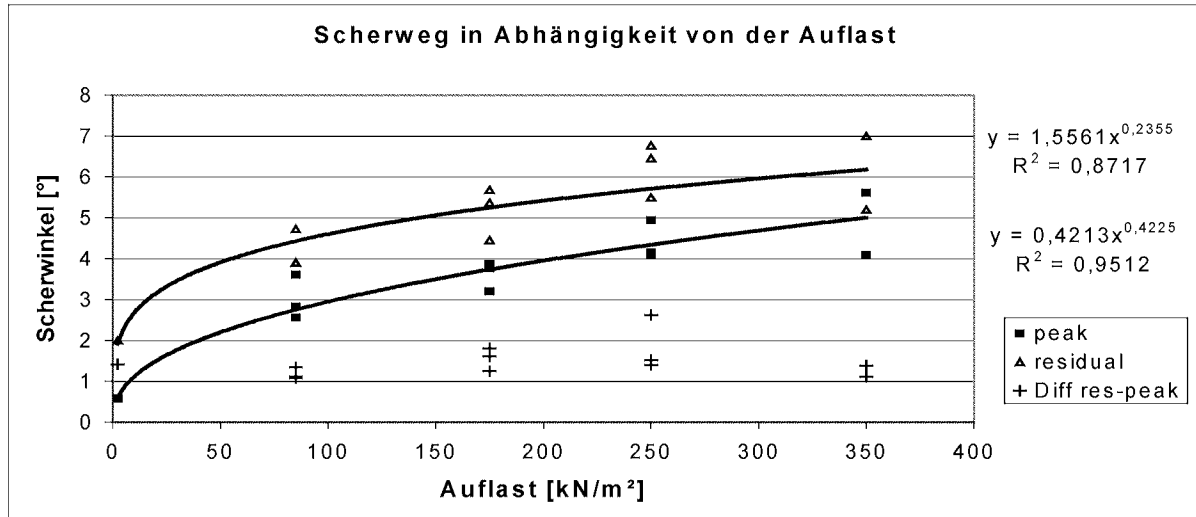


Bild 7.12 Höhenänderung Δh im Residualzustand für Boden 3


 Bild 7.13 Scherweg s für Boden 3

7.3.5 Vergleich mit den Ergebnissen des Schergeräts nach Casagrande

Zur Überprüfung des neu entwickelten Scherkastens werden Vergleichsversuche an allen 3 Böden bei 2 unterschiedlichen Laststufen am Schergerät nach Casagrande durchgeführt werden. Beim Vergleich der Scherparameter wird deutlich, daß die ermittelten Scherparameter bei den beiden verschiedenen Gerätekonfigurationen vergleichbar sind. Die vorhandenen Abweichungen entsprechen den generell vorhanden Streuungen der Messwerte und sind nicht systematisch also nicht auf die Gerätekonfiguration zurückzuführen.

Ein deutlicher Unterschied ist jedoch beim Scherweg bis zum Erreichen des Peakreibungswinkels erkennbar. Dieser ist bei der Gerätekonfiguration nach Casagrande deutlich kürzer. Dies ist vermutlich auf die unterschiedliche Einleitung der horizontalen Auflagerkräfte (Casagrande: Zug, neuer Scherkasten: Druck) in Verbindung mit der gleichen Verdrehung der Lastplatte zurückzuführen.

Tabelle 7.3 Vergleich der Scherparameter des neuen Schergeräts und des Gerätes nach Casagrande

Boden	Belastung [kN/m ²]	Dichte [g/cm ³]	Casagrande				Durchflussscherkasten berechnet nach Regressionsgeraden			
			φ_{peak} [°]	φ_{res} [°]	v [°]	dh [mm]	φ_{peak} [°]	φ_{res} [°]	v [°]	dh [mm]
B 1	175	1,767	39,3	34,75	7,15	0,268	38,12	32,18	6,32	0,362
	250	1,765	39	34,8	6,68	0,237	37,00	32,18	6,29	0,319
B 2	175	1,753	39,25	33,2	8,72	0,195	39,64	31,91	10,16	0,387
	250	1,723	38,6	34,5	4,96	0,106	37,71	31,91	8,62	0,318
B 3	175	1,776	37,05	32	5,47	0,202	37,91	32,87	6,51	0,140
	250	1,706	35,2	32,5	4,53	0,069	36,39	32,87	4,77	0,091

7.4 Korrodierte Versuche

7.4.1 Visuelle Begutachtung

Die visuelle Begutachtung der abgescherten Zementkörper lässt eine Zunahme der Korrosion entsprechend den Ausführungen in Kapitel 5 an Hand der zunehmenden Braunfärbung erkennen. Weiterhin fällt bei der nachträglichen Begutachtung auf, daß insbesondere bei Boden 3 aber auch bei Boden 2 in einem Fall besonders deutlich, 6 Monaten bei 90 mg/l, Verkrustungen des Bodenmaterials an den Rändern, in dem Kontaktbereich zwischen Zementkörper und Rahmen vorhanden sind. Es tritt vereinzelt bei allen Böden auch direkt auf der Zementkörperoberfläche auf. Diese Verkrustungen sind hell, beinhalten also keine Eisen- oder Aluminiumoxide. Sie scheinen aus verbackenen Bodenkörnern zu bestehen, die möglicherweise in Folge von Carbonat-Ausfällungen verkrusten. Da dieses Phänomen insbesondere bei Boden 3 auftritt, hängt es möglicherweise mit dem verwendeten Quarzmehl bzw. den feinen Bodenbestandteilen, die eine große Oberfläche als Angriffspunkt für Ausfällungen bietet, zusammen. Eine Aussage darüber, wie stark die Verkrustungen vor Beginn des Scherversuches sind, kann auf Grund der Begutachtung nach dem Abschervvorgang nicht mehr gemacht werden, da die Verkrustungen in der Zwangsscherfuge durch den Schervorgang teilweise zerstört werden und dabei gleichzeitig die Scherparameter beeinflussen. Da die Verkrustungen im wesentlichen an den Rändern auftreten, also der Fuge zwischen Zementkörper und Scherrahmen, hängen sie vermutlich zusätzlich mit einer reduzierten Transportgeschwindigkeit zusammen, die versuchsbedingt an den betroffenen Stellen auftritt. Die Übertragung dieses Phänomens auf in-situ-Verhältnisse ist daher nicht ohne weiteres möglich.

7.4.2 Quantitative Auswertung

Zur Auswertung der korrodierten Versuche werden die gemessenen Scherparameter auf die Korrosionstiefe bezogen, die mit Hilfe der in Kapitel 5.3.2 abgeleiteten Formeln berechnet werden. Um die Ergebnisse der verschiedenen Böden zu vergleichen, werden die reduzierten Scherparameter auf die Korrosionstiefe und auf das dimensionslose Verhältnis Korrosionstiefe d /mittlerer Korndurchmesser d_{50} bezogen und die Scherparameter auf den unkorrodierten Ausgangszustand, der in Abhängigkeit von der jeweiligen Dichte mit den in Kapitel 6.3 abgeleiteten Formeln berechnet wird. Tabelle 7.4 zeigt die Übersicht über die berechneten Korrosionstiefen d und den dimensionslosen Faktor d/d_{50} für die vorhandenen Korrosionsrandbedingungen nach Tabelle 7.1.

Tabelle 7.4 Berechnete Korrosionstiefe d und Verhältnis d/d_{50}

Korrosionsrandbedingung	Boden 1		Boden 2		Boden 3	
	d [mm]	d/d_{50}	d [mm]	d/d_{50}	d [mm]	d/d_{50}
6 Monate						
30 mg/l	0,289	0,589	0,177	0,961	0,039	0,219
60 mg/l	0,46	0,726	0,282	1,447	0,063	0,348
90 mg/l	0,603	1,073	0,37	1,75	0,082	0,457
12 Monate						
30 mg/l	0,403	0,911	0,251	1,487	0,055	0,306
60 mg/l	0,641	1,032	0,398	1,684	0,087	0,486
90 mg/l	0,841	1,613	0,523	2,632	0,115	0,637

Generell kann man feststellen, dass die Beeinflussung der Scherparameter durch die Korrosion geringer ausfällt als zu Beginn vermutet wurde und die Streuungen zum Teil erheblich sind. Die starken Streuungen sind vermutlich auf zwei Faktoren zurückzuführen, die sich im ungünstigen Fall in ihrem Effekt aufaddieren. Zum einen unterliegt der Korrosionsfortschritt einer Varianz, wie aus den Ergebnissen der Versuche zur Bestimmung der Dicke der korrodierten Randzone zu erkennen ist. Zum anderen stellt die Homogenität des Sandeinbaus bei solch kleinen Volumen wie den Scherkästen ein Problem dar, dass bei dem groben Material vermutlich stärker ins Gewicht fällt. Das Erreichen einer konstanten Dichte in der Kontaktfläche Boden-Zementkörper ist dabei mit Sicherheit noch schwieriger als bei einer reinen Sandprobe, bei der die Scherfuge mittig im Sandkörper verläuft.

Bei Boden 3 kann man vermuten, dass die ermittelten Scherparameter teilweise von den beschriebenen Verkrustungen abhängen, da sich bis auf den residualen Reibungswinkel alle Scherparameter gegenüber dem unkorrodierten Ausgangszustand mehr oder weniger stark erhöhen. Dies gilt sowohl für den Reibungswinkel, bei dem im Schnitt eine Erhöhung des Reibungswinkels um 5 % zu messen ist und im stärkeren Maß beim Dilatanzwinkel als auch der Höhenänderung im Residualzustand. Bild 7.14 zeigt die korrodierten Peakreibungswinkel und Residualwerte im Vergleich zu den unkorrodierten Ausgangswerten. Hierbei erkennt man, dass die korrodierten Werte größtenteils im oberen Streuungsbereich der unkorrodierten Bezugswerte liegen, wobei bei Boden 3 im Vergleich zu den beiden anderen Böden generell eine größere Streuung vorhanden ist. Der Residualwert des Reibungswinkels entspricht dem unkorrodierten Ausgangswert. Die Verkrustungen werden vermutlich bei Erreichen des Peaks soweit aufgebrochen, dass sie das Postpeakverhalten nicht mehr beeinflussen. Aufgrund der geringen Korrosionstiefen bei Boden 3 entspricht daher der Restreibungswinkel im korrodierten Zustand demjenigen im unkorrodierten Zustand. Beim Dilatanzwinkel ist bis auf einen Ausreißer der korrodierte Wert zwischen 204 und 211 % des unkorrodierten Ausgangszustands (s. Bild 7.26), bei der Höhenänderung im Residualzustand liegen die korrodierten Werte sogar noch höher, wobei hier jedoch auch die starke Streuung im unkorrodierten Ausgangszustand mit berücksichtigt werden muß.

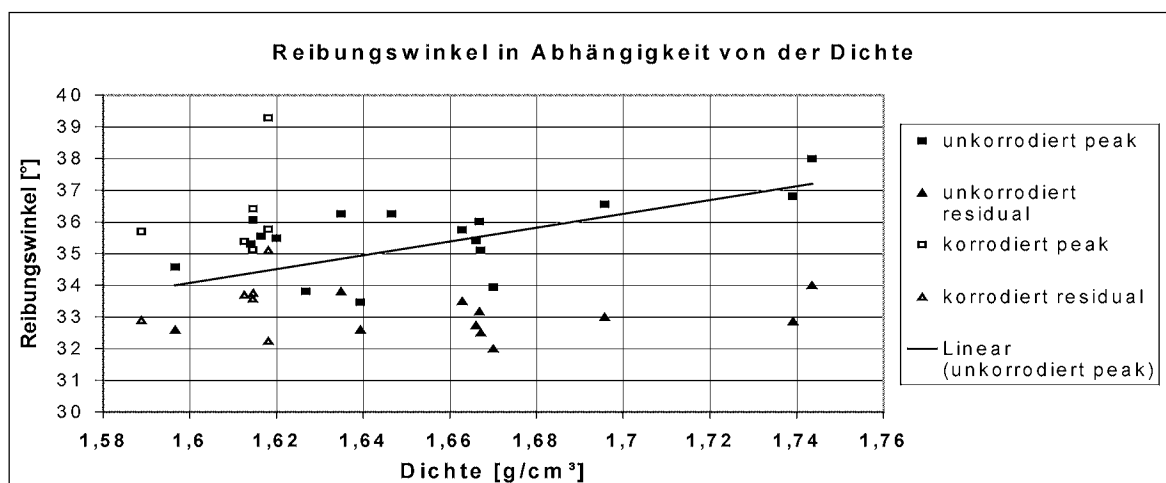


Bild 7.14 Korrodierte und unkorrodierte Reibungswinkel bei Boden 3

Eine Abnahme des Reibungswinkels am Peak ist sowohl bei Boden 1 als auch bei Boden 2 zu erkennen. Um zu zeigen, dass der wenn auch geringe Abfall der Reibungswinkel nicht auf die

generelle Streuung der Meßwerte zurückzuführen ist, sind in Bild 7.15 und Bild 7.16 analog zu Bild 7.14 die korrodierten Reibungswinkel im Vergleich zu den unkorrodierten Messwerten für Boden 1 und 2 dargestellt. Vergleicht man die prozentuale Abnahme des Peakreibungswinkels für Boden 1 und 2, zeigt sich in der gewählten dimensionslosen Darstellungsweise mit dem Bezugswert d/d_{50} (s. Bild 7.17) ein uneinheitliches Bild. Der größere Boden 1 zeigt eine deutlich größere Schwankung der korrodierten Reibungswinkel. Die gestrichelte Linie deutet den Verlauf des Mittelwertes an. Im Vergleich zu Boden 2, dessen mittlerer Verlauf durch die durchgezogene Linie dargestellt wird, deutet sich bei gleichem Verhältnis Korrosionstiefe zu d_{50} ein stärkerer Abfall des Peakreibungswinkels an. Wählt man zur Darstellung jedoch direkt die Korrosionstiefe d , zeigt sich ein einheitlicheres Bild (s. Bild 7.18/Bild 7.19). Boden 1 und 2 können durch eine Kurve angenähert werden. Das bedeutet, dass die prozentuale Abnahme des Reibungswinkels nur von der Korrosionstiefe abhängt unabhängig vom untersuchten Boden. Trotz der großen Schwankungen scheint die Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmender Korrosionstiefe stark abzuflachen, wobei sich ein Grenzwert von ca. 92 % abzeichnet.

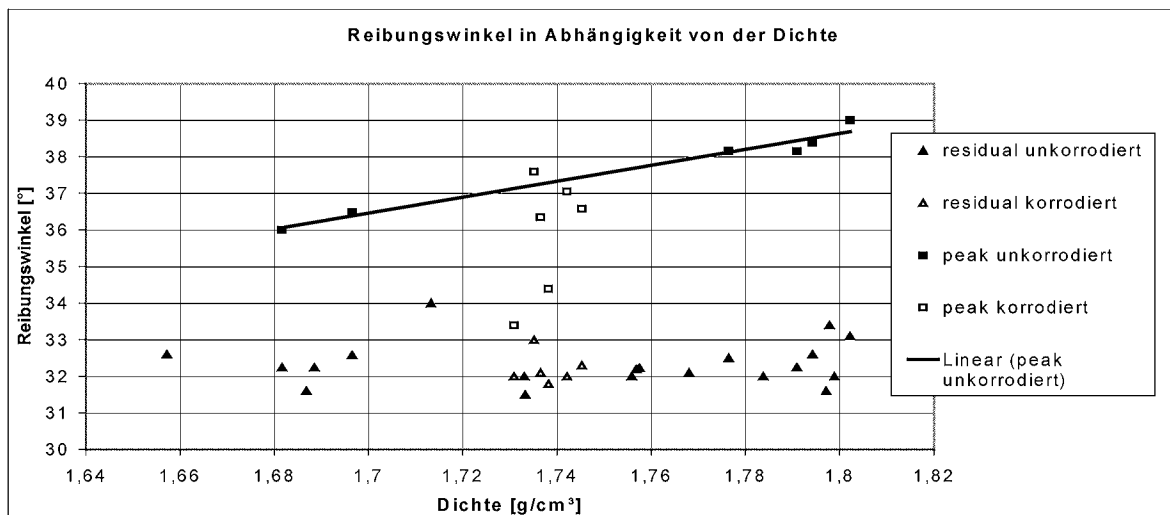


Bild 7.15 Korrodierte und unkorrodierte Reibungswinkel für Boden 1

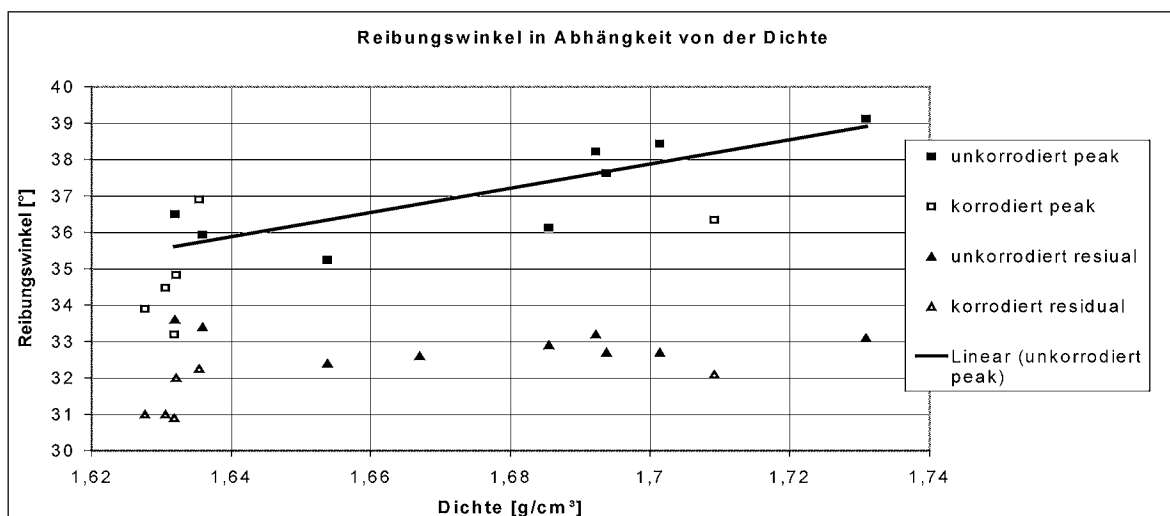


Bild 7.16 Korrodierte und unkorrodierte Reibungswinkel für Boden 2

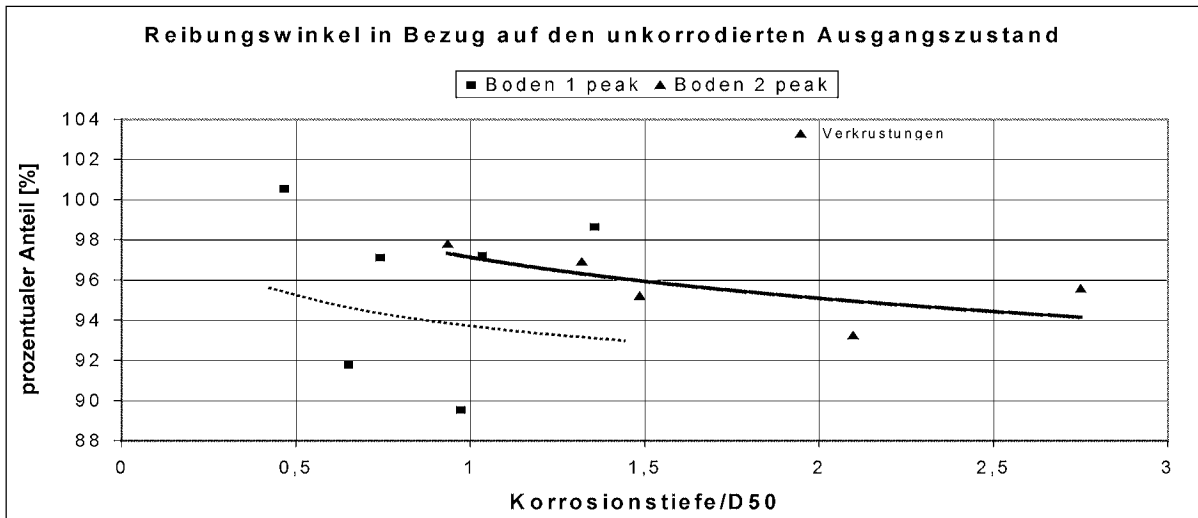


Bild 7.17 Abfall des Peakreibungswinkels bezogen auf die dimensionslose Größe d/d_{50}

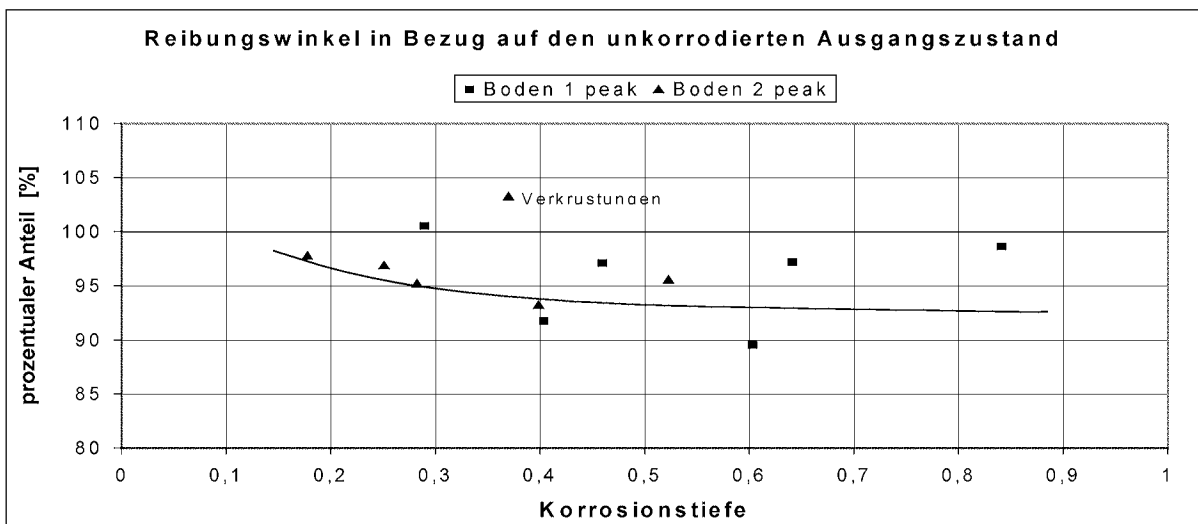


Bild 7.18 Abfall des Peakreibungswinkels bezogen auf die Korrosionstiefe d

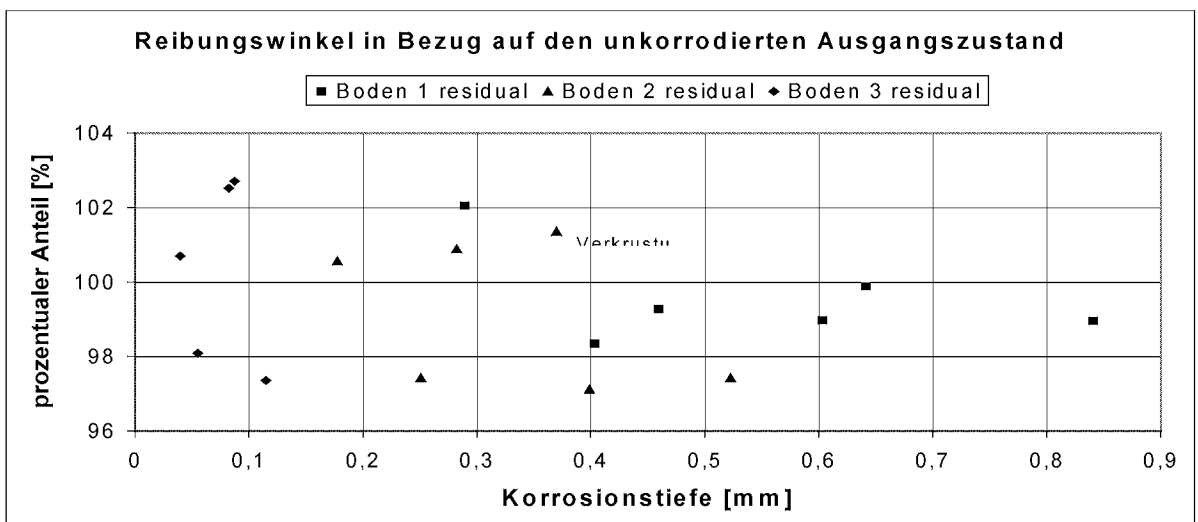


Bild 7.19 Abfall des Restreibungswinkels bezogen auf die Korrosionstiefe

Der Restreibungswinkel fällt bei Boden 2 signifikanter als bei Boden 1 ab. Bei Boden 1 ist der Abfall nur bei der prozentualen Bestimmung der korrodierten Werte in Bezug auf den Mittelwert des unkorrodierten Ausgangszustandes zu erkennen. Bei Boden 3 schwanken die Werte um den unkorrodierten Mittelwert. Generell ist der Abfall als sehr gering zu bezeichnen. Als unteren Grenzwert kann man 97 %, als mittleren Grenzwert 98 – 99 % des unkorrodierten Ausgangswertes nennen.

Der Scherweg der korrodierten Zementkörper verringert sich gegenüber dem unkorrodierten Ausgangszustand, dies gilt auch für Boden 3, obwohl dort keine Reduzierung des Reibungswinkels zu erkennen ist. Trägt man den Scherweg gegenüber der gemessenen Scherspannung auf, erkennt man, dass die Verringerung des Scherweges nicht nur auf Verringerung der Scherspannung zurückzuführen ist. Dies ist in Bild 7.20, Bild 7.21 und Bild 7.22 für die drei Böden dargestellt. Der Scherweg bis zum Residualzustand verringert sich absolut gesehen stärker, d.h. dass die Korrosion einen versprödenden Einfluß auf das Scherverhalten hat.

Vergleicht man die prozentuale Abnahme des Scherweges der einzelnen Böden ergibt sich ein analoger Zusammenhang zum Peakreibungswinkel. Das heißt, daß beim Auftrag der prozentualen Abnahme gegenüber dem Verhältnis d/d_{50} ein uneinheitliches Bild auftritt, während bei dem Auftrag gegenüber der Korrosionstiefe Boden 1 und 2 durch eine Kurve approximiert werden können. Boden 3 wird aus genannten Gründen nur beim Scherweg bis zum Erreichen des Residualwerts berücksichtigt. Die prozentuale Abnahme des Scherweges bis zum Peak und bis zum Residualzustand stimmen in etwa überein (s. Bild 7.23 und Bild 7.24). Dies deckt sich mit der Feststellung, dass der Absolutwert der Abnahme des Scherweges bis zum Residualzustand gegenüber dem Peakwert größer ist. Das heißt, daß im korrodierten Zustand sowohl der Peakwert schneller erreicht wird als auch der Postpeakbereich bis zum Erreichen des Residualzustandes verkürzt ist. Dies ist Bild 7.25 zu entnehmen.

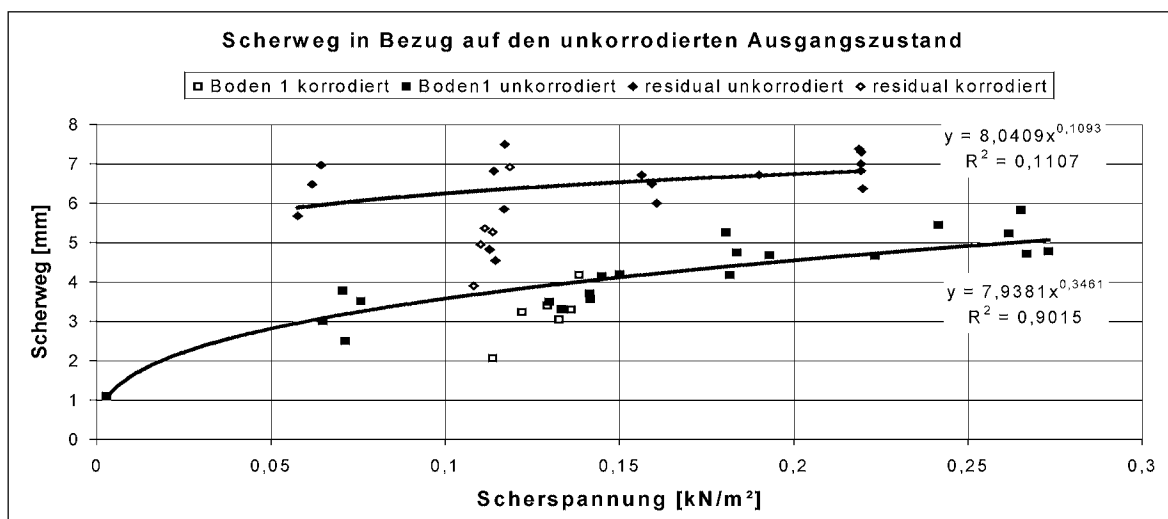


Bild 7.20 Korrodiertes und unkorrodiertes Scherverhalten für Boden 1

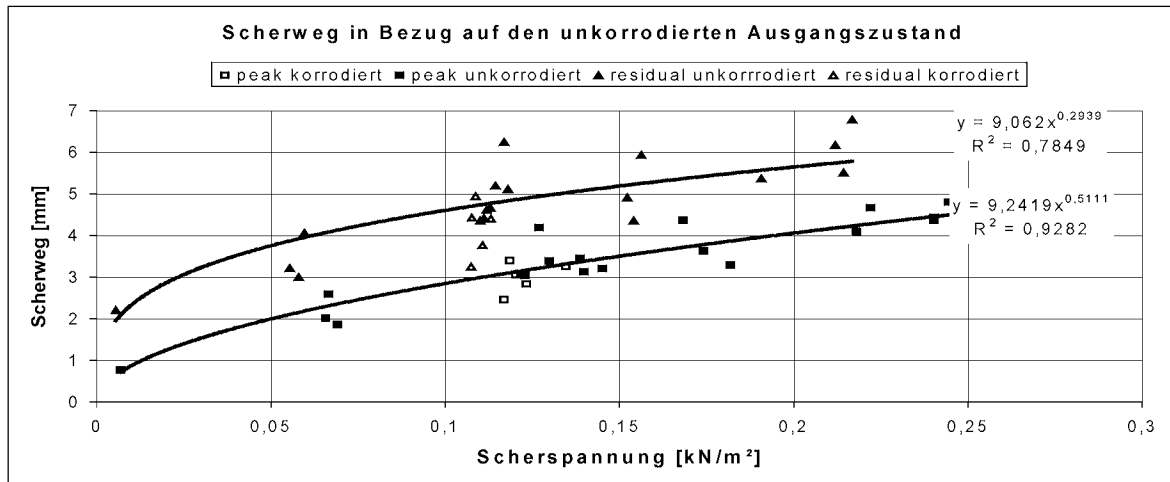


Bild 7.21 Korrodierter und unkorrodierter Scherweg für Boden 2

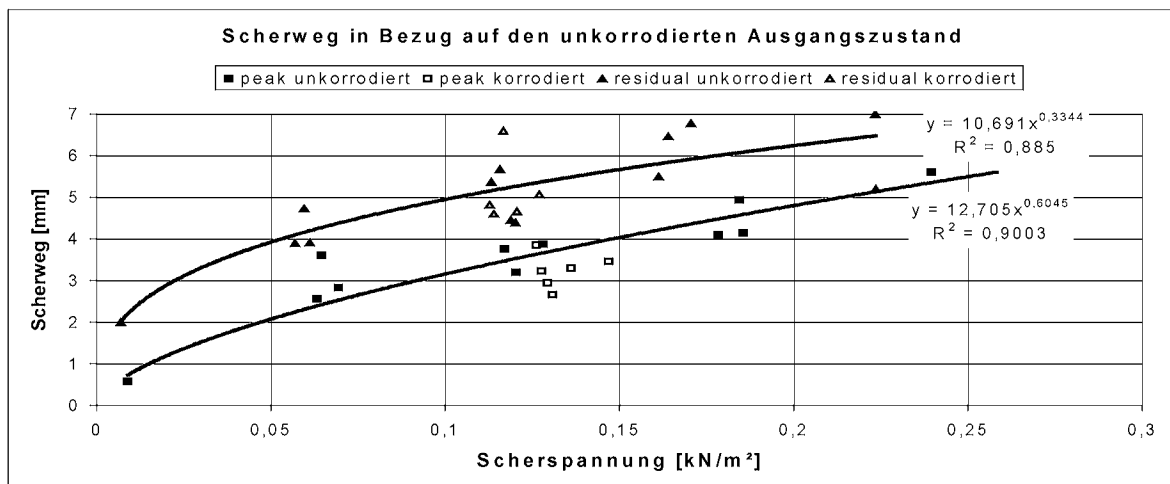


Bild 7.22 Korrodierter und unkorrodierter Scherweg für Boden 3

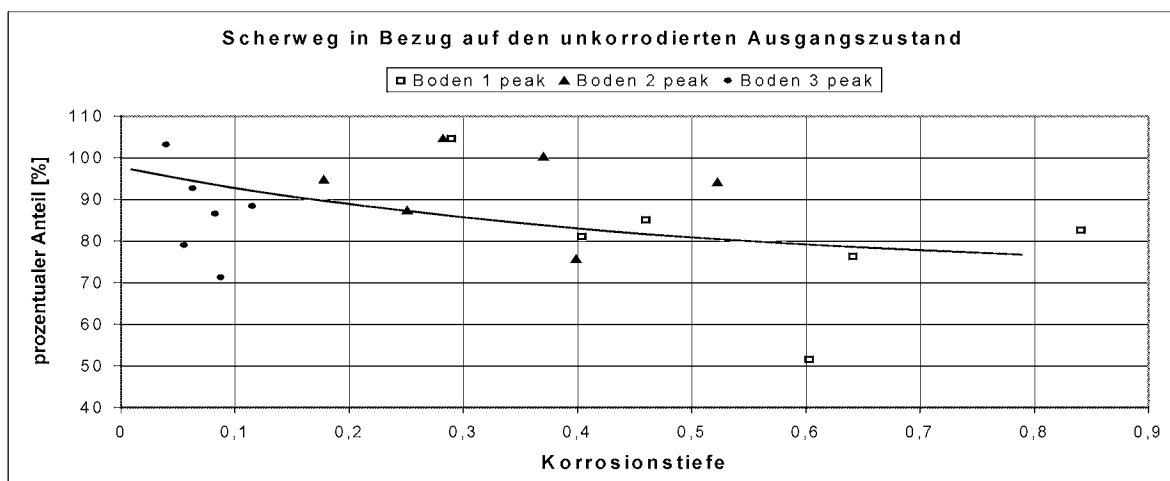


Bild 7.23 Abnahme des Scherweges bis zum Peak durch Korrosion

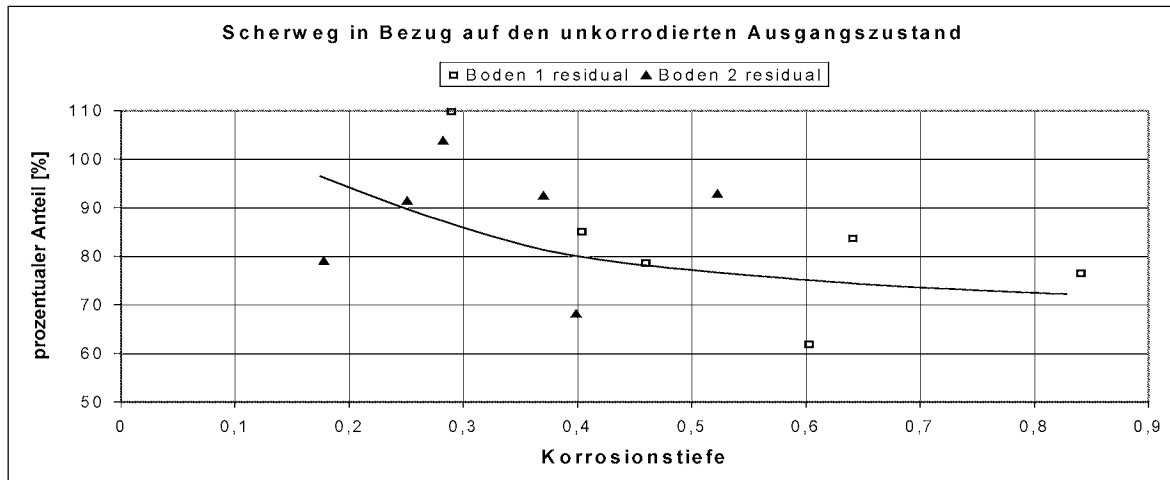


Bild 7.24 Abnahme des Scherweges bis zum Residualzustand durch Korrosion

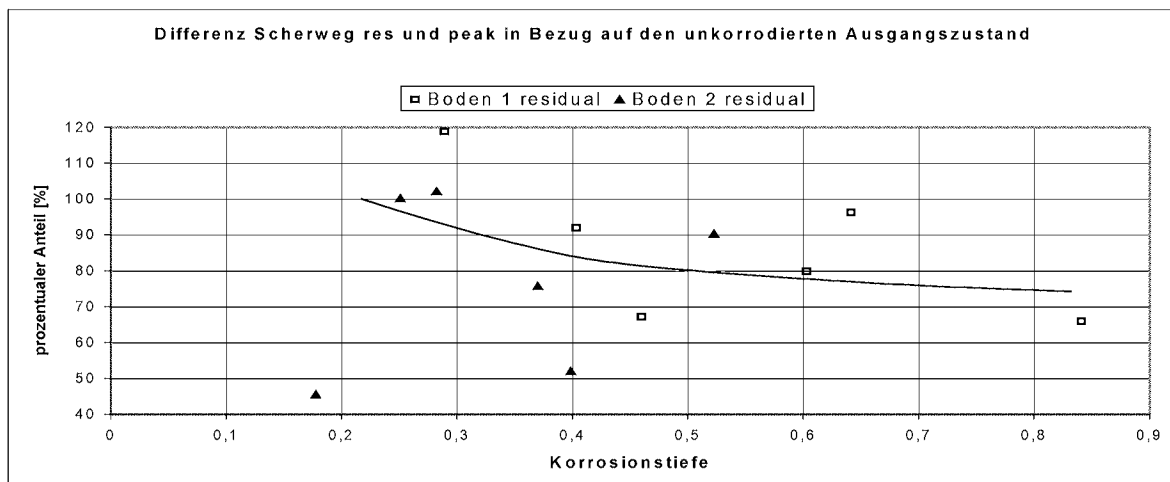


Bild 7.25 Abnahme des Weges des Postpeakbereiches (Differenz zwischen dem Weg bis zum Erreichen des Peaks und des Residualzustandes)

Hinsichtlich der Dilatanz ist weder bei Boden 1 noch bei Boden 2 eine Änderung infolge der Korrosion ersichtlich, wie Bild 7.26 zeigt. Bei der Höhenänderung im Residualzustand (Bild 7.27) zeigt sich bei Boden 2 wiederum ebenfalls keine Beeinflussung durch die Korrosion, bei Boden 1 ist jedoch in Anbetracht der Streuung der unkorrodierten Meßwerte eine leichte Tendenz zur Abnahme erkennbar. Das bedeutet, dass bei dem feineren Boden 2 durch die vorhandene Auflast, der Boden bereits in die korrodierte Randzone hineingedrückt wird. Bei dem größeren Boden 1 wird jedoch, aktiviert durch den Abschervorgang, zusätzliches Bodenmaterial in die korrodierte Randzone hineingedrückt, das vorher, zu dem Zeitpunkt, an dem nur die statische Auflast wirkt, durch angrenzendes Bodenmaterial zurückgehalten wird. Verstärkt wird dieser Effekt vermutlich durch die buchtenförmig ausgebildete korrodierte Randzone. Dieser zurückhaltende Effekt tritt unter den vorhandenen Randbedingungen nur bei dem größeren Bodenmaterial mit dem größeren inneren Reibungswinkel (s. Tabelle 7.2) auf. Dem entsprechend weisen die beiden Versuche mit der stärksten Abnahme der Höhenänderung einen größeren kontraktanten Bereich zu Beginn des Abschervorgangs auf. Die Abnahme der Höhenänderung ist schwankend und entspricht maximal 31 % der Dicke der berechneten korrodierten Randzone.

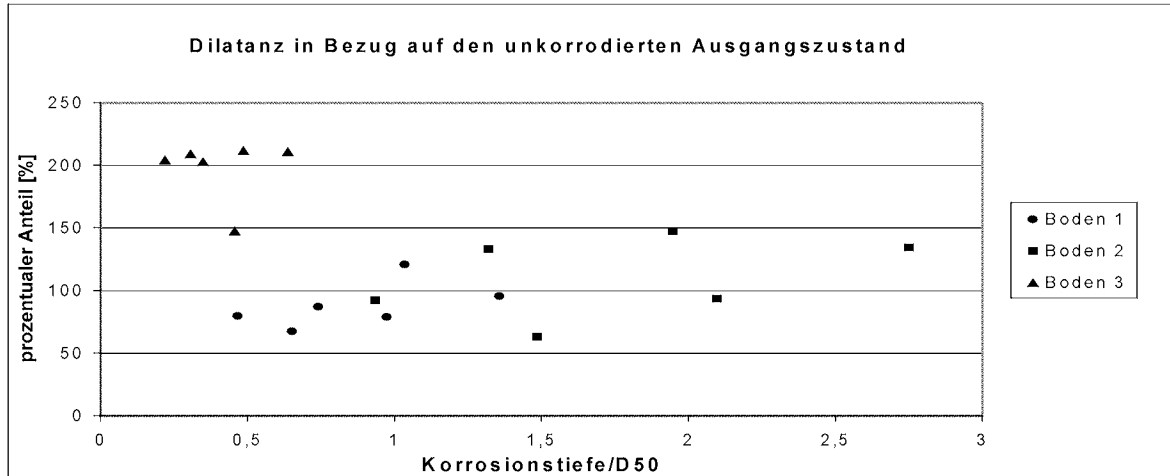


Bild 7.26 Dilatanz der korrodierten Zementkörper prozentual in Bezug auf den unkorrodierten Ausgangszustand

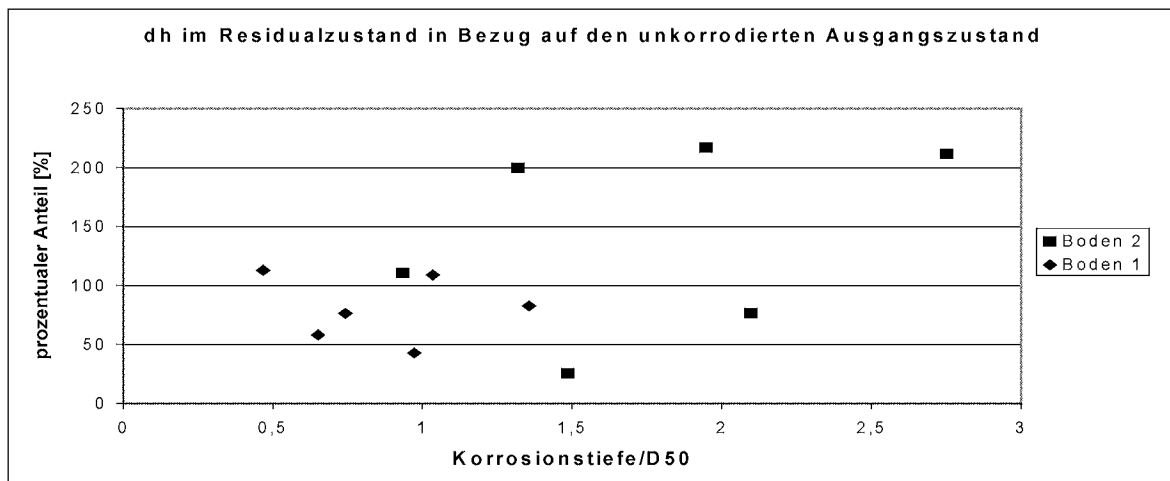


Bild 7.27 Höhenänderung Δh der korrodierten Zementkörper prozentual in Bezug auf den unkorrodierten Ausgangszustand

7.5 Übertragung der Ergebnisse auf Ankerausziehkräfte

Die unkorrodierte Ankerausziehkraft kann bei Vernachlässigung eines möglichen Spitzenwiderstandes am Anfang des Verpreßkörpers rechnerisch abgeschätzt werden zu:

$$F = A \cdot \sigma_r \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. (7.6)}$$

mit:

A = idealisierte Ankermantelfläche

σ_r = Radialspannungen, die auf die Ankeroberfläche wirken

φ = Reibungswinkel.

Die unbekanntenen Radialspannungen ergeben sich dabei vor allem aus dem Verpressdruck und der Verspannung infolge der Dilatanz beim Abscheren. Die Verteilung der Schubspannungen

über die Ankerkörperlänge ist von der Länge des Ankerkörpers und der Dichte des angrenzenden Bodens abhängig. Bei den üblicherweise angetroffenen Ankerkörperlängen muß man von der Ausbildung eines progressiven Bruchs ausgehen. Das heißt, dass das Maximum der Mantelreibung bei Steigerung der Ankerkraft und dementsprechend zunehmender Verschiebung und Dehnung des Ankerkörpers von vorne nach hinten wandert. In dem Bereich der maximalen Mantelreibung wirkt der Peakreibungswinkel. Bei Überschreitung des zugehörigen Scherwegs fällt der Reibungswinkel auf den Residualwert ab. Das bedeutet, dass beim Versagen des Ankers im vorderen Bereich nur noch der Restreibungswinkel wirkt. Auf der sicheren Seite liegend kann die unkorrodierte Ankertragkraft nach Reddy (2000) mit dem Restreibungswinkel abgeschätzt werden. Bei kurzen Ankern gewinnt der Peakreibungswinkel größeres Gewicht.

Betrachtet man die korrodierten Reibungswinkel, fällt der Peakreibungswinkel stärker ab als der Restreibungswinkel, der nur um maximal ca. 3 % sinkt. Das heißt, dass kurze Anker empfindlicher auf Korrosionseinfluß reagieren sollten als lange, da bei diesen der Einfluß des stärker abfallenden Peakreibungswinkels größer ist. Setzt man bei kurzen Ankern voraus, daß im unkorrodierten Zustand überall der Peakreibungswinkel wirkt, verringert sich die Ankerausziehungskraft infolge der Reduzierung des Reibungswinkels auf ca. 92,5 % der unkorrodierten Ausziehungskraft unter den untersuchten Randbedingungen. Auf der sicheren Seite liegend kann der gleiche Prozentsatz auch für lange Anker angesetzt werden, obwohl dort der Abfall eher geringer ausfallen wird, da der Restreibungswinkel größeren Einfluß auf die Ausziehungskraft hat.

Der Scherweg bis zum Erreichen des Peaks und bis zum Erreichen des Residualzustandes verkürzen sich durch die Korrosion bis auf ca. 70 % unter den vorhandenen Randbedingungen, das bedeutet der Anker reagiert spröder.

Die gemessene geringe und stark abflachende Abnahme der Reibungswinkel decken sich mit Untersuchungen von Perkins, Gyr and James (2000), die das mechanische Verhalten von Sand untersuchten, bei dem künstlich ein biologischer Aufwuchs erzeugt wurde. Sie konnten keine Abnahme der Scherparameter feststellen nur eine Erhöhung des Kriechens. Dies deutet daraufhin, dass die innere Reibung zwischen den Sandkörnern nicht durch eine viskose Masse beeinflusst wird. In dem Fall des Abscherens von Boden gegen einen korrodierten Zementkörper wird also nur der Anteil des Reibungswiderstandes durch die Ausbildung einer korrodierten Randschicht beeinflusst, der durch den Kontakt von Bodenkorn zu Zement bestimmt wird. Je rauer also die Zementoberfläche ist, desto geringer wird die Beeinflussung des Reibungswiderstandes durch eine korrodierte Randzone sein, da der Reibungswiderstand bei zunehmender Rauigkeit immer stärker von der Reibung zwischen den Sandkörnern abhängt.

Die Abnahme der Verspannung kann aus den Ergebnissen der Scherversuchen nicht abgeleitet werden, da die Dilatanz von der ausgebildeten korrodierten Randzone unbeeinflusst bleibt.

Um den Verspannungsverlust in Abhängigkeit von der Korrosionstiefe überschlägig abzuschätzen, kann man einen einfachen elastischen Ansatz wählen (Expansion von einem zylindrischen Hohlraum im Boden), mit dem man analog zur Tunnelkennlinien den Zusammenhang

zwischen der Aufweitung der Scherfuge und der dadurch erzeugten Erhöhung der Radialspannung bestimmt. Dazu kann folgender Zusammenhang benutzt werden:

$$\Delta\sigma_r = 2 \cdot G \cdot dh/r \quad \text{Gl. (7.7)}$$

mit $\Delta\sigma_r$: Änderung der Radialspannung
 G : Schubmodul
 dh : Aufweitung der Scherfuge
 r : Radius des Ankerkörpers

Durch die Ausbildung der mechanisch instabilen korrodierten Randzone kann Bodenmaterial beim Schervorgang in diese hineindringen, der Verspannungseffekt wird somit um das Maß, wie Bodenkörner nach innen in die korrodierte Randzone ausweichen können reduziert. Geht man davon aus, daß die Festigkeit der korrodierten Randzone nahezu verschwindet und sich das Silicatgel beliebig in dem Porenraum verteilt, kann man zur Abschätzung der maximal möglichen Abnahme der Verspannung annehmen, dass die Aufweitung der Scherfuge dh reduziert wird um die komplette Korrosionstiefe zu $dh_{\text{korrodiert}} = (dh - \text{Korrosionstiefe})$. Dieser einfache Ansatz ergibt, daß die Verspannung proportional zur Korrosionstiefe abnimmt und daß wenn die Korrosionstiefe die Aufweitung der Scherfuge übertrifft, die Verspannung komplett verloren geht. Dabei ist jedoch nicht berücksichtigt, dass Bodenmaterial entsprechend seiner Steifigkeit von außen nach innen in den aufgelockerten Bereich nachrutschen kann (Konvergenz). Dieser einfache Ansatz spiegelt jedoch nicht die von Manns und Lange (1993) ermittelten Verläufe der Abnahme der Ankerausziehungskraft durch Korrosion wieder. Diese zeigen ab einer Korrosionsdauer von 6 Monaten bei 100 mg CO₂/l in einem Boden, der von Durchlässigkeit mit Boden 1 vergleichbar ist, keine weitere Abnahme der Ankerkraft. Das bedeutet, dass der Verspannungsverlust durch das Nachrutschen von Bodenmaterial von außen nach innen teilweise aufgefangen wird, so dass eine kritische Auflockerung des Bodenbereiches um den Ankerkörper herum nicht unterschritten wird. Dieser Aspekt kann jedoch nur durch Ausziehversuche an korrodierten Ankern weitergehend untersucht werden.

8 Zusammenfassung

Durch den Angriff der kalklösenden Kohlensäure auf den Zementkörper von Verpreßankern oder Pfählen kommt es zur Ausbildung einer korrodierten Randzone, die sich in eine direkt auf dem unzerstörten Zementstein aufliegende carbonatisierte Zone und eine äußere Silicatgelschicht unterteilt. Die carbonatisierte Zone besitzt die gleiche Festigkeit wie der unkorrodierte Zementstein und kann mechanisch nicht entfernt werden. Die Silicatgelschicht ist sehr porös und kann mechanisch leicht mit einem Spatel entfernt werden. Die Dicke dieser Schicht wird als relevant für die Abnahme der Ankertragfähigkeit angesehen. Die Auswertung der Zunahme der Dicke der korrodierten Randzone in Abhängigkeit von der Konzentration an kalklösender Kohlensäure und der Zeit ergibt ein Potentialfunktion der Form $d = a(k_f - \text{Wert}) \cdot c^{0,6686} \cdot t^{0,5}$, wobei der konstante Vorfaktor a in Abhängigkeit von der Bodenart bestimmt werden kann. Der starke Einfluß der Diffusionskontrolle auf den Korrosionsfortschritt konnte somit gezeigt werden. Außerdem zeigt sich der deutliche Einfluß der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens, der jedoch nicht auf einen mangelnden Nachschub an kalklösender Koh-

lensäure zurückzuführen ist, sondern wahrscheinlich auf einen diffusionskontrollierten Stofftransport auf der Ankeroberfläche.

Die Scherversuche zeigen starke Schwankungen in den Messwerten, die als versuchsbedingt angesehen werden müssen. Die korrodierten Versuche ergeben nur eine geringe Abnahme der Reibungswinkel in Abhängigkeit vom Korrosionsfortschritt. Dabei scheint die prozentuale Abnahme des Peakreibungswinkels unabhängig von der Bodenart nur von der Korrosionstiefe bestimmt zu werden. Die Abnahme des Peakreibungswinkels verläuft stark abflachend. Ein mittlerer Grenzwert von ca. 92 % deutet sich unter den vorhandenen Versuchsrandbedingungen an. Der Residualwert nimmt nur um wenige Prozent (0- 3 %) um maximal 2 ° ab. Auch hier zeigt sich eine Tendenz, dass der Wert nicht wesentlich stärker abfällt mit zunehmender Korrosionstiefe. Die Abnahme der Ankertragfähigkeit infolge verminderter Reibungsparameter wird in-situ eher noch schwächer ausfallen, da die Rauigkeit infolge des Verpressvorgangs etwas größer sein wird als bei den Versuchsprobekörpern.

Um den Effekt des Verspannungsverlustes auf die Abnahme der Ankertragfähigkeit zu ermitteln erweisen sich die Scherversuche als ungeeignet, da sich das Dilatanzmaß infolge des Korrosionsfortschritts kaum und die Höhenänderung im Residualzustand nicht signifikant ändert. Um diesen Einfluß zu quantifizieren, müssen zusätzlich zu den Scherversuchen Ausziehversuche an korrodierten Ankern durchgeführt werden.

Die Verkürzung des Scherweges insbesondere bis zum Erreichen des Residualzustandes bedeutet, dass korrodierte Anker spröder reagieren.

Hinsichtlich der Auswirkung des Korrosionsfortschritts auf die Ankertragfähigkeit kann man aufgrund der gewonnenen Versuchsergebnisse den Schluß ziehen, dass die Reduzierung der Ankertragfähigkeit nur zu einem geringen Anteil auf die Verringerung des Reibungswinkels zurückzuführen ist. Der wesentlichere Anteil wird durch einen Verspannungsverlust verursacht, der mit Hilfe der Scherversuche nur bei Boden 1 anteilmäßig qualitativ gezeigt werden kann (s. Bild 7.27). Eine einfache Abschätzung des Verspannungsverlustes ist über die elastische Lösung zur Aufweitung bzw. Konvergenz eines zylindrischen Hohlraumes unter der Annahme möglich, dass die Korrosionstiefe komplett von der Aufweitung der Scherfuge, gemessen als dh in den unkorrodierten Scherversuchen, abgezogen wird. Zur quantitativen Bestimmung des Verspannungsverlustes müssen jedoch zusätzlich zu den Scherversuchen Ausziehversuche an korrodierten Zementankern durchgeführt werden, an Hand deren Ergebnisse man unter Berücksichtigung der reduzierten Reibungswinkel die Abnahme der Radialspannungen abschätzen kann. Anschließend kann mit Hilfe eines theoretischen Modells ein solcher Verspannungsverlust errechnet werden.

Literaturverzeichnis

- Axt, G. (1961): Die Kohlensäure-Gleichgewichte in Theorie und Praxis. Vom Wasser, Band XXVIII, Verlag Chemie, Weinheim/Bergstr..
- Bishop, A.W. (1948): A large shear box for testing sands and gravels, Int. Conf. On Soil Mechanics, Rotterdam.
- DIN 38404, Teil 10, Entwurf (1989): Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser- Abwasser- und Schlammuntersuchung: Physikalische und physikalisch-chemische Stoffkenngrößen, Calciumcarbonatsättigung eines Wassers (C10).
- DIN 38405, Teil 8 (1971): Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser- Abwasser- und Schlammuntersuchung: Anionen, Die Berechnung des gelösten Kohlendioxids (D8).
- DIN 38409, Teil 7 (1979): Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser- Abwasser- und Schlammuntersuchung: Summarische Wirkungs- und Stoffkenngrößen, Bestimmung der Säure- und Basekapazität (H7).
- DIN 4030, Teil 1 (1991): Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase, Grundlagen und Grenzwerte.
- DIN 4125 (1990): Verpreßanker – Kurzzeitanker und Daueranker – Bemessung, Ausführung und Prüfung.
- Egan, D. (1997): Modelling of compaction ground anchors. PhD Thesis, University of Manchester.
- Franke, L. (1996): Korrosion von Zementstein in sauren Wässern. 4. Intern. Koll. Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen, Esslingen, 17.-19. Dez. 1996, S. 10 – 25.
- Friede, H. (1983): Zur Beurteilung des Angriffs kalklösender Kohlensäure auf Beton. Dissertation, Aachen
- Grabau, J. (1994): Untersuchungen zur Korrosion zementgebundener Materialien durch saure Wässer unter besonderer Berücksichtigung des Schwefelsäureangriffs. Dissertation, TU Hambur-Harburg.
- Grohmann, A. (1971): Die Kohlensäure in den Deutschen Einheitsverfahren, I. Die Pufferung des Wassers, II. Die Kalkaggressivität von Wasser. Vom Wasser Band XXXVIII, Verlag Chemie, Weinheim/Bergstr..
- Grube, H.; Rechenberg, W. (1987): Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. beton 37, H. 11, S. 446 – 451 und H. 12, S. 495 – 498.
- Grube, H.; Rechenberg, W. (1989): Durability of concrete structures in acidic water. Cement and Concrete Research, Vol. 19, Nr. 5, S. 783 – 792.

- Hässelbarth, U. (1963): Das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht in natürlichen Wässern unter Berücksichtigung des Eigen- und Fremdelektrolyt-Einflusses. GWF Wasser Abwasser, 104. Jahrgang, Heft 4, S. 89 – 93 und 157 – 160.
- Hof, C. (1999): Konzeption eines Steuermechanismus' zur Regelung eines konstanten CO₂-Gehaltes im Wasser bei der Zirkulation durch Sandproben mit darin befindlichen Zementkörpern. Unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum.
- Koelliker, E. (1983): Über die Wirkung von Wasser und wässriger Kohlensäure auf Beton. Proc. Int. Koll. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Esslingen, Sept. 1983, S. 195 – 200.
- Krämer, U.; Rizkallah, V. (1976): Erfahrungen bei der Ermittlung von Scherparametern im Kastenscherggerät, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, Heft 10.
- Lehane, B.M.; Jardine, R.J.; Bond, A.J. Frank R. (1993): Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 3, S. 19 – 35.
- Lewandowski, N. (2003): Untersuchung der Tragfähigkeit von Zementankern unter besonderer Berücksichtigung der Kontaktfläche Boden-Zement sowie deren Beeinflussung durch Korrosionsvorgänge. Unveröffentlichte Diplomarbeit, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum
- Lewis, I.G. (1956): Shear Strength of Rockfill, Proc. Of Australia-New-Zealand Conf. On Soil Mech. and Found. Eng., Jan. 1956, S. 50.
- Locher, F. W.; Rechenberg, W. und Sprung, S. (1984): Beton nach 20jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure. beton 34, H. 5, S. 193 – 198.
- Luo, S.Q.; Tan, S.A. & Yong, K.Y. (2000): Pull-Out resistance mechanism of a soil nail reinforcement in dilative soils. Soil and Foundations, Vol. 40, No. 1 S. 47 – 56
- Manns, W. Lange H.-D. (1993): Einfluß aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpressankern und Verpresspfählen, Abschlußbericht zu Teil II: Ausziehversuche. Forschungsbericht Otto-Graf-Institut, T 2550, IRB Verlag, Stuttgart.
- Manns, W.; Zimbelmann, R. und Bayer, M.(1987): Einfluß aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpreßankern und Verpreßpfählen, Teil I: Grundsatzversuche. Forschungsbericht Otto-Graf-Institut, IRB Verlag, Stuttgart.

- Mayer, G. (1983): Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpressankern im Sand. Dissertation, Berlin. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der technischen Universität Berlin, Heft 12.
- McKinley, J.D. (1993): Grouted Ground Anchors and the Soil Mechanics Aspects of Cement grouting. PhD Thesis, University of Cambridge.
- Mortara, G. (2001): An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour under monotonic and cyclic loading, PhD Thesis, Politecnico di Torino.
- Ostermayer, H. (1970): Erdanker – Tragverhalten und konstruktive Durchbildung. Vorträge zur Baugrundtagung in Düsseldorf, S.5 - 35.
- Ostermayer, H. (1996): Verpreßanker. In Grundbautaschenbuch Teil 2, 5. Auflage, Hers. U. Smolczyk, Ernst & Sohn Verlag, S. 137 – 173, 1996.
- Pavlik, V. (1994): Corrosion of hardened cement paste by acetic and nitric acids part I + II. Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 3, S 551 – 562, No. 8, S. 1495 – 1507.
- Perkins, S.W.; Gyr, P. & James, G. (2000): The Influence of Biofilm on the Mechanical Behavior of sand. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, September 2000, S. 300 – 312.
- Reddy, E.S.; Chapman, D.N. Sastry, V.V.R.N. (2000): Direct Shear Interface Test for Shaft Capacity of Piles in Sand. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, No. 2, June 2000, S. 199 – 205.
- Stoewahse, C. (2001): Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) Universität Hannover, Heft 56.
- Subba Rao, K.S.; Allam, M. & Robinson, R.G. (1996): A note on the choice of Interfacial Friction Angel. Geotechnical Engineering, Proceedings, Institution of civil Engineers Vol. 119, No. 2, S. 123 – 128.
- Subba Rao, K.S.; Allam, M. & Robinson, R.G. (1998): Interfaces Friction between Sands and Solid surfaces, Geotechnical Engineering, Proceedings, Institution of civil Engineers Vol. 132, No. 2, S. 75 – 82.
- Tabucanon, J.T., Airey, D.W. & Poulos, H.G. (1995): Pile skin friction in sands from Constant Normal Stiffness Tests. Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 3, S. 350 – 364.
- Voigt, H.-J. (1990): Hydrogeochemie. Springer-Verlag, Berlin – Heidelberg – New York.
- Zebowitz, S.; Krizek, R.J. & Atmatzidis, D.K. (1989): Injection of Fine Sands with Very Fine Cement Grout. ASCE, J. Geotech. Eng. Vol. 115, No.12, Dec.

Bauforschung für die Praxis

- Brandschutzkosten im Wohnungsbau**
Karl Deters
Band 59, 2001, 245 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4258-0
€ 50,- | sFr 86,-
- Gemeinschaftliches Wohnen im Alter**
R. Weeber, G. Wölfle, V. Rösner
Band 58, 2001, 175 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4257-2
€ 46,- | sFr 79,-
- Entwicklung eines Bewertungssystems für ökonomisches und ökologisches Bauen und gesundes Wohnen**
C.J. Diederichs, P. Getto, S. Streck
Band 57, 2002, 230 S., mit CD-ROM, Abb., Tab., kart., ISBN 3-8167-4256-4
€ 50,- | sFr 86,-
- Vergabeverfahren und Baukosten**
Hannes Weeber, Simone Bosch
Band 56, 2001, 192 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4255-6
€ 50,- | sFr 86,-
- Konzepte für die praxisorientierte Instandhaltungsplanung im Wohnungsbau**
Ralf Spilker, Rainer Oswald
Band 55, 2000, 71 S., 5 Abb., zahlr. Tab., kart., ISBN 3-8167-4254-8
€ 22,- | sFr 39,50
- Bewährung innen wärmedämmter Fachwerkbauten**
Problemstellung und daraus abgeleitete Konstruktionsempfehlungen
Reinhard Lamers, Daniel Rosenzweig, Ruth Abel
Band 54, 2000, 173 S., 123 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4253-X
€ 25,- | sFr 44,-
- Überprüfbarkeit und Nachbesserbarkeit von Bauteilen - untersucht am Beispiel der genutzten Flachdächer**
Rainer Oswald, Ralf Spilker, Klaus Wilmes
Band 53, 1999, 133 S., 49 Abb., 4 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4252-1
€ 37,- | sFr 63,-
- Bauschadensfibel für den privaten Bauherrn und Hauskäufer**
Rainer Oswald, Ruth Abel, Volker Schnapauff
Band 52, 1999, 140 S., 19 Abb., 3 Tab., fester Einband, ISBN 3-8167-4251-3
€ 25,- | sFr 44,-
- Balkone, kostengünstig und funktionsgerecht**
Hannes Weeber, Margit Lindner
Band 51, 1999, 146 S., 102 Abb., 26 Tab., kart., ISBN 3-8167-4250-5
€ 38,- | sFr 65,-
- Kostenfaktor Erschließungsanlagen**
Hannes Weeber, Michael Rees
Band 50, 1999, 226 S., 107 Abb., 15 Tab., kart., ISBN 3-8167-4249-1
€ 50,- | sFr 86,-
- Eigenleistung beim Bauen**
Wie Eigentümer und Mieter sich am Bau ihrer Wohnung beteiligen können
R. Weeber, H. Weeber, S. Kleebaur, H. Gerth, W. Pohrt
Band 49, 1999, 154 S., 25 Abb., 12 Tab.,
ISBN 3-8167-4248-3
€ 22,- | sFr 39,50
- Kosteneinsparung durch Bauzeitverkürzung**
Barbara Bredenbals, Heinz Hullmann
Band 48, 1999, 174 S., 38 Abb., 36 Tab.,
ISBN 3-8167-4247-5
€ 37,- | sFr 64,-
- Das wärme- und feuchteschutztechnische Verhalten von stählernen Fassadendurchdringungen**
Lutz Franke, Gernod Deckelmann
Band 47, 1998, 74 S., 38 Abb., 13 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4246-7
€ 15,- | sFr 26,-
- Kostengünstige bauliche Maßnahmen zur Reduzierung des Energieverbrauchs im Wohnungsbestand**
R. Oswald, R. Lamers, V. Schnapauff, R. Spilker, K. Wilmes
Band 46, 1998, 100 S., 57 Abb., kart.
ISBN 3-8167-4245-9
€ 17,- | sFr 30,50
- Sicherung des baulichen Holzschutzes**
Horst Schulze
Band 45, 1998, 168 S., 136 Abb., 10 Tab., kart., ISBN 3-8167-4244-0
€ 22,- | sFr 39,50
- Luftdichtigkeit von industriell errichteten Wohngebäuden in den neuen Bundesländern**
Wolfgang Richter, Dirk Reichel
Band 44, 1998, 88 S., 34 Abb., 15 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4243-2
€ 15,- | sFr 26,-
- Leitfaden Kostendämpfung im Geschoßwohnungsbau**
Karl Deters, Joachim Arlt
Band 43, 1998, 162 S., 135 Abb., 34 Tab., kart., ISBN 3-8167-4242-4
€ 22,- | sFr 39,50
- Langzeitbewährung und Entwicklungstendenzen von Kunststoff-Bauprodukten im Wohnungsbau**
Dieter Arlt, Rainer Weltring
Band 42, 1998, 137 S., 90 Abb., 7 Graph., kart., ISBN 3-8167-4241-6
€ 20,- | sFr 35,-
- Ausschreibungshilfen für recyclinggerechte Wohnbauten**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 41, 1998, 172 S., 28 Abb., kart.
ISBN 3-8167-4240-8
€ 22,- | sFr 39,50
- Gebrauchsanweisung für Häuser**
Volker Schnapauff, Silke Richter-Engel
Band 40, 1997, 116 S., 4 Abb., 7 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4239-4
€ 19,- | sFr 34,-
- Ergänzender Neubau in bestehenden Wohnsiedlungen**
H. Weeber, R. Weeber, M. Lindner, u. a.
Band 39, 1997, 194 S., 230 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4238-6
€ 25,- | sFr 44,-
- Lüftung in industriell errichteten Wohnhäusern**
Wilfried Jank
Band 37, 1997, 66 S., 17 Abb., 12 Tab., 13 Tafeln, kart., ISBN 3-8167-4236-X
€ 15,- | sFr 26,-
- Auswirkungen der neuen Wärmeschutzverordnung auf den Schallschutz von Gebäuden**
Siegfried Koch, Werner Scholl
Band 36, 1997, 72 S., 33 Abb., 2 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4235-1
€ 15,- | sFr 26,-
- Baukostensenkung durch gesicherte Schadensbeurteilung an aufwerksporigen Leichtbetonelementen der industriell errichteten Wohnbauten der ehemaligen DDR**
Mirko Neumann, Mathias Reuschel
Band 35, 1997, 320 S., 227 Abb., 105 Tab., kart., ISBN 3-8167-4234-3
€ 41,- | sFr 70,-
- Verhinderung von Emissionen aus Baustoffen durch Beschichtungen**
Lutz Franke, Martin Wesselmann
Band 34, 1997, 68 S., 11 Abb., 9 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4233-5
€ 15,- | sFr 26,-
- Wärmedämmverbundsysteme (WDVS) im Wohnungsbau**
Institut für Bauforschung e.V., Hannover
Band 32, 1997, 250 S., 128 Abb., 20 Tab., kart., ISBN 3-8167-4231-9
€ 30,- | sFr 51,50

BESTELLSCHEIN

Titel ankreuzen und im Umschlag oder
 per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07
 senden an:
Fraunhofer IRB Verlag
 Fraunhofer-Informationszentrum
 Raum und Bau IRB
 Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
 Telefon (07 11) 970 - 25 00
 E-Mail: info@irb.fhg.de
 URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender

 Straße/PF
 PLZ/Ort
 Datum
 Unterschrift

02/2002 [BfP-alle|Titel-Anzeige.qxd]

- Niedrigenergiehäuser unter Verwendung des Dämmstoffes Styropor**
Teil 1, Konstruktionsempfehlungen und optimierte Anschlußsituationen (Details)
W.-H. Pohl, S. Horschler, R. Pohl
Teil 2, Quantitative Darstellung der Wirkung von Wärmebrücken
Gerd Hauser, Horst Stiegel
Band 31, 1997, 294 S., 169 Abb., kart., ISBN 3-8167-4230-0
€ 14,- | sFr 25,-
- Fenster - Sanierung und Modernisierung**
Hans-Rudolf Neumann
Band 30, 1997, 134 S., 90 Abb., 11 Tab., kart., ISBN 3-8167-4229-7
€ 20,- | sFr 35,-
- Schäden an nicht industriell hergestellten Wohnbauten der neuen Bundesländer**
R. Oswald, R. Spilker, V. Schnapauß, u. a.
Band 29, 1996, 116 S., 66 Abb., 30 Tab., kart., ISBN 3-8167-4228-9
€ 17,- | sFr 30,50
- Parkierungsanlagen im verdichteten Wohnungsbau**
Hannes Weeber, Rotraut Weeber
Band 28, 1997, 156 S., 60 Abb., 28 Tab., kart., ISBN 3-8167-4227-0
€ 22,- | sFr 39,50
- Möglichkeiten der Einsparung von Wohnkosten durch Mieterbeteiligung**
M. Elff, K. Goldt, B. Harms, u. a.
Band 27, 1997, 157 S., 3 Abb., 8 Tab., kart., ISBN 3-8167-4226-2
€ 22,- | sFr 39,50
- Die Berechnung von Flachdecken über Zustands- und Einflußflächen**
Max Baerschneider
Band 26, 1996, 380 S., 196 Tab., kart., zweibändig, ISBN 3-8167-4225-4
€ 49,- | sFr 83,50
- Feuchttransportvorgänge in Stein und Mauerwerk - Messung und Berechnung**
M. Krus, H.-M. Künzel, K. Kießl
Band 25, 1996, 75 S., 31 Abb., 2 Tab., kart., ISBN 3-8167-4224-6
€ 15,- | sFr 26,-
- Wohngebäudesanierung und Privatisierung**
Hannes Weeber, Michael Rees
Band 24, 1996, 107 S., 51 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4223-8
€ 20,- | sFr 35,-
- Der Feuchtehaushalt von Holz-Fachwerkwänden**
Helmut Künzel
Band 23, 1996, 85 S., 32 Abb., 10 Tab., kart., ISBN 3-8167-4222-X
€ 15,- | sFr 26,-
- Neue Konstruktionsalternativen für recyclingfähige Wohngebäude**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 22, 1996, 110 S., 26 Abb., 3 Tab., kart., ISBN 3-8167-4221-1
€ 17,- | sFr 30,50
- Standisicherheit der Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**
E. Cziesielski, N. Fouad, F.-U. Vogdt
Band 21, 1996, 226 S., 71 Abb., kart., ISBN 3-8167-4220-3
€ 30,- | sFr 51,50
- Sicherheit von Glasfassaden**
X. Shen, H. Techen, J. D. Wörner
Band 20, 1996, 38 S., 26 Abb., 4 Tab., kart., ISBN 3-8167-4219-X
€ 12,- | sFr 21,50
- Kostengünstige Umnutzung aufgegebener militärischer Einrichtungen für Wohnzwecke, Wohnergängungseinrichtungen und andere Nutzungen**
B. Jacobs, J. Kirchhoff, J. Mezler
Band 19, 1996, 204 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4218-1
€ 28,- | sFr 47,50
- Holztafelbauweise im mehrgeschossigen Wohnungsbau**
Barbara Bredenbals, Heinz Hullmann
Band 18, 1996, 237 S., 116 Abb., 23 Tab., kart., ISBN 3-8167-4217-3
€ 30,- | sFr 51,50
- Gefährdungspotentiale asbesthaltiger Massenbaustoffe in den neuen Bundesländern**
Klaus Bergner, unter Mitarbeit von Franka Stodollik und Hans-Otto Eckler
Band 17, 1996, 75 S., 26 Abb., 9 Tab., kart., ISBN 3-8167-4216-5
€ 15,- | sFr 26,-
- Transparent gedämmte Altbauten**
G. H. Bondzio, K. Brandstetter, P. Sulzer, S. Al Bosta, u. a.
Band 15, 1996, 130 S., 44 Abb., 7 Tab., kart., ISBN 3-8167-4214-9
€ 22,- | sFr 39,50
- Kosten und Techniken für das "Überwintern" erhaltenswerter Bausubstanz**
Michael Rees, Hannes Weeber
Band 14, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4213-0
€ 25,- | sFr 44,-
- Menschengerechte Raumklimatisierung durch Quelllüftung und Flächenkühlung**
Erhard Mayer (Hrsg.)
Band 13, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4212-2
€ 25,- | sFr 44,-
- Zusätzliche Wärmedämmsysteme bei Fertigteilbauten**
Typenserie P2
P. Bauer, B. Loeser, H. Schwarzgig, T. Spengler
Band 12, 1995, 118 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4211-4
€ 20,- | sFr 35,-
- Körperschalldämmung von Sanitärräumen**
Karl Gösele, Volker Engel
Band 11, 1995, 76 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4210-6
€ 15,- | sFr 26,-
- Bauschäden an Holzbalkendecken in Feuchtraumbereichen**
Gertraud Hofmeister
Band 9, 1995, 210 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4208-4
€ 25,- | sFr 44,-
- Ökologische Auswirkungen von Hochhäusern**
Band 8, 1995, 418 S., 114 Abb., kart., ISBN 3-8167-4207-6
€ 50,- | sFr 86,-
- Wohnhochhäuser heute**
H. Weeber, R. Weeber, M. Hasenmaier, u. a.
Band 7, 1995, 165 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4206-8
€ 25,- | sFr 44,-
- Abfallvermeidung in der Bauproduktion**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 6, 1994, 198 S., 75 Abb., 16 Tab., kart., ISBN 3-8167-4205-X
€ 25,- | sFr 44,-
- Barrierefreie Erschließungssysteme von Wohngebäuden**
R. Weeber, M. Rees, H. Weeber
Band 5, 1994, 64 S., 52 Abb., 6 Tab., kart., ISBN 3-8167-4204-1
€ 12,- | sFr 21,50
- Die Ausführung des Umkehrdaches bei erhöhten Anforderungen an den Wärmeschutz**
Lutz Franke, Gernod Deckelmann
Band 4, 1994, 80 S., zahlreiche Abb. und Tab., kart., ISBN 3-8167-4203-3
€ 20,- | sFr 35,-
- Niveaugleiche Türschwellen bei Feuchträumen und Dachterrassen**
R. Oswald, A. Klein, K. Wilmes
Band 3, 1994, 56 S., 48 Abb., kart., ISBN 3-8167-4202-5
€ 12,- | sFr 21,50
- Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**
R. Oswald, V. Schnapauß, R. Lamers, u. a.
Band 2, 1995, 333 S., 515 Abb., kart., ISBN 3-8167-4201-7
€ 40,- | sFr 69,50
- Heizung und Lüftung im Niedrigenergiehaus**
Gerhard Hausladen, Peter Springl
Band 1, 1994, 214 S., 74 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4200-9
€ 25,- | sFr 44,-
- Informieren Sie mich bitte laufend über neue **Fachbücher**

BESTELLSCHEIN

■ **Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 2508 oder -2507 senden an:**

■ **Fraunhofer IRB Verlag**

■ Fraunhofer-Informationszentrum
■ Raum und Bau IRB

■ **Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart**

■ **Telefon (07 11) 970 - 2500**

■ **E-Mail: info@irb.fhg.de**

■ **URL: <http://www.IRBbuch.de>**

■ Absender

■

■

■ Straße/PF

■ PLZ/Ort

■ Datum

■ Unterschrift

Schadenfreies Bauen

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann

- Schadenfreies Bauen**
Gesamtausgabe Bände 1 – 26
2002, alle Bände mit festem Einband
ISBN 3-8167-5796-0
€ 1037,- | sFr 1744,-
Bei Abnahme der Gesamtausgabe sparen Sie € 115,-
- Schäden an polymeren Beschichtungen**
Robert Engelfried
Band 26: 2001, 146 S., 94 Abb., 14 Tab.,
ISBN 3-8167-5795-2
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Belägen und Bekleidungen mit Keramik- und Werksteinplatten**
Günter Zimmermann
Band 25: 2001, 200 S., 175 Abb., 16 Tab.,
ISBN 3-8167-5791-X
€ 48,- | sFr 82,50
- Schäden an Installationsanlagen**
Heizungs- und Raumluftechnische Anlagen,
Trinkwasser-, Abwasser- und Gasinstallationsanlagen
Heinz Wirth, Stefan Wirth
Band 24: 2001, 270 S., 114 Abb., 33 Tab.,
ISBN 3-8167-5790-1
€ 57,- | sFr 96,-
- Schäden an Türen und Toren**
Ralf Schumacher
Band 23: 2001, 372 S., 291 Abb., 32 Tab.,
ISBN 3-8167-4169-X
€ 71,- | sFr 118,-
- Schäden an elastischen und textilen Bodenbelägen**
Hans-Joachim Scheewe
Band 22: 2001, 232 S., 80 überw. farb. Abb.,
50 Tab.,
ISBN 3-8167-4168-1
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Glasfassaden und -dächern**
Peter Küffner, Oliver Lummertzheim
Band 21: 2000, 132 S., 106 z.T. farb. Abb.,
6 Tab.,
ISBN 3-8167-4165-7
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Wärmedämm-Verbundsystemen**
Erich Cziesielski, Frank Ulrich Vogdt
Band 20: 2000, 202 S., 75 Konstruktionsskizzen,
28 Tab. u. Diagramme, 98 Fotos,
ISBN 3-8167-4164-9
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden aus Mehrschicht-Betonplatten**
Ralf Ruhnau, Nabil Fouad
Band 19: 1998, 104 S., 61 Abb.; 7 Tab.,
ISBN 3-8167-4160-6
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Deckenbekleidungen und abgehängten Decken**
Hubert Satzger
Band 18: 1998, 78 S., 59 Abb., 5 Tab.,
ISBN 3-8167-4159-2
€ 23,- | sFr 40,50
- Schäden an Dränanlagen**
Wilfried Muth
Band 17: 1997, 114 S., 128 Abb., 10 Tab.,
ISBN 3-8167-4154-1
€ 35,- | sFr 60,50
- Tauwasserschäden**
Richard Jenisch
Band 16: 2. überarb. Aufl., 2001, 129 S.,
66 Abb., 6 Tab., ISBN 3-8167-5792-8
€ 37,- | sFr 62,50
- Schäden an Estrichen**
Klaus G. Aurnhammer
Band 15: 2., erg. Aufl., 1999, 216 S., 44 Abb.;
17 Tab.,
ISBN 3-8167-4162-2
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Tragwerken aus Stahlbeton**
Bernhard Brand, Gerhard Glatz
Band 14: 1996, 217 S., 129 Abb., 24 Tab.,
ISBN 3-8167-4153-3
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Außenwänden aus Ziegel- und Kalksandstein-Verblendmauerwerk**
Helmut Klaas, Erich Schulz
Band 13: 1995, 224 S., 162 Abb., 13 Tab.,
ISBN 3-8167-4152-5
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Metallfassaden und -dachdeckungen**
Franz Lubinski, Fritz Röbber, Uwe Nagel, u. a.
Band 12: 2. erw. Aufl., 2001, 415 S., 303
Abb., 22 Tab.,
ISBN 3-8167-4166-5
€ 76,- | sFr 127,-
- Schäden an Außenmauerwerk aus Naturstein**
Martin Sauder, Renate Schloenbach
Band 11: 1995, 274 S., 95 Abb., 31 Tab.,
ISBN 3-8167-4150-9
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden mit Asbestzement-, Faserzement- und Schieferplatten**
Klaus W. Liersch
Band 10: 1995, 146 S., 86 Abb., 20 Tab.,
ISBN 3-8167-4149-5
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Fassadenputzen**
Helmut Künzel
Band 9: 2. erw. Aufl., 2000, 142 S., mit zahlr.
Abb. und Tab.,
ISBN 3-8167-4167-3
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Abdichtungen in Innenräumen**
Erich Cziesielski, Michael Bonk
Band 8: 1994, 112 S., 55 Abb., 4 Tab.,
ISBN 3-8167-4147-9
€ 33,- | sFr 57,-
- Rissschäden an Mauerwerk**
Ursachen erkennen - Rißschäden vermeiden.
Werner Pfefferkorn
Band 7: 3. überarb. Aufl., 2002, 292 S.,
290 Abb., 18 Tab.,
ISBN 3-8167-5793-6
€ 53,- | sFr 89,-
- Schäden an Fenstern**
Wolfgang Klein
Band 6: 1994, 154 S., 92 Abb., 2 Tab.,
ISBN 3-8167-4145-2
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Wänden und Decken in Holzbauart**
Horst Schulze
Band 5: 1993, 158 S., 140 Abb.,
ISBN 3-8167-4144-4
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Industrieböden**
Erich Cziesielski, Thomas Schrepfer
Band 4: 2., erw. Aufl., 1999, 169 S., 69 Abb.,
33 Tab.,
ISBN 3-8167-4163-0
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Sichtbetonflächen**
Heinz Klopfer
Band 3: 1993, 123 S., 77 Abb., 9 Tab.,
ISBN 3-8167-4142-8
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Flachdächern und Wannenaus wasserundurchlässigem Beton**
Gottfried C.O. Lohmeyer
Band 2: 3. neu bearb. Aufl., 2001, 272 S.,
171 Abb., 28 Tab.,
ISBN 3-8167-5794-4
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwandfugen im Beton- und Mauerwerksbau**
Ralf Ruhnau
Band 1: 1992, 132 S., 87 Abb.,
ISBN 3-8167-4140-1
€ 35,- | sFr 60,50

BESTELLSCHEIN

Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07 senden an:
 Fraunhofer IRB Verlag
 Fraunhofer-Informationszentrum
 Raum und Bau IRB
 Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
 Telefon (07 11) 970 - 25 00
 E-Mail: info@irb.fhg.de
 URL: http://www.IRBbuch.de

Absender

 Straße/PF

 PLZ/Ort

 Datum

 Unterschrift

02/2002 [sFBalle Titel-AnzeigeA4.qxd

Die »Bauschäden-Sammlung« in 13 Bänden

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann



In der Fachwelt hat diese Zusammenstellung von typischen Bauschadensfällen als wichtiger Beitrag zur Verbesserung der Bau- und Planungsleistungen großes Ansehen erlangt.

Die 13 Bände mit dem Untertitel »Sachverhalt - Ursachen - Sanierung« enthalten Schadensberichte aus allen baukonstruktiven Bereichen und sind durch Themen- und Sachregister erschlossen.

Der Nutzer kann so auf Anhieb feststellen,

- ob ein gleicher oder ähnlicher Schaden bereits dokumentiert ist,
- welche Schäden für ein bestimmtes Bauteil typisch sind,
- wie diese Schäden vermieden werden können oder welche Maßnahmen zu ihrer Behebung in Frage kommen.

Seit 3 Jahrzehnten ist die »Bauschäden-Sammlung« eine ständige Rubrik des »Deutschen Architektenblattes«.

Bauschäden-Sammlung, Band 13 Sachverhalt - Ursachen - Sanierung

2001, 184 Seiten,
zahlreiche, überwiegend farbige
Abbildungen, fester Einband,
ISBN 3-8167-4185-1
€ 27,- | sFr 44,-

Der Herausgeber

Professor Günter Zimmermann, ein bekannter Bausachverständiger mit langjähriger Erfahrung, betreut seit 3 Jahrzehnten die »Bauschäden-Sammlung« im »Deutschen Architektenblatt« und ist auch für die Herausgabe der Buchausgabe verantwortlich.

BESTELLSCHEIN

- Band 1: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 2: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 3: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 4: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 5: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 6: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 7: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 8: 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 9: 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 10: 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 11: 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 12: 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 13: 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-

Sie sparen € 36,- bei Abnahme der

- Bände 1-13 komplett:
€ 315,- | sFr 476,-

Alle Bände im Format A 5 quer, mit zahlreichen, zum Teil farbigen Abbildungen, festem Einband und Fadenheftung

Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07 senden an:

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum
Raum und Bau IRB

Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
E-Mail: info@irb.fhg.de
URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender

Straße/PF

PLZ/Ort

Datum

Unterschrift

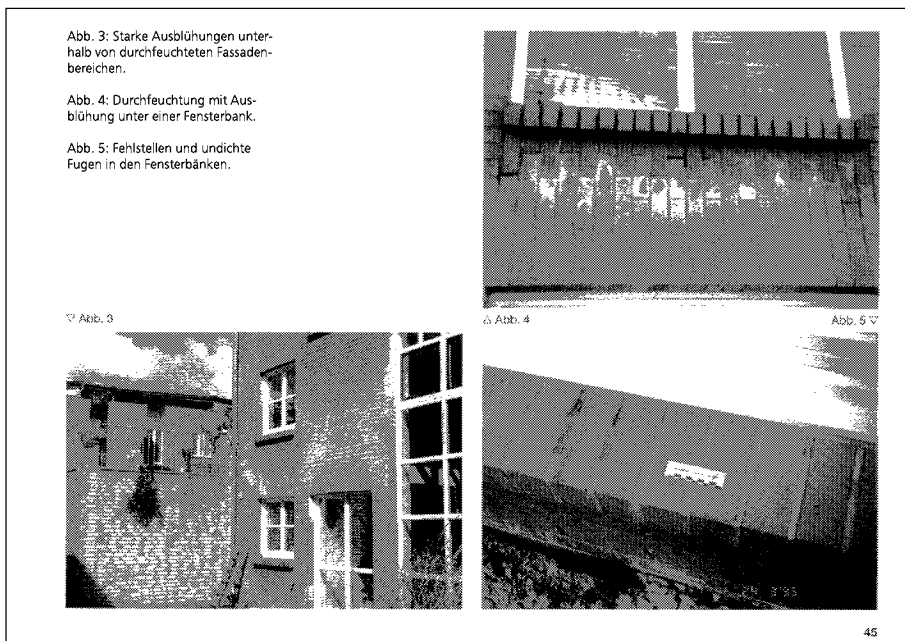


Abb. 3: Starke Ausblühungen unterhalb von durchfeuchteten Fassadenbereichen.

Abb. 4: Durchfeuchtung mit Ausblühung unter einer Fensterbank.

Abb. 5: Fehlstellen und undichte Fugen in den Fensterbänken.

Abb. 3

Abb. 4

Abb. 5