Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

Doctoral Thesis

PERMEATION GROUTING IN GRANULAR SOILS

Testing methods for cement based grouts and grouted soils

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

Dissertation

INJEKTIONEN IM LOCKERGESTEIN

Prüfverfahren für zementbasiertes Injektionsgut und injizierte Böden

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Dipl.-Ing. **Adrian Kainrath**
Martrikelnummer 0325500
Hauptplatz 8
A-8750 Judenburg

Betreuer & 1. Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Dietmar Adam**
Institut für Geotechnik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/220-2, A-1040 Wien

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. **Karl Josef Witt**
Professur Grundbau
Bauhaus-Universität Weimar
Coudraystrasse 11c, D-99424 Weimar

3. Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Roman Marte**
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Technische Universität Graz
Rechbauerstraße 12, A-8010 Graz

Judenburg, im Juli 2017 _____

Kurzfassung

Injektionen im Lockergestein stellen ein bewährtes Bauverfahren dar, das im Tiefbau vornehmlich zur Verringerung der Durchlässigkeit und zur Verfestigung von Lockergesteinsböden eingesetzt wird. Dabei wird Injektionsgut mit geringem Druck über spezielle Manschettenrohre in den Boden eingebracht, um damit die vorhandenen Poren bzw. Hohlräume aufzufüllen. Das Aushärten des Injektionsguts führt zu einer Abdichtung und Verfestigung des Lockergesteins. Speziell bei der Verfestigung von Lockergestein besteht vielfach die Problematik, dass der Nachweis über den Injektionserfolg, der vielfach funktional im Sinne einer Mindestfestigkeit oder Durchlässigkeit beschrieben ist, kaum erbracht werden kann, da nur in Ausnahmefällen prüfbare Proben aus dem Injektionskörper gewonnen werden können.

Ziel dieser Arbeit war es, Methoden und Verfahren zur Bestimmung der Festigkeit von injiziertem Lockergestein zu entwickeln. Dabei wurden in einem ersten Schritt die Grundlagen für Prüfverfahren und Methoden zur Qualitätssicherung am Injektionsgut aufgearbeitet. Im Rahmen dieser Arbeit wurde dabei der Grundstein für ein Verfahren gelegt, bei dem auf einfache Weise der Zementgehalt im Injektionskörper bestimmt werden kann, wodurch Korrelationen zwischen dem Zementgehalt und der Festigkeit von injiziertem Lockergestein möglich sind. Um die Festigkeitseigenschaften von injiziertem Lockergestein zu untersuchen, wurde eine Vielzahl an unterschiedlichen Injektionskörperproben im Labor hergestellt und anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen bodenmechanisch untersucht. Begleitend dazu wurden in situ Großversuche an natürlichen alluvialen Böden durchgeführt. Anhand spezieller Probeentnahmeverfahren konnten dabei erstmals prüffähige Proben aus dem Injektionskörper gewonnen und untersucht werden. Zusätzlich wurden im Rahmen der Großversuche Spannungen, Verformungen und Porenwasserdrücke im Boden während der Injektion gemessen, um eine Interpretation der aufgezeichneten Injektionsdaten zu ermöglichen. Es hat sich dabei gezeigt, dass die Drücke im Boden mit zunehmendem Abstand von der Injektionsstelle stark abfallen und nur mehr einen Bruchteil des an der Pumpe gemessenen Injektionsdrucks betragen.

Anhand der aus den Versuchen gewonnenen Injektionskörperproben konnte gezeigt werden, dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt und der Festigkeit der Proben besteht. Dadurch können anhand der im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Beziehungen Rückschlüsse vom Zementgehalt auf die Festigkeit von injiziertem Lockergestein getroffen werden.

Abstract

Permeation grouting is used in civil engineering to reduce the premeability and to improve the stability of granular soils. In this process, a grout is injected into the soil via special sleeve pipes in order to fill the existing pores or cavities. The curing of the grout leads to both waterproofing and hardening of the grouted soil. Nevertheless, the problem of proofing the strength of the grouted soil arises especially in the case of granular soils, for which core samples are very difficult to obtain.

The aim of the current work is to develop several testing methods for grouts and grouted soils, placing the focus on their strength properties. Therefore, the first part of the current work deals with the state of the art in grout testing and describes new methods for improving the quality assurance of cement based grouts. Subsequently, the objective is to develop new methods for determining the strength of grouted soil. This is achieved by developing a special method for estimating the strength of grouted soils based on simple correlations to the cement content.

A large number of grouted soil speciments were prepared in the laboratory by varying the cement type, the water-cement ratio and the soil type, in order to investigate the strength properties of different grouted soils. Uniaxial compression and triaxial tests have then been performed to provide the strength of the grouted samples, whose cement content was examined afterwards. Based on the results of the tests fundamental correlations between the cement content and the strength, the dry density and Young's modulus of the samples were elaborated. These are meant to improve understanding of the mechanical behaviour of grouted soil.

In addition to laboratory investigations large-scale grouting tests were carried out on natural alluvial soils. With the invention of a special sampling method, high quality grouted soil specimens were obtained from the test sites. Moreover, during the large-scale tests, stresses, deformation and pore water pressure measurement have been undertaken for monitoring and understanding the soil behaviour during the grouting process. General conclusions were further drawn from the measurement data to improve the grouting process.

Based on the results from the laboratory and in situ field tests, a relationship between the cement content and the strength of the grouted soils could be derived in order to provide a new method for estimating the strength of grouted soils.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau, Boden und Felsmechanik, an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien im Zuge des Forschungsprojektes „Niederdruckinjektionen im Lockergestein“. Mein besonderer Dank gilt dabei Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn Dietmar Adam für die Möglichkeit und die Betreuung dieser Arbeit.

Speziell bedanken möchte ich mich bei der Firma ZÜBLIN Spezialtiefbau Ges.m.b.H., ohne die diese Arbeit finanziell sowie technisch nicht möglich gewesen wäre. Bei Dipl.-Ing. Wolfgang Hornich möchte ich mich für das vorgebrachte Vertrauen zur Abwicklung des Forschungsprojektes sowie die immerwährende Unterstützung und Ermutigung - auch unkonventionelle Ansätze und Ideen weiterzuverfolgen - bedanken. Bei Dipl.-Ing. Dr. Harald Krenn und Ing. Kurt Kogler möchte ich mich für guten Ideen, die das Projekt in die richtige Richtung gelenkt haben, bedanken. Ohne deren Zutun und die großartige Idee, die Großversuche in einer Versuchsbox auszuführen, wäre eine Vielzahl der durchgeführten Untersuchungen nicht möglich gewesen. Mein spezieller Dank gilt dabei auch der gesamten Mannschaft des ZÜBLIN Werkshofes in der Trumau, die immer Zeit für die Anliegen und Probleme gefunden haben und deren Unterstützung wesentlich für das Gelingen der Versuche war.

Großer Dank gebührt auch Hr. Thomas Gruber von der Firma Lafarge, Dipl.-Geol. Dr. Holger Maurer von der Firma Rohrdorfer sowie Andreas Ochsner von der Firma TIWO, die große Mengen an Materialien und ihr Know-How unentgeltlich für die Versuche zur Verfügung gestellt haben. Bei Dipl.-Ing. Patrick Gabriel und Dipl.-Ing. Paul Rohm möchte ich mich besonders für die tatkräftige Unterstützung bei den Großversuchen bedanken. Sie haben ebenso wie Dipl.-Ing. Florian Özkoral, Dipl.-Ing. Michael Supanz, Kolo Fischbach, Florian Chmelik und Michael Ouschan durch deren Bachelor- und Diplomarbeiten, wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Bei meinen KollegInnen am Institut für Geotechnik sowie dem Laborpersonal möchte ich mich für die kollegiale Unterstützung und den starken Rückhalt während dieser sehr prägenden Zeit bedanken. Insbesondere hervorzuheben sind dabei Dipl.-Ing. Péter Nagy für die tatkräftige und schweißtreibende Mithilfe bei den Großversuchen sowie Dipl.-Ing. Armin Steurer und Dipl.-Ing. Dr.techn. Catalin Capraru für die spannenden fachlichen Diskussionen. Bei meinem langjährigen Studienkollegen Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Henzinger möchte ich mich ganz besonders für das Korrekturlesen dieser Arbeit und die wertvollen Hinwei-

se bedanken. Bei den Gutachtern Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt und Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte möchte ich sehr herzlich für die Begutachtung der Arbeit und die wertvollen Hinweise bedanken.

Der größte Dank gebührt meiner Frau Birgit und meiner gesamten Familie, die mich während dieser Zeit unterstützt und ermutigt haben, das Projekt voranzutreiben. Ihnen möchte ich diese Arbeit widmen.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**

1.1 Problembeschreibung und Zielsetzung 1
1.2 Abgrenzung der Arbeit 3
1.3 Grundlagen der Injektionstechnik 3
1.3.1 Geschichtliche Entwicklung 4
1.3.2 Einteilung der Injektionen 7
1.3.3 Ausführung von Injektionen im Lockergestein 10
1.3.4 Injektionsmaterialien 13

2 Methoden zur Prüfung und Qualitätssicherung zementbasierter Suspensionen **17**

2.1 Einleitung 17
2.2 Dichte der Suspensionen 18
2.3 Stabilität der Suspension 20
2.3.1 Sedimentationsstabilität 20
2.3.2 Filtrationsstabilität 21
2.3.3 Stabilität gegenüber Auswaschen 22
2.4 Rheologische Eigenschaften zementbasierter Suspensionen 23
2.4.1 Definition von Fließgrenze und Viskosität 23
2.4.2 Bestimmung der Viskosität 26
2.4.3 Bestimmung der Marshzeit 28
2.4.4 Bestimmung der Fließgrenze 30
2.5 Festigkeit und Festigkeitsentwicklung von Suspensionen 34
2.5.1 Erstarrungsbeginn 34
2.5.2 Methoden zur Ermittlung der Frühfestigkeit 39
2.5.3 Festigkeitsermittlung mittels einaxialer Druckversuche 41
2.5.3.1 Einfluss der Probengeometrie auf die einaxiale Druckfestigkeit 42
2.6 Beständigkeit 46

3 Physikalische Eigenschaften von Zementstein in Hinblick auf die Injektionstechnik **47**

3.1 Einleitung 47
3.2 Geschichtliches 47
3.3 Grundlagen der Erstarrungs- und Erhärtungsmechanismen von Portlandzement 48

3.3.1 Zementarten 48
3.3.2 Zusammensetzung der Zemente 51
3.3.3 Zementerhärtung 53
3.3.3.1 Grundlagen und Begriffsdefinitionen 53
3.3.3.2 Allgemeiner Ablauf der Hydration 53
3.3.3.3 Hydration silikatischer Klinkerphasen 55
3.3.3.4 Hydration der aluminatischen Klinkerphasen 56
3.3.3.5 Der Hydrationsgrad als Prozesskenngröße 57
3.3.3.6 Einflüsse auf den Hydrationsverlauf 59
3.3.3.7 Maximaler Hydrationsgrad 59
3.4 Eigenschaften und Struktur von Zementstein 60
3.4.1 Mikrostruktur von Zementsteins 62
3.4.2 Maximaler Anteil an chemisch gebundenem Wasser 68
3.5 Einflussfaktoren auf die Hydration von Zement 72
3.5.1 Chemische Zusammensetzung des Zementes 72
3.5.2 Zusatzstoffe im Zement 72
3.5.3 Mahlfeinheit 73
3.5.4 Wasser-Zementwert (W/Z-Wert) 74
3.5.5 Verfügbarkeit von Wasser während der Aushärtung 74
3.5.6 Temperaturbedingungen während der Aushärtung 77
3.5.7 Zusammenfasssung und Ableitung von injektionsspezifischen Einflussfaktoren 78
3.6 Zeitlicher Verlauf der Hydration 80
3.7 Festigkeit von Zementstein 84
3.7.1 Zusammenhang zwischen Festigkeit und Kapillarporosität 84
3.7.2 Zusammenhang zwischen Festigkeit und Trockendichte 86
3.7.3 Zusammenhang zwischen Hydrationswärme, Wasserbindung im Zementstein und Festigkeit 87

4 Entwicklung eines Verfahrens zur Zementgehaltsbestimmung an injiziertem Lockergestein 89
4.1 Allgemeines 89
4.2 Zementgehaltsbestimmung bei reinen Zementsteinproben 90
4.3 Zementgehaltsbestimmung bei thermisch stabilen Lockergesteinsböden . . . 92
4.3.1 Evaluierungsversuche und Abgrenzung verschiedener Einflussfaktoren 96
4.4 Zementgehaltsbestimmung bei thermisch instabilen Lockergesteinsböden . . 101
4.4.1 Einfluss der Zementart 103
4.4.2 Einfluss der Hydrationszeit 104
4.4.3 Einfluss der Mineralzusammensetzung des Bodens 104
4.4.4 Verallgemeinerungen für die Anwendung 106
4.4.5 Evaluierung der Formel und versuchstechnische Abgrenzung von Einflussfaktoren auf die Versuchsdurchführung 106

4.4.5.1 Zusammenfassung der Ergebnisse und Folgerungen für die Anwendung . . . 111
4.4.6 Evaluierungsversuche an realen Zement-Bodengemischen . . . 112
4.5 Ableitung des theoretisch maximal möglichen Zementgehaltes im Boden . . . 117

5 Injektionsversuche im Labor 119
5.1 Einleitung . . . 119
5.2 Untersuchungen an reinen Zementsteinproben . . . 119
5.2.1 Festigkeitseigenschaften von reinen Zementsteinproben . . . 120
5.2.1.1 Verformungseigenschaften von reinem Zementstein . . . 127
5.3 Untersuchungen an im Labor hergestellten Injektionskörperproben . . . 129
5.3.1 Probenherstellung . . . 130
5.3.1.1 Bindemittel und verwendete Materialien . . . 132
5.3.1.2 Probenzusammensetzung . . . 134
5.3.2 Bodenmechanische Untersuchungen an Injektionskörperproben . . . 135
5.3.2.1 Allgemeines . . . 135
5.3.2.2 Versuchsdurchführung . . . 135
5.3.3 Festigkeitseigenschaften von Injektionskörperproben . . . 138
5.3.3.1 Spannungs-Verformungsverhalten von Injektionskörperproben 142
5.3.3.2 Reibungswinkel und Kohäsion . . . 147
5.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Laborversuchen . . . 149
5.4.1 Untersuchungen an reinen Zementsteinproben . . . 149
5.4.2 Untersuchungen an Injektionskörperproben . . . 149

6 Großmaßstäbliche Injektionsversuche 151
6.1 Einleitung . . . 151
6.2 1. Hauptversuch . . . 155
6.2.1 Methodik, Aufbau und Durchführung des Versuchs . . . 155
6.2.2 Rammsondierungen . . . 164
6.2.3 Probengewinnung . . . 166
6.2.4 Beurteilung des freigelegten Injektionskörpers . . . 168
6.3 2. Hauptversuch . . . 171
6.3.1 Methodik, Aufbau und Durchführung des Versuchs . . . 171
6.3.2 Messtechnische Erfassung der Vorgänge im Boden während der Injektion 176
6.3.2.1 Messsystem und Datenaufzeichnung . . . 177
6.3.2.2 Erddruckmessungen . . . 177
6.3.2.3 Porenwasserdruckgeber - Piezometer . . . 181
6.3.2.4 Setzungspegel . . . 184
6.3.2.5 Extensometer . . . 187
6.3.3 Probengewinnung aus dem Injektionskörper . . . 191
6.3.4 Probengewinnung mittels eigens entwickelter Probekörperentnahmevorrichtung . . . 194

6.3.5 Beurteilung des freigelegten Injektionskörpers 196
6.4 Zusatzversuch 199
6.4.1 Methodik, Aufbau und Durchführung der Versuche 199
6.5 Untersuchungen an Injektionskörperproben 204
6.5.0.1 Festigkeitseigenschaften der untersuchten Injektionskörperproben 206

7 Zusammenfassung und Interpretation der Versuchsergebnisse 213
7.1 Zementgehaltsbestimmung bei injiziertem Lockergestein 213
7.2 Untersuchungen an erhärteten Suspensionsproben (Zementstein) 214
7.3 Untersuchungen an im Labor hergestellten Injektionskörperproben 216
7.4 Erkenntnisse aus den Großversuchen 218
7.4.1 Erkenntnisse zur Ausführung der Injektionsarbeiten 219
7.4.2 Erkenntnisse zur Anwendung von Injektionskriterien 223
7.5 Vergleich der Laboruntersuchungen mit den großmaßstäblichen Versuchen . 225
7.6 Möglichkeiten zum Nachweis der Festigkeit von injiziertem Lockergestein . . 228

8 Schlussfolgerungen und Ausblick 231

Literaturverzeichnis 235

Abbildungsverzeichnis 245

Tabellenverzeichnis 255

Symbolverzeichnis 257

Anhang 263

Anmerkung: Alle Abbildungen und Fotos ohne Quellennachweis wurden vom Autor erstellt.

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problembeschreibung und Zielsetzung

Die zunehmende Bebauung im innerstädtischen Bereich sowie die Notwendigkeit, Verkehrswegebauten selbst bei schwierigsten Untergrundverhältnissen mit einem Minimum an Ressourcen und Kosten abzuwickeln, stellen hohe Anforderungen an die geotechnischen Verfahren. Die Injektionstechnik stellt, als eines der ältesten Verfahren des Spezialtiefbaus, eine bis dato unverzichtbare Methode zur Verbesserung und Vergütung des Untergrundes dar. Mit Aufkommen des Düsenstrahlverfahrens wurde die Injektionstechnik in den Hintergrund gedrängt, erlebt jedoch aufgrund der Ressourceneffizienz und der flexiblen Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens eine Renaissance. Dies ist auch auf Innovationssprünge im Bereich der Injektionsmaterialien zurückzuführen, wo durch neue innovative Zusatzstoffe und hohe Zementmahlfeinheiten neue Anwendungsmöglichkeiten erschlossen worden sind.

Den hohen Anforderungen, die an das Injektionsverfahren gestellt werden, stehen bislang nur unzureichende Festlegungen in Normen und Richtlinien gegenüber. Wissenschaftliche Untersuchungen über Materialverhalten, Anwendungsbereiche, Festigkeitsentwicklung und erzielbare bodenmechanische Kennwerte gängiger Injektionsmittel sind teilweise veraltet bzw. fehlen in vielen Bereichen gänzlich. Eine Folge dieser Entwicklung ist, dass Hersteller von Injektionsgut oft Prüfmethoden anwenden, deren Kennwerte vielfach keinen Bezug zu den in der Injektionspraxis vorhandenen Anforderungen aufweisen und somit für eine Beurteilung der Eignung ungeeignet sind.[59, 23, 18]

Eine weitere Problematik, speziell bei der Verfestigung von Lockergestein, besteht darin, dass der Nachweis über den Injektionserfolg vielfach nicht erbracht werden kann. Das ist darauf zurückzuführen, dass in den meisten Fällen keine prüfbaren Proben aus dem Injektionskörper gewonnen werden können. Zudem gibt es für die Auslegung und Bemessung von Injektionsmaßnahmen aus Sicht der Bodenmechanik keine wissenschaftlich fundierten Grundlagen, Prüfkriterien oder Verfahren zum Nachweis der Festigkeit am Injektionskörper. Die derzeitige Praxis in Ausführung, Prüfung und Beurteilung von Injektionsmaßnahmen basiert größtenteils auf den Erfahrungen der ausführenden Firmen. Es bleibt somit

der Abschätzung und Interpretation des zuständigen Ingenieurs (Geotechniker) überlassen, die erforderlichen Rechenkennwerte festzulegen. Diese Unsicherheiten hinsichtlich der Qualitätseigenschaften des Injektionskörpers sind auch der Grund, warum vielfach andere Spezialtiefbauverfahren der Injektion vorgezogen werden. Statiker benötigen zuverlässige Rechenwerte, die jedoch der aktuelle Wissensstand in der Injektionstechnik nicht liefern kann, was zur Folge hat, dass häufig deutlich teurere und technisch ungünstigere Bauverfahren zur Anwendung kommen. Auf Basis der beschriebenen aktuellen Ausgangslage soll im Rahmen dieser Arbeit der Wissensstand im Bereich der Injektionstechnik durch die

- Evaluierung bestehender und Entwicklung neuer praxistauglicher **Prüfverfahren für zementbasiertes Injektionsgut**, sowie die
- Entwicklung von **Methoden zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte** für injiziertes Lockergestein

erweitert werden. Um die angeführten Ziele zu erreichen, baut diese Arbeit auf einer Kombination aus Labor- und Feldversuchen auf. Im ersten Teil dieser Arbeit (Kapitel 2) werden die bestehenden Verfahren zur Prüfung und Qualitätssicherung von zementbasiertem Injektionsgut aufgearbeitet und neue Verfahren, die im Rahmen dieser Arbeit entwickelt und angewendet wurden, vorgestellt.

Der zweite Teil dieser Arbeit befasst sich in Kapitel 3 mit den physikalischen Eigenschaften von Zementstein und den Grundlagen zur Hydration von Zement mit speziellem Fokus auf die Injektionstechnik. Darauf aufbauend werden in 4 die Grundlagen für ein Verfahren zur Bestimmung des Zementgehalts von injiziertem Lockergestein gelegt und anhand von Versuchen evaluiert.

Um die bodenmechanische Prüfung von injiziertem Lockergestein gesamtheitlich zu lösen, wurde eine Kombination aus Labor- und Feldversuchen gewählt. Die Laborversuche (Kapitel 5) dienten dabei aufgrund der Variationsmöglichkeiten (Zementart, Zementgehalt) und der gut kontrollierbaren Randbedingungen (Bodenart, Temperatur, Druck etc.) der Ermittlung der Einflussfaktoren auf die bodenmechanischen Eigenschaften, während anhand der Feldversuche (Kapitel 6) Probeentnahmeverfahren getestet wurden und somit erstmals prüffähige Injektionskörperproben aus sandigen Kiesen gewonnen und beprobt werden konnten. In Kapitel 7 werden die Erkenntnisse aus den Labor- und Feldversuchen zusammengefasst und verglichen.

Die durchgeführten Versuche und die gegenständliche Arbeit wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „Niederdruckinjektionen im Lockergestein“, in Zusammenarbeit mit der Firma *ZÜBLIN Spezialtiefbau Ges.m.b.H*, ausgeführt. Gefördert wurde das Projekt und die Untersuchungen durch die *Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft* (FFG) [58].

1.2 Abgrenzung der Arbeit

Bei der Injektionstechnik handelt es sich um eines der größten interdisziplinären Fachgebiete des Spezialtiefbaus, das nicht nur eine Vielzahl an unterschiedlichen Verfahren beherbergt sondern auch von der Ausführungstechnik und dem theoretischen Hintergrund auf das Wissen unterschiedlicher Fachgebiete zurückgreift. Insbesondere die Bereiche der Baustofftechnologie, Betontechnologie, Geologie, Geotechnik und Bohrtechnik sind wichtiger Nährboden für die Weiterentwicklung des Verfahrens. Für eine gesamtheitliche Erfassung der Problematik muss daher auf die Erkenntnisse anderer Fachgebiete zurückgegriffen werden und diese in geeignetem Maße an die spezifischen Anforderungen der Injektionstechnik angepasst werden. Aufgrund der Größe des Fachgebietes der Injektionstechnik beschränkt sich die vorliegende Arbeit auf **Penetrationsinjektionen im Lockergestein mit zementbasierten Suspensionen**. Um möglichst allgemeingültige Aussagen zu treffen wurden für die Versuche in Kapitel 4, Kapitel 5 und Kapitel 6 Portlandzemente vom Typ CEM I verwendet. Diese Zemente weisen einen hohen Anteil an Klinker (> 95%) und einen geringen Anteil an Zumahlstoffen (Flugasche, Hüttensand, Kalkstein) auf, wodurch sie in Ihren Eigenschaften vergleichbar sind und herstellerspezifische Unterschiede ausgeklammert werden. Andere Zementarten wie beispielsweise Feinstbindemittel oder herstellerspezifische Mischbinder werden nur punktuell ergänzend angeführt.

1.3 Grundlagen der Injektionstechnik

Unter dem Begriff „Injektion“ versteht man das Einpressen eines Injektionsgutes zum Zwecke der Abdichtung oder Verfestigung in Hohlräume, Klüfte und Poren des Untergrundes [74]. Das Ziel der Injektionsmaßnahme ist dabei, die Eigenschaften des Untergrundes dahingehend zu verändern, dass er den bautechnischen Anforderungen entspricht. Als Injektionsziele können folgende grundlegende Punkte genannt werden:

- Abdichtung und Reduktion von Wasserzutritten
- Veränderung der bodenphysikalischen Eigenschaften (Verringerung der Durchlässigkeit)
- Veränderung der geomechanischen Eigenschaften (Verfestigung und Erhöhung der Steifigkeit)
- Setzungskompensation
- Erhöhung der Suffusions- und Erosionsstabilität des Bodens

Die Injektionstechnik ist eines der ältesten Verfahren des Spezialtiefbaus. Dadurch haben im Laufe der Zeit eine Vielzahl an unterschiedlichen Entwicklungen zur Weiterentwicklung und Erweiterung des Anwendungsbereichs des Verfahrens beigetragen, die nachfolgend kurz dargelegt werden.

1.3.1 Geschichtliche Entwicklung

Die Entwicklung des Injektionsverfahrens geht auf den Franzosen *Charles Berigny* zurück, der 1802 erstmals eine Suspension aus Puzzolanzement und Wasser bei einer durch Setzungen beschädigten Schleuse in Frankreich zur Verfüllung von Kolken und zur Verfestigung und Abdichtung der dort anstehenden Alluvionen verpresste. Von ihm stammt die Bezeichnung „procédé d'injection - Injektionsverfahren" über das er 1832 in [16] erstmals berichtete. Das Verfahren wurde in Frankreich nach dessen Entdeckung größtenteils zur Reparatur von Brückenpfeilern sowie als Bauhilfsmaßnahme an Neubauten angewendet. Von 1856 bis 1858 führte *Kinipple* zahlreiche Experimente zur Herstellung von sogenanntem Injektionsbeton durch, bei dem grobkörniges Steinschüttmaterial unter Wasser injiziert wird. Durch ihn wurde die englische Bezeichnung „grouting" geprägt. 1876 wurden in England die ersten Injektionen zur Abdichtung des Tunstall Dammes von *Hawksley* erfolgreich durchgeführt. Zahlreiche Anwendungen der Injektionstechnik im Bereich des Berg- und Tunnelbaus folgten.[74, 54]

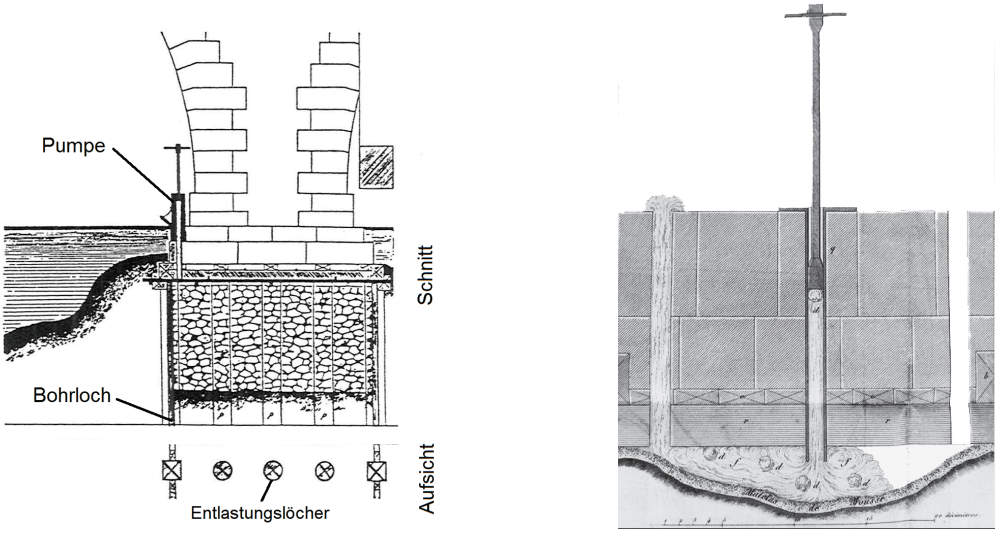


Abb. 1.1: *Charles Bérigny* - procédé d'injection bei einer Seine-Brücke, adaptiert aus [16]

Bis in das 20. Jahrhundert wurde hauptsächlich mit hölzernen Pumpen oder Druckkessel gearbeitet. Die Weiterentwicklung der Maschinentechnik führte Anfang des 20. Jahrhunderts zum Einsatz von mit Druckluft oder Dampf angetriebenen Hochdruckpumpen, wodurch die Einbringung des Injektionsgutes wesentlich erleichtert wurde. Dabei kamen auch erste Vorläufer des heute bekannten Injektionspackers zum Einsatz. Während und nach dem ersten Weltkrieg wurden Injektionen gezielt zur Abdichtung unter Talsperren in klüftigem Fels eingesetzt, wodurch deutliche Fortschritte im Bereich Bohr- und Injektionstechnologie erzielt wurden. Die französischen Ingenieure *Lugeon* und *Lefranc* entwickelten in den Jahren 1930 bis 1940 Tests zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit im Fels und im Boden, die bis heute Grundlage für die Auslegung von Injektionsarbeiten sind.[74, 54]

Die zum damaligen Zeitpunkt verfügbaren Zemente wiesen eine grobe Mahlfeinheit auf, wodurch die Reichweite und die Injizierbarkeit begrenzt war. Speziell im Bereich der Lockergesteine lag die untere Anwendungsgrenze der Injektionen im Bereich von Mittel- bis Grobkies. Hohe Wasserzutritte bei der Herstellung eines Schachtes in Yorkshire (England) in fein geklüftetem porösem Sandstein führten den Belgier *Albert Francois* 1911 dazu, Aluminiumsulfat und Wasserglas zu injizieren. Die Materialien sollten quasi als Schmierstoffe für die nachfolgenden Zementinjektionen dienen. Unwissentlich schuf er jedoch durch die Kombination beider Stoffe ein eigenes chemisches Injektionsgut das selbst feinste Klüfte und Poren penetrieren und abdichten kann. Das Verfahren wurde später vielfach erfolgreich im Bereich des Schachtbaus eingesetzt, wurde jedoch nie für den Einsatz im Lockergestein weiterentwickelt.[74, 54]

Der Belgier *H. Joosten* entwickelte 1926 in Deutschland ein Verfahren zu Verfestigung von Lockergestein bis in den Bereich von Mittelsand. Bei der auch als *Joosten*-Verfahren bezeichneten Methode wird Wasserglas und Chlorcalcium getrennt voneinander verpresst. Bei Durchmischung der beiden Komponenten im Boden wird ein Kieselsäuregel gebildet, das den Boden zu einer Art Sandstein verfestigt. Weiterentwicklungen wurden in den Fünfzigerjahren im Bereich der Chemikalinjektionen geschaffen, bei welchen niedrigviskose Chemikalgemische oberirdisch fertig gemischt und danach injiziert wurden (Monodurverfahren).[74, 54]

Abb. 1.2: Injektion im Kontrollgang, Kraftwerk Kaprun rd. 1950, Foto: Fa. *INSOND*

Besonders relevant für die Weiterentwicklung der Anwendung der Injektionstechnik im Lockergestein stellt die Entwicklung des Manschettenrohres der Firma *Soletanche* dar, mit welchem eine gezielte Behandlung unterschiedlicher Bodenbereiche und die Herstellung gezielter geometrischer Bodenkörper möglich wurde.

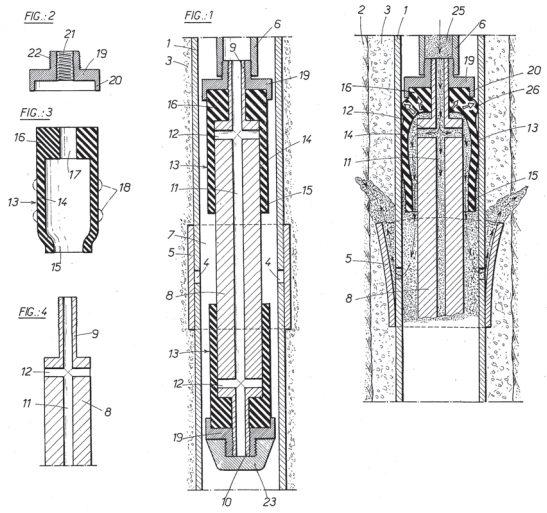


Abb. 1.3: Schemaskizze der Manschettenrohrentwicklung der Firma *Soletanche*, Patent US 3984988 A, [106]

Ab 1950 wurde in Österreich erstmals Bentonit zur Stabilisierung von Zementsuspensionen eingesetzt. Neue Zusatzmittel und höhere Mahlfeinheiten von Zement erweitern seitdem sukzessive das Anwendungsspektrum von Zementinjektionen. 1969 veröffentlichte *Henri Cambefort* das erste umfassende Werk zur Injektionstechnik unter dem Titel „Bodeninjektionstechnik - Injection des sols“ [20]. Die ersten theoretischen Überlegungen zum Ausbreitverhalten von Injektionen im Lockergestein wurden in Karlsruhe von Müller-Kirchenbauer [90, 91] entwickelt. Ab 1980 wurden neuartige Kunstharze und Schäume entwickelt, die eine Injektion feinster Risse und Böden bis in den Bereich von schluffigem Feinsand ermöglichten. Gleichzeitig wurden erstmals Feinstbindemittel erfolgreich zur Verfestigung von Sanden eingesetzt, wodurch neue Anwendungsbereiche für Zementinjektionen eröffnet wurden. Im Hinblick auf die Ausführung ersetzt heute eine automatische Datenaufzeichnung die früher üblichen Druck- und Mengenschreiber. Neuentwicklungen im Bereich der Bohrtechnik und Bohrlochvermessung ermöglichen deutlich höhere Bohrgenauigkeiten. Durch gesteuerte Bohrungen können dabei Injektionen selbst unter komplexen geometrischen Randbedingungen durchgeführt werden.[74, 54]

Abb. 1.4: Moderne Injetionsbaustelle, Bohrgerät Casagrande C8 bei der Herstellung der Fächerbohrungen für Manschettenrohrinjektionen, Foto: ZÜBLIN Ges.m.b.H.

1.3.2 Einteilung der Injektionen

Die Anwendungsbereiche für Injektionen sind vielfältig und umfassen das gesamte Spektrum der Geotechnik. Injektionen können in folgende grundlegende Arten eingeteilt werden:

Injektionen mit Baugrundverdrängung

Aufbrechinjektionen (fracture/claquage grouting), mit denen durch das Injektionsmittel feine und weit verzweigte Fließwege (Claquagen, Fraks) im Untergrund erzeugt werden, in denen das Injektionsgut erhärtet. Dabei kommt es insbesondere bei mehrmaliger Anwendung zu einer Verdichtung des Untergrundes und weiterführend zu Hebungen. Das Verfahren wird daher vielfach zur Kompensation von Setzungsschäden eingesetzt.

Verdichtungsinjektionen (compaction grouting), bei denen unter Druck ein steifes partikuläres Injektionsgut (Zementmörtel) in den Untergrund eingepresst wird, wodurch es zu einer Verdrängung und Verdichtung des umgebenden Bodens kommt. Der Mörtel dringt dabei nicht in den umgebenden Untergrund ein, sondern es entstehen tragfähige säulenartige Elemente. Das Verfahren wird vielfach zur Baugrundverbesserung in weichen feinkörnigen Böden oder in locker gelagerten grobkörnigen Boden eingesetzt.

Hochdruckinjektionen, Düsenstrahlverfahren (jet grouting), wo der Boden unter hohem Druck durch einen Suspensions- oder Wasserstrahl gelöst und mit dem Injektionsgut durchmischt wird. Das Verfahren wird in der Fachwelt jedoch grundsätzlich nicht mehr

als Injektionsverfahren angesehen, da während der Herstellung ein teilweiser Bodenaustausch stattfindet.

Injektionen ohne Baugrundverdrängung

Verfüllinjektionen (bulk fill grouting), bei denen man im Allgemeinen das Einbringen großer Mengen an Injektiongut unter geringem bis keinem Druck in große Hohlräume (Stollen , Kavernen, Karsthohlräume etc.) versteht.

Riss- und Kluftinjektionen (high pressure grouting, fissure grouting, rock grouting) beinhalten die Verfüllung von Klüften und Spalten im Festgestein sowie Rissen in Bauwerken zum Zwecke der Verfestigung und der Abdichtung.

Poren- oder Penetrationsinjektionen (low pressure grouting, permeation grouting) dienen zur Abdichtung und Verfestigung von Lockergestein. Dabei werden die im Boden vorhandenen Poren und Hohlräume ohne wesentliche Strukturänderungen und unter geringem Druck durch das Injektionsgut aufgefüllt.

Die Anwendung von Injektionen und die Wahl des Verfahrens stehen immer in Zusammenhang mit den projektspezifischen Randbedingungen, die sich hauptsächlich aus dem geologischen Aufbau des Untergrundes und dem projektspezifischen Injektionsziel ergeben. Das Anwendungsspektrum von Injektionen ist daher auch sehr vielfältig wobei jedoch das Hauptanwendungsgebiet im Bereich der Fels- und Lockergesteinsinjektionen liegt. *Nonveiller* veröffentlichte in [92] eine sehr gute Übersicht über die Anwendung von Injektionsmaßnahmen in Abhängigkeit der Problemstellung, den Untergrundbedingungen und dem Injektionsverfahren die in Abbildung 1.5 dargestellt ist.

Purpose of grouting	Ground characteristics	Grouting compounds	Injection techniques
Reduction of permeability of soil and fissured rock	Porous media with small interconnected voids, low to medium porosity, as sandstone, fine sand, sandy gravel	Chemical solutions, resins, bituminous emulsions, suspensions of bentonite and colloidal cement	Quantity controlled injection into short 30-50 cm long sections, sleeve injection with double packer
	Soil with large interconnected voids, high permeability, as uniform medium sand, gravel	Thick cement, clay and bentonite suspensions	Quantity controlled injection, 30-50 cm long sections, sleeve injection, reinjected as needed
	Fine interconnected fissures, medium to low permeability	Thick cement, clay and bentonite suspensions	Downstage or upstage grouting in 3 to 10 m long sections to specified saturation criteria
	Rock containing many narrow interconnected fissures, large permeability	Stabilized cement bentonite suspensions, chemical solutions	Downstage grouting in collapsibile holes, else upstage, sections 5 m long or shorter
	Highly fractured rock, high permeability	Thick cement and clay suspensions with some fine or medium sand, addition of bentonite for thixotropy	Downstage grouting,5m long sections or less, breaks for setting if cons umption exagerated or surface leaks
	Highly fractured rock containing wide open fractures and/or karstification channels	Thick cement clay suspensions with bentonite for thixotropy, if take excessive followed to saturation by plastified cement mortar	Separate injection of identified extremly pervious zones, injection breaks for setting, injection of thick mortar by means of special pumps

	Very much karstified rock with many open fissures	Thick plastified cement mortar, thick thixotropic suspensions for final saturation, foams	Separate injection of caverns or open wide fissures, saturation of sections with thick thixotropic grout
	Crushed rock injected grout leaks to the surface	Thick thixotropic suspensions with fine sand added, additives for quick setting	Intermittent injection, caulking of surface leaks, wedges, reinforced concrete slabs etc.
	Injected grout leaks into adjoinging open holes, flowing water in fissures erodes injected compound	Thick or/and thixotropic suspensions, pouring one grain gravel (pea gravel), subsequently injected with thixotropic suspensions; foams followed by cement suspensions	Simultaneous injection of both holes, following ground characteristics, large holes for high capacity pumping
Reduction of deformability of rock or soil and/or strenght increase of injected region, foundations around tunnels and underground spaces, caverns etc.	Small interconnected voids, capillary fissures, low permeability	Chemical grouts or resins	Specified quantity of solution injected, short sections, sleeve grouting in soil
	Small interconnected voids, medium to high permeability	Colloidal cement suspensions, combined with resins if efficient	Specified quantity injection, short sections, sleeve grouting in soil
	Wide empty joints or fissures, high permeability	Thick stabilized cement suspensions, fine sand added as needed	Injection in short sections to saturation
	Narrow or wide joints and fissures, filled with sand or clay	Cement suspensions or mortar to match character of joints and fissures	Water and air flushing fissures from surrounding holes followed by injection to saturation of whole flushed group

Abb. 1.5: Übersicht über die Anwendung von Injektionen in Abhängigkeit von den Untergrundbedingungen, dem Injektionsgut und dem Injektionsverfahren aus: [92]

Die Ausführung und Planung von Injektionsarbeiten basiert in Österreich üblicherweise auf Basis folgender Normen, Richtlinien und Merkblätter:

- EN 12715:2000 - Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Injektionen [100]
- DIN 4093:2012 - Bemessung von verfestigten Bodenkörpern - Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren [33]
- ÖNORM B4454:2001 - Erd- und Grundbau - Injektionen in Fest- und Lockergestein - Prüfungen [98]
- ISRM - Commission on grouting, 1996 [57]
- ÖBV Merkblatt - Qualitätssicherung für Bodenvermörtelung, September 2012 [129]
- ÖGG - Kommentar zur EN 12715 - Injektionen, 2016 [130]

Die angeführten Normen stellen jedoch nur die grundlegende Basis für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Injektionsarbeiten dar und beinhalten im Gegensatz zu anderen Richtlinien, wie beispielsweise im Tunnel- und Hohlraumbau, keine spezifischen Vorgaben für Konzeptionierung und Auslegung von Injektionsmaßnahmen. Dies begründet sich darin, dass die Planung und Ausführung von Injektionsarbeiten sehr stark erfahrungsgeprägt ist. Grundlegendes Hindernis für eine Konzeptionierung und Auslegung der Injektionsmaßnahmen nach vorgegebenem Schema stellt der Untergrund selbst dar, dessen Eigenschaften und Struktur nie in der benötigten Genauigkeit erfasst werden können. Somit ist jedes Injektionsprojekt individuell und erfordert eine ingenieurmäßige Herangehensweise auf dem Prinzip der Beobachtungsmethode.

Eine grundlegende Zusammenfassung über die wesentlichen Aspekte von Injektionen im Locker- wie auch Festgestein finden sich u.a. in den Arbeiten von *Cambefort* [20], *Houlsby* [54], *Kutzner* [74] sowie *Byle et al.* [19]. Im Bereich der chemischen Injektionen findet sich in der Arbeit von *Karol* [66] ein guter Überblick über die Verfahren und Möglichkeiten. Praxisorientierter und ausführungsspezifischer sind die Arbeiten von *Warner* [143] und *Henn* [51].

1.3.3 Ausführung von Zementinjektionen im Lockergestein

Penetrationsinjektionen im Lockergestein werden üblicherweise als Manschettenrohrinjektionen ausgeführt. Bei Manschettenrohren handelt es sich um Kunststoff- oder Stahlrohre mit einem Durchmesser von 40 bis 60 mm, die in bestimmten Abständen gelocht sind. Die Löcher sind, um einen Rückfluss des Injektionsguts in das Rohr zu verhindern mit Gummimanschetten abgedeckt. Der Abstand der Manschetten beträgt üblicherweise 33 cm oder 50 cm. Abbildung 1.7 zeigt typische Kunststoff-Manschettenrohre mit einem Manschettenabstand von 33 cm.

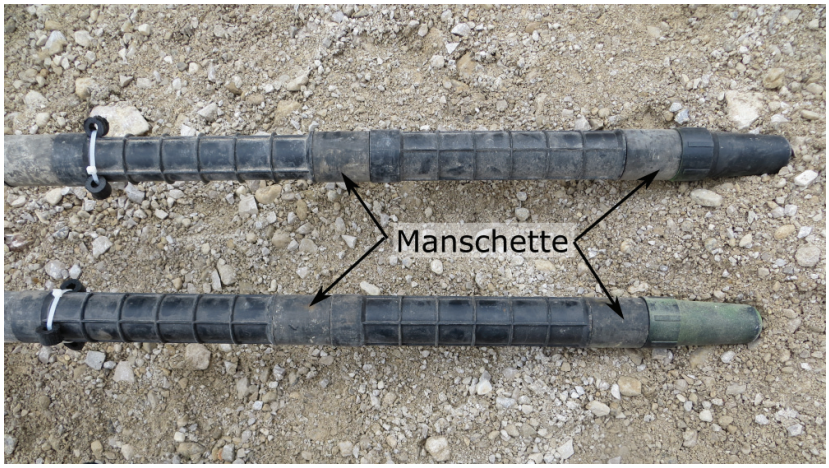


Abb. 1.6: 2 Zoll Kunststoff-Manschettenrohr mit einem Manschettenabstand von 33 cm

Für die Injektion werden Bohrungen im Raster bis auf die geplante Endtiefe abgeteuft. Die Bohrung kann als Spülbohrung oder Trockenbohrung, verrohrt oder unverrohrt durchgeführt werden. Die Wahl der Bohrmethode hängt von den Untergrundverhältnissen und der Bohrlochstabilität ab. Nach Erreichen der Endtiefe wird bei einer verrohrten Bohrung das Manschettenrohr in die Bohrverrohrung eingestellt und der Ringraum mit Mantelmischung (Zementsuspension geringer Festigkeit) verfüllt (Abbildung 1.7). Bei unverrohrten Bohrungen wird das Manschettenrohr direkt in das Bohrloch eingestellt und mit Mantelmischung verfüllt. Die Mantelmischung verhindert während der Injektion ein Aufsteigen der Suspension entlang des Manschettenrohres. Die Mantelmischung darf dabei keine zu hohen Festigkeiten aufweisen um ein Aufsprengen im Bereich der Manschetten zu ermöglichen.

Abb. 1.7: Eingebautes Manschettenrohr mit Mantelmischung im Ringraum während der Injektion

Nach Aushärten der Mantelmischung erfolgt die Injektion. Die Suspension wird entsprechend der Mischungsvorgabe in einem hochturbulenten Kolloidal- oder Turbomischer angemischt und in einem Vorratsbehälter unter ständigem Rühren zwischengelagert. Die Dosierung und Einwaage der Materialien erfolgt in vielen Fällen vollautomatisch. Über eine Injektionspumpe wird das Injektionsgut über einen Injektionsschlauch zum Packer geführt. Als Injektionspumpen können Exzenterschneckenpumpen, Kolbenpumpen oder Plungerpumpen verwendet werden, wobei sich Plungerpumpen aufgrund der universellen Einsetzbarkeit und dem geringen Verschleiß durchgesetzt haben. Die Pumpensteuerung erfolgt in der Regel vollautomatisch unter Vorgabe einer Durchflussrate und eines Abbruchkriteriums (Druck/Menge, GIN etc.). Während der Injektion wird automatisch die Durchflussrate und der Druck an der Pumpe oder am Bohrlochmund über die Zeit aufgezeichnet und automatisch ein Injektionsbericht für jede Passe erstellt.

Abb. 1.8: Typische Injektionsdatenerfassung und Pumpensteuerung im Injektionscontainer

Die Injektion im Manschettenrohr erfolgt über sogenannte Doppelpacker, die eine punktuelle Beaufschlagung einzelner Bodenbereiche bzw. Horizonte ermöglichen. Dadurch kann die Injektion und die Ausbreitung des Injektionsgutes im Boden gut gesteuert werden. Packer bestehen aus einem Packerrohr und Gummimembranen, die durch Aufblasen mit Flüssigkeit (Hydraulikpacker) oder durch mechanisches Zusammenpressen in der Längsachse (Schraubpacker) das Manschettenrohr abschotten. In Abbildung 1.9 ist die Schemaskizze eines Doppelpackers abgebildet. Der Packer wird zur Injektion bis auf Höhe der Manschette im Manschettenrohr abgesenkt und die Abschottung der die Manschette umgebenden Bereiche erfolgt durch Aufblasen der Gummimembranen des Packers, die sich an das Manschettenrohr anlegen und nach oben und unten abdichten. Das Injektionsgut dringt zwischen den beiden Membranen über die Manschette in den Boden ein.

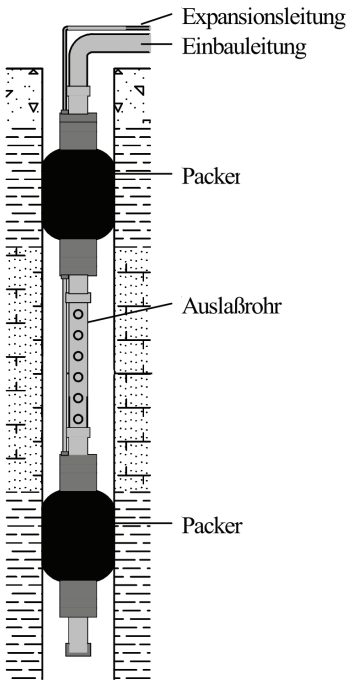


Abb. 1.9: Schemaskizze zur Wirkungsweise eines Doppelpackers, adaptiert aus [25]

Abb. 1.10: Manschettenrohr mit Doppelpacker aus [25], Foto: Comdrill GmbH

Für größere Injektionsbaustellen werden vielfach schon kompakte Injektionscontainer, mit bis zu 8 Injektionspumpen und eingebauter Mischanlage verwendet, wodurch große Vorteile im Sinne des Baufortschritts und der Wirtschaftlichkeit erzielt werden können.

1.3.4 Injektionsmaterialien

Als Injektionsmittel oder Injektionsgut werden jene Stoffe bezeichnet, die in den Untergrund zum Zwecke der Verfestigung oder Abdichtung eingepresst werden. Die Eigenschaften des injizierten Untergrundes hängen dabei im Wesentlichen von den Eigenschaften des Injektionsguts ab. Die Materialien müssen dabei im flüssigen Zustand für die Dauer der Verarbeitung eine ausreichende Fließfähigkeit besitzen, um in die Poren und Klüfte des Untergrundes einzudringen und danach in einen festen Zustand überzugehen. Die Fließeigenschaften und die Dauer der Verarbeitung werden dabei durch die rheologischen Eigenschaften (Viskosität und Fließgrenze) und deren zeitliche Entwicklung bestimmt. Generell wird in der Injektionstechnik zwischen folgenden Arten von Injektionsmaterialien unterschieden [74]:

zementbasierte Materialien

- Mörtel
- Suspensionen:
  - Zement
  - Feinstbindemittel
  - Ton bzw. Ton-Zement

chemische Materialien

- Kunstharze/Schäume
- Emulsionen
- Lösungen:
  - Silikat
  - Acrylat

Suspensionen auf Zementbasis zählen im Bereich der Injektionstechnik zu den am häufigsten verwendeten Injektionsmitteln. Die Suspension setzt sich dabei aus Wasser, einem hydraulischen Bindemittel (Zement) und in geringem Ausmaß aus beigefügten Zusätzen (wie beispielsweise Bentonit) zusammen. Der Wasserzementwert (W/Z-Wert) gibt dabei das Mischungsverhältnis zwischen dem Bindemittel (Zement) und dem Anmachwasser vor. Da die Bindemittel heutzutage vielfach nicht mehr aus reinem Zement bestehen sondern Zusatzstoffe (Hüttensand, Flugasche etc.) beigefügt haben, spricht man vielfach auch vom Wasserbindemittelwert (W/B-Wert). Unter Zusatzstoffen werden fein verteilte Stoffe verstanden, die bestimmte Eigenschaften der Suspension beeinflussen und die aufgrund der großen Zugabemenge in der Stoffraumrechnung zu berücksichtigen sind. Zusatzmittel werden zugesetzt um durch chemische oder physikalische Wirkung die Eigenschaften der frischen oder erhärteten Suspension (Verarbeitbarkeit, Erstarrungsbeginn, Luftporenanteil etc.) zu verändern. Die Zugabemenge ist im Gegensatz zu Zusatzstoffen so gering (< 5%), dass sie in der Stoffraumrechnung nicht berücksichtigt werden müssen. Nachfolgend findet sich eine Übersicht über die unterschiedlichen Arten von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen:

Zusatzmittel

- Verflüssiger
- Stabilisierer
- Erstarrungsbeschleuniger
- Erhärtungsbeschleuniger
- Verzögerer
- Luftporenbildner
- Dichtungsmittel

Zusatzstoffe

- Inaktiv (Gesteinsmehle, Pigmente)
- Puzzolanisch (Flugasche, Silicastaub)
- Latent hydraulische (Hüttensand)
- Organisch (Kunstharze)

Dem Anwender stehen am Markt eine Vielzahl an unterschiedlichen Zementen zur Verfügung. Üblicherweise werden in der Injektionstechnik Normzemente gemäß EN 197-1 [103] vom Typ CEM I bis CEM III verwendet. Die Norm regelt dabei genau die Bezeichnung der Zemente anhand der Zusammensetzung und der Festigkeitseigenschaften. Mischbinder sind der Überbegriff für herstellerspezifische Injektionsmischungen, die im Hinblick auf die Zusammensetzung keiner Norm unterliegen und vom Produzenten individuell auf die projektspezifischen Anforderungen abgestimmt werden. Sie sind in der Regel kostengünstiger als Normzemente und werden vielfach in Bereichen mit hohen Verpressmengen und geringeren Festigkeitsanforderungen eingesetzt. Feinstbindemittel sind nach [123] mikrofeine hydraulische Bindemittel mit einer Korngröße von $d_{95} < 20\mu m$ bei 95% Siebdurchgang. Bei Tonsuspensionen handelt es sich um natürliche oder aufbereitete Tone die im Wasser aufgeschlämmt und zu Abdichtungszwecken verpresst werden. Wird in geringen Mengen Zement beigefügt, so bezeichnet man diese als Ton-Zementsuspensionen.

Die Auswahl eines geeigneten Zements ist speziell bei Injektionen im Lockergestein - auf die der Fokus dieser Arbeit gerichtet ist - von der Zusammensetzung und vor allem von der Mahlfeinheit des Zementes abhängig. Um eine Penetration im Boden durch die Zementsus-

pension zu gewährleisten, müssen die Zementpartikel in der Suspension die Bodenporen ungehindert passieren. Je höher die Mahlfeinheit des Zementes ist, desto feinere Böden können durch die Suspension penetriert werden. In Abbildung 1.11 ist die Grenzkornverteilung für hydraulische Bindemittel dargestellt. Da die Eindringfähigkeit von Feststoffpartikeln

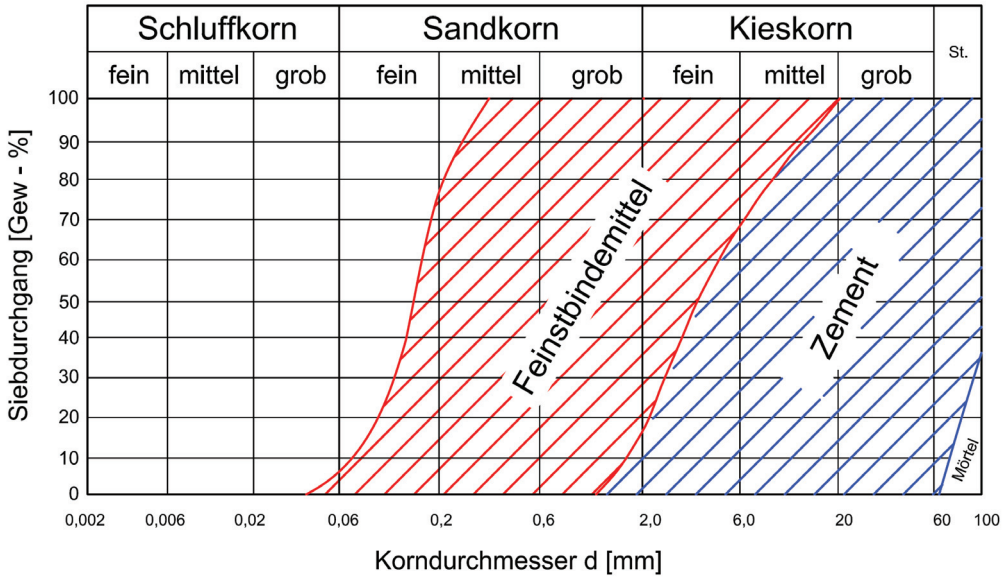


Abb. 1.11: Grenzkornverteilung für zementbasiertes Injektionsgut aus [130]

(Zement) in den Porenraum ein geometrisches Problem darstellt, sind schon frühzeitig Injektionskriterien auf Basis der klassischen Filterregeln formuliert worden. Das sogenannte N-Kriterium bezeichnet die Verhältnisgröße

$$N = \frac{D_{15,Boden}}{d_{85,Zement}} \tag{1.1}$$

$D_{15,Boden}$	mm	Körngröße des Bodens bei 15% Siebdurchgang
$d_{85,Zement}$	mm	Korngröße des Zementes bei 85% Siebdurchgang

Für N > 25 gilt eine Penetration des Bodens als möglich, bei N-Werten unter 9 wird eine Penetration ausgeschlossen [122]. Die Grenzwerte sind empirisch ermittelt und variieren in Abhängigkeit von den Autoren. Eine Zusammenstellung der Grenzwerte findet sich in Tabelle 1.1. Das Kriterium wird aufgrund seiner Einfachheit sehr oft zur Abschätzung der Injizierbarkeit herangezogen, hat jedoch den großen Nachteil, dass die Form der Kornverteilung sowie die Größe und Verteilung der Poren im Boden nicht in die Bewertung eingehen. Eine wesentlich genauere Prognose der Injizierbarkeit ermöglichen Kriterien auf Basis der Porenengstellenverteilung des Bodens nach *Schulze* [121, 122] bzw. *Schuler & Brauns* [119]. Dabei wird aus der Korngrößenverteilung des zu injizierenden Bodens die Größenverteilung der Porenengstellen abgeleitet und mit dem Größtkorn des zu injizierenden Zementes verglichen.

Tab. 1.1: Zusammenstellung der Angaben unterschiedlicher Autoren von Grenzwerten zur Injizierbarkeit von Lockergestein

Injizierbarkeit			**gegeben**	**unsicher**	**nicht gegeben**
Kutzner	[74]	D_{15}/d_{85}	*> 40*	-	-
Mitchell	[87]	D_{15}/d_{85}	*> 24*	*24 - 11*	< 11
Sherard & Dunningan	[126]	D_{15}/d_{85}	*> 24*	*24 - 9*	< 9
Kravetz	[72]	D_{15}/d_{85}	*> 20*	*20 - 5*	< 5
King & Busch	[69]	D_{10}/d_{90}	*> 10*	-	-
Donel	[40]	D_{10}/d_{90}	*> 10*	-	-
Bell	[10]	D_{10}/d_{100}	*> 10*	-	-

Neben der Mahlfeinheit des Zementes spielen auch die rheologischen und physikalischen Eigenschaften der Suspension selbst eine wesentliche Rolle für die Verarbeitung und die Injizierbarkeit des Injektionsgutes. Vielfach wird eine hohe Stabilität der Suspension bei gleichzeitig geringer Viskosität gefordert, was nur durch Zugabe von Zusätzen (Stabilisatoren, Verflüssiger etc.) erreicht werden kann. Die Auswahl einer für die Anwendung geeigneten Injektionsmischung erfolgt dabei als iterativer Prozess, bei dem anhand von Suspensionsprüfungen eine optimale Mischung ermittelt wird.

Kapitel 2

Methoden zur Prüfung und Qualitätssicherung zementbasierter Suspensionen

2.1 Einleitung

Für zementbasierte Suspensionen stehen eine Vielzahl an Zusatzmitteln und Zusatzstoffen zur Verfügung, um die physikalischen Eigenschaften der Suspension entsprechend den Projekterfordernisse zu optimieren. Speziell bei den in der Injektionstechnik üblichen hohen W/Z-Werten (>0,8) haben viele, teilweise nur schwer kontrollierbare Faktoren (Mahlfeinheit, Zusatzstoffe, Dispergierungsgrad, Temperatur etc.), Einfluss auf die Eigenschaften der Suspension im flüssigen wie auch im erhärteten Zustand. Für die Auswahl und Optimierung des Injektionsgutes auf den zu injizierenden Untergrund ist daher eine Eignungsprüfung unumgänglich. Spezielles Augenmerk kommt dabei neben den allgemeinen Eigenschaften wie Dichte, Festigkeit etc. den rheologischen Eigenschaften des Injektionsgutes zu. Anhand dieser Eigenschaften können grundlegende Aussagen über das Fließverhalten des Injektionsgutes im Untergrund getroffen werden. Die Auswahl und die Anpassung der Suspension an die Projekterfordernisse stellt in Anbetracht der Vielzahl an Zusatzstoffen und Zusatzmitteln keine Routineaufgabe, sondern eine iterative Anpassungsprozedur dar, bei der die beste Mischung gesucht wird. Aus diesem Grund ist es auch nicht möglich, allgemeingültige Mischungsempfehlungen abzugeben, da die Eigenschaften der Mischung von einer Vielzahl an Faktoren (Wasserchemismus, Zement, Zusatzstoffe etc.) abhängt. Als grundlegende Prüfparameter können dabei folgende Kriterien festgelegt werden:

Dichte

- Suspensionsdichte

Stabilität

- Sedimentationsstabilität
- Filtratwasserabgabe unter Druck
- Stabilität gegenüber Auswaschen

Fließverhalten/Rheologie

- Fließgrenze
- Viskosität
- Thixotropie

Festigkeit und Festigkeitsentwicklung

- Erstarrungsbeginn
- Frühfestigkeit
- Endfestigkeit

Beständigkeit

- Gegenüber chemischen Angriffen
- Erosionsstabilität
- Dauerhaftigkeit
- Durchlässigkeitsveränderung

Die grundsätzliche Problematik bei der Prüfung von Injektionsgut besteht darin, dass die meisten Prüfverfahren aus den Disziplinen der Geotechnik und des Betonbaus übernommen wurden und in vielen Fällen nicht die tatsächlichen physikalischen Eigenschaften des Injektionsgutes abbilden. Vielfach erfüllen die in der EN 12715 [100] vorgeschlagenen Methoden zur Prüfung von Injektionsgut nicht mehr die Anforderungen, die heutige Projekte an die Prüfung und Qualitätssicherung stellen. Es hat sich schon früh in den Vorstudien zu dieser Arbeit [148] gezeigt, dass speziell im Bereich der rheologischen Prüfungen sowie bei der Prüfung der Festigkeitsentwicklung von Zementsuspensionen praxistaugliche und genaue Prüfverfahren fehlen. Im gegenständlichen Kapitel werden die gängigen Prüfmethoden für zementbasierte Suspensionen diskutiert und alternative Verfahren zur Prüfung und Qualitätssicherung zementbasierter Suspensionen vorgestellt[1].

2.2 Dichte der Suspensionen

Die Dichte von Suspensionen zeigt an, ob die Mischungsverhältnisse den Mischungsvorgaben entsprechen und ob keine unerwünschten Einflüsse (bspw. Lufteintrag) durch den Mischprozess auf das Injektionsgut entstehen. Die Suspensionsdichte kann mit Hilfe eines Messzylinders, einer Spülungswaage oder eines Aräometers erfolgen. Üblicherweise erfolgt die Bestimmung der Dichte nach EN 12718 [100] durch Wägung eines 1000 ml Messzylinders unmittelbar nach Anmischen der Suspension.

[1] Detaillierte Beschreibungen einiger vorgestellter Verfahren finden sich auch in den vorangegangenen Publikationen des Autors [61, 64, 65, 59, 60, 63].

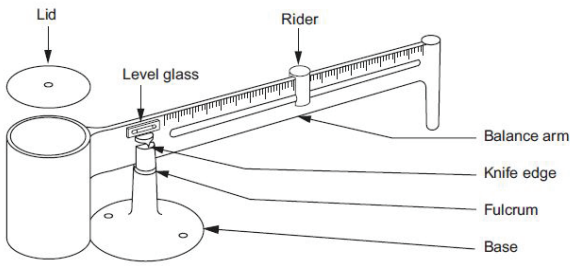


Abb. 2.1: Dichtewaage, aus [1]

Abb. 2.2: Dichtebestimmung im Messzylinder

Rechnerisch lässt sich die Soll-Dichte der Suspension in Abhängigkeit vom W/Z-Wert anhand folgender Beziehung anschreiben:

$$\rho_{Susp} = \frac{\frac{W}{Z} + 1}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \tag{2.1}$$

Werden Zusatzstoffe in größeren Mengen der Suspension beigemischt, so kann dies in der Stoffraumrechnung anhand folgender Erweiterung der Gleichung (2.1) berücksichtigt werden:

$$\rho_{Susp} = \frac{\frac{W}{Z} + 1 + \beta}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z} + \frac{\beta}{\rho_{zst}}} \tag{2.2}$$

ρ_{Susp}	g/cm^3	Suspensionsdichte
ρ_w	g/cm^3	Dichte des Anmachwassers
ρ_z	g/cm^3	Korndichte des Zementes
ρ_{zst}	g/cm^3	Korndichte der Zusatzstoffe
W/Z	–	W/Z-Wert
β	–	Massenanteil der Zusatzstoffe bezogen auf die Zementmasse

In Abhängigkeit vom W/Z-Wert ergibt sich dabei mit einer Korndichte von Zement von $\rho_z = 3,1$ g/cm^3 die in Abbildung 2.3 dargestellte Kurve für die Suspensionsdichte. In der Praxis ergeben sich teilweise geringfügig niedrigere Werte, was auf den ungenügenden Aufschluss der Zementkörner in der Suspension zurückzuführen ist.

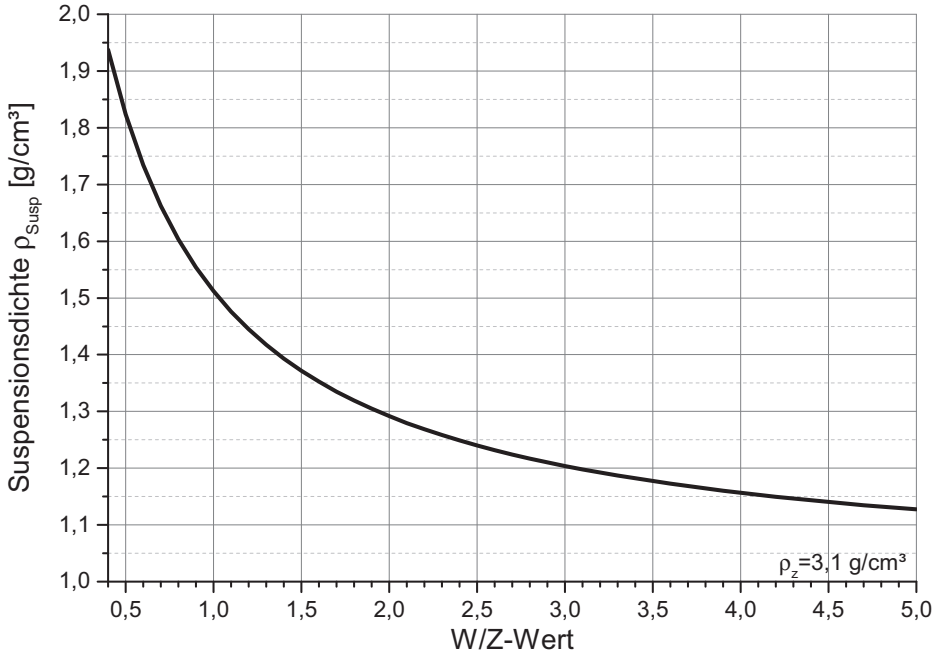


Abb. 2.3: Rechnerische Suspensionsdichte von Zementsuspensionen

2.3 Stabilität der Suspension

2.3.1 Sedimentationsstabilität

Suspensionen, insbesondere mit hohen W/Z-Werten, tendieren unter Schwerkraft zu einem Absetzen der Partikel (Zementkörner) in der Flüssigkeit. Dieses auch aus der Betontechnologie als „Bluten“ bekannte Phänomen ist entscheidend für die Qualität und Ausführung der Injektionsarbeiten. Suspensionen mit hohem Wasserabsetzmaß führen vielfach zu einem Verstopfen der Injektionseinrichtung unter hohen Drücken bzw. tendieren im Untergrund selbst zur Sedimentation und zur Abgabe von Überschusswasser. In der Praxis wird die Stabilität einer Suspension durch die Zugabe von Zusätzen (Bentonit, Stabilisatoren etc.) verbessert. Die Dosierung der Zusätze ist von einer Vielzahl an Faktoren (Chemismus des Anmachwassers, Zementart, W/Z-Wert etc.) abhängig und wird in der Regel anhand von Versuchen zur Bestimmung des Wasserabsetzmaßes bestimmt.

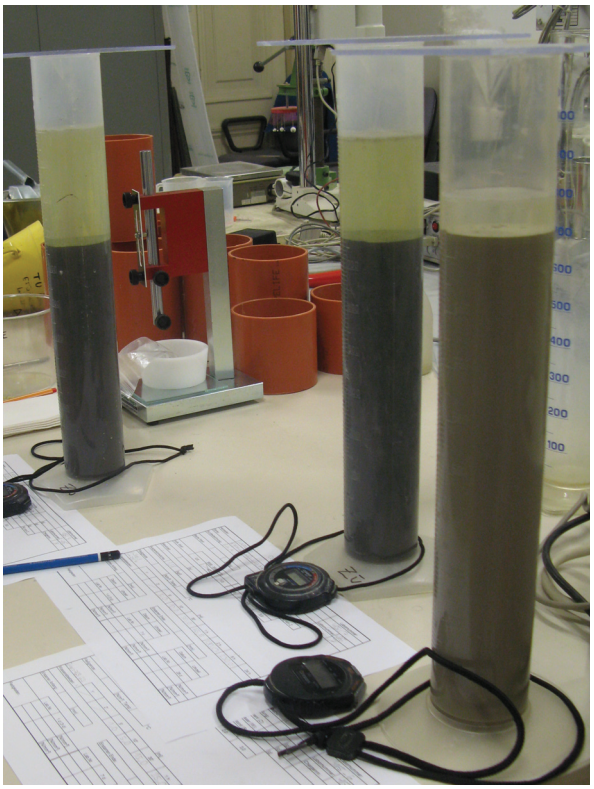


Abb. 2.4: Wasserabsetzmaß unterschiedlicher Suspensionen

Die Prüfung der Sedimentationsstabilität (Wasserabsetzmaß) erfolgt üblicherweise nach EN 12715 [100] im 1000 ml Messzylinder mit einem Durchmesser von 60 mm bei einer Temperatur von 20 °C. Nach Einfüllen der Suspension wird nach 2 Stunden die Höhe des freien Wassers abgelesen und als Prozentsatz, bezogen auf die Gesamthöhe des Zylinders, angegeben. Suspensionen, die nach 2 Stunden ein Wasserabsetzmaß von 5% unterschreiten, können als stabil bezeichnet werden. *Özkoral* [148] hat in seinen Untersuchungen festgestellt, dass sich das Absetzmaß nach 2 Stunden vielfach noch verändert und erst nach 6 Stunden keine weitere Zunahme mehr feststellbar ist. Eine zusätzliche Ablesung des 4-Stundenwertes hat sich für Grundsatzprüfungen nach Erfahrung des Autors der gegenständlichen Arbeit sehr bewährt.

2.3.2 Filtrationsstabilität

Im Untergrund wirkt der Boden quasi als Filterzone für die in den Boden eindringende Suspension. Je nach Zusammensetzung der Suspensionsmischung tendiert die Suspension dabei unter Druck, Überschusswasser an die Umgebung abzugeben und einen Filterkuchen auszubilden, der die weitere Ausbreitung des Injektionsgutes behindert. Die Filtratwasserabgabe einer Suspension unter Druck stellt einen Kennwert für die Stabilität einer Suspension dar. Die Bestimmung erfolgt mit einer API Filterpresse nach DIN 4126 [35]. Hiezu wird ein Zylinder mit rund 300 ml Suspension gefüllt und mit $7 \pm 0{,}35$ bar beaufschlagt. Die Menge des nach 7,5 Minuten nach Beginn des Druckaufbringens durch das Filterpapier an der Unterseite ausgepressten Filtratwassers wird dabei gemessen. Im anglikanischen

Raum erfolgt die Prüfung nach API 13B-2 [5] analog, jedoch mit einer Filtrationszeit von 30 Minuten. Vielfach wird auch der sogenannte „pressure filtration coefficient“ K_{pf} sowie der „cake growth coefficient“ K_{ck} zur Angabe eines Kennwertes für die Filtrationsstabilität unter Druck verwendet. [28, 18, 23] Der „pressure filtration coefficient“ ergibt sich nach [18] zu:

$$K_{pf} = \frac{Filtratvolumen}{Ausgangsvolumen} \cdot \frac{1}{\sqrt{Filtrationszeit}} \qquad [min^{-\frac{1}{2}}] \tag{2.3}$$

Der „cake growth coefficient“ ergibt sich nach [28] zu:

$$K_{ck} = Filterkuchendicke[mm] \cdot \frac{1}{\sqrt{Filtrationszeit}} \qquad [mm \cdot min^{-\frac{1}{2}}] \tag{2.4}$$

Die Filtrationszeit entspricht dabei der Zeit, bis zu der das gesamte Wasser in der Probe ausgepresst ist. Üblich sind Filtrationswasserabgaben im Bereich von 80 bis 160 ml nach 7 Minuten [130]. Mit speziellen Zusatzmitteln können mittlerweile Werte unter 80 ml erreicht werden. Je geringer die gemessene Filtratwassermenge, desto besser ist die Stabilität der Suspension unter hohen Drücken, was sich positiv auf die Reichweite und Injizierbarkeit auswirkt.

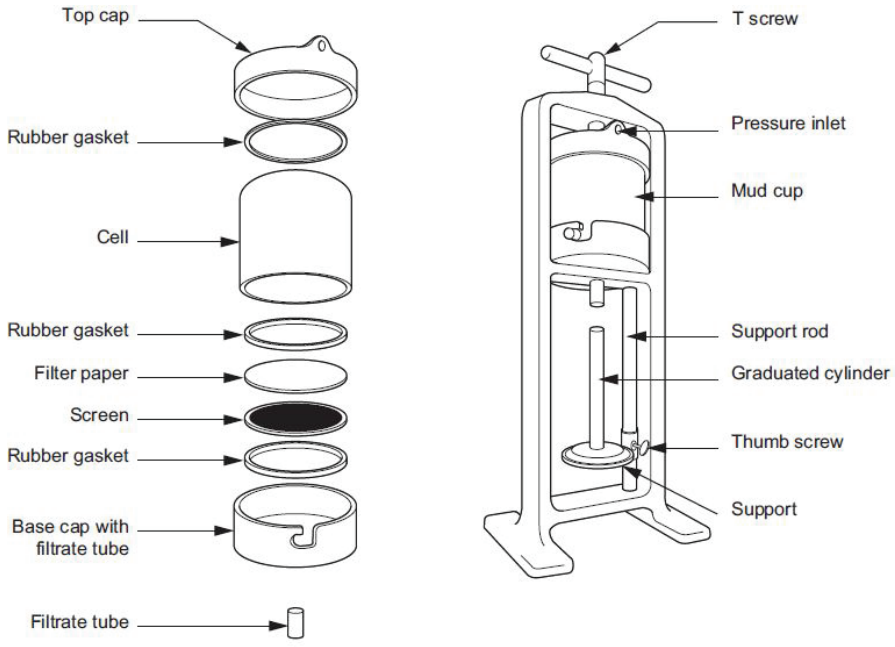


Abb. 2.5: API Filterpresse, aus [116]

2.3.3 Stabilität gegenüber Auswaschen

Zementsuspensionen können im Untergrund bei Auftreffen auf Zonen mit höherem Wasserandrang (Hohlräume, Klüfte etc.) verdünnen, wodurch sich die physikalischen Eigenschaften verschlechtern und die Dauerhaftigkeit des Injektionsgutes leidet. Grundsätzlich gilt, je höher der W/Z-Wert und je geringer die Fließgrenze, desto geringer ist die Resistenz gegenüber

einer Verdünnung der Suspension. Zur Verbesserung der Resistenz des Injektionsgutes gegenüber Auswaschen werden der Suspension sogenannte „Anti Washout Agents“ beigemischt. Zur Überprüfung der Resistenz einer Suspension gegenüber Auswaschen schlägt *Yahia* [147] in Anlehnung an die von der *U.S. Army Corps of Engineers* entwickelten Tests für Beton [134, 135] eine adaptierte Prüfung vor. Dabei wird 500 ml Suspension in einen verschlossenen Trichter gefüllt, dessen Auslauföffnung sich 10 mm über einem vollständig mit Wasser gefüllten Behälter befindet. Danach wird die Auslauföffnung freigegeben und die Suspension läuft in den mit Wasser gefüllten Behälter und verdünnt sich dabei. Als Vergleichswert wird dabei die Differenz aus der Ausgangsmasse und der im Wasserbehälter nach der Versuchsdurchführung verbleibenden Suspensionsmasse, bezogen auf die Ausgangsmasse, herangezogen. In Abbildung 2.6 ist die schematische Versuchsanordnung dargestellt.

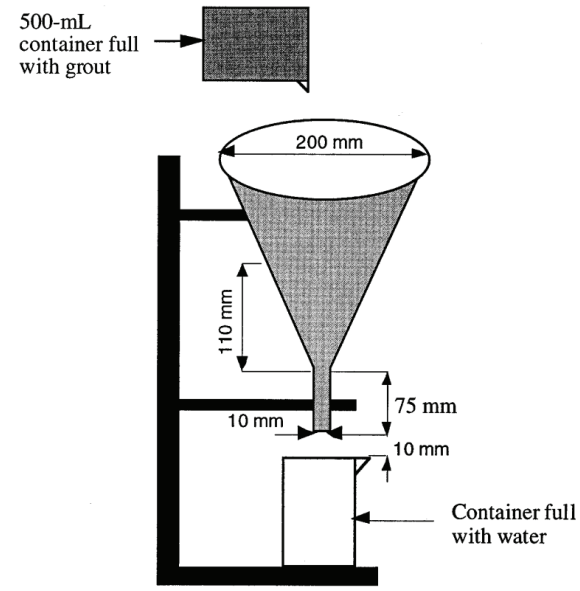


Abb. 2.6: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Resistenz gegenüber Auswaschen, aus [147]

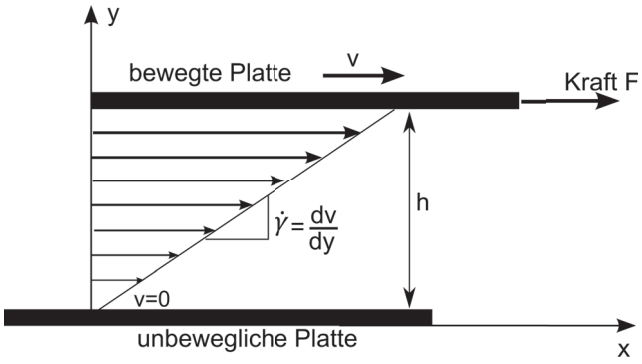
2.4 Rheologische Eigenschaften zementbasierter Suspensionen

Der Begriff Suspension leitet sich vom Lateinischen *suspendere* „in der Schwebe“ ab. Unter Suspensionen versteht man Stoffgemische aus einer Flüssigkeit mit darin fein verteilten Feststoffen, die über mechanische Beanspruchung in der Flüssigkeit aufgeschlämmt worden sind und zur Sedimentation unter Schwerkraft neigen. In Abhängigkeit vom Feststoffanteil und von der Partikelgröße verändert sich das Fließverhalten der Suspension.

2.4.1 Definition von Fließgrenze und Viskosität

Die Viskosität gilt als Maß für die Zähigkeit eines Stoffes. Kommt es zum Fließen eines Stoffes, so werden Moleküle gegeneinander verschoben und es treten innere Reibungskräfte auf, deren Größe durch die Viskosität beziffert wird. Die grundlegenden rheologischen Parameter

können mit Hilfe des „Platten-Modells“ in Abbildung 2.7 erklärt werden: Zwei parallele Platten mit einem zwischenliegendem Flüssigkeitsfilm sind im Abstand h voneinander entfernt. Die untere Platte ist unbeweglich, während die obere Platte durch die Kraft F parallel zur unteren Platte bewegt wird. Infolge der Wandhaftung an beiden Platten stellt sich in der Flüssigkeit zwischen den Platten eine, im einfachsten Fall, lineare Geschwindigkeitsverteilung ein, deren Gradient als Schergefälle $\dot{\gamma}$ bezeichnet wird. Es zeigt sich, unter Voraussetzung von laminarem Fließen, dass die Kraft F proportional zur Fläche A der Platte und der Geschwindigkeit v sowie verkehrt proportional zum Plattenabstand h ist. Es kann somit der Proportionalitätsfaktor η für die dynamische Viskosität eingeführt werden, welcher oftmals auch nur als Viskosität bezeichnet wird. Ist die dynamische Viskosität η unabhängig von der Geschwindigkeit v, so spricht man von einer *Newtonschen* Flüssigkeit. Die Einheit der dynamischen Viskosität wurde früher in Poise angegeben. Heute weit verbreitet ist die Verwendung von Pascalsekunden $Pa \cdot s$ bzw. Ns/m^2. Der Quotient aus dynamischer Viskosität und Dichte wird als kinematische Viskosität bezeichnet und trägt die Dimension m^2/s bzw. Zenti-Stokes. [65]



$$F \sim A; \quad F \sim v; \quad F \sim \frac{1}{h} \tag{2.5}$$

$$F \sim A \cdot v \cdot \frac{1}{h} \tag{2.6}$$

$$F = \eta \cdot \frac{A \cdot v}{h} \quad \tau = \eta \cdot \frac{v}{h} \tag{2.7}$$

Abb. 2.7: Definition der Viskosität anhand des 2-Plattenmodells [65]

F	N	Kraft
A	m^2	Fläche der Platte
h	m	Abstand der Platten
v	m/s	Geschwindigkeit
τ	N/m^2	Schubspannung
η	$Pa\,s$	Viskosität

Das zuvor erwähnte Schergefälle $\dot{\gamma}$, oftmals auch als Schergeschwindigkeit oder Scherrate bezeichnet, definiert den Gradienten des Geschwindigkeitsfeldes über die Höhe h. Es ist somit ein Maß für die mechanische Belastung eines Fluids. Je höher die Geschwindigkeit v der oberen Platte ist, desto größer wird das Schergefälle. In Tabelle 2.1 sind Größenordungen für unterschiedliche Schergefälle angeführt.

Tab. 2.1: Typische Schergefälle $\dot{\gamma}$ bei unterschiedlichen Anwendungen aus [8, 84]

Vorgang	**Schergefälle $\dot{\gamma}$ [1/s]**
Sedimentation	<0,001 - 0,01
Oberflächenverlauf	0,01 - 0,1
Ablaufen	0,01 - 1
Tauchen	1 - 100
Mischen, Rühren	10 - 10000
Tranport in Rohrleitungen, Umfüllen, Pumpen	10 - 10000
Streichen, Pinseln, Bürsten	100 - 10000
Sprühen, Spritzen	1000 - 10000

Ist die Viskosität unabhängig von der mechanischen Belastung (Schergefälle) eines Fluids, so spricht man von *Newtonschem* Fließverhalten. Hauptvertreter *Newtonscher* Flüssigkeiten ist Wasser. Chemische Injektionsmittel, insbesondere die weit verbreiteten Wasserglaslösungen für Weich- und Hartgelinjektionen, zählen ebenfalls zu den *Newtonschen* Flüssigkeiten. Weitaus häufiger kommen jedoch sogenannte *Nicht-Newtonsche* Flüssigkeiten vor. Bei diesen Flüssigkeiten verändert sich die Viskosität mit der mechanischen Beanspruchung des Fluids, d.h. mit zunehmendem Schergefälle sinkt oder steigt die Viskosität stark an. Man spricht hier von scheinbarer Viskosität $\eta\prime$, da die Viskosität von der mechanischen Beanspruchung des Fluids abhängig und somit nicht konstant ist. Es ist auch nicht möglich, solche Fluide über einen Viskositätswert zu beschreiben, da die scheinbare Viskosität immer in Bezug zum zugehörigen Schergefälle $\dot{\gamma}$ stehen muss. Abbildung 2.8 gibt einen Überblick über die unterschiedlichen Fließverhalten von Fluiden.

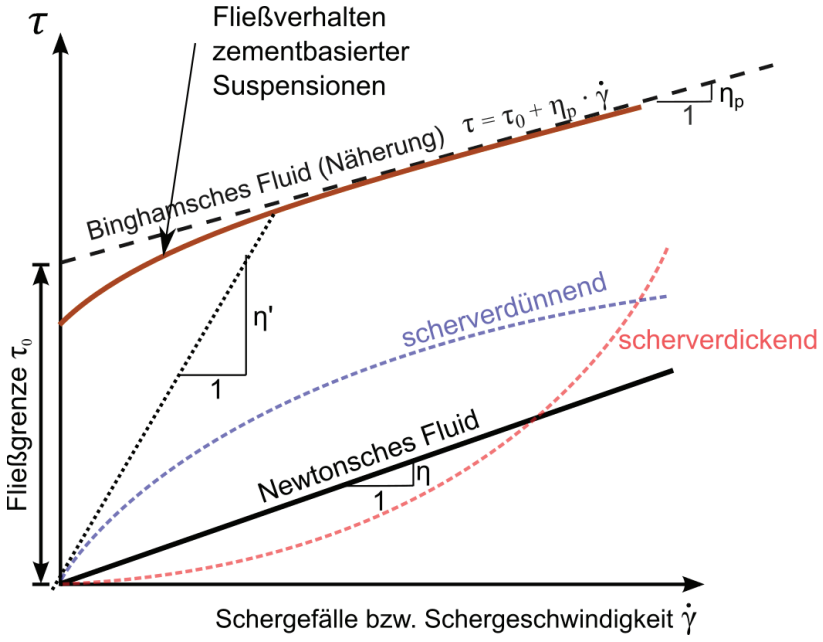


Abb. 2.8: Typische Fließkurven unterschiedlicher Fluide

Die häufigsten in der Injektionstechnik eingesetzten Injektionsmittel sind Zement- bzw Ton-Zementsuspensionen. Diese charakterisieren sich vor allem durch die Fließgrenze und

pseudoplastisches (scherverdünnendes) Verhalten bei zunehmender mechanischer Beanspruchung. Das Vorhandensein einer Fließgrenze bedeutet, dass erst eine Schubspannung τ_0 in der Flüssigkeit überwunden werden muss, um Fließen einzuleiten. Unter dieser Grenze verhält sich das Fluid linear elastisch – wie ein Feststoff - darüber wie eine Flüssigkeit.

Da es sich bei zementbasierten Suspensionen um pseudoplastische (scherverdünnende) Fluide mit Fließgrenze handelt und somit die Viskosität über das Schergefälle nicht konstant ist, muss die (scheinbare) Viskosität $\eta\prime$ immer in Bezug zum Schergefälle $\dot{\gamma}$ gesetzt werden. Eine weitere Möglichkeit ist die Beschreibung der Fließkurve über eine mathematische Anpassungsfunktion. Die einfachste Funktion für zementbasierte Funktionen stellt das Gesetz nach *Bingham* dar. Man spricht deshalb auch oftmals von *Binghamschen* Fluiden. Dabei wird die Fließkurve des Fluides im $\dot{\gamma} - \tau$ Diagramm analog nach Abbildung 2.8 über eine Geradengleichung der Form

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \cdot \dot{\gamma} \tag{2.8}$$

angenähert. τ_0 entspricht dabei näherungsweise der Fließgrenze und die Steigung der Gerade η_p wird vielfach als plastische Viskosität bezeichnet. Es handelt sich dabei nicht um eine Viskosität im klassischen Sinne, sondern um eine mathematische Anpassungsfunktion. Die plastische Viskosität wird jedoch vielfach als Vergleichswert herangezogen. Für eine genauere Beschreibung der Fließkurve existieren eine Vielzahl an anderen nichtlinearen mathematischen Anpassungsfunktionen wie z.B. das Modell nach *Herschel-Bulkley* oder *Casson*. In der Praxis hat sich jedoch aufgrund der Einfachheit die mathematische Beschreibung über das Modell nach *Bingham* durchgesetzt.

2.4.2 Bestimmung der Viskosität

Für die direkte Messung der dynamischen Viskosität gibt es eine Vielzahl unterschiedlicher Verfahren. Vom baupraktischen Standpunkt ist jedoch eine Messung mittels Rotationsviskosimeter am praktikabelsten. Das Grundprinzip eines Rotationsviskosimeters besteht darin, einen Messkörper bei vorgegebener Drehzahl in dem zu messenden Fluid zu rotieren und das benötigte Drehmoment zu messen. Als Messsysteme dienen für mittelviskose Proben in der Regel koaxiale Zylindersysteme. Das zu messende Fluid wird dabei im Ringspalt zwischen beiden Zylindern durch die Rotation des inneren (SEARLE-System) oder äußeren Zylinders (COUETTE-System) gemäß dem Plattenmodell einer definierten Scherung ausgesetzt. Als Messgrößen dienen dabei das Schergefälle, welches über die Umdrehungsgeschwindigkeit vorgegeben wird und das benötigte Drehmoment. Mittels der geometrischen Systemfaktoren des Messsystems kann die Viskosität η bzw. $\eta\prime$ aus dem gemessenen Drehmoment ermittelt werden. Das Viskosimeter wird in der Regel über den Computer gesteuert, wo auch die Auswertung der Messdaten und die grafische Darstellung der Fließkurven erfolgen.

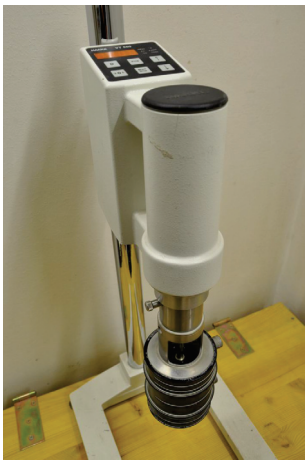


Abb. 2.9: Viskosimeter

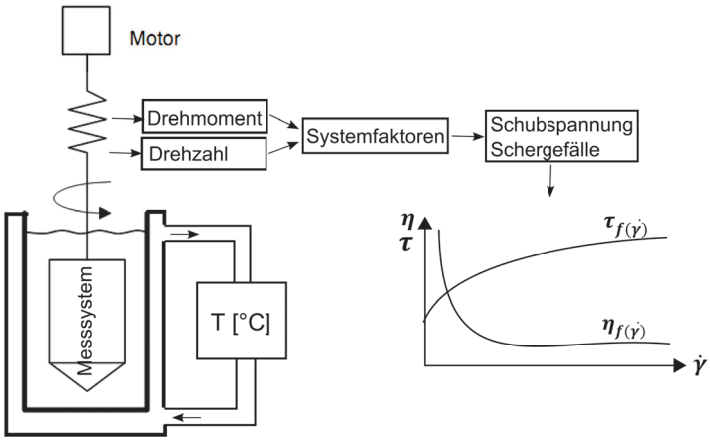


Abb. 2.10: Systemprinzip Viskosimeter

Für die Anwendung in der Injektionstechnik bieten Rotationsviskosimeter eine einfache und genaue Möglichkeit, die relevanten rheologischen Parameter von Suspensionen zu ermitteln. Dabei können neben der Bestimmung der dynamischen Viskosität auch die Einflüsse aus Temperatur und die zeitliche Veränderung der dynamischen Viskosität untersucht werden. Die Messung der dynamischen Viskosität und die Aufnahme von Fließkurven mittels Viskosimeter stellt, speziell für die Injektionstechnik, eine genaue und reproduzierbare Messmethode dar. Die Fließkurve gibt bei standardisierter Versuchsdurchführung detailliert Auskunft über das rheologische Verhalten der Suspension. Anhand dieser Kurve können eindeutig Qualitätsunterschiede unterschiedlicher Injektionsmischungen quantifiziert werden und grundlegende Aussagen über die Injizierbarkeit getroffen werden. In Abbildung 2.11 sind typische Fließkurven unterschiedlicher Suspensionen schematisch dargestellt um den Einfluss der unterschiedlichen Suspensionszusammensetzung auf die Fließkurve aufzuzeigen.

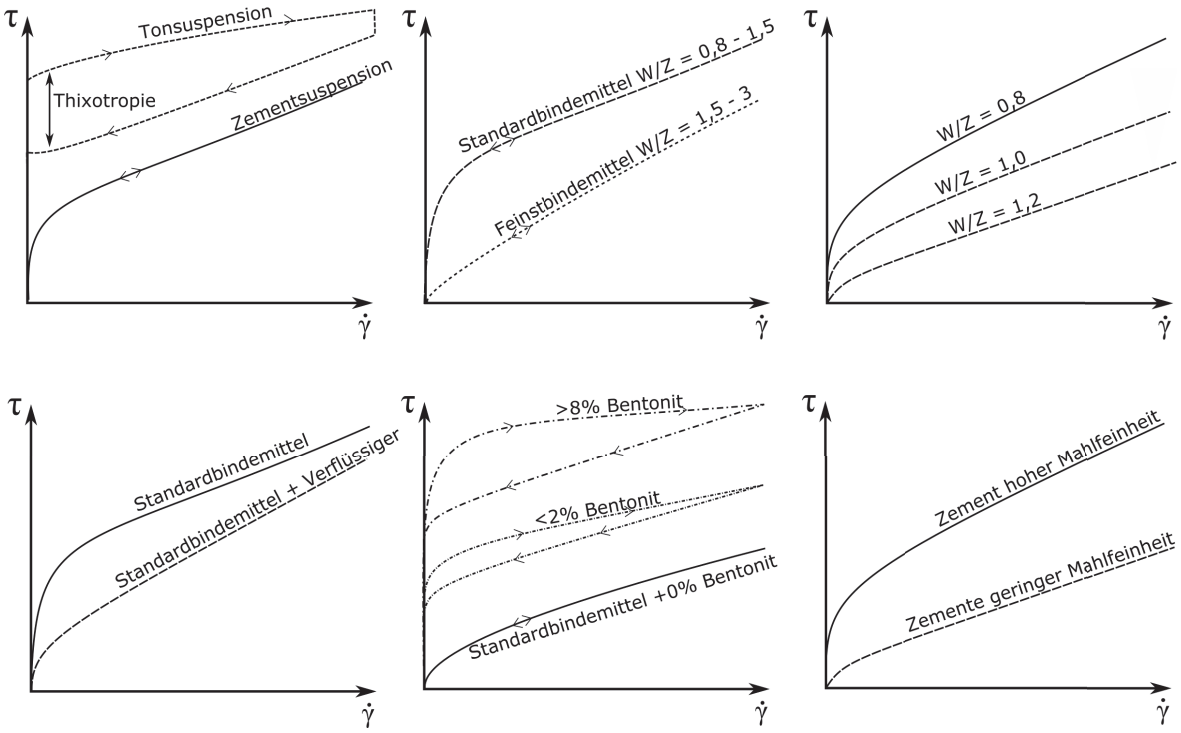


Abb. 2.11: Schematische Fließkurven unterschiedlicher Suspensionsmischungen

2.4.3 Bestimmung der Marshzeit

Der Marshtrichter stellt bislang das Standardwerkzeug zu Bestimmung eines Viskositätswertes in der Injektionstechnik dar. Die Prüfung erfolgt dabei in Anlehnung an den Auslaufversuch nach *Marsh* [82], bei dem die Auslaufzeit eines definierten Suspensionsvolumens aus einem Trichter gemessen wird. Die ermittelte Zeit in Sekunden wird als Marshzeit t_M bezeichnet und stellt einen in der Praxis gängigen Richtwert zur Beurteilung der rheologischen Eigenschaften von Suspensionen dar. Problematisch dabei ist, dass eine Vielzahl an unterschiedlichen Trichtern international Verwendung finden und somit ein Vergleich sehr schwierig ist. Im europäischen Raum hat sich der Trichter nach DIN 4126 [35] mit einem Trichterinhalt von 1500 cm^3 und einem Durchmesser der Auslaufdüse von 4,75 mm durchgesetzt. In Abbildung 2.13 findet sich eine Zusammenstellung über die unterschiedlichen Vorgaben verschiedener internationaler Normen zum Marshtrichterversuch.

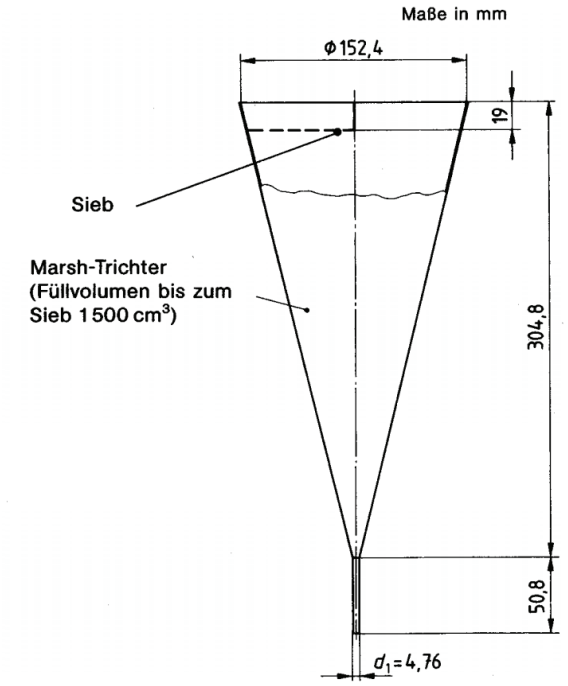


Abb. 2.12: Maße des Marshtrichters nach DIN 4126 [35].

	1	2	3	4	5	6	7	8
Parameter	API RP 13 B-1	ASTM C 939-02	DIN EN 1538	DIN 4126	DIN EN 14117	Merkblatt FBM	DIN EN 12715	ÖNORM B 4454
Auslauf-durchmesser [mm]	4,7	12,7	-	4,76	4,8 ± 0,1	4,7	4,75	k.A.
Auslaufvol. [ml]	946	1725 ± 5	946 (1000)	1000 & 1500	1500 ± 15	1000	k.A.	k.A.
Auslaufzeit Wasser [s]	26 ± 0,5	8 ± 0,5		28/47, 5		28 ± 0,5	k.A.	k.A.

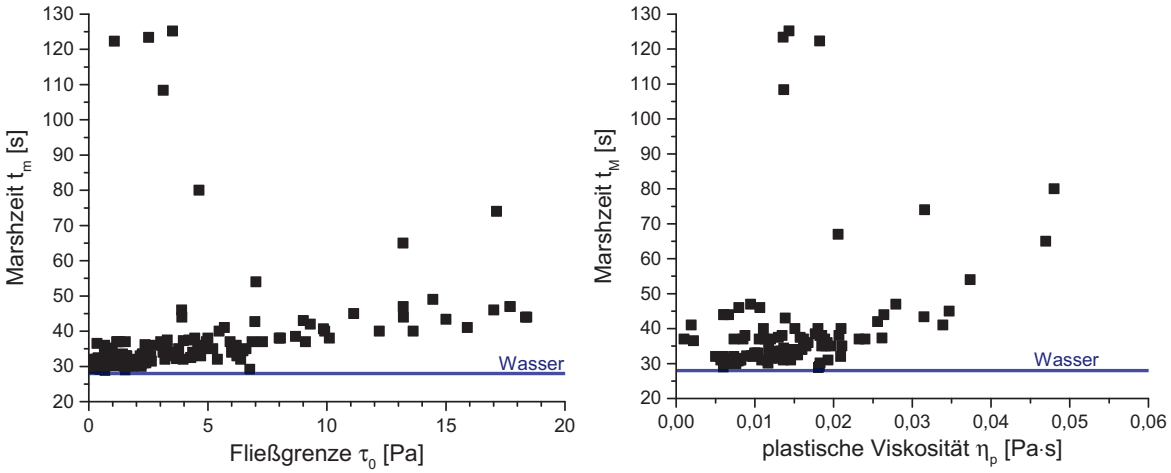
1. API RP 13 B-1 - Recommended Practice Standard Procedure for Testing Drilling Fluids
2. ASTM C939-02 - Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete
3. DIN EN 1538:2010 - Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände
4. DIN V 4126:2004 - Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (Normenentwurf)
5. DIN EN 14117:2004 - Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren
6. Merkblatt für Einpreßarbeiten mit Feinstbindemitteln in Lockergestein
7. DIN EN 12715:2000 - Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen
8. ÖNORM B 4454:2001 - Erd- und Grundbau - Injektionen in Fest- und Lockergestein - Prüfungen

Abb. 2.13: Vergleich der Vorgaben unterschiedlicher Normen für den Marshtrichterversuch, erweitert aus [148].

Grundsätzlich ist zum Marshversuch zu sagen, dass der Versuch nur zur Ermittlung eines Richtwertes der Viskosität geeignet ist. Das rheologische Verhalten von Suspensionen ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, die jedoch im Marshtrichterversuch auf einen Kennwert - die Marshzeit reduziert werden. Speziell bei der Anwendung von Zusatzmitteln, die die rheologischen Eigenschaften beeinflussen, wurden vom Autor Probleme bei der Anwendung und der Aussagekraft des Marshtrichters festgestellt. In Abbildung 2.14a und

2.14b sind die Ergebnisse eigener Untersuchungen zusammengestellt, die den Vergleich zwischen der Marshzeit und der plastischen Viskosität nach *Bingham* η_p sowie der Fließgrenze zeigen. Aus den ermittelten Daten ist kein wirklicher Zusammenhang zwischen der Marshzeit und der plastischen Viskosität erkennbar. Vielmehr stellt die Marshzeit eine Mischung aus Dichte, Fließgrenze, Viskosität und Seitenreibung am Trichter dar. *Ferraris et al.* [44] sowie *Russel & Le Roy* [113] konnten ebenfalls keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Viskosität und der Marshzeit feststellen. Bei hohen Fließgrenzen behindert die Fließgrenze das Ausfließen aus dem Trichter, während bei sehr geringen Viskositäten kein linearer Zusammenhang zwischen Viskosität und Marshzeit mehr besteht. Trotz aller Kritik und der begrenzten Aussagekraft hat der Marshtrichter aus baupraktischer Sicht durchaus seine Berechtigung und ist ein einfaches und robustes Instrument zur Qualitätskontrolle auf der Baustelle. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass die Aussagekraft des Trichter begrenzt ist bei: [65, 42]

- Prüfung niedrigviskoser Flüssigkeiten
- hohen Fließgrenzen
- Einsatz von Zusatzmitteln (Verflüssiger, Anti-Washout)



(a) (b)

Abb. 2.14: a) Vergleich zwischen der Fließgrenze und Marshzeit b) Vergleich zwischen plastischer Viskosität η_p und Marshzeit t_M

2.4.4 Bestimmung der Fließgrenze

Die Fließgrenze τ_0 einer Suspension stellt für die Injektionstechnik einen wesentlichen Parameter zur Charakterisierung der Suspension dar. Anhand dieses Parameters lassen sich die Ausbreitung und die Reichweite des Injektionsgutes im Poren- oder Kluftsystem abschätzen. Der Bestimmung der Fließgrenze kommt daher große Bedeutung zu. In Tabelle 2.2 ist eine Zusammenstellung unterschiedlicher Methoden angeführt.

Tab. 2.2: Methoden zur Bestimmung der Fließgrenze von Suspensionen

Methode	Literatur	erforderliche Geräte	Anmerkung
Kugelharfe	[35]	Kugelharfe	hohe Abweichung
Fließkurve (Bingham)	[100]	Viskosimeter + Messzylinder	
Messflügel	[11, 64]	Viskosimeter + Messflügel	
Kasumeter	[14, 127]	Kasumeter	
Pendelgerät	[35, 36]	Pendelgerät	für hohe Fließgrenzen
Plattenkohäsionstest	[80]	Stahlplatte + Hängewaage	Abschätzung
Adhäsionstests	[130, 123]	Schleifpapier 100 + Waage	Kontrolle, Abschätzung
Shearometer	[5]	Shearometer	nur für Bohrspülungen

Im europäischen Raum wird aus baupraktischen Gründen üblicherweise die Kugelharfe verwendet, wobei noch Plattenkohäsionstests nach *Lombardi* [80] oder die Bestimmung der Fließgrenze mittels Kasumeter [14, 127, 123] vereinzelt angewendet werden. Nachteilig an diesen Methoden ist vielfach eine unzureichende Genauigkeit, speziell bei der Anwendung von Zusatzmitteln. Im Rahmen dieser Arbeit wurden - als Alternative - Versuche zur Bestimmung der Fließgrenze von Zementsuspensionen mittels eines am Viskosimeter montierten Messflügels durchgeführt [59, 61]. Dieses Verfahren wird vielfach in der Lebensmitteltechnologie zur Qualitätsprüfung und Kontrolle von Lebensmitteln eingesetzt. *Barnes* gibt in [9] eine Übersicht über die dokumentierten Anwendungsbereiche des Verfahrens an. In *Alderman et al.* [4] sowie *Blatter et al.* [11] finden sich Untersuchungen zur Messung der Fließgrenze von Bentonitgelen.

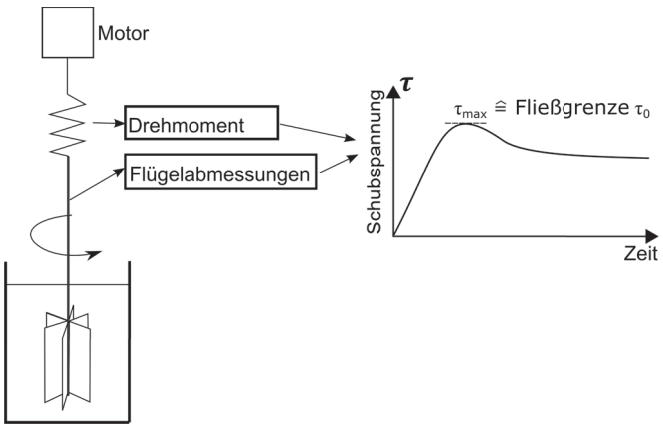


Abb. 2.15: Systemprinzip zur Fließgrenzenbestimmung mittels Messflügel

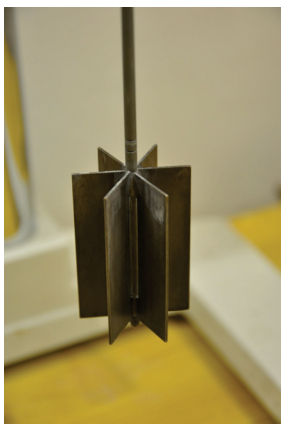


Abb. 2.16: Messflügel

Bei dem Verfahren zur Ermittlung der Fließgrenze mittels Messflügel wird ein 6-teiliger Flügel an einem Viskosimeter befestigt und unter geringer Umdrehungsgeschwindigkeit in der Suspension gedreht. Dabei wird laufend das zur Aufrechterhaltung der vorgegebenen Umdrehungsgeschwindigkeit benötigte Drehmoment aufgezeichnet. Anhand der Flügelabmessungen $D_f : H_f$ und des aufgezeichneten Drehmomentes M kann die auf das Fluid aufgebrachte Schubspannung τ gemäß Gleichung (2.9) errechnet werden. In Abbildung 2.15 findet sich eine Schemaskizze des Verfahrens. Der Maximalwert der Schubspannung stellt

den Übergang vom Ruhezustand zum Fließen dar. Die für die Überwindung des Ruhezustandes benötigte Schubspannung (Peak-Schubspannung) τ_{max} wird dabei als Wert für die Fließgrenze τ_0 herangezogen. Die Schubspannung τ lässt sich anhand folgender Gleichung aus dem Drehmoment M und den Flügelabmessungen bestimmen: [9]

$$\tau = \left(\frac{2 \cdot M}{\pi \cdot D_f^3}\right) \cdot \left(\frac{H_f}{D_f} + \frac{1}{3}\right)^{-1} \tag{2.9}$$

τ	N/m^2	Schubspannung
M	Nm	Drehmoment
D_f	m	Flügeldurchmesser
H_f	m	Flügelhöhe

Abbildung 2.17 zeigt eine exemplarische Auswertung der Fließgrenze τ_0 zweier unterschiedlicher Suspensionen.

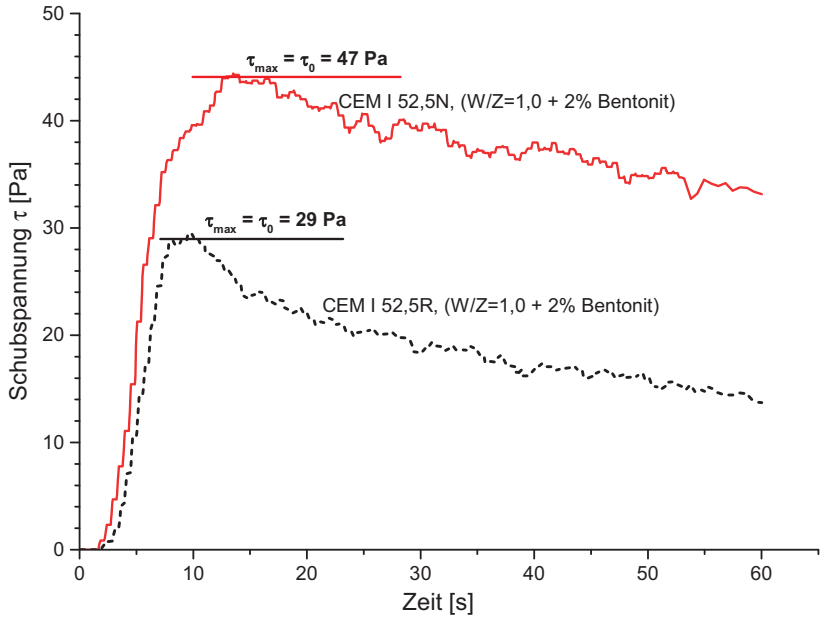


Abb. 2.17: Zeit-Schubspannungsdiagramm zur Ermittlung der Fließgrenze τ_0

Im Rahmen dieser Arbeit wurden umfangreiche Untersuchungen an unterschiedlichen Zementsuspensionen durchgeführt, um einen Vergleich der Bestimmung der Fließgrenze mittels Messflügel mit anderen Verfahren (Kugelharfe und Auswertung der Fließkurve) zu ermöglichen. Dabei wurde ein Viskosimeter VT-550 der Firma *HAAKE* verwendet. Über ein Kardangelenk wurde ein 6-teiliger Messflügel vom Typ FL10 derselben Firma mit den Abmessungen $D_f = 40$ mm und $H_f = 60$ mm angeschlossen. Aufgrund der großen Oberfläche des Messflügels kann speziell bei dünnflüssigen Suspensionen mit einer Fließgrenze unter 10 Pa eine sehr hohe Messgenauigkeit erzielt werden. Selbst die Messung von Fließgrenzen unter 2 Pa ist damit problemlos möglich. Die Versuchsdurchführung erfolgte bei einer Scherrate von 0,02 1/s bzw. 0,911 Umdrehungen pro Minute für 60 Sekunden. Das für die

Scherung benötigte Drehmoment wurde mittels zugehöriger Messsoftware aufgezeichnet und automatisch in eine Schubspannung umgerechnet. Als Messintervall hat sich im Zuge der Vielzahl an durchgeführten Untersuchungen eine Aufzeichnungsrate von 20 Messwerten pro Sekunde bewährt.

In Abbildung 2.18 findet sich ein Vergleich eigener Versuche von den mittels Messflügel gemessenen Fließgrenzen mit den über die Kugelharfe und den aus der Fließkurve ermittelten Fließgrenzen. Dabei zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Werte des Messflügels mit den Werten aus der Fließkurve der Suspension. Der Werte der Kugelharfe zeigen eine starke Abweichung von den Ergebnissen des Messflügels und der Auswertung der Fließkurve.

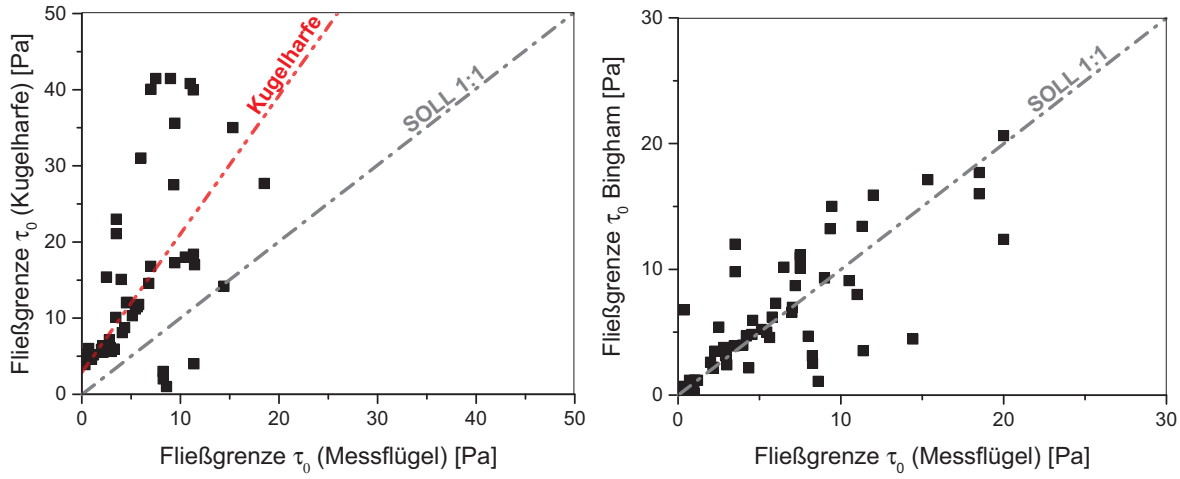


Abb. 2.18: Vergleich der Fließgrenzenermittlung über Kugelharfe, Messflügel sowie der Auswertung der Viskositätskurve nach *Bingham*

Abbildung 2.19 zeigt die Auswertung von eigenen Versuchsergebnissen für unterschiedliche Normzemente. Die Werte sind als Richtwerte für die Fließgrenze üblicher Zementsuspensionen zu verstehen. Faktoren wie Vorquellzeit des Bentonits und Chemismus des Anmachwassers können einen sehr starken Einfluss auf die Größe der Fließgrenze ausüben. Anhand der Daten zeigt sich auch ein deutlicher Unterschied zwischen den einzelnen Zementarten. Dies ist vor allem auf die Mahlfeinheit und die Zusammensetzung der Zemente zurückzuführen. Sehr gut erkennbar ist, dass die Fließgrenze mit Zunahme des W/Z-Wertes abnimmt und durch die Beimischung von Bentonit zur Stabilisierung deutlich ansteigt.

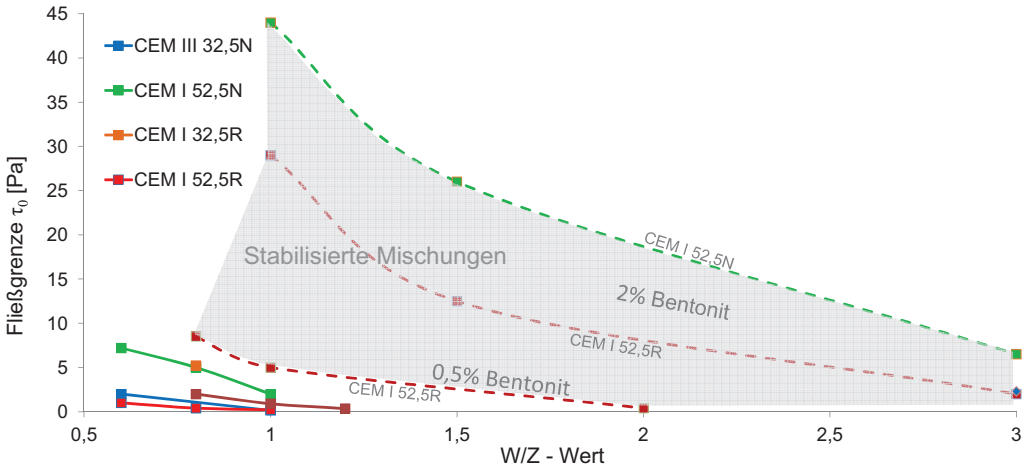


Abb. 2.19: Typische Richtwerte aus eigenen Untersuchungen für Fließgrenzen von Zementsuspensionen in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [64]

2.5 Festigkeit und Festigkeitsentwicklung von Suspensionen

2.5.1 Prüfung des Erstarrungsbeginns

Aus dem Gemisch von Zement und Wasser (Suspension bzw. Zementleim) entsteht infolge chemisch-mineralogischer Reaktionen der feste Zementstein. Die Zustandsänderung vom dünnflüssigen Zementleim hin zum festen Zementstein erfolgt nicht schlagartig, sondern der Leim wird nach einer gewissen Zeit dickflüssiger, erstarrt und wird schließlich fest. Die zeitliche Abfolge dieser Verfestigung ist von einer Vielzahl an Faktoren, insbesondere der Zusammensetzung des Zementes und vor allem der Temperatur abhängig. Insbesondere bei hohen W/Z-Werten und der Beigabe von Zusatzmitteln (Verflüssiger etc.) ist der zeitliche Verlauf des Ansteifens und der Erhärtung nur schwer steuerbar. Für die Verarbeitung und das Verhalten der Suspension im Untergrund (Abfließen, Auswaschen) ist der Zeitpunkt bis zur Ausbildung einer Eigenfestigkeit (Kohäsion) daher von Bedeutung. Der zeitliche Ablauf des Ansteifens und Erstarrens kann nach [145] anhand der rheologischen Veränderung des Zementleims über die Zeit ermittelt werden. Die Viskosität steht in einem direkten Zusammenhang mit der Hydration des Zementes. Ein Ansteigen der Viskosität deutet somit auf einen Verfestigungsbeginn hin. Es ist jedoch bei der Bestimmung der Viskosität darauf zu achten, dass das Messverfahren selbst die Strukturbildung im Zementleim nicht negativ beeinflusst. [145]

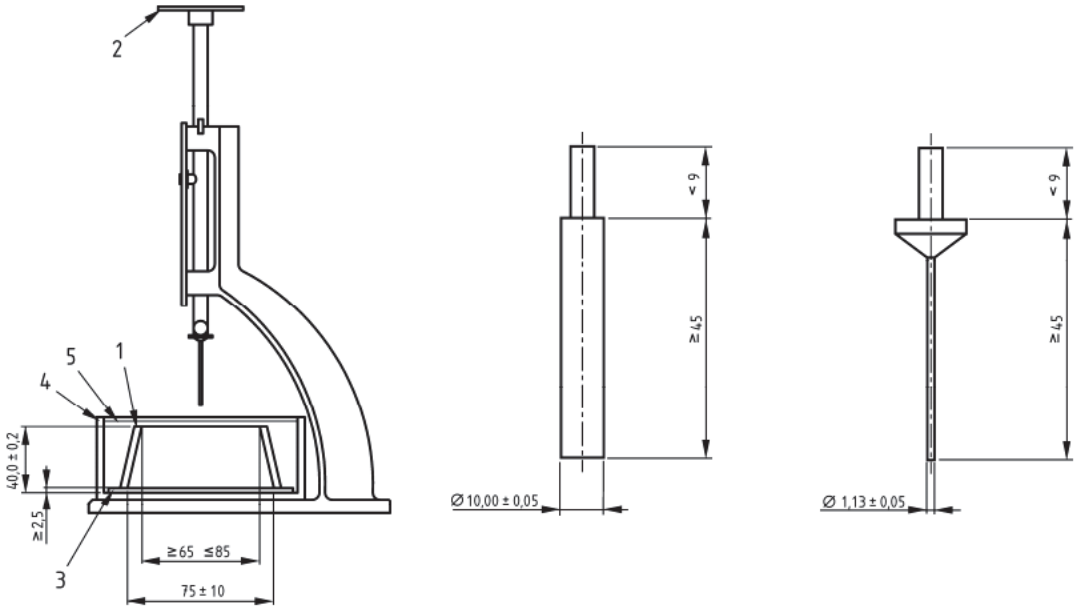


Abb. 2.20: Messprinzip zur Bestimmung der Erstarrungszeiten nach [145]

Der französische Zementforscher *Louis Joseph Vicat* hat 1812 ein Nadelgerät entwickelt [140], mit dem festgestellt werden kann, ob der Zementleim eine definierte Viskosität besitzt. Das Verfahren nach *Vicat* zur Bestimmung des Erstarrungsbeginns von Zement ist weltweit Bestandteil aller maßgebenden Zementnormen [145]. Im europäischen Raum ist das Verfahren nach EN 196-3 [102] geregelt. In Abbildung 2.21 ist dazu die Grundlage für das Messprinzip des Verfahrens dargestellt. Bei dem Verfahren wird zuerst aus Wasser und Zement ein steifer Zementleim mit einer definierten Anfangsviskosität V_0 hergestellt - die sogenannte Normsteife. Es handelt sich dabei nicht um eine Viskosität im Sinne der klassischen Definition nach Abschnitt 2.4.1, sondern um einen relativen Indexwert. Der benötigte W/Z-Wert zur Herstellung dieser Normsteife muss dabei iterativ anhand von Versuchen ermittelt werden. Der Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende werden über die Eindringtiefe einer mit Gewicht beschwerten Nadel in den Zementleim der Normsteife ermittelt. Dringt die Nadel nach einer Zeit nur noch ein bestimmtes Maß[2] ein, so entspricht dies der Viskosität V_{EB} und die Zeitspanne entspricht dem Erstarrungsbeginn t_A. Erfolgt kein Eindringen der Nadel mehr in den Zementleim, so entspricht dies der Viskosität V_{EE} und man spricht dabei vom Zeitpunkt des Erstarrungsendes t_{EE}.[145]

[2] Abstand Nadel-Grundplatte 6 ± 3 mm

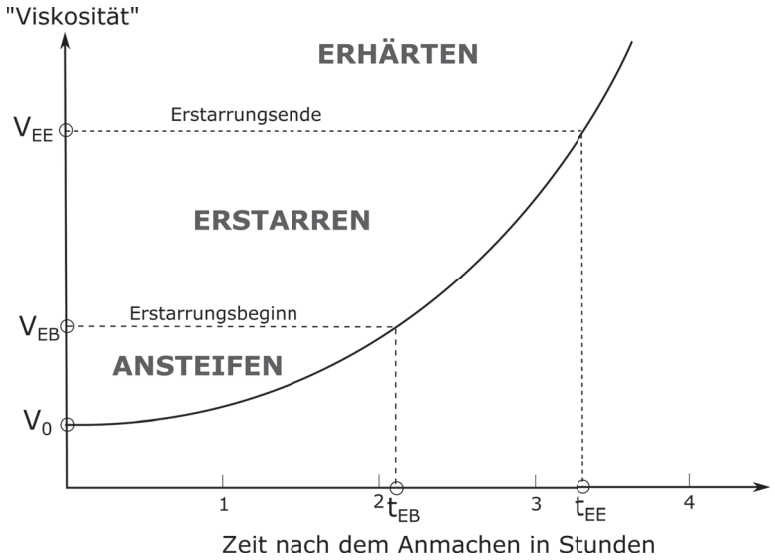


Abb. 2.21: Messprinzip zur Bestimmung der Erstarrungszeiten nach [145].

Der Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns und -endes ist somit gemäß Normvorgabe eine auf einen bestimmten W/Z-Wert bezogene Nadeleindringtiefe, die als Referenzwert für eine „Viskosität“ herangezogen wird.

Die EN 12715 [100] schlägt für Injektionsgut als Verfahren zur Bestimmung der Abbindedauer neben Becher-Kippversuchen[3] ebenfalls das *Vicat*-Nadelgerät vor. Problematisch dabei ist, dass bei einer normgemäßen Durchführung[4], der W/Z-Wert aus der Normsteife bestimmt wird und nicht mit dem tatsächlichen W/Z-Wert übereinstimmt, wodurch der Wert für Injektionen wenig baupraktische Relevanz hat. Wird demgegenüber von der Norm abgewichen und die Prüfung an der tatsächlichen Injektionsmischung durchgeführt, so sind aufgrund des üblicherweise geringen Feststoffanteils bei Zementsuspensionen der Zeitpunkt des Ansteifens bzw. die Ausbildung einer Kohäsion nicht mehr über die Eindringtiefe der Nadel feststellbar. Für Aussagen zum Ansteifen und Erstarren eignet sich das Verfahren daher nur bedingt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde nach einer Möglichkeit gesucht, die Frühfestigkeitsentwicklung von Zementsuspensionen auf einfachem Weg zu bestimmen. *Hebner & Schneider* [49] haben anhand von Untersuchungen an langsam erhärtenden Dichtwandsuspensionen gezeigt, dass sich die Flügelsonde sehr gut als baupraktische Methode zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung eignet. Von *Özkoral* [148] wurden im Rahmen seiner Diplomarbeit bei Vorversuchen zu dieser Arbeit Evaluierungsversuche zur Bestimmung der Frühfestigkeit von erhärtenden Suspension mittels Laborflügelsonde durchgeführt. Bei den Versuchen zeigte sich, dass die Versuchsmethode für die Anwendung an erhärteten Zementsuspensionen geeignet ist, die Versuchsdurchführung jedoch relativ umständlich war und der Übergang vom flüssigen in den steifen Zustand nicht hinreichend genau erfasst werden konnte.

[3] Zeitpunkt bei dem die Flüssigkeit beim Kippen des Bechers um 90° nicht mehr ausfließt.
[4] nach EN 196-3.

Darauf aufbauend wurden im Rahmen dieser Arbeit Versuche zur Bestimmung des Erstarrungsbeginns in Anlehnung an die Fließgrenzenbestimmung mittels Messflügel nach Abschnitt 2.4.4 durchgeführt. Wesentlicher Unterschied zu diesen Versuchen ist jedoch, dass die Scherung im Versuch zeitlich intermittierend bei äußerst geringen Umdrehungsgeschwindigkeiten aufgebracht wird. Durch die geringe Drehung und die kurze Scherdauer (10 Sekunden) kommt es nahezu zu keiner Störung der Struktur der erhärtenden Suspension. In Abbildung 2.22 ist das Messprinzip schematisch dargestellt. Die in der Abbildung dünn strichlierten Linien kennzeichnen den dabei gemessenen Verlauf der Schubspannungen über die Zeit im logarithmischen Maßstab, wobei die auftretenden Spannungsspitzen die Scherphase kennzeichnen. Der nachfolgende Abfall der Kurven entsteht durch die Ruhezeit zwischen den Scherphasen. Zur Bestimmung des Verlaufs der Scherfestigkeit werden die Spannungsspitzen verbunden. Der Erstarrungsbeginn wurde bei den Versuchen in Anlehung an *Weaver & Bruce* [144] bei Erreichen einer Scherfestigkeit von 100 Pa und das Erstarrungsende bei einer Scherfestigkeit von 1.000 Pa angenommen. Abbildung 2.23 zeigt den ausgebauten Messflügel unmittelbar nach dem Erstarrungsbeginn der Suspension. Durch das Festhaften der ursprünglich flüssigen Suspension zeigt sich deutlich die Ausbildung einer Scherfestigkeit.

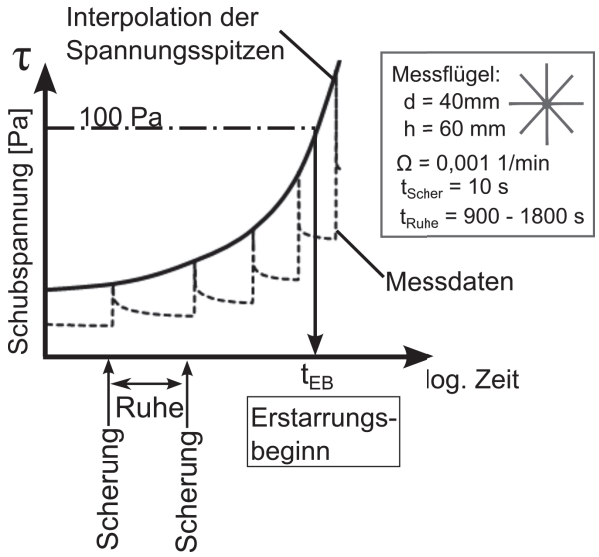


Abb. 2.22: Messprinzip zur Bestimmung der Frühfestigkeitsentwicklung/Erstarrungsbeginns mittels Messflügel

Abb. 2.23: Ausgebauter Messflügel nach der Versuchsdurchführung

Anhand dieses Verfahrens lässt sich die zeitliche Entwicklung der Scherfestigkeit sehr gut dokumentieren. Die Versuchsdurchführung erfolgt computergesteuert und somit vollautomatisch. Abbildung 2.24 zeigt exemplarisch die Auswertung der Messergebnisse an drei unterschiedlichen Suspensionsmischungen. Weiterer Vorteil des Verfahrens ist, dass die Temperatur der Zementsuspension durch Lagerung des Versuchsbehälters im Wasserbad sehr gut kontrolliert und gesteuert werden kann. In Abbildung 2.25 sind die Versuchsergebnisse für den Erstarrungsbeginn unterschiedlicher Zementsorten in Abhängigkeit vom W/Z-Wert dargestellt.

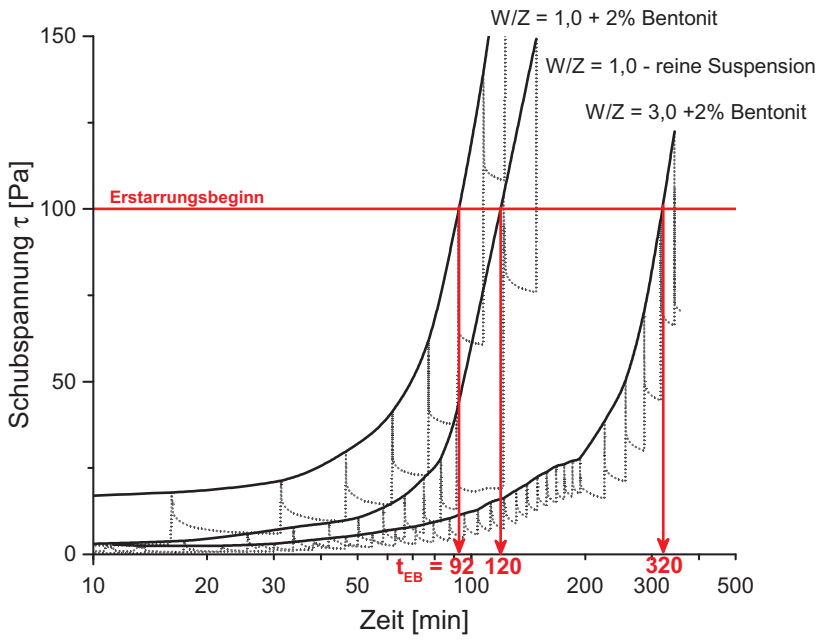


Abb. 2.24: Bestimmung des Erstarrungsbeginns am Beispiel von drei unterschiedlichen Suspensionsmischungen

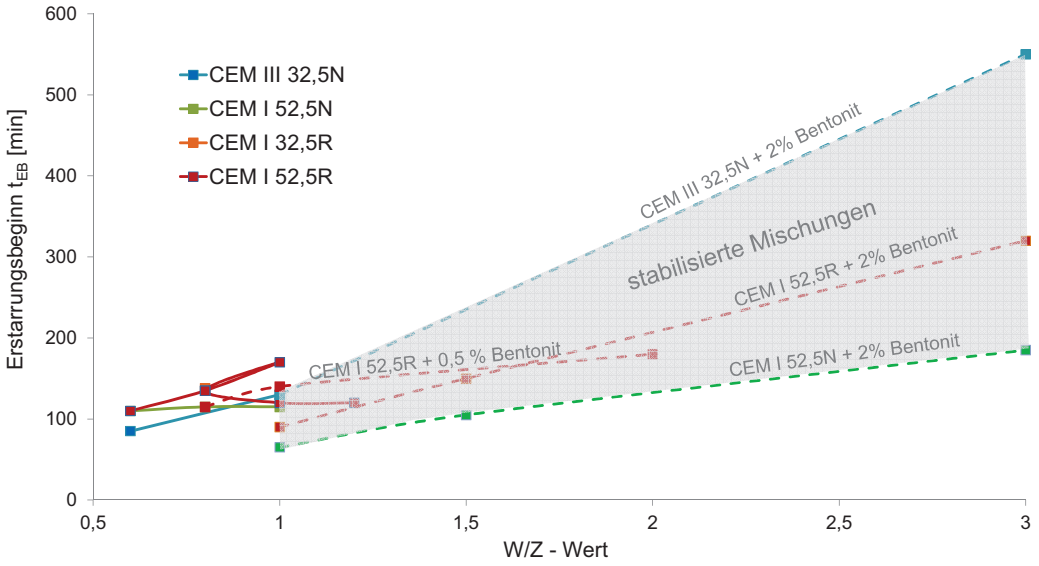


Abb. 2.25: Richtwerte aus eigenen Untersuchungen für den Erstarrungsbeginn unterschiedlicher Zemente in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [64]

2.5.2 Methoden zur Ermittlung der Frühfestigkeit

Bei Spezialanwendungen im Bereich der Injektionstechnik, wie beispielsweise bei Ringspaltverpressungen oder bei dem Einsatz von langsam erhärtenden Suspensionen, ist es notwendig, den Verlauf der Festigkeitsentwicklung zu kennen. Dabei können in diesem Erhärtungsstadium aufgrund der weichen Konsistenz noch keine einaxialen Druckversuche durchgeführt werden. Untersuchungen an Schlitzwandmassen [118, 120, 67, 125] haben

gezeigt, dass sich die Festigkeitsentwicklung derartiger Baustoffe sehr gut anhand von Flügelscherversuchen bestimmen lässt. Laborflügelsonden werden üblicherweise in der Geotechnik zu Ermittlung/Abschätzung der undrainierten Scherfestigkeit bei bindigen Böden eingesetzt. Normative Regelungen finden sich dazu in der ASTM 4648-05 [7] und der DIN 4094-4 [34].

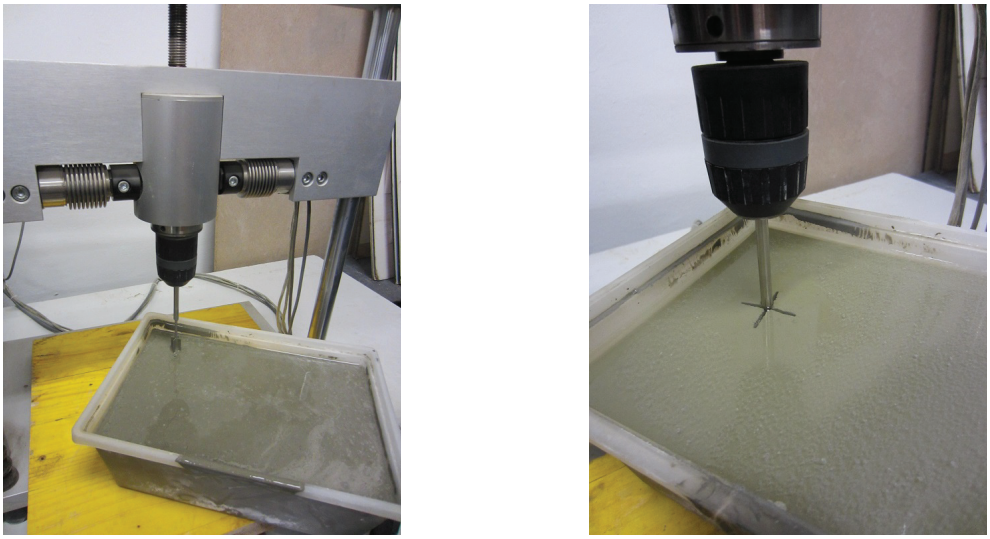


Abb. 2.26: Frühfestigkeitsbestimmung mittels Flügelsonde

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit mittels Laborflügelsonde wird ein an einem Gestänge befestigter Flügel in das zu prüfende Material eingetaucht und unter Aufzeichnung des benötigten Drehmomentes gedreht. Bei Kenntnis der Spannungsverteilung am Flügel kann die Scherfestigkeit rechnerisch aus dem maximalen Drehmoment ermittelt werden. Dabei kann unter der Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung am Flügel die Scherfestigkeit nach Gleichung (2.9) bestimmt werden. *Schröder & Schulz* empfehlen vierteilige Flügelsonden mit einem Verhältnis der Flügeldimensionen von $H_f : D_f = 2:1$, da dabei die geringsten Versuchsstreuungen auftreten und eine gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen von einaxialen Druckversuchen besteht. Dies ist nach [120] insbesondere dann der Fall, wenn der Flügel unmittelbar vor dem Abscheren in die Probe eingebracht wird. *Schulz* [120] gibt folgende Punkte als Empfehlung für die Durchführung von Messungen mit der Laborflügelsonde an:

- Das Volumen der Flügel sollte möglichst gering sein.
- Die Dimensionen der Flügel sollten $H_f : D_f = 25$ mm : 12,5 mm betragen.
- Der Abstand zur Oberkante der Probe nach dem Einbringen sollte mindestens der Flügelhöhe entsprechen.
- Die Abstände der Sondierstellen sowie zu den Berandungen sollten mindestens dem doppeltem Flügeldurchmesser entsprechen.
- Die Flügel sollten erst direkt vor der Messung in die Probe eingebracht werden.
- Die Geschwindigkeit in der Scherfuge sollte kleiner als 50 mm/min betragen.

Özkoral [148] und *Gabriel* [46] konnte in Ihren projektbegleitenden Arbeiten anhand dieser Methode ebenfalls sehr aussagekräftige Ergebnisse zur Scherfestigkeitsentwicklung erhärtender Zementsuspensionen erzielen. In Abbildung 2.27 ist exemplarisch der Verlauf der Scherfestigkeit unterschiedlicher W/Z-Werte über die Zeit dargestellt.

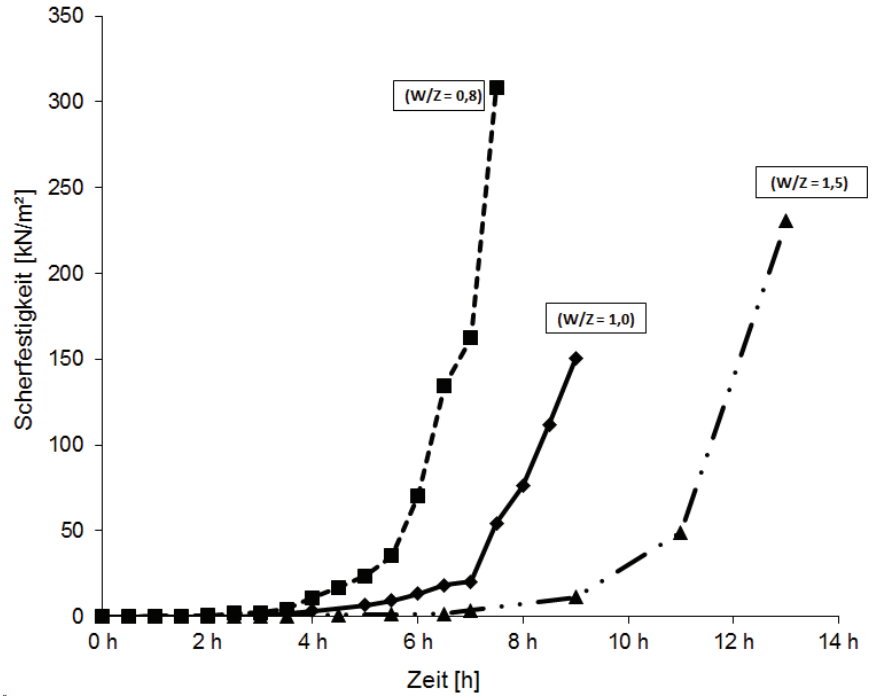


Abb. 2.27: Frühfestigkeitsermittlung mittels Laborflügelsonde an drei unterschiedlichen W/Z-Werten, aus [46]

2.5.3 Festigkeitsermittlung mittels einaxialer Druckversuche

Özkoral hat in seiner Diplomarbeit [148] eine Vielzahl an Suspensionsmischungen mit unterschiedlichen Zementen hergestellt und zu unterschiedlichen Zeitpunkten die einaxiale Druckfestigkeit von daraus erhärteten Probekörpern geprüft. Sowohl bei der Konzeption als auch bei der Durchführung der Versuche hat sich gezeigt, dass es für die Festigkeitsprüfung von erhärteten Suspensionen mit W/Z-Werten im Anwendungsbereich der Injektionstechnik (>0,8) keine genauen Prüfvorgaben in den injektionsspezifischen Normen (vgl. Kapitel 1.3.2) gibt. *Özkoral* hat in seiner Arbeit auch gezeigt, dass die Herstellerangaben der einaxialen Druckfestigkeit teilweise sehr stark von den tatsächlichen Werten abweichen. Das ist vor allem auf Unterschiede in der Prüfung zurückzuführen. Die Prüfung der Hersteller erfolgt vielfach am Würfel nach EN 12390-1 (Festbeton) [99] oder an Prismen gemäß EN 196-1 (Zement). In einigen Fällen wurde nicht die Druckfestigkeit an der erhärteten Suspension (Zementstein), sondern am Mörtel (Bindemittel + Normsand) geprüft. Im Hinblick auf die Injektionstechnik weisen derartige Werte keinen Bezug zur tatsächlichen Anwendung mehr auf.

2.5.3.1 Einfluss der Probengeometrie auf die einaxiale Druckfestigkeit

Im Bereich der Betontechnologie werden zur Prüfung der Festigkeit unterschiedliche Prüfformen und Dimensionen verwendet. In Abhängigkeit von der Prüfnorm wird grundsätzlich unterschieden zwischen der Prüfung am Würfel, am Prisma und am Zylinder. In der Betontechnologie erfolgt die Prüfung der 28-Tage-Druckfestigkeit des Betons in Europa gemäß EN 1992-1 [94] am Würfel[5], während die Prüfung des Zementmörtels am Prisma[6] gemäß EN 196-1 [39] erfolgt. Die Prüfung von Bauteilfestigkeiten erfolgt demgegenüber wiederum am Zylinder bzw. zylindrischen Bohrkern[7]. Die Normung kennt somit unterschiedliche Geometrien für die Festigkeitsbestimmung von zementbasierten Proben, behält sich aber vor, genaue Werte für die Umrechnungen zwischen den einzelnen Prüfgeometrien bereitzustellen. Für den Bereich der Injektionstechnik ist die Prüfung der Druckfestigkeit nicht normativ geregelt. Zementhersteller prüfen vielfach am Prisma, während die Rückstellproben auf der Baustelle in der Regel am Zylinder H:D=1:1 durchgeführt werden. Die weite Verbreitung der Würfel und Prismenformen als Prüfgeometrien im Betonbau begründet sich in der durchaus berechtigten Anforderung an eine einfache Probenherstellung im Bereich der Qualitätssicherung. Zylinderformen werden in der Betontechnologie i.d.R. nur in Form von Bohrkernen geprüft. Im Gegensatz zu den anderen Probengeometrien bildet sich jedoch nur bei der Zylinderform im mittleren Bereich der Probe ein einaxialer Spannungszustand aus. Zudem ergeben sich bei dieser Form aufgrund der Radialsymetrie bei jedem Schnitt durch die Längsachse des Zylinders die gleichen Spannungsverhältnisse. Abbildung 2.28 zeigt typische Spannungszustände und Bruchbilder an einem zylindrischen Probekörper unter einachsialer Belastung. Der Grund, warum sich bei Würfeln und Prismen kein einaxialer Spannungszustand ausbildet, liegt in den starren Druckplatten der Prüfmaschinen. Diese verhindern eine Querdehnung des Probekörpers in der Kontaktfläche zur Druckplatte und rufen somit dreiachsiale Spannungszustände in der Probe hervor. Bei Würfeln und Prismen erstreckt sich dieser Störbereich über den gesamten Prüfkörper, während bei Zylindern mit einem Verhältnis von H:D > 2,0 in Probenmitte ein Bereich mit nahezu einaxialen Spannungszuständen verbleibt. Dies dürfte auch der Grund sein, warum es bei abweichendem H:D-Verhältnis zu Druckfestigkeitsdifferenzen innerhalb der Kategorie der Zylinderproben kommt. [50, 89]

[5] Kantenlänge: i.d.R. 150 mm, teilw. 100 mm bei Hochleistungsbetonen
[6] 40 mm x 40 mm x 160 mm
[7] D:H=100 mm :200 mm bzw. 150 mm : 300 mm

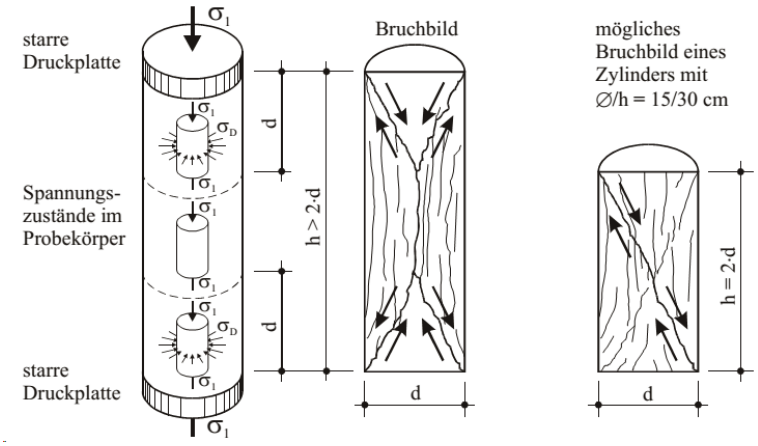


Abb. 2.28: Spannungszustände an einem Zylinder bei einem einaxialem Druckversuch aus [48]

Petersons [105] hat Versuchsdaten unterschiedlicher Autoren zu Druckfestigkeitsprüfungen an Zylinderproben mit unterschiedlichem Verhältnis von Höhe zu Durchmesser (H:D) zusammengestellt, um so den Einfluss der Schlankheit des Probekörpers auf die Festigkeit herauszuarbeiten. Die aus dieser Zusammenstellung abgeleitete Festigkeitsänderung in Abhängigkeit von der Schlankheit der Probekörper ist in Abbildung 2.29 grün dargestellt. Zusätzlich eingetragen sind die in [89] angeführten Umrechnungswerte für Betone höherer und niedriger Festigkeit. Die Festigkeitsänderung bezieht sich dabei auf ein Verhältnis von H:D = 2,0. *Voellmy* [141] gibt folgende Beziehung zur Korrektur der einaxialen Druckfestigkeit bei Abweichungen von einer Prüfkörperdimension von H:D = 2,0 an:

$$f_{(2:1)} = f_{(H:D)} \cdot \frac{5}{4 + \frac{2 \cdot D}{H}} \qquad \text{bezogen auf H:D = 2,0} \tag{2.10}$$

$f_{(2:1)}$	N/mm^2	einaxiale Druckfestigkeit bei H:D = 2,0
$f_{(H:D)}$	N/mm^2	einaxiale Druckfestigkeit bei H:D
D	mm	Probekörperdurchmesser
H	mm	Probekörperhöhe

Anhand von Abbildung 2.29 zeigt sich, dass bei einem Verhältnis von H:D < 2,0 bei den Prüfkörpern mit rund 20% höheren Druckfestigkeiten zu rechnen ist, da sich bei diesen Proben kein Bereich mit rein einaxialen Spannungszuständen im Probekörper mehr ausbilden kann.

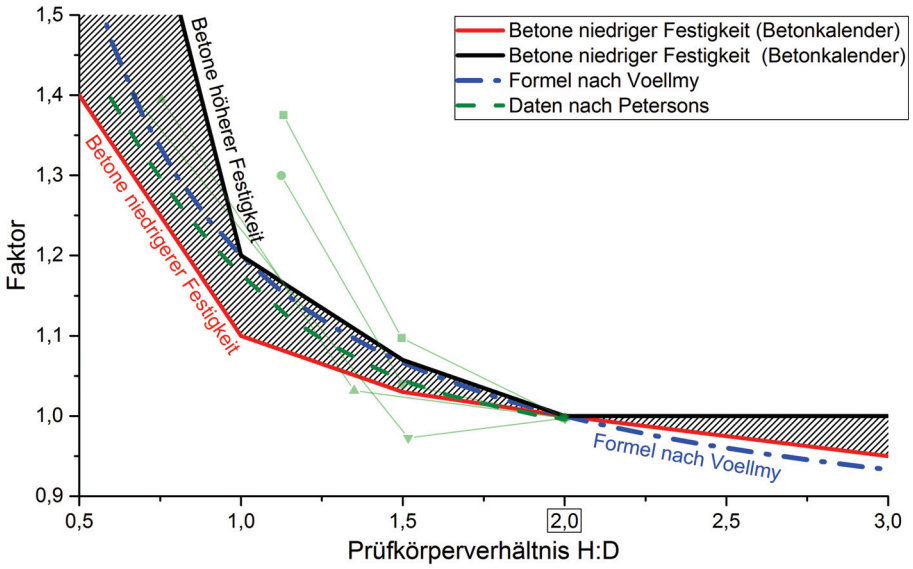


Abb. 2.29: Zusammenstellung zum Einfluss der Prüfkörperschlankheit (H:D) bei Zylinderproben auf die einaxiale Druckfestigkeit, nach [105] mit den eingetragenen (schraffierten) Bereichen nach [89] und *Voellmy* [141]

Untersuchungen von *Trüb* [133] haben gezeigt, dass bei Beton bei einem H:D-Verhältnis von 2,0 eine Reduktion des Durchmessers von 100 mm auf 50 mm zu einer Erhöhung des Festigkeitswertes von rund 10% führt. Zur Frage, ob gleiches für Zementsteinproben gilt, existieren in der Literatur keine Untersuchungen. Da jedoch bei derartigen Proben der Einfluss des Zuschlags wegfällt, ist anzunehmen, dass die Durchmesser der Prüfkörper bei einem H:D-Verhältnis von 2,0 einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Festigkeit hat.

Bedingt durch die Reibung der Kontaktflächen zu den Druckplatten ergeben sich beim Würfel im Vergleich zum Zylinder (H:D = 2,0) um rund 20% höhere Druckfestigkeiten. In der ÖNORM EN 1992-1-1 [94] wird das Verhältnis zwischen Zylinder und Würfeldruckfestigkeit mit 0,75 bis 0,8 beschrieben. In Tabelle 2.3 sind Umrechnungsfaktoren aus der Literatur für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten und Probengeometrien zusammengestellt. Anzumerken ist, dass diese Umrechnungsfaktoren empirisch ermittelt sind und naturgemäß Unterschiede in den Angaben der Autoren bzw. Normen bestehen. Die Zusammenstellung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit und bezieht sich auf gleiche Lagerungsbedingungen.

Tab. 2.3: Umrechnungsfaktoren für Druckfestigkeiten bei unterschiedlichen Probengeometrien

Umrechnung von:	Würfel					Prisma	Zylinder	
Quelle:	Held [50]			B 4700 B 4710-1	EN 206-1	Löser [81]	EN 13791	
Abmessungen in mm:	200	150	100	150	150	100/100/400	D=100 H:D=1	D=100-150 H:D= 2,0
Zylinder 150/300	0,8	-	-	0,75	0,82	0,94	-	1,0
Zylinder 100/200	-	-	0,87	-	0,82	-	0,85	-
Würfel 200 mm	-	1,05	1,05	-	-	-	-	-
Würfel 150 mm	0,95	-	1,01	-	-	-	1,0	-
Würfel 100 mm	0,95	0,99	-	-	-	-	-	-

Voellmy [141] gibt, basierend auf seinen Versuchsergebnissen, folgende Faustformel zur Umrechnung zwischen mittlerer Würfeldruckfestigkeit f_{cube} und Zylinderdruckfestigkeit f_{cyl} an:

$$\frac{f_{cyl}}{f_{cube}} = \frac{2 + \frac{D}{H}}{3} \tag{2.11}$$

f_{cyl}	N/mm^2	einaxiale Druckfestigkeit am Zylinder
f_{cube}	N/mm^2	einaxiale Druckfestigkeit am Würfel
D	mm	Probekörperdurchmesser
H	mm	Probekörperhöhe

Rohm [112] hat einzelne Vergleichsversuche an Zylinder- und Würfelproben von Zementstein mit hohen W/Z-Werten (>0,8) durchgeführt. Dabei wurden Zylinderproben (H:D = 200mm:100mm) und Würfelproben (150 mm) hergestellt und nach 28 Tagen die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Die Versuchsdurchführung erfolgte für die Zylinderproben gemäß ÖNORM EN B4415[8] [95] und für die Würfelproben gemäß EN 196-1[9] [101]. Die Versuche haben gezeigt, dass die ermittelten Verhältnisse im Bereich der Literaturangaben liegen. Trotz der letztlich also gegebenen Möglichkeit, Würfel- und Prismenfestigkeiten in Zylinderdruckfestigkeiten umzurechnen, empfiehlt es sich, die Prüfung von Zementsteinproben (Suspensionsrückstellproben) an Zylindern H:D = 2:1 im weggesteuerten Druckversuch vorzunehmen. Die Vorteile dabei sind:

- einfache Probenherstellung, Lagerung und Ausschalung durch Verwendung von Einwegrohren,
- Berücksichtigung des Absetzmaßes der Suspension durch höhere Probeformen,
- zerstörungsfreier Zuschnitt und Abgleich der Probenenden im Rohr (Kantenschutz),
- klar definierter Spannungszustand in der Probe und geringere Streubreite.

Neben der Prüfgeometrie spielt auch die Lagerung der Proben eine wesentliche Rolle, da ansonsten eine Beeinflussung der Festigkeit zu erwarten ist. Nach [129] sind die Proben

[8] Weggesteuerte Versuchsdurchführung, Vorschubgeschwindigkeit 0,2% der Anfangshöhe
[9] Kraftgesteuerte Versuchsdurchführung, Laststeigerung 2400 ±200 N/s

bis zur Versuchsdurchführung bei rund 20 °C vor Austrocknung geschützt (im Wasserbad, Feuchtekammer, geschlossener Behälter) zu lagern.

2.6 Beständigkeit

Von Injektionsgut wird in der Regel eine Widerstandsfähigkeit und Beständigkeit gegenüber äußeren Einflüssen über einen hinreichend langen Zeitraum verlangt. Beide Begriffe sind unmittelbar mit dem Chemismus des Anmachwasser, des Baugrundes, dem Kluft- bzw. Porenfüllungsgrad sowie der Zusammensetzung der erhärteten Suspension verbunden. Der Feststoffanteil in der Suspension spielt dabei eine wesentliche Rolle, da er direkt die Porosität des Zementsteins beeinflusst. Je geringer der Feststoffanteil, desto höher ist die Porosität, was sich negativ auf die Festigkeit und die Durchlässigkeit auswirkt. Eine Erhöhung der Dichte durch Beigabe von Füllstoffen oder Verringerung des W/Z-Wertes wirkt sich demnach positiv auf die Beständigkeit aus. Nach *Kutzner* [74] weisen nur stabile Zementsuspensionen mit W/Z-Werten unter 2,0 im erhärteten Zustand eine Dauerbeständigkeit und Erosionsbeständigkeit auf. Zum Nachweis der Dauerhaftigkeit müssen die Prüfverfahren individuell auf die in situ herrschenden Randbedingungen und Projektanforderungen abgestimmt werden. In Tabelle 2.4 ist ohne Anspruch auf Vollständigkeit eine grundlegende Zusammenstellung von Prüfmethoden zur Beständigkeit und Dauerhaftigkeit von erhärteten Zementsuspensionen angeführt. Weiterführende Informationen im Hinblick auf die Prüfung der chemischen Beständigkeit finden sich in [29, 30].

Tab. 2.4: Zusammenstellung von Prüfmethoden zur Beständigkeit

Parameter	**Messverfahren**	**Literaturverweis**
chem. Beständigkeit durch Lagerung im Wasserbad (Eluent)	Dichteveränderung Veränderung der Druckfestigkeit Veränderung der Durchlässigkeit visuelle Beurteilung	 ÖNORM B4415 [95] ÖNORM B4422-1 [96]
Erosionsstabilität	Pin-Hole Test	ÖNORM B4452 [97]
Auslaugprüfung	Schütteltests Säulentests Trogverfahren Spezialverfahren	DIN EN 12457 [38, 29, 30] DIN 19528 [32, 29, 30] [29, 30] [29, 30]

Kapitel 3

Physikalische Eigenschaften von Zementstein in Hinblick auf die Injektionstechnik

3.1 Einleitung

Im folgenden Kapitel werden die physikalischen Eigenschaften von Zement mit Fokus auf die in der Injektionstechnik verwendeten Suspensionen hoher W/Z-Werte (>0,8) aufgearbeitet. Dabei werden neben einer kurzen historischen Einführung die Zementarten, die chemische Zusammensetzung und die Hydration sowie die Einflüsse auf den Hydrationsverlauf diskutiert. Anhand des Zementsteinmodells von *Powers* werden die grundlegenden physikalischen Zusammenhänge für Zementstein hergeleitet. Das Kapitel 3 stellt den theoretischen Unterbau für Kapitel 4, in welchem die Entwicklung eines Verfahrens zur Zementgehaltsbestimmung bei injiziertem Lockergestein erfolgt, dar.

3.2 Geschichtliches

Die Bezeichnung Zement stammt vom römischen *Opus Caementitium* ab und bezeichnet ursprünglich eine Mischung aus Bruchsteinen, Puzzolan- und Ziegelmehl, Sand sowie gebranntem Kalkstein als Bindemittel. Später wurde unter diesem Begriff eine Mischung aus natürlichen Puzzolanen, Ziegelmehl und gebranntem bzw. gelöschtem Kalk verstanden. Das dabei entstandene Bindemittel erhärtet hydraulisch und ermöglichte Druckfestigkeiten von bis zu 40 N/mm^2 (Römerbeton). Aus dem lateinischen Begriff wurde im Deutschen der Begriff *Zyment* und im Englischen der Begriff *Cement*, wobei noch bis zum 19. Jahrhundert darunter das Gesteinsmehl verstanden wurde. [138]

In Europa entdeckte John Smeatonin Mitte des 18. Jahrhunderts, dass Bindemittel, die aus einem mit Ton verunreinigtem Kalk gebrannt werden, ohne Zugabe von puzzolanischen Stoffen hydraulisch erhärten. Er patentierte sein Kalkbindemittel unter dem Begriff *Romancement*. Die heute bekannte Bezeichnung Portlandzement stammt von Joseph Aspdin,

der im Jahr 1824 ein Bindemittel aus einem Gemisch von Kalkstein und Ton herstellte und dieses werbewirksam nach dem als Baumaterial beliebten Kalkstein auf der Insel Portland benannte. Die Zusammensetzung dieses Bindemittels ist jedoch nicht mit dem heutigen Portlandzement vergleichbar, da es nicht bis zu Sinterung gebrannt wurde. *William Aspdin*, ein Sohn von *Joseph Aspdin* war vermutlich der erste, der Portlandzement wie er im heutigen Sinne verstanden wird, hergestellt hat. Der Zement war dem damaligen Romanzement durch höhere Festigkeiten überlegen. Dies war auf die höhere Brenntemperatur zurückzuführen, die zur Bildung der im Portlandzement typischen vorhandenen Klinkerphasen führt. Die Zementherstellung war früher eng an die Branche der Ziegelindustrie geknüpft, weshalb sich viele Begriffe, wie beispielsweise des *Klinkers* bzw. des *Zementklinkers* für gesinterte Rohstoffe aus diesem Bereich eingebürgert haben. Erst gegen Ende des 19. Jahrhunderts kam es durch maschinenbautechnische Entwicklungen, wie dem Drehrohrofen, zu einer Mechanisierung des Herstellungsprozesses, was zu einer deutlichen Steigerung der Produktivität und der Qualität führte und dadurch den Grundstein zu einer eigenen Industriesparte legte.[128]

3.3 Grundlagen der Erstarrungs- und Erhärtungsmechanismen von Portlandzement

3.3.1 Zementarten

Die chemische Zusammensetzung und der Anteil an Portlandzementklinker im Zement beeinflussen maßgeblich das Verhalten und die Eigenschaften des Zements. Wurden früher hauptsächlich klassische Portlandzemente hergestellt, so wird heutzutage versucht, den Portlandzementklinker durch Zumahlstoffe zu reduzieren. Dies begründet sich vor allem in den hohen CO_2 Emissionen bei der Herstellung des Portlandzementklinkers, die dazu führen, dass die Zementindustrie zu den weltweit größten Emittenten von CO_2 zählt.
Die EN 197-1 [103] unterteilt die Zemente, in Abhängigkeit der Hauptbestandteile, in fünf Hauptzementarten:

- CEM I - Portlandzement
- CEM II - Portlandkompositzemente
- CEM III - Hochofenzemente
- CEM IV - Puzzolanzemente
- CEM V - Kompositzemente

Als Hauptbestandteile kommen dabei folgende Komponenten zur Anwendung: [139]

- **Portlandzementklinker:** ein hydraulischer Stoff, der hauptsächlich aus Calciumsilikaten besteht und durch Mahlen und Brennen von Kalkstein bzw. Kreide und Ton hergestellt wird.

- **Hüttensand:** ein Abfallprodukt, das beim Schmelzen von Eisenerz im Hochofen als Hochofenschlacke anfällt und durch Abkühlung glasartig erstarrt. Dadurch entsteht ein latent hydraulischer Stoff, der fein aufgemahlen wird und durch entsprechende Anregung (bspw. Calxiumhydroxid im Zement) hydraulische Eigenschaften entwickelt.
- **Puzzolane:** kieselsäurehältige und/oder tonerdehaltige Stoffe vulkanischen Ursprungs, die über kein eigenes Erhärtungsvermögen verfügen und erst in Verbindung mit Calciumhydroxid festigkeitsbildend reagieren.
- **Flugaschen:** kieselsäure oder kalkreiche Aschepartikel, die in den Filtern von Kohlekraftwerken abgeschieden werden. Kieselsäurereiche Flugaschen stammen aus Steinkohlekraftwerken und weisen puzzolanische Eigenschaften auf, während kalkreiche Flugaschen hydraulische und/oder puzzolanische Eigenschaften besitzen und aus Braunkohlekraftwerken stammen.
- **Gebrannter Schiefer:** weist ausgeprägte hydraulische, aber auch puzzolanische Eigenschaften auf und wird durch Brennen in speziellen Öfen aus natürlichem Schiefer (i.d.R. Ölschiefer) hergestellt.
- **Kalkstein:** ein inerter Stoff, der in gemahlenem Zustand die Korngrößenverteilung des Zementes verbessert.
- **Silikastaub:** besteht größtenteils aus amorphen Siliciumdioxid und entsteht als Filterstaub bei der Herstellung von Silicium bzw. Siliciumlegierungen.

Als Nebenbestandteile können Zemente bis zu 5 M% an feinen mineralischen Stoffen enthalten, die aufgrund ihrer Korngrößenverteilung die Eigenschaften des Zementes verbessern. Dabei kann es sich um inerte Stoffe (Kalkstein) oder schwach ausgeprägt hydraulische bzw. latent hydraulische oder puzzolanische Stoffe handeln. Die unter Hauptbestandteile angeführten Stoffe können dabei ebenfalls als Nebenbestandteile verwendet werden. Stoffe, die als Nebenbestandteile dem Zement zugegeben werden, dürfen jedoch nicht als Hauptbestandteil enthalten sein. Demzufolge unterteilt die EN 197-1 die Hauptzementarten in insgesamt 27 Zementarten in Abhängigkeit ihrer Zusammensetzung. Die Zementarten in Abhängigkeit der Zusammensetzung sind in Abbildung 3.1 dargestellt.

Hauptarten	Bezeichnung der 27 Produkte (Normalzementarten)		Zusammensetzung (Massenanteile in Prozent[a])										
			Hauptbestandteile										Nebenbestandteile
			Klinker	Hüttensand	Silicastaub	Puzzolan		Flugasche		Gebrannter Schiefer	Kalkstein		
						natürlich	natürlich getempert	kieselsäurereich	kalkreich				
			K	S	D[b]	P	Q	V	W	T	L	LL	
CEM I	Portlandzement	CEM I	95-100	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
CEM II	Portlandhüttenzement	CEM II/A-S	80-94	6-20	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
	Portlandsilicastaubzement	CEM II/A-D	90-94	–	6-10	–	–	–	–	–	–	–	0-5
	Portlandpuzzolanzement	CEM II/A-P	80-94	–	–	6-20	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-P	65-79	–	–	21-35	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	–	–	–	6-20	–	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	–	–	–	21-35	–	–	–	–	–	0-5
	Portlandflugaschezement	CEM II/A-V	80-94	–	–	–	–	6-20	–	–	–	–	0-5
		CEM II/B-V	65-79	–	–	–	–	21-35	–	–	–	–	0-5
		CEM II/A-W	80-94	–	–	–	–	–	6-20	–	–	–	0-5
		CEM II/B-W	65-79	–	–	–	–	–	21-35	–	–	–	0-5
	Portlandschieferzement	CEM II/A-T	80-94	–	–	–	–	–	–	6-20	–	–	0-5
		CEM II/B-T	65-79	–	–	–	–	–	–	21-35	–	–	0-5
	Portlandkalksteinzement	CEM II/A-L	80-94	–	–	–	–	–	–	–	6-20	–	0-5
		CEM II/B-L	65-79	–	–	–	–	–	–	–	21-35	–	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	–	–	–	–	–	–	–	–	6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	–	–	–	–	–	–	–	–	21-35	0-5
	Portlandkompositzement[c]	CEM II/A-M	80-88	<---------- 12-20 ---------->									0-5
		CEM II/B-M	65-79	<---------- 21-35 ---------->									
CEM III	Hochofenzement	CEM III/A	35-64	36-65	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	–	–	–	–	–	–	–	–	0-5
CEM IV	Puzzolanzement[c]	CEM IV/A	65-89	–	<---------- 11-35 ---------->					–	–	–	0-5
		CEM IV/B	45-64	–	<---------- 36-55 ---------->					–	–	–	0-5
CEM V	Kompositzement[c]	CEM V/A	40-64	18-30	–	<-------- 18-30 -------->			–	–	–	–	0-5
		CEM V/B	20-38	31-49	–	<-------- 31-49 -------->			–	–	–	–	0-5

a Die Werte in der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile.

b Der Anteil an Silicastaub ist auf 10 % begrenzt.

c In den Portlandkompositzementen CEM II/A-M und CEM II/B-M, in den Puzzolanzementen CEM IV/A und CEM IV/B und in den Kompositzementen CEM V/A und CEM V/B müssen die Hauptbestandteile außer Klinker durch die Bezeichnung des Zements angegeben werden (Beispiele: siehe Abschnitt 8).

Abb. 3.1: Einteilung von Zement nach EN 197-1, aus [103]

In Portlandzement (CEM I) muss der Anteil an Portlandzementklinker zwischen 95 und 100% betragen, während der Klinkeranteil bei Portlandzementen mit Zumahlstoffen (CEM II) und bei Hochofenzementen (CEM III) in unterschiedlichen Anteilen vorhanden sein muss. Allgemein gilt jedoch, dass der Portlandzementklinker bzw. dessen Anteil wesentlich die Eigenschaften des Zementes dominiert [128]. Für den Bereich der Injektionstechnik sind vor allem Portlandzemente und Hochofenzemente relevant. Zusätzlich bieten Zementhersteller noch Spezialzemente, sogenannte Mischbinder, für Injektionszwecke an. Dabei handelt es sich um spezielle Zemente, deren Eigenschaften durch Zusatzstoffe auf die Anforderungen der Injektionstechnik abgestimmt sind.

Zusätzlich zur Zementart trifft die EN 197-1 noch eine Einteilung nach der Festigkeitsklasse des Zementes, wobei zwischen niedriger Anfangsfestigkeit (-L), normaler, üblicher Anfangsfestigkeit (-N) und hoher Anfangsfestigkeit (-R), sowie in Abhängigkeit von der Normfestigkeit[1] gemäß Abbildung 3.2 unterschieden wird.

[1] 28 Tages Festigkeit an Mörtelprismen nach EN 196-1

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit MPa				Erstarrungsbeginn	Raumbeständigkeit (Dehnungsmaß)
	Anfangsfestigkeit		Normfestigkeit			
	2 Tage	7 Tage	28 Tage		min	Mm
32,5 L[a]	–	≥ 12,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
32,5 N	–	≥ 16,0				
32,5 R	≥ 10,0	–				
42,5 L[a]	–	≥16,0	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60	
42,5 N	≥ 10,0	–				
42,5 R	≥ 20,0	–				
52,5 L[a]	≥ 10,0	–	≥ 52,5	–	≥ 45	
52,5 N	≥ 20,0	–				
52,5 R	≥ 30,0	–				
[a] Die Festigkeitsklasse gilt nur für CEM III-Zemente.						

Abb. 3.2: Festigkeitsklassen der Zemente nach EN 197-1, aus [103]

3.3.2 Zusammensetzung der Zemente [111, 138]

Portlandzement ensteht durch das Brennen und das anschließende Aufmahlen von Kalkstein, Tonen und anderen ähnlich zusammengesetzten Stoffen. Als Erstarrungsregler werden dabei Gips bzw. Anhydrit beigemengt. Der Hauptbestandteil von Portlandzement ist Calciumoxid CaO, gefolgt von Siliziumdioxid SiO_2, Aluminiumoxid Al_2O_3 und Eisenoxid Fe_2O_3. Die genaue chemische Zusammensetzung hängt jedoch im Wesentlichen von der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung der Ausgangsstoffe sowie dem Brenn- und Kühlregime während der Herstellung ab. In Tabelle 3.1 sind durchschnittliche Werte für die chemische Zusammensetzung von Portlandzementklinker angegeben.

Tab. 3.1: Durchschnittliche chemische Zusammensetzung von Portlandzementklinker aus [128]

chem. Verb.	Anteil	chem. Verb.	Anteil
CaO	60 - 69%	MgO	0,5 - 5%
SiO_2	20 - 25%	$Na_2O + K_2O$	0,5 - 1,5%
Al_2O_3	4 - 7%	SO_3	0,1 - 1,3%
Fe_2O_3	0,2 - 5%		

Anhand der chemischen Zusammensetzung lässt sich die Phasenzusammensetzung (mineralische Zusammensetzung) des Zementes analytisch ermitteln. Portlandzement besteht hauptsächlich aus den Klinkermineralien C_3S (Tricalciumsilikat) und C_2S (Dicalciumsilikat) die einen Anteil von rund 70% der Gesamtmasse ausmachen. Die restlichen Anteile stellen hauptsächlich die Klinkermineralien C_3A (Tricalciumaluminat) und C_4AF (Calciumaluminatferrit) dar. Zusätzlich wird dem Zement noch als Erstarrungsregler Gips $(CaSO_4 \cdot 2H_2O)$ oder Anhydrit $(CaSO_4)$ beigemischt. In Tabelle 3.2 sind die Bezeichnungen mit den in der Zementtechnologie üblichen Abkürzungen zusammengestellt.

Tab. 3.2: Eigenschaften der Hauptklinkermineralien [128]

Bezeichnung	**Abk.**	**Klinkerphase**	**Anteil M%**	**Einfluss**
Dicalciumsilikat	C_3S	Alit	40 - 80	Früh- und Spätfestigkeit
Dicalciumsilikat	C_2S	Belit	2 - 30	Spätfestigkeit und niedrige Hydratationswärme
Tricalciumaluminat	C_3A	Aluminat	3 - 15	Frühfestigkeit und hohe Hydratationswärme
Calciumaluminatferrit	C_4AF	Aluminatferrit	4 - 15	Korrosions- und Sulfatbeständigkeit
Calciumsulfat	CS	Gips		Erstarrungsbeginn
Calciumhydroxid	CH	-		Durchlässigkeit

Die Zusammensetzung des Zementes, respektive die Anteile der Klinkerphasen, bestimmen maßgeblich den Verlauf der Hydration sowie die physikalischen Eigenschaften des Zementsteins. Die Druckfestigkeit wird durch die Erhärtung der C_3S und C_2S Phasen bestimmt, während die Aluminatphasen C_3A für die Frühfestigkeitsentwicklung entscheidend sind. Die Ferritphasen C_4AF leisten nur einen geringen Beitrag zur Festigkeitsentwicklung, erhöhen jedoch die Widerstandsfähigkeit des Zementes gegen Sulfatangriff. In Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Zements entstehen, basierend auf den chemischen Reaktionen, komplexe Wechselwirkungen, die den Abbindeprozess, die Festigkeit und Dauerhaftigkeit beeinflussen. Die wesentlichen Grundzüge der Hydration sind jedoch bei den meisten Zementarten ähnlich, da durch die Normung Bandbreiten für die mögliche Zusammensetzung von Zementen vorgegeben ist.

Bogue [12] hat erstmals im Jahr 1929 Formeln entwickelt um anhand der chemischen Zusammensetzung des Zementes die Klinkermineralbestandteile zu berechnen. Die Formeln basieren auf der Annahme, dass sich ein chemisches Gleichgewicht in der Klinkerschmelze und auch während dem Abkühlprozess einstellt und erhalten bleibt. Fremdoxide und geringfügige Nebenbestandteile (Alkalien, MgO etc.) werden bei der Berechnung vernachlässigt. Die Klinkerphasenzusammensetzung ergibt sich dabei anhand nachfolgender Beziehungen aus der chemischen Zusammensetzung [75]:

$$CaO_{eff} = CaO_{ges} - CaO_{frei} - 0,7 \cdot SO_3 \tag{3.1}$$

$$C_3S = 4,071 \cdot CaO_{eff} - 7,600 \cdot SiO_2 - 6,719 \cdot Al_2O_3 - 1,430 \cdot Fe_2O_3 \tag{3.2}$$

$$C_2S = 2,867 \cdot SiO_2 - 0,754 \cdot C_3S \tag{3.3}$$

$$C_3A = 2,650 \cdot Al_2O_3 - 1,692 \cdot Fe_2O_3 \tag{3.4}$$

$$C_2AF = 3,043 \cdot Fe_2O_3 \tag{3.5}$$

Die Berechnung nach *Bogue* ist zur Abschätzung der Klinkerphasenzusammensetzung generell akzeptiert und weit verbreitet. Sie weist jedoch teilweise Fehler von mehr als 10% [142] gegenüber den tatsächlichen Werten auf. Genaue Analysen der Zusammensetzung sind anhand von Röntgendiffraktometrieanalysen möglich.

3.3.3 Zementerhärtung

3.3.3.1 Grundlagen und Begriffsdefinitionen

Der Erstarrungsprozess sowie die Erhärtung von Zement beruhen auf der Bildung wasserhältiger Verbindungen (Hydrate bzw. Hydrationsprodukte), die infolge einer chemischen Reaktion zwischen den Zementbestandteilen und dem Anmachwasser entstehen. Die chemische Reaktion wird dabei als Hydration bezeichnet. Die Anmachwassermenge wird über den Wasser-Zementwert (W/Z-Wert) definiert und ist auf die Masse des trockenen Zements bezogen. In der Betontechnologie üblich sind dabei wasserarme Gemische mit W/Z-Werten von 0,3 bis 0,6, während in der Injektionstechnologie in der Regel W/Z-Werte im Bereich von 0,6 bis 3,0 zur Anwendung kommen. Das flüssige Gemisch aus Wasser, Zement und Zusatzstoffen wird dabei als Zementleim bzw. Zementsuspension bezeichnet, während das verfestigte Gemisch Zementstein genannt wird. Bei einer Vermengung des Gemisches mit Sand im Korngrößenbereich $\leq$ 4 mm wird es als Mörtel bezeichnet, bei gröberen Zuschlägen als Beton.[78]

3.3.3.2 Allgemeiner Ablauf der Hydration

In europäischen Zementen ist der Portlandzementklinker der wichtigste Hauptbestandteil, der im Wesentlichen aus folgenden Klinkerphasen besteht: Tricalciumsilicat C_3S, Dicalciumsilicat C_2S, Tricalciumaluminat C_3A und Calciumaluminatferiten C_4AF. Die Klinkerphasen unterscheiden sich in ihrer Reaktionsgeschwindigkeit und in ihrem Beitrag zur Festigkeitsentwicklung. Kommt nun Zement mit Wasser in Berührung, beginnt der Prozess der Hydration, der sich in drei grundlegende Phasen unterteilen lässt:

- **Hydrationsphase I**
  Nach dem Anmachen des Zementes mit Wasser kommt es zu einer kurzen und intensiven Hydration (Prä-Induktionsperiode). Dabei lösen sich Calcium- und Alkalisulfate, welche mit dem Tricalciumaluminat (C_3A) auf der Oberfläche der Klinkerpartikel reagieren und kurze säulenförmige Ettringitkristalle, das sog. Trisulfat $C_3A(C_s)_3H_{32}$, bilden. Diese Kristalle weisen jedoch aufgrund der geringen Ausbreitung und Größe noch keine Verbindung zwischen den Zementpartikeln auf und haben somit keinen Einfluss auf die Konsistenz des Zementleims. Durch die Bedeckung der Oberfläche der Zementkörner mit den entstandenen Hydraten kommt es zu einer Behinderung des Stofftranportes zwischen der festen (Zementpartikel) und der flüssigen Phase (Anmachwasser), wodurch die weitere Reaktion gehemmt wird. Die Länge der so entstehenden Ruhephase ist abhängig von der Zementart, der Mahlfeinheit und der Temperatur und kann bis zu mehreren Stunden dauern. Durch die Bildung einzelner C-S-H Kristalle kommt es zu einer Vernadelung, die die Bewegung der Zementkörner untereinander behindert und zu einem Ansteifen des Zementleims führt.

- **Hydrationsphase II** (ab rd. 0,5 bis 2 Stunden nach der Wasserzugabe)
  Das gebildete Trisulfat wird umkristallisiert und die Bedeckung des Zementsteines wird sukzessive durch den ansteigenden osmotischen Druck aufgebrochen (Beschleunigungsphase), wodurch Wegigkeiten für das Anmachwasser zur Zementkornoberfläche wiederhergestellt werden. Es kommt zur Ausbildung langfaseriger nadelförmiger Calciumsulfathydratkristalle (C_3S) und dünnplattiger Portlantitkristalle, die den Anmachwasserraum überbrücken und zu einem Erstarren des Zementleims führen. Die Reaktionsgeschwindigkeit wird dabei durch die chemischen Prozesse gesteuert, wobei die Hydration in dieser Phase ihr Maximum durchläuft. Die Reaktionsfront dringt dabei immer tiefer in das Innere des Zementkorns vor, wobei die zunehmende Dicke der Hydrationsprodukte zu immer längeren Diffusionswegen führen und somit zu einer Verlangsamung der Reaktion bzw. des Hydrationsprozesses (Retardationsphase).

- **Hydrationsphase III** (ab 1 Tag nach der Wasserzugabe)
  In die noch freien Porenräume wachsen kurzfasrige C-S-H Kristalle, die das Gefüge weiter verdichten und die Festigkeit des Zementsteins erhöhen. Die Reaktionen verlaufen diffusionsgesteuert, wobei die Reaktionsgeschwindigkeit mit zunehmender Hydration abnimmt. Bei der fortschreitenden Hydration wird das restliche Trisulfat zu Monosulfat umgewandelt, und es bildet sich zunehmend Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$).

Die Entwicklung der einzelnen Hydratphasen für Portlandzement ist in Abbildung 3.3 schematisch dargestellt. [138]

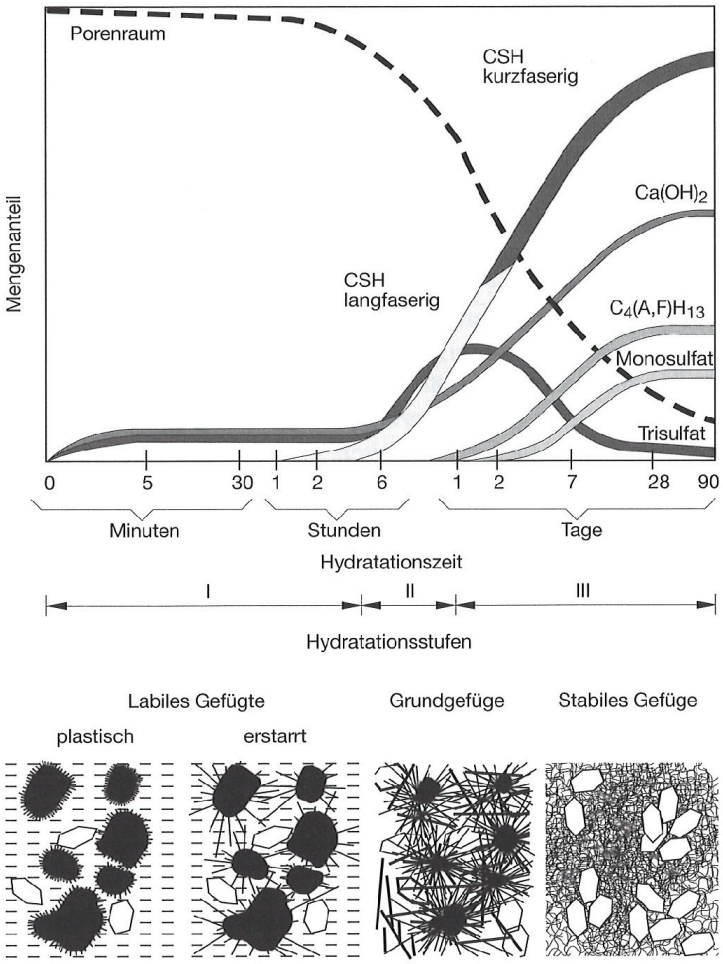


Abb. 3.3: Bildung der Hydrationsprodukte von Portlandzement aus [78] in [79]

3.3.3.3 Hydration silikatischer Klinkerphasen

Die silikatischen Klinkerbestandteile Tricalciumsulfat C_3S und Dicalciumsulfat C_2S dominieren den gesamten Hydrationsvorgang, da sie für den Hauptteil der Hydrationsprodukte (rund 70%) und somit maßgeblich für die Festigkeit des Zementsteins verantwortlich sind. Unmittelbar nach dem Kontakt des Zementes mit Wasser kommt es zu einer starken Reaktion des Tricalciumsilicats mit Wasser unter Abgabe von Hydroxidionen, wodurch sich die Porenlösung in den basischen Bereichen ändert und eine alkalische Lösung entsteht. Infolge der Hydration der aluminatischen Klinkerbestandteile entsteht dabei eine feine Umhüllung der Zementkörner aus Calciumsilikathydrat, die eine weitere Reaktion unterbindet und so die Ruhephase einleitet. Am Ende der Ruhephase kommt es zu einem sukzessiven Aufbrechen dieser Hydrathülle und es entstehen langfasrige Calciumsilikathydrate C-S-H, die die wassergefüllten Zwischenräume überbrücken und ein erstes Gefüge bilden. Die langfasrigen C-S-H Fasern besitzen eine besonders hohe Festigkeit. Die verbliebenen Zwischenräume werden mit weiteren kurzfasrigen C-S-H Fasern aufgefüllt, die jedoch im Gegensatz zu den langfasrigen C-S-H Hydraten eine geringere Festigkeit besitzen. In Abbildung 3.4 sind die langfasrigen C-S-H Kristalle in einer Rasterelektronenmikroskopieaufnahme zu sehen.

Die chemische Zusammensetzung der im Zuge der Hydration gebildeten Calciusilikathydrate variiert mit den Randbedingungen während der Hydration (Temperatur, Reaktionsgrad, Alter) sowie mit der Mahlfeinheit und der Zusammensetzung des Zementes. Eine hohe Anfangstemperatur verkürzt die Erhärtungszeit, führt aber zur vermehrten Ausbildung kurzfasriger C-S-H Fasern, was eine höhere Porosität nach sich zieht und sich negativ auf die Festigkeit auswirkt. Tiefere Temperaturen verzögern die zweite Hydrationsstufe und begünstigen das Wachstum langfasriger C-S-H Hydrate, was sich positiv auf die Festigkeit auswirkt. In Gleichung (3.6) und Gleichung (3.7) sind die Reaktiongleichungen für die Umwandlung des Tricalciumsilikats bzw. Dicalciumsilikats zu Calciumsilikathydrat angeführt.

$$2C_3S + 6H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3Ca(OH_2) \qquad \text{(Tricalciumsilicat} \rightarrow \text{Calciumsilicathydrat)} \tag{3.6}$$

$$2C_2S + 4H \rightarrow C_3S_2H_3 + Ca(OH_2) \qquad \text{(Dicalciumsilicat} \rightarrow \text{Calciumsilikathydrat)} \tag{3.7}$$

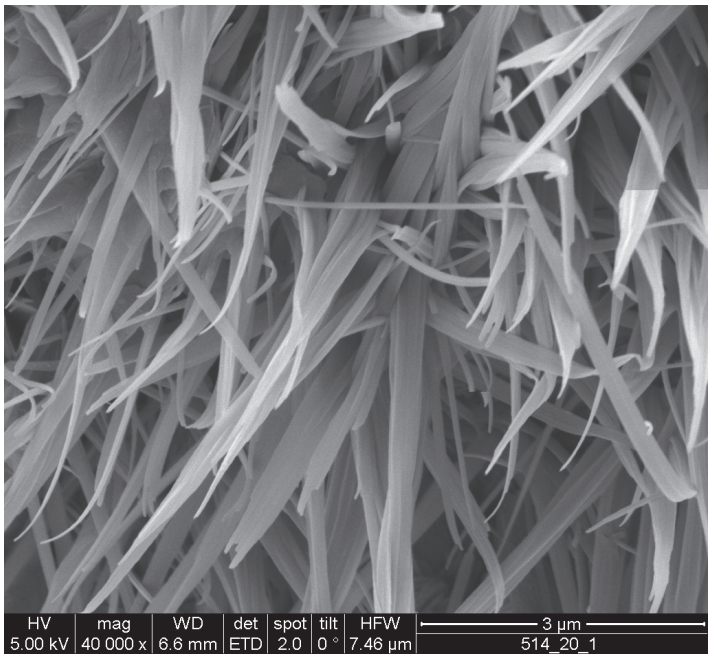


Abb. 3.4: Nadelförmige C-S-H Kristalle unter dem Rasterelektronenmikroskop, Foto: USTEM TU-Wien

3.3.3.4 Hydration der aluminatischen Klinkerphasen

Die aluminatischen Klinkerbestandteile C_3A reagieren mit dem bei der Herstellung des Zementes als Sulfatträger beigemischten Gips oder Anhydrit zu nadelförmigem Trisulfat (Ettringit), das die Oberfläche der Zementkörner umhüllt und die weitere Reaktion behindert.

$$C_3A + 3CSH_2 + 26H \rightarrow C_3A \cdot (CS)_3 \cdot H_{32} \qquad \text{(Ettringitbildung)} \tag{3.8}$$

Der Erstarrungsbeginn kann so durch Zumischung aluminathaltiger Zusatzstoffe gesteuert werden. Die in Gleichung (3.8) dargestellte chemische Reaktion läuft so lange, bis das im

Anmachwasser gelöste Calciumsulfat (Anhydrit/Gips) vollständig verbraucht ist, was nach rund 12 Stunden der Fall ist. Danach erfolgt die Umwandlung der restlichen aluminatischen Bestandteile zu tafelförmigem Monosulfat:

$$C_3A \cdot (CS)_3 \cdot H_{32} + 2C_3A + 4 \cdot H \rightarrow 3 \cdot C_3A \cdot CS \cdot H_{12} \qquad \text{(Monosulfatbildung)} \qquad (3.9)$$

Kommt das gebildetete Monosulfat nachträglich mit Sulfat-Ionen in Kontakt (Sulfatangriff), so bilden sich Ettringit, verbunden mit einer Volumenvergrößerung, was zur Zerstörung der Mikrostruktur führt (Sulfattreiben). Der Sulfatzusatz ist bei Zementen aus diesem Grund begrenzt bzw. so angepasst, dass der Tricalciumaluminatanteil ausschließlich in Form von Trisulfat gebunden wird. Bei einem Überangebot an Sulfat in der Lösung kommt es zu einem plötzlichen Erstarren (sogenanntem „falschen Erstarren“) kurz nach der Wasserzugabe durch die Bildung tafel- und leistenförmiger Kristalle (Sekundärgips), die die Bereiche zwischen den Zementkörnern überbrücken.

3.3.3.5 Der Hydrationsgrad als Prozesskenngröße

Die Hydration ist ein Prozess, bei dem eine chemische Bindung unter der Freisetzung von Wärme erfolgt (exotherme Reaktion). Das Maß und die Geschwindigkeit der Umwandlung des Zementes zu Hydraten ist von den chemischen Eigenschaften und Randbedingungen (Temperatur, W/Z-Wert, Feuchte etc.) abhängig. Es ist daher notwendig, diesen zeitabhängigen Prozess anhand einer Prozesskenngröße, dem Hydrationsgrad, zu beschreiben. Der Hydrationsgrad α ist definiert als die Menge des hydratisierten Zements zum Zeitpunkt t, bezogen auf die Ausgangszementmenge Z. Der Hydrationsgrad beschreibt somit, wie weit sich der Prozess dem Endzustand der vollständigen Hydration ($\alpha = 1$) genähert hat. Da eine direkte Bestimmung des hydratisierten Anteils des Klinkers kaum möglich ist, erfolgt die Bestimmung in der Regel über die Messung quantifizierbarer Begleiterscheinungen (Hydrationswärme, chemisch gebundenes Wasser, chemische Schrumpfung etc.), die im Zuge der Hydration auftreten. Vorteilhaft ist, dass diese Begleiterscheinungen sehr einfach zu bestimmen sind, es jedoch zu verfahrensspezifischen Unterschieden bei den Ergebnissen kommt. Dies gilt insbesondere für frühe Stadien der Hydration. Die nachfolgende Aufstellung gibt eine Übersicht über die üblichen Bestimmungsverfahren zur indirekten Ermittlung des Hydrationgrades.[15]

$$\alpha = \frac{m_{w,ne}(t)}{m_{w,ne}^{max}(\alpha = 1)} \quad \text{chemisch gebundenes Wasser} \tag{3.10}$$

$$\alpha = \frac{Q(t)}{Q_{max}} \quad \text{Hydrationswärme} \tag{3.11}$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon(t)}{\varepsilon(\alpha = 1)} \quad \text{chemische Schrumpfung} \tag{3.12}$$

$$\alpha = \frac{C(t)}{C(\alpha = 1)} \quad \text{Gehalt an } Ca(OH)_2 \tag{3.13}$$

$$\alpha = \frac{A(t)}{A(\alpha = 1)} \quad \text{spezifische Oberfläche} \tag{3.14}$$

$$\alpha = \frac{q(t)}{q(\alpha = 1)} \quad \text{Festigkeit} \tag{3.15}$$

Die aufgelisteten Verfahren zur Bestimmung des Hydrationsgrades messen die Begleitphänomene des Hydrationsprozesses und leiten daraus den Fortschritt des Hydrationsprozesses, den Hydrationsgrad, ab. Da der Hydrationsgrad als Kennwert vom eigenen Endzustand abhängig ist, ergeben sich zwei grundlegende Probleme:

- Der Endzustand, die vollständige Hydration, ist im spezifischen Fall vorab nicht bekannt bzw. wird auch in der Regel nie erreicht.
- Die Definition des Hydrationsgrades orientiert sich am Messverfahren, wobei die unterschiedlichen Verfahren nur bedingt vergleichbar sind.

Üblicherweise wird der Anteil an hydratisiertem Zement im Zementstein anhand der freigesetzten Hydrationswärme, über das chemisch gebundene Wasser oder anhand von Röngtendiffraktometriemessungen, ermittelt. Der für die Berechnung des Hydrationsgrades benötigte Endzustand (vollständige Hydration) wird dabei in der Regel anhand von Erfahrungswerten abgeschätzt, extrapoliert oder wie im Fall des chemisch gebundenen Wassers stöchiometrisch anhand der Klinkermineralien ermittelt. Für vergleichende Untersuchungen wird dabei in der Literatur vielfach als Bezugswert ein nach einer hinreichend langen Zeitspanne erreichter Wert verwendet. Ein Vergleich der Verfahren untereinander ist schwierig und nicht immer möglich. Eine gute Übereinstimmung besteht zwischen der Hydrationswärme, dem chemisch gebundenen Wasser sowie der quantitativen Röntgendiffraktometrie (QXRD). *Copeland* [26] hat in seinen Versuchen einen linearen Zusammenhang zwischen den Ergebnissen dieser Versuchsmethoden ermittelt. Dabei wurden die Anteile der hydratisierten Phasen (C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF) ermittelt, aufsummiert und durch den originalen Zementgehalt dividiert, wodurch der Hydrationsgrad rückgerechnet werden konnte. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.5 (links) dargestellt. Zwischen der Hydrationswärmeentwicklung und dem chemisch gebundenen Wasser wurde, wie in Abbildung 3.5 (rechts) ersichtlich, ebenfalls ein nahezu linearer Zusammenhang festgestellt [26, 21].

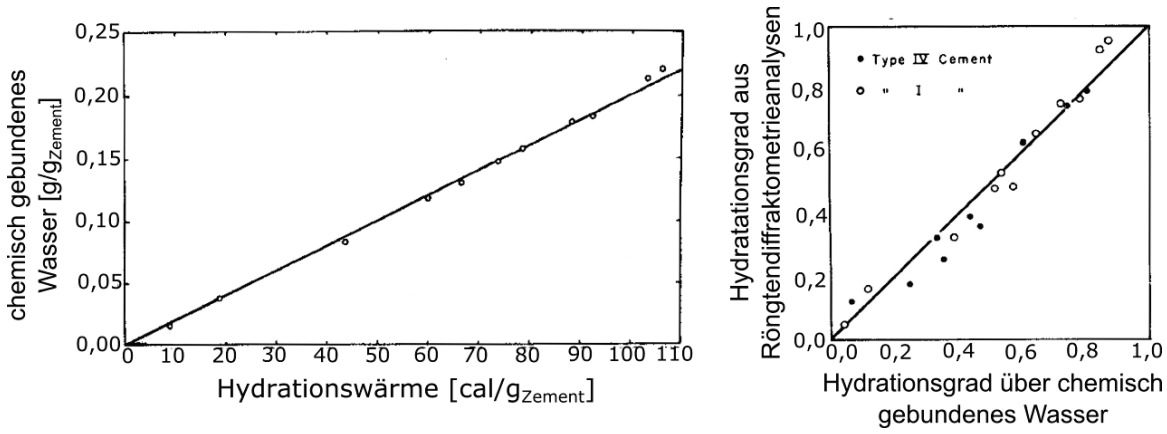


Abb. 3.5: Vergleich zwischen der Rückrechnung des Hydrationsgrades über das chemisch gebundene Wasser mit der Bestimmung über:
(links) Röngtendiffraktometriemessungen (QXRD) (rechts) Hydrationswärmeentwicklung, adaptiert aus [26]

Nach [128] erscheint die am besten geeignete Methode zur Bestimmung des Hydrationsgrades die Rückrechnung über die chemisch gebundene Wassermenge, da sich durch den Bezug auf die maximal zu bindende Wassermenge, die stöchiometrisch hergeleitet werden kann, der Hydrationsgrad direkt ermitteln lässt. Für Kompositzemente wird die Messung des Hydrationsgrades über die Hydrationswärme bevorzugt, da die anderen Methoden nicht angewandt werden können oder mit höheren Unsicherheiten verbunden sind.[111]

3.3.3.6 Einflüsse auf den Hydrationsverlauf

Der zeitliche Verlauf der Hydration hängt vom W/Z-Wert, der chemischen Zusammensetzung und anderen Randbedingungen ab. Zusatzstoffe wie Hüttensand oder Flugasche wirken sich mit zunehmendem Anteil auch auf die Geschwindigkeit der Hydration aus. Dabei kommt es anfangs zu einer verzögerten Reaktion, diese führt jedoch im Endstadium zu höheren maximalen Hydrationsgraden. Der Hydrationsverlauf und die Hydratbildung des Zementes werden durch die chemische Zusammensetzung des Zementes gesteuert. Je höher der C_3S Gehalt im Portlandzement ist, desto schneller verläuft die Reaktion. Im Gegensatz dazu kommt es bei Zementen mit einem höheren C_2S Gehalt zu einer langsameren Reaktionsgeschwindigkeit [111]. Auch die Mahlfeinheit spielt eine Rolle: Je feiner die Zementpartikel aufgemahlen sind, desto größer ist die spezifische Oberfläche und damit einhergehend das Reaktionsvermögen. Dies resultiert in einer wesentlich schnelleren Hydration und somit in einer höheren Anfangsfestigkeit. Der W/Z-Wert wirkt sich erst nach rund 24 Stunden auf den Hydrationsprozess aus. Ein höherer W/Z-Wert führt zu einer höheren Hydrationsgeschwindigkeit und zu einem höheren maximal möglichen Hydrationsgrad.

3.3.3.7 Maximaler Hydrationsgrad

Für die in der Betontechnologie üblichen W/Z-Werte im Bereich um 0,4 wurde festgestellt, dass eine vollständige Hydration praktisch nie erreicht wird. Dies ist vielfach durch die

Größe der Zementkörner bedingt, die nicht vollständig durchhydriert werden können. Eine Beschränkung des maximalen Hydrationsgrades kann aber auch durch äußere Faktoren, wie beispielsweise durch Austrocknung, hervorgerufen werden. Abbildung 3.6 zeigt eine Zusammenstellung von Versuchsdaten unterschiedlicher Autoren für den maximal ermittelten Hydrationsgrad. Die Versuchsdaten zeigen deutlich, dass mit zunehmendem W/Z-Wert der maximal erreichbare Hydrationsgrad ansteigt. Die empirische Gleichung nach *Mills* [85] liefert speziell bei höheren W/Z-Werten zu niedrige Werte für den maximal erzielbaren Hydrationsgrad. *Röhling* [111] gibt, basierend auf den Daten anderer Autoren, die in Gleichung (3.17) angeführte Gleichung für den maximalen Hydrationsgrad an.

$$\alpha_{max} = 1,031 \cdot \frac{W/Z}{0,194 + W/Z} \qquad \text{nach Mills [85]} \tag{3.16}$$

$$\alpha_{max} = 1,35 \cdot \frac{W/Z}{0,315 + W/Z} \qquad \text{nach Röhling [111]} \tag{3.17}$$

Abbildung 3.6 zeigt, dass für W/Z-Werte größer als 0,7, Hydrationsgrade von über 90% erreicht werden. Für die in der Injektionstechnik üblichen W/Z-Werte über 0,8 und der üblicherweise vorhandenen Feuchtlagerung (unter Grundwasser) kann davon ausgegangen werden, dass dabei eine nahezu vollständige Hydration erreicht wird.

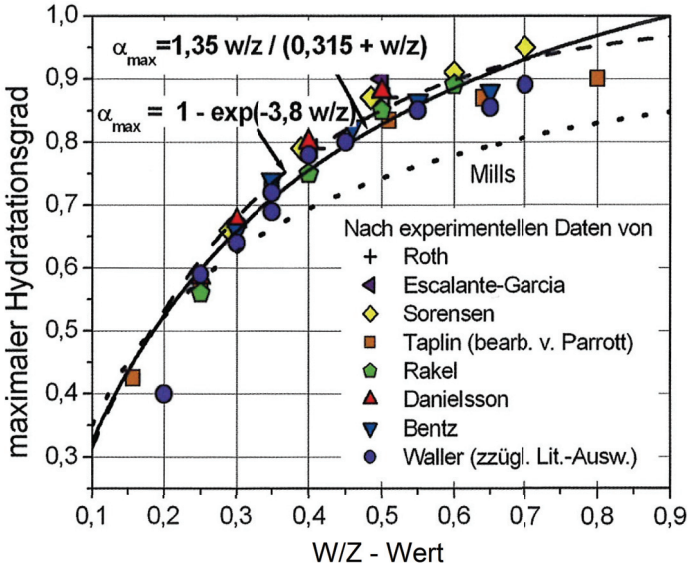


Abb. 3.6: Maximal erreichbarer Hydrationsgrad α_{max} in Abhängigkeit vom W/Z-Wert aus [111]

3.4 Eigenschaften und Struktur von Zementstein

Das Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten zementbasierter Materialien beruht auf dem chemischen Prozess der Hydration des Zementes. Dabei kommt es ab dem Kontakt des Zementes mit dem Anmachwasser zu einer starken exothermen Reaktion und zu einer Veränderung des flüssigen Zementleims hin zum festen Zementstein, einhergehend mit der Ausbildung von Hydrationsprodukten (Hydrate bzw. Hydratphasen) an der Oberfläche der Zementkörner,

die mit zunehmendem Alter in den freien Porenraum wachsen. Die Hydrationsprodukte bilden dabei mit den umgebenden Wasserschichten das sogenannte Zementgel. Die freien Hohlräume zwischen den Hydraten werden als **Gelporen** bezeichnet, während die Bereiche zwischen den einzelnen Zementkörnern **Kapillarporen** genannt werden. Zusätzlich können in der Struktur noch **Luftporen** vorhanden sein. **Schrumpfporen** werden dem Zementgel zugerechnet und entstehen durch Volumenkontraktion (chemisches Schwinden) während der Hydration. In Abbildung 3.7 ist die Struktur von Zementstein in Abhängigkeit vom Betrachtungsmaßstab schematisch dargestellt.

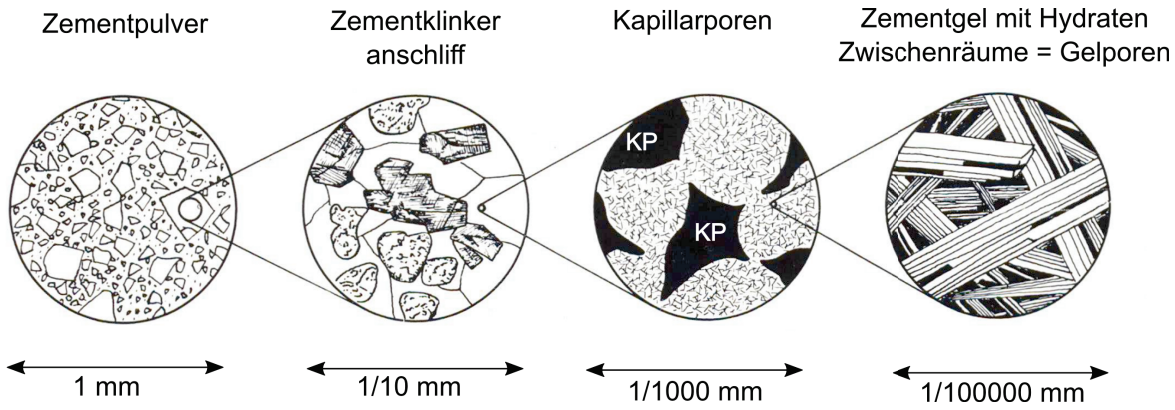


Abb. 3.7: Schematische Darstellung der Struktur von Zementstein, adaptiert aus [132]

Im Zuge der mit zunehmendem Alter fortschreitenden Hydration kommt es am Zementkorn von der Oberfläche hin zum Kern zu einer immer tiefergehenden Umwandlung zu Zementgel. Durch die Bildung der Hydrate kommt es dabei zu einer fortwährenden Verdichtung der gesamten Struktur. Dieser Vorgang verlangsamt sich mit zunehmendem Alter und kommt erst zum Stillstand, wenn das gesamte zur Verfügung stehende Wasser verbraucht ist, alle Zwischenräume ausgefüllt sind oder der Zement vollständig hydratisiert ist. Die entstehenden Hydrate nehmen im Vergleich zum unhydrierten Zement ungefähr den doppelten Raum in Anspruch. Bei einem W/Z-Wert von 0,4 würde der Platz und das vorhandene Wasser genau ausreichen, um den Platz zwischen den Zementkörnern gerade auszufüllen und eine vollständige Hydration zu ermöglichen. Bei geringeren W/Z-Werten bleibt ein Anteil an unhydriertem Zement zurück, während bei höheren W/Z-Werten die wassergefüllten Poren nicht mehr vollständig ausgefüllt werden, wodurch sogenannte Kapillarporen entstehen.[128]

Eine vollständige Hydration wird bei den in der Betontechnik üblichen W/Z-Werten unter 0,5 nie erreicht, so dass praktisch immer Hohlräume (Kapillarporen) zwischen den Zementkörnern übrig bleiben. Ab einem W/Z-Wert über 0,6 sind diese Kapillarporen untereinander verbunden, wodurch die Permeabilität des Zementsteins steigt und die Druckfestigkeit sinkt. Die Größe der Kapillarporen wird hauptsächlich durch die mengenmäßige Verteilung der Zementkörner im Zementleim, sprich dem W/Z-Wert bestimmt, kann jedoch durch betontechnische Maßnahmen (Beimischung feiner Zusatzstoffe wie Flugasche, Silikastaub etc.) beeinflusst werden. Je höher der W/Z-Wert ist, desto größer ist der Abstand zwischen den einzelnen Zementkörnern zueinander und desto größer sind die Kapillarporen. Die

zwischen den Hydraten vorhandenen Gelporen sind hingegen vom W/Z-Wert unabhängig und nehmen rund 28% [78] des Gelvolumens ein. Die Größe der Gelporen liegt im Bereich von 1 bis 10 Nanometer, jene der Kapillarporen liegt dabei um den Faktor 1000 darüber. Die Kapillarporen sind bei W/Z-Werten über 0,4 immer mit Wasser gefüllt, können jedoch aufgrund der hohen Permeabilität sehr schnell entwässern, während die Gelporen aufgrund ihrer Größe bei Austrocknung zuletzt entwässert werden.[111, 138].

3.4.1 Mikrostruktur von Zementsteins

Die Zusammensetzung des Zementsteins prägt das Materialverhalten wesentlich. Speziell die Porosität entscheidet über die Festigkeitseigenschaften, die Permeabilität sowie die Resistenz gegen Schädigungsprozesse (chemische Angriffe). Zur Beschreibung der Mikrostruktur existieren eine Vielzahl unterschiedlicher Modelle, wobei das in den 1940er Jahren von *Powers* und *Brownyard* [109] entwickelte Zementsteinmodell (*Powers*-Modell) als wegweisend bezeichnet werden kann. *Powers* und *Brownyard* unterscheiden dabei im Wesentlichen zwischen drei grundlegenden Phasen im Zementstein:

- Zementgel
- Kapillarporen
- Nicht hydratisierter Zement

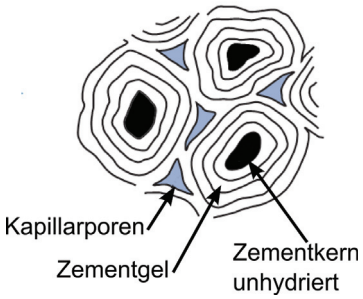


Abb. 3.8: Schematische Darstellung der Poren im Zementstein, adaptiert aus [111]

Das Zementgel setzt sich, volumetrisch betrachtet, aus dem hydratisierten Zement (Feststoff) und den wassergefüllten Gelporen zusammen. Das Wasser in den Gelporen (Gelwasser) ist aufgrund der Porengröße weitgehend adsorptiv gebunden und kann im Gegensatz zum Wasser in den Kapillarporen als nicht frei bewegliches Wasser betrachtet werden. Der hydratisierte Zement setzt sich wiederum aus dem chemisch reagierten Zement und dem dabei in der Kristallstruktur (chemisch gebundenen) Wasser zusammen. In Abbildung 3.9 ist die volumetrische Zusammensetzung von Zementstein in Abhängigkeit vom W/Z-Wertes für zwei unterschiedliche Hydrationsgrade dargestellt.

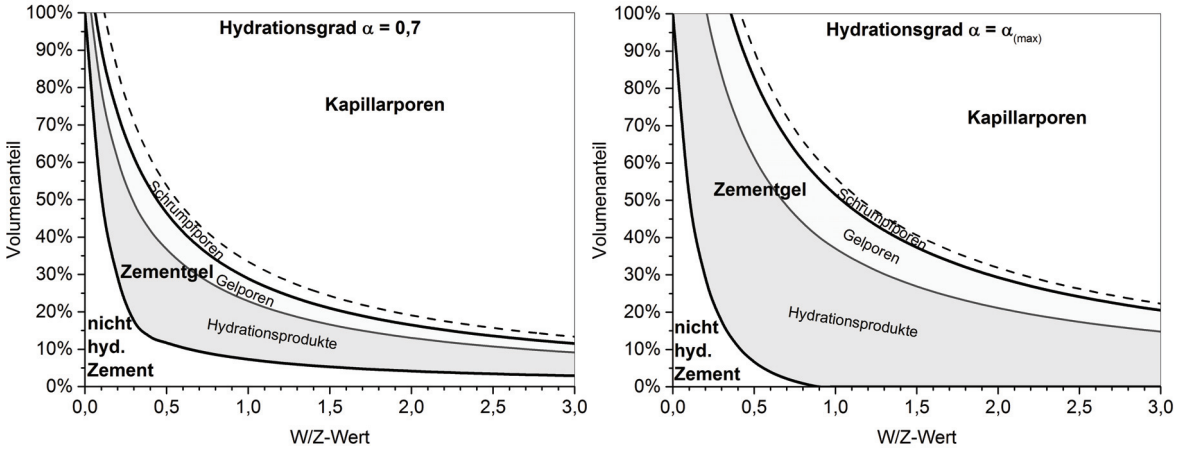


Abb. 3.9: Zusammensetzung von Zementstein nach dem Modell von *Powers* [109] für einen Hydrationsgrad von $\alpha = 0,7$ und den maximal möglichen Hydrationsgrad

Powers und *Brownyard* unterscheiden in ihrem Modell, das auf Untersuchungen zur Wasserbindung im Zementstein basiert, zwischen:

- chemisch gebundenem Wasser (Kristallwasser), welches in die Hydratneubildungen eingebaut ist;
- adsorbiertem Wasser (Gelwasser), das infolge von Oberflächenkräften an den Gelpartikeln haftet;
- freiem Wasser (Kapillarwasser), das sich unbeeinflusst von den Oberflächenkräften in den Kapillarporen befindet.

Um einen Bezug zwischen ihrem theoretischen Modell und den Versuchen herzustellen, unterteilen *Powers* und *Brownyard* die Gesamtwassermenge in „verdampfbares Wasser“ und „nichtverdampfbares Wasser“. Als verdampfbar gilt der Wasseranteil, der unter definierten Trocknungsbedingungen aus dem Zementstein ausgetrieben werden kann, während der „nichtverdampfbare Wasseranteil“ im Zementstein verbleibt. Das Wasser in den Kapillar- und Gelporen wird dem „verdampfbarem Wasser“ zugeschrieben, während das chemisch gebundene (Kristall-)Wasser dem „nichtverdampfbaren Wasser“ zugerechnet wird. Üblicherweise werden als Grenze zwischen den beiden Bindungsarten entweder die Trocknung der gesättigten Probe im Ofen bei 105 °C (O-Trocknung), die Trocknung mit Magnesiumperchlorat (P-Trocknung), oder die Trocknung über Trockeneis (D-Trocknung) herangezogen. In Abhängigkeit von der Trocknungsart unterscheiden sich naturgemäß die Ergebnisse.

Die P-Trocknung liefert ähnliche Werte wie die Ofentrocknung, während die wesentlich intensivere D-Trocknung um etwa 10% höhere Werte für den Anteil an verdampfbarem Wasser liefert. Die Ursache liegt dabei in der unterschiedlichen Stärke der Wasserbindung, wo schon bei geringeren Temperaturen leichter gebundene Wassermoleküle, die strukturmäßig dem chemisch gebundenen Wasser zuzurechnen sind, ausgetrieben werden. Ein direkter Vergleich zwischen den Trocknungsverfahren und eine eindeutige physikalische Trennung zwischen dem chemisch und dem physikalisch gebundenen Wasser ist bis dato nicht möglich.[111] Der

Anteil an nichtverdampfbarem Wasser wird nach erfolgter Trocknung über den Masseverlust durch Glühen bei 1000 bis 1050 °C ermittelt.

Powers und *Brownyard* untersuchten eine Vielzahl an Zementsteinproben unterschiedlicher Zusammensetzung und bestimmten auf experimentellem Weg die oben beschriebenen Wasseranteile. Basierend auf ihren Versuchsergebnissen haben sie festgestellt, dass 1 g Zement, unabhängig von der Zusammensetzung, rund $m_{w,ne} = 0,23g$ Wasser chemisch in der Kristallstruktur bindet. Das sind 23% der eigenen Masse des Zementes, d.h. $w_{ne}^{max} = 0,23$. Die Wassermoleküle erfahren dabei eine Erhöhung ihrer molaren Masse, wodurch sich die Dichte des chemisch gebundenen Wassers auf $\rho_{w,ne} = 1,35$ g/cm^3 erhöht und das spezifische Volumen des chemisch gebundenen Wassers somit $v_{w,ne} = 1/\rho_{w,ne} = 0,74$ cm^3/g beträgt. Das Volumen des nichtverdampfbaren Wassers $V_{w,ne}$, das sich aus 1 Gramm Zement bei vollständiger Hydration ($\alpha = 1,0$) bilden lässt, ergibt sich somit zu:

$$V_{w,ne} = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot v_{w,ne} = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 0,74 = 0,17 \qquad [cm^3/g_{Zement}] \tag{3.18}$$

Anhand des spezifischen Volumens von Zement $v_z = 1/\rho_z = 0,32$ cm^3/g ergibt sich für 1 g Zement die Bildung von $V_{hyd} = V_z + V_{w,ne} = 0,32 + 0,17 = 0,49$ cm^3 Hydrationsprodukten. Die Dichte der Hydrationsprodukte ergibt sich somit zu:

$$\rho_{hyd} = \frac{m_z + m_{w,ne}}{V_{hyd}} = \frac{1,0\ g^{Zement} + 0,23\ g^{Wasser}}{0,49\ cm^3} = 2,51 \qquad [g/cm^3] \tag{3.19}$$

Powers und *Brownyard* bezeichnen die Summe aller Hydrationsprodukte inklusive der Räume zwischen den Hydraten (Gelporen) als Zementgel. Die **Gelporosität** beträgt im Allgemeinen rund 28% bezogen auf das Zementgelvolumen ($\Phi_{gp} = 0,28$) und ist unabhängig vom W/Z-Wert und Hydrationsgrad. D.h. 1 cm^3 Zementgel enthält rund $V_{gp} = 0,28$ cm^3 Gelporen und $V_g = 0,72$ cm^3 ($\Phi_g = 0,72$) Hydrationsprodukte. Aus 1 cm^3 wasserfreiem Zement enstehen somit bei vollständiger Hydration 2,13 cm^3 Zementstein, was auch als Gel/Zement-Verhältnis N bezeichnet wird und sich folgendermaßen errechnen lässt [78]:

$$N = \frac{\alpha \cdot (v_z + V_{w,ne})}{v_z \cdot (1 - \Phi_{gp})} = \frac{1,0 \cdot (0,32 + 0,17)}{0,32(1 - 0,28)} = 2,13 \qquad [\text{ - }] \tag{3.20}$$

Das Gel/Zement-Verhältnis N gibt somit an, dass das Zementgel das N-fache Volumen des ursprünglichen Zementes einnimmt, aus dem es entstanden ist. Der Kapillarporenanteil Φ_{kp} hängt vom W/Z-Wert ab und ist entscheidend für die Struktur und Festigkeit des Zementsteins. Um den Kapillarporenanteil in Abhängigkeit vom W/Z-Wertes ableiten zu können, wird die im Zementleim enthaltene Zementmenge über den W/Z-Wert berücksichtigt und in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad das Gesamtvolumen der Feststoffe errechnet. Der dafür benötigte Anmachwasserraum $V_{w,0}$ [cm^3/g$_{\text{Zement}}$] entspricht dabei dem W/Z-Wert. Der Kapillarporenanteil Φ_{kp} ergibt sich durch Subtraktion des Anteils von Zementgel inkl.

Gelporen und des Anteils an nicht hydratisiertem Zement vom Gesamtvolumen [78].

$$\Phi_{kp} = \frac{1}{v_z + V_{w,0}} \cdot [V_{w,0} - \alpha \cdot v_z \cdot (N-1)] \qquad [\,-\,] \tag{3.21}$$

Durch Ersetzen des Anmachwasserraumes $V_{w,0}$ durch:

$$V_{w,0} = W/Z \qquad [\mathrm{cm^3/g_{Zement}}] \tag{3.22}$$

erhält man den Zusammenhang zwischen dem Kapillarporenanteil und dem W/Z-Wert:

$$\Phi_{kp} = \frac{1}{v_z + W/Z} \cdot [W/Z - \alpha \cdot v_z \cdot (N-1)] \qquad [\,-\,] \tag{3.23}$$

Das Volumen der Schrumpfporen v_{sp}, die den Kapillarporen zugerechnet werden, beträgt bei vollständiger Hydration $v_{sp} = 0,06$ cm^3 je Gramm Zement [128]. Bei Wasserlagerung der Probe wird bei Bildung der Schrumpfporen Wasser in den Porenraum nachgesaugt, das zur weiteren Hydration des Zementes zur Verfügung steht. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Anmachwassermenge kleiner als die Mindestwassermenge ist, die für eine vollständige Hydration benötigt wird. Entspricht die Anmachwassermenge genau der für die Hydration benötigten Wassermenge (W/Z $\sim$ 0,38), so kommt es rechnerisch zu keiner Bildung von Kapillarporen. Bei versiegelter Lagerung, ohne nachträglicher Wasserzufuhr, wird im Gegensatz dazu in die Schrumpfporen Luft nachgesaugt und es kommt immer zur Bildung von Kapillarporen. Bei W/Z-Werten größer als 0,38 kommt es ebenso immer zur Bildung von Kapillarporen, was insbesondere für die in der Injektionstechnik verwendeten feststoffarmen Suspensionen von Bedeutung ist. Der Anteil des nicht hydratisierten Zementes am Gesamtvolumen ergibt sich in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad zu: [111]

$$\Phi_{zu} = \frac{(1-\alpha) \cdot v_z}{W/Z + v_z} \qquad [\,-\,] \tag{3.24}$$

In Abbildung 3.9 ist die volumentrische Zusammensetzung von Zementstein nach dem beschriebenen Modell von *Powers* und *Brownyard* in Abhängigkeit vom W/Z-Wert für zwei unterschiedliche Hydrationsgrade dargestellt. Dabei zeigt sich deutlich, dass die Anteile an Kapillarporen, die die Eigenschaften des Zementsteines maßgebend bestimmen, ab einem W/Z-Wert von 0,4 überproportional stark zunehmen.

Basierend auf den zuvor ausgeführten Herleitungen für die einzelnen Volumenanteile im Zementstein können die grundlegenden Beziehungen in Hinblick auf die in der Injektionstechnik und Geotechnik relevanten Kennwerte (Wassergehalt, Feucht- und Trockendichte) weitergeführt werden. Bei vollständiger Wasserlagerung kann der Zusammenhang zwischen W/Z-Wert und Wassergehalt w_e (Anteil verdampfbares Wasser bezogen auf die Trockenmasse) ermittelt werden. Dafür muss der **Volumenanteil des Zementgels** ermittelt werden, der sich durch Subtraktion des unhydrierten Zementanteils Φ_{zu} aus Gleichung (3.24) und des

Kapillarporenanteils Φ_{kp} aus Gleichung (3.23) vom Gesamtvolumen ermitteln lässt.

$$\Phi_g = (1 - \Phi_{zu} - \Phi_{kp}) = \frac{N \cdot \alpha \cdot v_z}{W/Z + v_z} \qquad [\,-\,] \tag{3.25}$$

Da sich das verdampfbare Wasser in den Gel- und Kapillarporen befindet, kann der Wasseranteil des Zementsteins über die beiden Porenvolumina ermittelt werden. Diese Beziehung gilt jedoch nur unter der Annahme einer vollständiger Wasserlagerung, so dass kein Wasser durch Verdunstung aus dem Zementstein ausgetrieben wird. Dabei ergibt sich der **Volumenanteil des verdampfbaren Wassers** Φ_e aus dem Gelporenanteil Φ_{gp}, der rund 28% des Zementgels Φ_g ausmacht und dem Kapillarporenanteil Φ_{kp} zu:

$$\Phi_e = \Phi_g \cdot 0,28 + \Phi_{kp} \qquad [\,-\,] \tag{3.26}$$

Die Dichte des verdampfbaren Wassers beträgt $\rho_e = 1,0\ \mathrm{g/cm^3}$. Die Korndichte des Zementes kann näherungsweise zu $\rho_z = 3,1\ \mathrm{g/cm^3}$ angenommen werden. Der **Wassergehalt** w_e (verdampfbares Wasser) ergibt sich zu dem Quotient aus dem Massenanteil des freien Wassers in den Gelporen und Kapillarporen $\Phi_e \cdot \rho_e$ über der Masse der Hydrationsprodukte $(1 - \Phi_{gp}) \cdot \Phi_g \cdot \rho_{hyd}$ und dem Massenanteil des nicht hydrierten Zementes $\Phi_{zu} \cdot \rho_z$ zu:

$$w_e = \frac{\Phi_e \cdot \rho_e}{(1 - 0,28) \cdot \Phi_g \cdot \rho_{hyd} + \Phi_{zu} \cdot \rho_z} = \frac{(\Phi_g \cdot 0,28 + \Phi_{kp}) \cdot \rho_e}{0,72 \cdot \Phi_g \cdot \rho_{hyd} + \Phi_{zu} \cdot \rho_z} \qquad [\,-\,] \tag{3.27}$$

Nach Einsetzen von Φ_e aus Gleichung (3.26) und Φ_g aus Gleichung (3.25), sowie Φ_{zu} aus Gleichung (3.24) mit den spezifischen Dichten ρ_e, ρ_z und $\rho_h yd$ ergibt sich folgende Beziehung zwischen **Wassergehalt** (an verdampfbaren Wasser) und dem **W/Z-Wert** in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad:

$$w_e = \frac{\rho_e \cdot [W/Z + \alpha \cdot v_z[N \cdot (0,28 - 1) + 1]]}{0,72 \cdot N \cdot \alpha \cdot v_z \cdot \rho_{hyd} + (1 - \alpha)} \qquad [\,-\,] \tag{3.28}$$

Die Definition des verdampfbaren Wassers entspricht der in der Bodenphysik üblichen Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung bei 105 °C. Die abgeleitete Beziehung für den **Wassergehalt von Zementstein** ist für unterschiedliche Hydrationsgrade in Abbildung 3.10 dargestellt. Für den Zustand der vollständigen Hydration $(\alpha = 1,0)$ kann folgende vereinfachte **Näherungsformel für den Wassergehalt von Zementstein** verwendet werden[2]:

$$w_e \approx 82,3 \cdot W/Z - 22,2 \qquad [\,\%\,] \tag{3.29}$$

[2] Abgeleitet durch lineare Regression

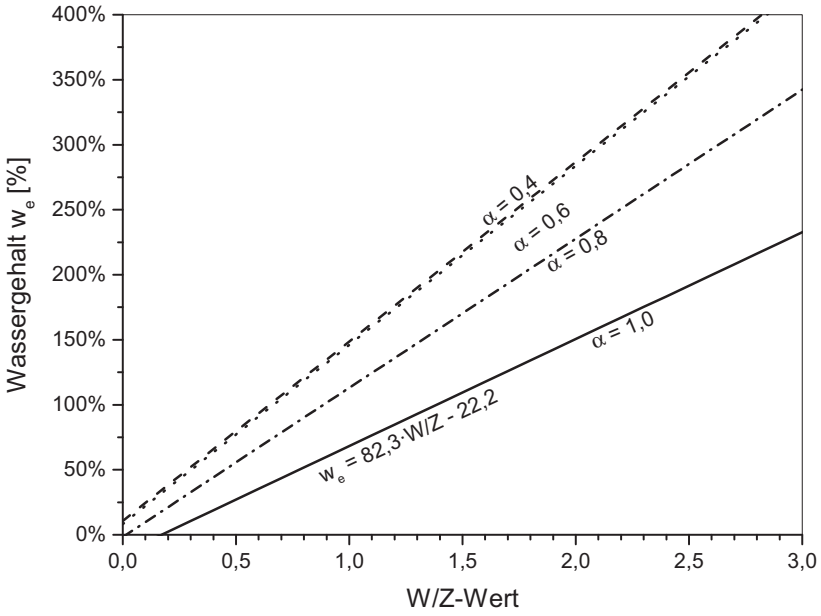


Abb. 3.10: Wassergehalt w_e von Zementstein in Abhängigkeit des W/Z-Wertes und des Hydrationsgrades nach dem Modell von *Powers*

Um einen theoretischen Zusammenhang zwischen der Trockendichte ρ_d von Zementstein und dem W/Z-Wert herzustellen, muss die Annahme gelten, dass das gesamte Anmachwasser in den Kapillarporen untergebracht ist und dass es zu keinem „Bluten“ im Zementleim bzw. der Zementsuspension kommt. Die Trockendichte des Zementsteins ρ_d lässt sich somit als Quotient aus der Masse der Hydrate im Zementgel und der Masse des unhydrierten Zementes über dem Gesamtvolumen V folgendermaßen herleiten:

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} = \frac{(1-0,2)\cdot\Phi_{Gel}\cdot\rho_{hyd}\cdot V + \Phi_{zu}\cdot\rho_z\cdot V}{V} \tag{3.30}$$

$$\rho_d = 0,72\cdot\Phi_g\cdot\rho_{hyd} + \Phi_{zu}\cdot\rho_z \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.31}$$

Der Zusammenhang zwischen der Trockendichte von Zementstein und dem W/Z-Wert, hergeleitet nach dem Zementsteinmodell von *Powers*, ist für unterschiedliche Hydrationsgrade in Abbildung 3.11 dargestellt. Dazu ist anzumerken, dass dieser Zusammenhang eine Sedimentation (Bluten), die bei höheren W/Z-Werten in der Regel immer vorhanden ist, nicht berücksichtigt. Die Feuchtdichte ρ_f in Abhängigkeit vom W/Z-Wert setzt sich zusammen aus der Masse des unhydrierten Zementes $\Phi_{zu}\cdot\rho_z$, der Masse der Hydrationsprodukte im Zementgel $(1-0,28)\cdot\Phi_g\cdot\rho_{hyd}$, der Masse der wassergefüllten Gelporen $0,28\cdot\Phi_g\cdot\rho_w$ und der Masse der wassergefüllten Kapillarporen $\Phi_{kp}\cdot\rho_w$, bezogen auf eine Volumeneinheit.

$$\rho_f = \Phi_{zu}\cdot\rho_z + (1-0,28)\cdot\Phi_g\cdot\rho_{hyd} + \Phi_g\cdot 0,28\cdot\rho_w + \Phi_{kp}\cdot\rho_w \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.32}$$

In Abbildung 3.11 ist der so errechnete theoretische Zusammenhang zwischen dem W/Z-Wert und der Feucht- und Trockendichte für die Hydrationsgrade 0,6/0,8/1,0 dargestellt. Es zeigt sich dabei, dass die Unterschiede bei der Feuchtdichte in Abhängigkeit vom Hydrati-

onsgrad, aufgrund der Dominanz des Wassers im Gefüge, ab einem W/Z-Wert von rund 1,0 vernachlässigbar klein werden.

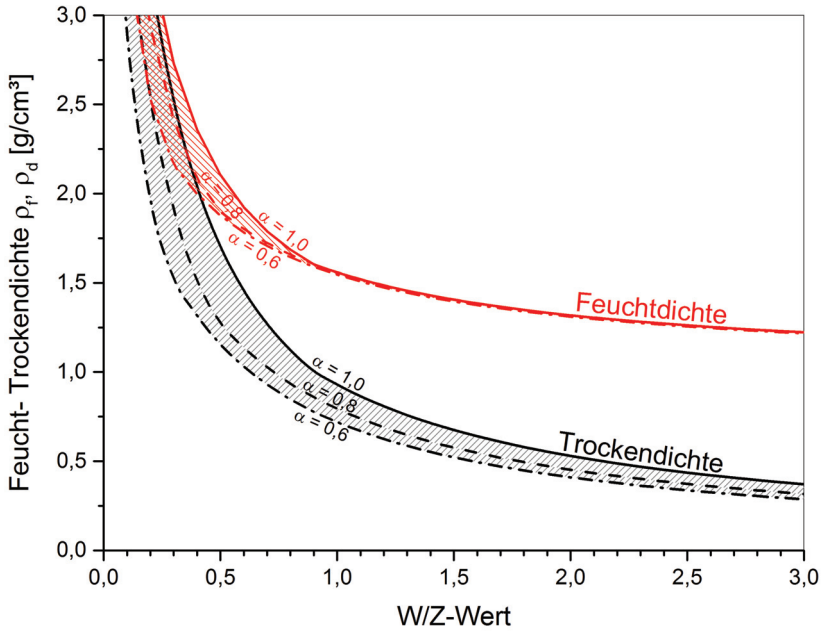


Abb. 3.11: Feucht- und Trockendichte von Zementstein in Abhängigkeit des W/Z-Wertes und des Hydrationsgrades nach dem Modell von Powers

3.4.2 Maximaler Anteil an chemisch gebundenem Wasser

Im Zuge des Hydrationsprozesses wird Wasser chemisch in der Kristallstruktur der Hydrationsprodukte gebunden. Die Menge des chemisch gebundenen Wassers nimmt mit zunehmendem Hydrationsgrad zu, bis entweder kein Wasser mehr zur Verfügung steht (Austrocknung, zu geringer W/Z-Wert), oder die Hydration vollständig abgeschlossen ist und die Zementpartikel vollständig hydratisiert sind. Zement kann bei vollständiger Hydration rund 20 bis 24 Massenprozent an Wasser chemisch binden. Dieser Wert ändert sich nur geringfügig in Abhängigkeit von der Zementzusammensetzung. In Tabelle 3.3 findet sich eine Zusammenstellung der Werte unterschiedlicher Autoren für den Anteil des maximal chemisch gebundenen Wassers in Abhängigkeit von der Bestimmungsmethode. Verfahrensspezifische Grundsätze zu den verwendeten Trocknungsmethoden und deren Einfluss auf das Ergebnis finden sich unter Punkt 3.4.1.

Tab. 3.3: Zusammenstellung von Angaben zum maximalen chemisch gebundenem Wasser w_{ne}^{max} in g_{Wasser}/g_{Zement} bei vollständiger Hydration, adaptiert aus [15]

Autor	Referenz	chem. geb. Wasser	Anmerkung
Powers et al.	[107]	0,21 - 0,25	P- und D- Trocknung
Powers et al.	[108]	0,227	
Mills	[85]	0,24 - 0,26	Ofentrocknung
Odler et al.	[104]	0,20 - 0,22	Amerikanische Zemente Typ I und III
Odler et al.	[104]	0,20 - 0,22	Zusammenstellung anderer Autoren
Hillemeier	[53]	0,24	Normzemente
Locher	[78]	0,21 - 0,24	D- Trocknung

Die Berechnung des maximalen Anteils an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydration w_{ne}^{max} in g/g_{Zement} kann anhand der einzelnen Zementbestandteile stöchiometrisch ermittelt werden. Da die tatsächlichen chemischen Reaktionen nicht genau bekannt sind, müssen Vereinfachungen im Hinblick auf die chemischen Reaktionen zugelassen werden. Der maximal chemisch gebundene Wasseranteil bei vollständiger Hydration kann anhand von Gleichung (3.33) ermittelt werden. Dem Ablauf der chemischen Reaktionen während der Hydration liegen unterschiedliche Annahmen zugrunde, weshalb die Beiwerte in Abhängigkeit der Autoren variieren. In Tabelle 3.4 sind die empirisch ermittelten Werte unterschiedlicher Autoren für die Beiwerte w_1....w_6 zusammengestellt.

$$w_{ne}^{max} = w_1 \cdot (C_3S) + w_2 \cdot (C_2S) + w_3 \cdot (C_3A) + w_4 \cdot (C_4AF) + w_5 \cdot (CS) + w_6 \cdot (SO_3) \quad (3.33)$$

Tab. 3.4: Beiwerte zur Bestimmung des chemisch gebundenen Wasseranteils w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration

	Autor	Quelle	w_1 C_3S	w_2 C_2S	w_3 C_3A	w_4 C_4AF	w_5 CS	w_6 SO_3
(1)	Powers et al.[3]	[107]	0,187	0,158	0,665	0,213	-	-
(2)	Copeland et al.[4]	[26]	0,230	0,196	0,522	0,109	-	-
(3)	Brouwers[5]	[17]	0,187	0,158	0,665	0,213	0	-
(4)	Stark et al.	[128]	0,276	0,209	0,222	0,370	-	1,797

Mindess [86] und *Henning* [52] geben für typische europäische Zemente Richtwerte für die Klinkerphasenzusammensetzung[6] an. Basierend auf diesen Daten wurde mit den in Tabelle 3.4 angeführten Beiwerten der maximal chemisch gebundene Wasseranteil bei vollständiger Hydration w_{ne}^{max} für diese Zementarten berechnet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.12a und Abbildung 3.12b dargestellt. Die Auswertung in Abbildung 3.12bb ergibt für Portlandzement (CEM I) einen Anteil an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydration

[5]Hydrationsalter: 6 Monate, Wasserlagerung bei 70F, W/Z > 0,44, Blaine 1700 - 2000 cm^2/g
[5]Allgemeingültig, 6 Monate, Blaine 1700 - 2000 cm^2/g
[5]P-Trocknung
[6]Anhang A, Tabelle B.1

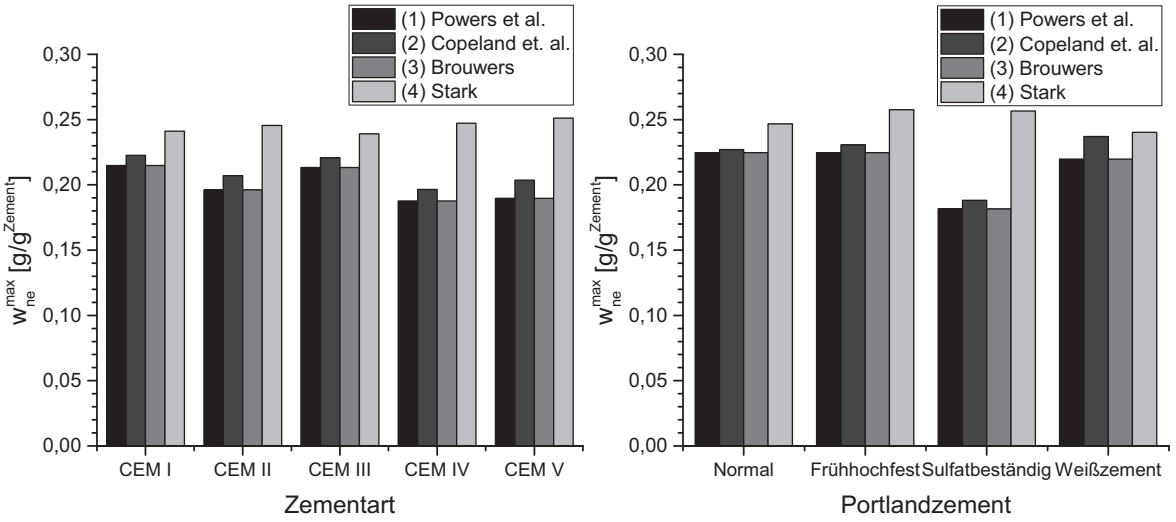


Abb. 3.12: Ermittlung des maximal chemisch gebundenen Wassers basierend auf den Angaben unterschiedlicher Autoren für übliche Zementarten mit Daten aus [86, 52]

im Ausmaß von rund 22 Prozent des Zementgewichts, was sehr gut mit den Angaben aus der Literatur [26, 85] übereinstimmt. Für Kompositzemente (CEM II - V) ist die Masse an chemisch gebundenem Wasser etwas geringer, hängt im Detail aber von der spezifischen Zusammensetzung des jeweiligen Zementes ab. In Tabelle 3.5 ist die Klinkerphasenzusammensetzung ausgewählter österreichischer Zemente angeführt, die teilweise im Zuge der weiterführenden Untersuchungen in dieser Arbeit verwendet wurden. Die Auswahl für die Zusammenstellung erfolgte im Hinblick auf einen möglichst breiten Querschnitt unterschiedlicher injektionsrelevanter Zemente sowie unterschiedlicher Hersteller. Die chemische Zusammensetzung wurde von den Herstellern zur Verfügung gestellt. Anhand der jeweiligen Phasenzusammensetzung wurde der maximale chemisch gebundene Wasseranteil w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration nach Gleichung (3.33) mit den Parametern $w_1 ... w_6$ nach Tabelle 3.4 errechnet.

Zum Vergleich wurden die Versuchsdaten eigener Versuche an nahezu vollständig hydratisierten Zementsteinproben[7] beigefügt. Der maximale chemisch gebundene Wasseranteil w_{ne}^{max} wurde dabei über den Glühverlust der ofengetrockneten Proben zwischen 105 °C und 1010 °C ermittelt. Die Versuchsergebnisse in Abbildung 3.13 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der Messergebnisse mit der Berechnung nach *Powers*, *Copeland* und *Brouwers*. Die Berechnung nach *Stark* überschätzt im Vergleich die chemische Wasserbindung deutlich. Zur Bestimmung der maximalen chemischen Wasserbindung wird für die nachfolgenden Betrachtungen der Mittelwert der Verfahren nach *Powers*, *Copeland* und *Brouwers* herangezogen. Die so gemittelten Beiwerte sind in Tabelle 3.5 angegeben.

[7] Alter >100 Tage, Wasserlagerung, W/Z > 0,6, Ofentrocknung bei 105 °C

Tab. 3.5: Auswertung der stöchiometrisch und versuchstechnisch aus eigenen Versuchen ermittelten maximalen chemischen Wasserbindung w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration am Beispiel ausgewählter österreichischer Zemente

	Klinkerzusammensetzung [%]								
	CEM I			CEM III	CEM I		CEM I		
	42,5N	52,5N	52,5R	32,5N	42,5R	52,5R	42,5N	42,5R	52,5N
Klinker	Lafarge				Rohrdorfer		Holcim		
C_3S	79,95	74,94	65,52	28,77	58,81	60,33	64,38	60,98	63,65
C_2S	11,99	13,44	7,69	4,66	13,99	16,52	13,18	14,85	14,29
C_3A	0,13	0,00	6,70	14,74	0,25	0,79	0,00	7,07	7,02
C_4AF	1,51	5,47	8,00	0,90	19,78	14,32	13,86	8,19	8,79
	maximale Wasserbindung $w_{ne}^{max}[g_{Wasser}/g_{Zement}]$								
(1) Powers	0,17	0,17	0,20	0,16	0,18	0,17	0,17	0,20	0,21
(2) Copeland	0,20	0,20	0,22	0,15	0,19	0,19	0,19	0,22	0,22
(3) Brouwers	0,17	0,17	0,20	0,16	0,18	0,17	0,17	0,20	0,21
(4) Stark	0,28	0,29	0,30	0,14	0,32	0,32	0,31	0,30	0,30
Mittel (1-3)	0,18	0,18	0,21	0,16	0,18	0,18	0,18	0,21	0,21
Eigene Versuche	-	-	0,20	0,15	0,18	0,18	0,18	0,18	0,19

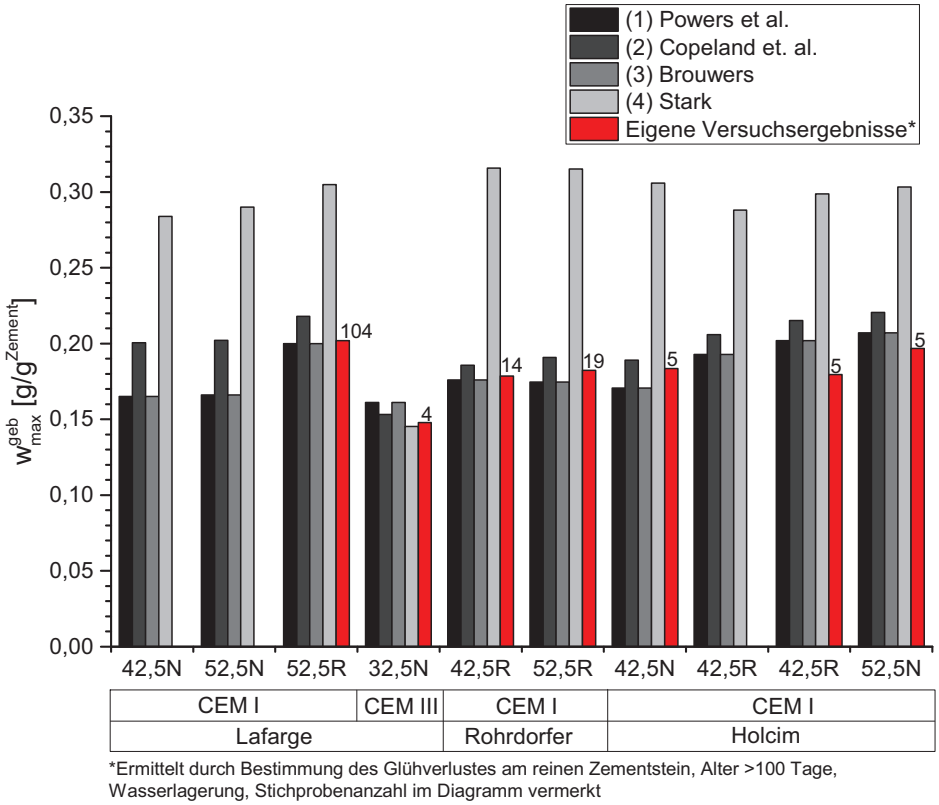


Abb. 3.13: Vergleich der stöchiometrisch ermittelten maximalen chemischen Wasserbindung bei vollständiger Hydration mit den Ergebnissen aus eigenen Versuchen

3.5 Einflussfaktoren auf die Hydration von Zement im Hinblick auf die injektionsspezifische Anwendung

Die Hydration von Zement ist ein Prozess, der durch die Zusammensetzung des Zementes und die äußeren Randbedingungen wesentlich beeinflusst wird. Der Ablauf der chemischen Reaktionen kann dabei bewusst durch die Zusammensetzung der Zemente gesteuert werden. Der Verlauf und die Geschwindigkeit der Hydration entscheiden dabei auch über das Maß und die Form der Hydratbildung, was sich auf die Gefügeentwicklung (Porosität) im Zementstein auswirkt. Nachfolgend werden die unterschiedlichen Einflüsse auf die Hydration von Zement beschrieben, wobei der Fokus speziell auf die in der Injektionstechnik verwendeten hohen W/Z-Werte gelegt wird.

3.5.1 Chemische Zusammensetzung des Zementes

Der Verlauf der Hydration wird haupsächlich durch die chemische Zusammensetzung des Zementes bestimmt. Portlandzemente mit einem hohem C_3S Gehalt erhärten schneller, während C_2S reichere Zemente langsamer erhärten, aber höhere Endfestigkeiten erreichen. Der Sulfatträger (Anhydrit und Gips) bremst die schnelle Anfangsreaktion des C_3A, während das C_3S als Anreger für das C_2S wirkt und dessen Reaktionsgeschwindigkeit deutlich hebt. Einen deutlichen Einfluss auf den Verlauf der Hydration und die Festigkeiten haben die Art und Menge des Sulfatträgers. Da sich die Zusammensetzung von normalen Portlandzementen jedoch nur in engen Bandbreiten ändert, stimmt das Reaktionsverhalten ähnlicher Zementarten weitgehend überein. Geringfügige Unterschiede in der Zusammensetzung wirken sich dabei nur unwesentlich aus [111].

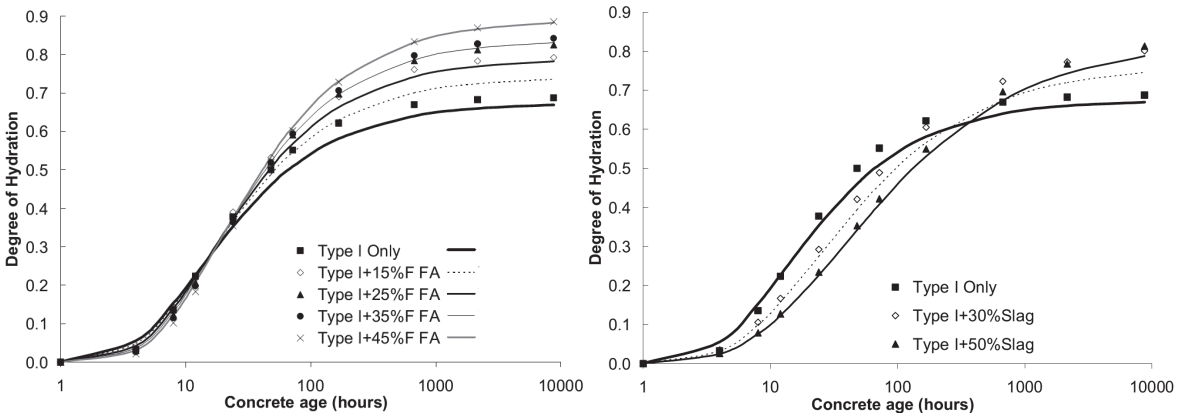
3.5.2 Zusatzstoffe im Zement

Zusatzstoffe sind fein verteilte Stoffe, die bestimmte Eigenschaften des Zementleims bzw. der Suspension beeinflussen. Es wird dabei zwischen folgenden Arten unterschieden:

- inaktive Zusatzstoffe
- puzzolanische Zusatzstoffe
- latent hydraulische Zusatzstoffe
- organische Zusatzstoffe

Die Beimischung von Stoffen, die teilweise den Portlandzementklinker ersetzen, führt in der Regel zu einer Verlangsamung der Hydration. Da diese Stoffe über eine geringere Reaktionsfähigkeit als Portlandzementklinker verfügen, müssen diese feiner aufgemahlen werden, um vergleichbare Normfestigkeiten zu erreichen. Dabei gilt, dass mit steigendem Anteil an Zumahlstoffen der Zement feiner aufgemahlen werden muss. Dies hat zur Folge, dass sich aufgrund des feiner aufgemahlenen Portlandzementklinkers oftmals höhere Festigkeiten ergeben, als bei vergleichbaren reinen Portlandzementen [128]. Grundsätzlich gilt jedoch,

dass der zeitliche Verlauf des Hydrationsgrades (bei gleicher Mahlfeinheit des Portlandzementklinkers) von der Menge des beigemischten Zusatzstoffes abhängig ist. Flugasche und Hüttensand führen dabei anfangs zu einer langsameren Hydration, wobei im Endstadium höhere Hydrationsgrade erreicht werden als bei reinen Portlandklinkerzementen. Vgl. Abbildung 3.14a und Abbildung 3.14b. Bei Hüttensand ist die Reaktion vom beigemischten Anteil nahzu unabhängig, wobei die Reaktionsgeschwindigkeit deutlich höher als bei Flugasche ist [111]. Nach [41] kommt es erst bei Flugascheanteilen von über 60% der Zementmasse zu einer Erhöhung der Festigkeit und Verringerung der Durchlässigkeit gegenüber der reinen Portlandzementmischung. Inerte Stoffe beeinflussen den Verlauf der Hydration kaum [128]. Chloride beschleunigen die Reaktion, während Zucker und Huminsäuren eine verzögernde Wirkung zugeschrieben wird [128]. Nach *Vali et al.* [137] führt eine Bentonitbeigabe zu einer Verzögerung der Hydration. Über die kritische Menge an Bentonit, die zu einer Verzögerung führt, ist jedoch nichts bekannt. Nach *Cambefort* [20] führen Bentonitbeimischungen von bis zu 4 M% noch zu keinen Festigkeitseinbußen.



(a) (b)

Abb. 3.14: Entwicklung des Hydrationsgrades bei Beton mit Zement CEM I und
(a) Flugasche „FA“ (15%, 25%, 35%, 45%), aus [111] nach [117]
(b) Hüttensand „Slag“ (30%, 50%), aus [117]

3.5.3 Mahlfeinheit

Großen Einfluß auf den Hydrationsprozess hat die spezifische Oberfläche des Zementes, die durch die Mahlfeinheit gesteuert wird. Bei Zement wird die spezifische Oberfläche über den Blaine-Wert in cm^2 definiert. Je feiner der Zement, desto größer ist die massebezogene Oberfläche, wodurch sich das Reaktionsvermögen und die Geschwindigkeit deutlich erhöhen [111, 3]. Die Frühfestigkeit steigt mit zunehmender Mahlfeinheit in stärkerem Maß als die Endfestigkeit. Das liegt daran, dass die Hydratbildung zu Beginn der Reaktion vor allem von der mit dem Anmachwasser reagierenden Oberfläche abhängt, während mit fortschreitender Hydration die Prozesse zunehmend diffussionsgesteuert sind. Bei gleicher massebezogener Oberfläche zeigte sich in Untersuchungen, dass engere Kornverteilungen bei gleichem Alter zu höheren Normfestigkeiten führen [78]. Zementpasten mit unterschiedlichen Kornvertei-

lungen, jedoch gleichem W/Z-Wert, führen bei übereinstimmendem Hydrationsgrad (aber unterschiedlichem Alter) zu vergleichbaren Festigkeiten [68].

3.5.4 Wasser-Zementwert (W/Z-Wert)

Im Frühstadium der Hydration (< 24 Stunden) besteht kaum Einfluss durch den W/Z-Wert auf die Hydrationsgeschwindigkeit. In späteren Stadien der Hydration führt ein höherer W/Z-Wert zu einer höheren Hydrationsgeschwindigkeit und zu einem größerem maximal erzielbaren Hydrationsgrad. Der Zement erhärtet mit zunehmendem W/Z-Wert deutlich schneller. Ein porenreiches Gefüge, wie es beispielsweise im Beton oder Boden vorherrscht, erleichtert den Wassertransport zu den noch nicht hydratisierten Zementpartikeln und bewirkt einen schnelleren Hydrationsverlauf. Die Versuche von *Taplin* [131] in Abbildung 3.15 zeigen einen deutlichen Einfluss des W/Z-Wertes auf den Hydrationsverlauf bis zu einem W/Z-Wert von 0,5. Bei höheren W/Z-Werten verringert sich der Einfluss mit zunehmendem W/Z-Wert. W/Z-Werte über 0,8, wie sie in der Injektionstechnik üblich sind, haben demnach nur mehr untergeordneten Einfluss auf den Hydrationsverlauf.

3.5.5 Verfügbarkeit von Wasser während der Aushärtung

Während der Hydration wird Wasser aus den Kapillarporen chemisch in der Kristallstruktur gebunden. Kommt es zu einem Austrocknen der Kapillarporen, beispielsweise durch äußere Einflüsse, so kann der Hydrationsprozess verlangsamt oder sogar gestoppt werden. Dies trifft vor allem auf niedrige W/Z-Werte zu, wenn nicht genügend Wasser zur Hydration zur Verfügung steht. Ab einem W/Z-Wert größer als 0,6 reicht das in den Kapillarporen gebundene Wasser allerdings aus, so dass selbst bei einer versiegelten Lagerung (ohne äußere Wasserzufuhr) kein Einfluss mehr auf den Hydrationsverlauf besteht [56]. (siehe dazu auch Abbildung 3.17).

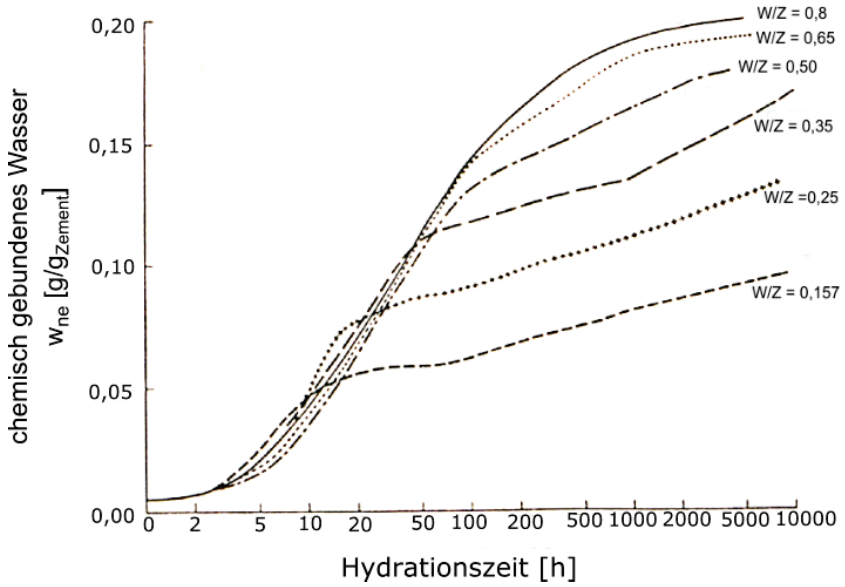


Abb. 3.15: Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit vom W/Z-Wert, adaptiert aus [131]

Ein Austrocknen des Zementsteins selbst wirkt sich, wie in Abbildung 3.16 ersichtlich, schon bei einem geringen Rückgang der Feuchte im Zementstein auf den Hydrationsfortschritt aus. Schon ein Rückgang der relativen Feuchte im Zementstein auf rund 95% führt zu einer deutlich verzögerten Hydration, unter 80% relativer Feuchte kommt es nahezu zum Stillstand der Hydration. Der Zeitpunkt der Verringerung der Luftfeuchtigkeit spielt dabei eine entscheidende Rolle. Je geringer der Hydrationsgrad bei der die Feuchte absinkt und je stärker der Feuchteverlust, desto größer ist der Einfluss auf den Hydrationsverlauf. Die Auswertung verschiedener Versuchsergebnisse unterschiedlicher Autoren in [111] zeigt, dass selbst eine Reduktion der relativen Feuchte nach 7 Tagen auf 85% zu einer deutlichen Verlangsamung der Hydration führt. Die Porosität des Gefüges spielt dabei eine wesentliche Rolle. Je höher der W/Z-Wert, desto durchlässiger ist die Struktur und desto anfälliger ist das System gegenüber einer Änderung der äußeren Randbedingungen (Austrocknen). [56]

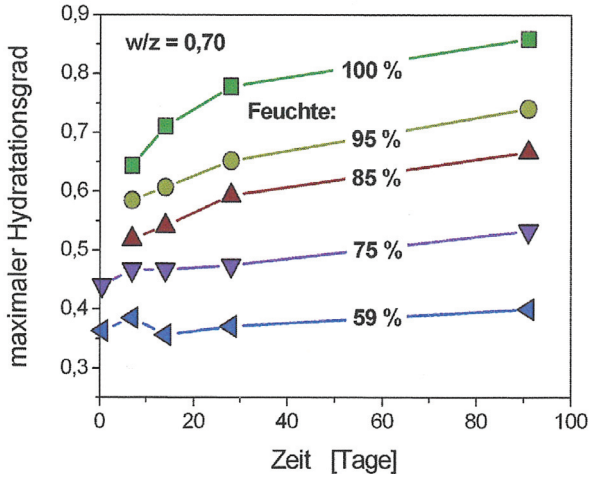


Abb. 3.16: Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit von der relativen Feuchte im Zementstein bei einem W/Z-Wert von 0,7 aus [111] mit Daten nach [93]

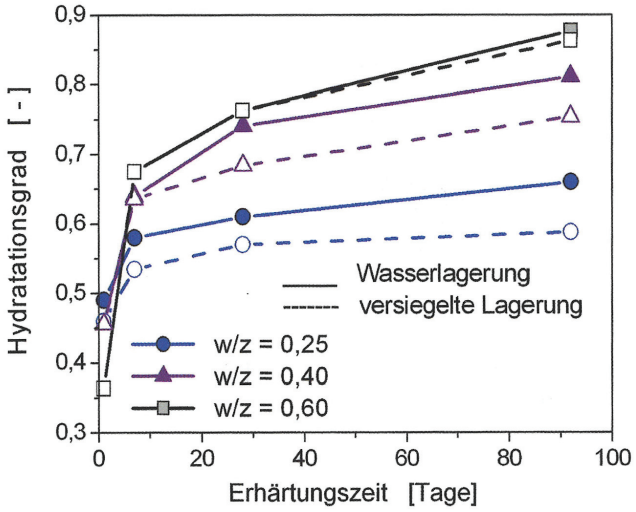


Abb. 3.17: Einfluss der Probenlagerung auf die Hydration in Abhängigkeit vom W/Z-Wert aus [111] mit Daten nach [56]

3.5.6 Temperaturbedingungen während der Aushärtung

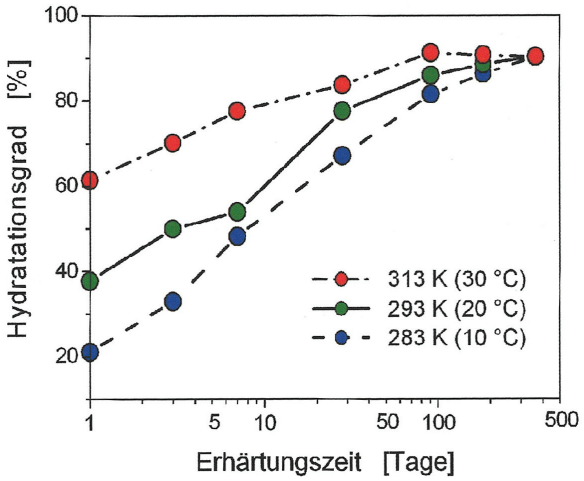


Abb. 3.18: Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit von der Temperatur aus [111] mit Daten nach [83]

Die Temperatur während der Hydration beeinflusst, speziell in den Frühphasen der Hydration, die Reaktionsgeschwindigkeit. Höhere Temperaturen beschleunigen die chemischen Reaktionen und führen zu einer verfrühten Festigkeitsentwicklung, die zu Lasten der Endfestigkeit geht. Niedrige Temperaturen verzögern den Hydrationsverlauf, führen aber in der Regel zu höheren Endfestigkeiten. Dies ist vor allem bedingt durch die bei höheren Temperaturen verstärkte Ausbildung langfasriger C-S-H Hydrate, während bei niedrigeren Temperaturen vermehrt kurzfasrige C-S-H Hydrate gebildet werden, die eine deutlich dichtere Struktur und somit höhere Festigkeiten ermöglichen. Die durch die Temperatur bedingten Unterschiede in der Geschwindigkeit des Hydrationsprozesses (Hydrationsverlauf) gleichen sich erst bei höherem Probenalter wieder aus. [83]

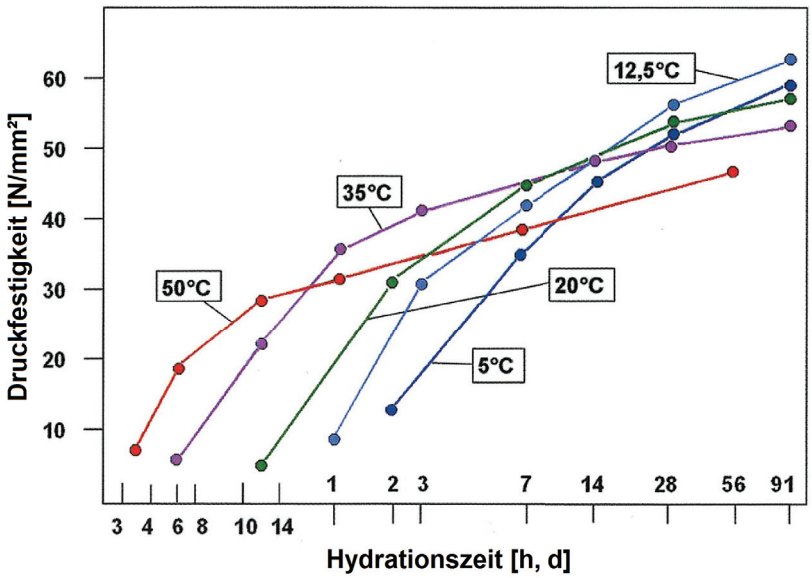


Abb. 3.19: Einfluss der Erhärtungstemperatur auf die Druckfestigkeit zu unterschiedlichen Hydrationszeitpunkten aus [111] mit Daten nach [70]

3.5.7 Zusammenfasssung und Ableitung von injektionsspezifischen Einflussfaktoren

Die Erhärtung von Zement ist ein komplexer Vorgang, der von einer Vielzahl an unterschiedlichen Faktoren beeinflusst wird. Die zu diesem Thema angeführten Untersuchungen beruhen in der Regel alle auf Zementpasten, mit den in der Betontechnologie üblichen W/Z-Werten im Bereich von 0,38 bis 0,8. Für die in der Injektionstechnik üblichen hohen W/Z-Werte im Bereich von 0,8 bis 1,5 und verfahrensspezifische Randbedingungen können zusammenfassend folgende Punkte als Einflussfaktoren auf den Hydrationsverlauf festgehalten werden:

- **W/Z-Wert**
  Für die Hydrationsgeschwindigkeit kann gesagt werden, dass sich ab einem W/Z-Wert größer als 0,6 die zeitlichen Hydrationsverläufe mit zunehmendem W/Z-Wert kaum voneinander unterscheiden [111]. Grundsätzlich gilt, dass es mit zunehmendem W/Z-Wert zu einer Zunahme der Hydrationsgeschwindigkeit und somit zu einer schnelleren Erhärtung kommt. Der W/Z-Wert ist verantwortlich für die Strukturbildung im Zementstein. Je höher der W/Z-Wert ist, desto größer ist der Kapillarporenanteil und desto geringer ist die Festigkeit.

- **Verfügbarkeit von Wasser während der Aushärtung**
  Speziell bei niedrigen W/Z-Werten muss genügend Wasser in der Struktur vorhanden sein, um die Hydration nicht zu verlangsamen oder sogar zu stoppen. Bei Zementpasten mit W/Z-Werten über 0,6 ist in der Regel im Zementstein ausreichend Wasser vorhanden, um den Hydrationsverlauf nicht negativ zu beeinflussen. Ein Absinken der Feuchte im Zementstein während der Hydration kann den Hydrationsverlauf ebenfalls bremsen oder stoppen, weshalb eine Austrocknung zu vermeiden ist. Aufgrund der hohen

Porosität ist Zementstein mit hohen W/Z-Werten besonders anfällig für ein schnelles Austrocknen bei einer Änderung der Umgebungsbedingungen. Bei der Entnahme von Suspensions-Rückstellproben ist daher in jedem Fall ein Austrocknen zu verhindern. Injektionen werden vielfach unter dem Grund- bzw. Bergwasserspiegel ausgeführt, wodurch die Problematik des Austrocknens des Zementsteins entfällt. Ist dies nicht der Fall, ist üblicherweise noch immer genügend Umgebungsfeuchte bzw. genügend Wasser in den Kapillarporen des Zementsteins vorhanden, um ein Austrocknen zu verhindern. Es kann somit bei Injektionen unter in situ Bedingungen üblicherweise davon ausgegangen werden, dass genügend Wasser im Zementstein für eine (vollständige) Hydration zur Verfügung steht und dass der Hydrationsprozess im Allgemeinen sehr schnell verläuft. Ab einem W/Z-Wert von größer als 0,6 sind die Hydrationsverläufe in der Regel sehr ähnlich.(siehe dazu Abbildung 3.17)

- **Zementart und Zusatzstoffe**
  Für Injektionen werden in der Regel Portlandzemente gemäß Norm vom Typ CEM I verwendet. Diese Zemente weisen gemäß [39] einen Klinkeranteil von mindestens 95 M% auf. Der geringe Anteil an Nebenbestandteilen von maximal 5 M% hat nur geringfügige Auswirkungen auf den Hydrationprozess, was allgemeine Aussagen zum Hydrationsverlauf bei dieser Zementart ermöglicht. Bei anderen Zementarten sind die Bandbreiten der Haupt- und Nebenbestandteile wesentlich größer. Bei ihnen sind daher nur schwer allgemein gültige Angaben zum Hydrationsverlauf möglich. Zusatzstoffe beeinflussen den Hydrationsverlauf in Abhängigkeit vom beigemischten Anteil. Bei geringen Anteilen ist kaum von einer signifikanten Beeinflussung auszugehen.

- **Temperatur während der Aushärtung**
  Im Untergrund kann üblicherweise von einem konstanten Temperaturniveau augegangen werden, wodurch die Einflüsse im Zuge der Hydration vernachlässigbar klein sind. Von Relevanz kann dabei unter Umständen eine verfahrensbedingt höhere oder tiefere Anmachwassertemperatur sein, die in der Anfangsphase der Hydration zu einer Beeinflussung des Hydrationsprozesses führen würde.

- **Mahlfeinheit des Zementes**
  Die Mahlfeinheit ist ein wesentliches Kriterium für die Injizierbarkeit des Zementes bzw. der Zementsuspension. Grundsätzlich gilt, dass höhere Mahlfeinheiten zu schnelleren Hydrationsverläufen führen, jedoch die Verläufe bei Zementen gleicher Normklasse ähnlich ist.

Grundsätzlich zeigt sich, dass die den Hydrationsverlauf beeinflussenden Prozesse bei hohen W/Z-Werten wesentlich abgeschwächter auftreten als bei niedrigen W/Z-Werten. Durch den hohen Wasseranteil im Zementstein ist praktisch immer eine vollständige Hydration möglich, die zudem wesentlich schneller verläuft als bei niedrigen W/Z-Werten.

3.6 Zeitlicher Verlauf der Hydration

Für die Bestimmung des Hydrationsgrades stehen die bereits unter Abschnitt 3.3.3.5 beschriebenen Verfahren zur Verfügung. Die einfachste Variante ist die Bestimmung über das chemisch gebundene Wasser. Dabei ergibt sich der Hydrationsgrad als Quotient des Massenanteils an chemisch gebundenem Wasser $m_{w,ne}(t)$ zum Zeitpunkt t über dem Massenanteil an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydration $m_{w,ne}^{max}$. Für Zementstein entspricht das dem Quotient aus dem Glühverlust[8] GV bei 1010 °C über dem maximal chemisch gebundenen Wasseranteil w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration. Da letzterer in der Regel nicht bekannt ist, muss er anhand der Zementart abgeschätzt werden. Für Portlandzemente liegt der Anteil bei rund 20 bis 24% der Zementmasse. Details zur Ermittlung des maximal chemisch gebundenen Wasseranteils finden sich unter Punkt 3.4.2. Der Hydrationsgrad α zum Zeitpunkt t ergibt sich zu:

$$\alpha = \frac{m_{w,ne}(t)}{m_{w,ne}^{max}} = \frac{GV}{w_{ne}^{max}} \tag{3.34}$$

Bei Zementsuspension werden oftmals auch inerte Zusatzstoffe beigemischt. Diese Zusatzstoffe können eine Verfälschung der Berechnung nach Gleichung (3.34) hervorrufen. Dies ist vor allem der Fall, wenn der Zusatzstoff einen höheren Glühverlust bei 1010 °C aufweist und der Anteil der Beimischung dementsprechend hoch ist. Ist der Beimischungsanteil bekannt, so kann der Einfluss des Zusatzstoffes auf die Versuchsdurchführung unter Erweiterung von Gleichung (3.34) folgendermaßen berücksichtigt werden:

$$\alpha = \frac{GV - GV_{zs} \cdot \beta}{w_{ne}^{max}} \tag{3.35}$$

α	-	Hydrationsgrad
GV	-	Glühverlust der Probe (Zementstein) bei 1010 °C
w_{ne}^{max}	-	Chemisch gebundener Wasseranteil bei vollständiger Hydration
$m_{w,ne}$	g	Nicht verdampfbares (chemisch gebundenes) Wasser
GV_{zst}	-	Glühverlust der Zusatzstoffe bei 1010 °C
β	-	Anteil des Zusatzstoffs bezogen auf die Zementmasse

Der Verlauf des Hydrationsprozesses kann am reinen Zementstein anhand von Glühversuchen zu unterschiedlichen Hydrationszeitpunkten bestimmt werden. Dabei muss der maximale chemisch gebundene Wasseranteil w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration bekannt sein, was beispielsweise nach Gleichung (3.33) anhand der chemischen Zusammensetzung des Zementes erfolgen kann. In Abbildung 3.20 sind die Glühverluste unterschiedlicher Zementsteinproben über die Zeit dargestellt. Es handelt sich dabei um Suspensionsrückstellproben von Portlandzementsuspensionen vom Typ CEM I 42,5N und R, sowie 52,5N und R. Die W/Z-Werte der Proben liegen im Bereich zwischen 0,8 und 6,0 wobei die meisten Proben einen W/Z-Wert von 1,0 aufweisen. Die größte Probenanzahl umfasst den in den weiteren

[8] bezogen auf die Trockenmasse (105 °C), $GV = \frac{m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}}{m^{105\,°C}}$

Versuchen verwendeten Zement vom Typ CEM I 52,5R. Die Suspensionsrückstellproben wurden bis zur Versuchsdurchführung im Wasserbad gelagert, danach bei 105 °C bis zur Massenkonstanz im Ofen getrocknet und anschließend bei 1010 °C im Muffelofen für 8 Stunden geglüht. Nach Auskühlen im Exsikkator wurden die Proben rückgewogen und der Glühverlust zwischen 105 °C und 1010 °C ermittelt, was dem chemisch gebundenen Wasseranteil w_{ne} entspricht. Die Versuchsdurchführung erfolgte bei einem Probenalter zwischen 1 und 1000 Tagen, wobei der Hauptteil der Versuchsdaten im Bereich zwischen 28 und 500 Tagen liegt.

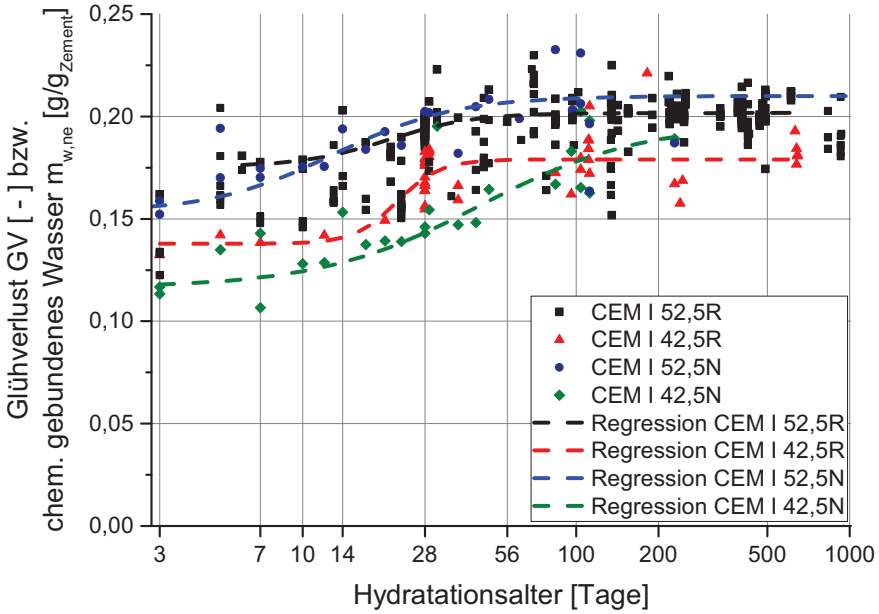


Abb. 3.20: Glühverluste von Portlandzementsuspensionen mit W/Z-Werten >0,8 aus eigenen Versuchsdaten im halblogarithmischen Maßstab

Die Gesamtheit der Daten in Abbildung 3.20 zeigt bei den untersuchten Zementarten einen sehr raschen Anstieg des chemisch gebundenen Wasseranteils im Zementstein in den ersten Tagen auf rund 60 bis 70% des Endwertes. Es zeigt sich auch, dass der Anteil des maximal chemisch gebundenen Wassers w_{ne}^{max} im Zementstein bei den untersuchten Portlandzementen im Bereich von 18 bis 22% der Zementmasse liegt und dass der Hydrationsprozess nach 56 Tagen größtenteils abgeschlossen ist. Aus dem Glühverlust der Proben zum Zeitpunkt t und dem maximalen chemisch gebundenen Wasseranteil nach Gleichung (3.33) lässt sich der Hydrationsgrad der einzelnen Proben berechnen. Die berechneten Hydrationsgrade für die Proben und die daraus abgeleiteten Regressionen der Hydrationsverläufe sind in Abbildung 3.21 dargestellt.

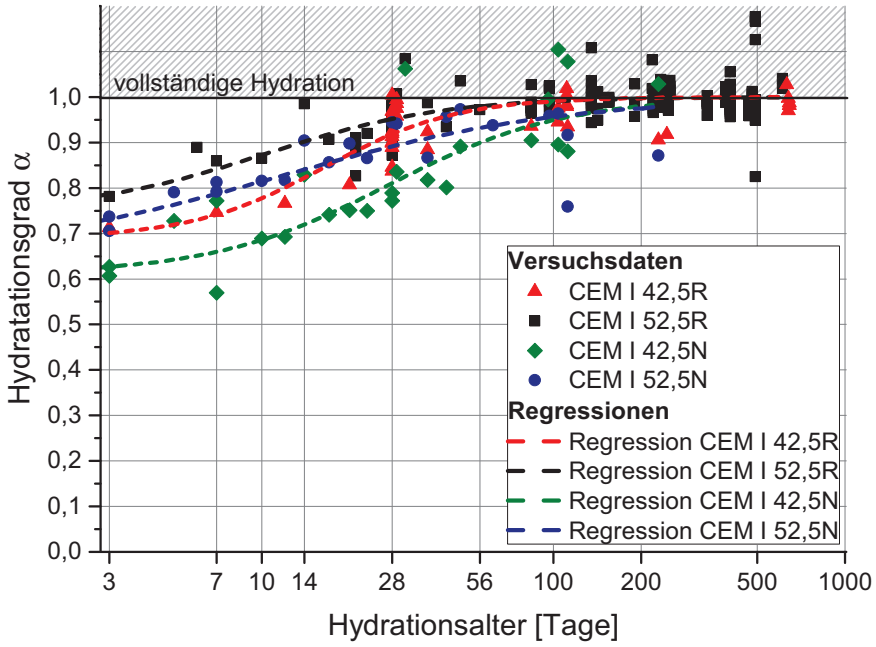


Abb. 3.21: Rückrechnung des Hydrationsgrades für Portlandzementsuspensionen mit W/Z-Werten >0,8 aus eigenen Versuchsdaten im halblogarithmischen Maßstab

Es zeigt sich anhand der untersuchten Zemente, dass sich die Hydrationsverläufe der Zemente bei hohen W/Z-Werten nur geringfügig unterscheiden. Aufgrund des hohen Wasserangebots im Zementstein verläuft der Hydrationsprozess sehr schnell und es werden schon nach drei Tagen Hydrationsgrade von etwa 60% erreicht. Nach 28 Tagen beträgt der Hydrationsgrad bei den Frühfesten (-R) und fein gemahlenen Zementen knapp 90%, lediglich die Hydration des CEM I 42,5N verläuft erwartungsgemäß etwas verzögert. Nach 56 Tagen erreichen alle untersuchten Zementsorten einen Hydrationsgrad von über 90%. Hydrationsgrade von $\alpha > 1,0$ sind praktisch nicht möglich, ergeben sich jedoch in einigen Fällen bei der Rückrechnung aufgrund der Versuchsstreuung. Die in Punkt 3.5 angeführten Folgerungen zum Hydrationsverlauf bei hohen W/Z-Werten bestätigen sich somit anhand der durchgeführten Versuche. Die aus den eigenen Versuchsdaten abgeleiteten Regressionen für den Hydrationsverlauf von Zementstein mit hohem W/Z-Wert können in Abhängigkeit von der Hydrationszeit t über folgende Regressionsfunktion beschrieben werden:

$$\alpha = \frac{A_1 - A_2}{1 + \left(\frac{t}{t_0}\right)^p} + A_2 \qquad \text{Hydrationsgrad} \tag{3.36}$$

Die zugehörigen Kennwerte A_1, A_2, t und t_0 sind für die untersuchten Zemente in Tabelle 3.6 angeführt. Anzumerken ist dabei, dass die ermittelte Regression nicht für die Frühphasen der Hydration (< 7 Tage) gilt und dass die Voraussetzung der Feuchtlagerung (Verhinderung von Austrocknung) gegeben sein muss. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurden folgende Parameter für die Regressionsfunktion abgeleitet:

Tab. 3.6: Parameter der ermittelten Regressionsfunktion für die Bestimmung des Hydrationsgrades α von Portlandzementsuspensionen mit hohen W/Z-Werten

Parameter		**42,5R**	**52,5R**	**42,5N**	**52,5N**
A_1	-	0,69	0,75	0,61	0,65
A_2	-	1,0	1,0	1,0	1,0
p	-	1,9	1,4	1,4	0,9
t_0	Tage	16	10	27	12
Probenanzahl		37	227	26	24
Bestimmtheitsmaß R^2		0,60	0,38	0,74	0,68

Alter		**Hydrationsgrad α**			
7	Tage	0,74	0,84	0,66	0,78
14	Tage	0,83	0,90	0,72	0,84
21	Tage	0,88	0,93	0,77	0,87
28	Tage	0,92	0,95	0,81	0,89
56	Tage	0,97	0,98	0,90	0,93
100	Tage	0,99	0,99	0,95	0,99

Abbildung 3.22 zeigt die aus den eigenen Versuchsdaten über Regression ermittelten Hydrationsverläufe für Suspensionen mit hohen W/Z-Werten (>0,8) im Vergleich zu den wenigen in der Literatur vorhandenen Daten anderer Autoren für vergleichbare Zementsuspensionen. Es zeigt sich dabei, dass die Daten für frühhochfeste Zemente (-R) sehr gut mit den Daten amerikanischer Zemente von *Copeland et al.* [26] übereinstimmen. Bei den normalerhärtenden Zementen (-N) zeigen die eigenen Versuchsdaten wesentlich geringere Hydrationsgrade im jungen Zementalter (unter 5 Tagen), was vermutlich auf die unterschiedliche Zusammensetzung der Zemente zurückzuführen ist.

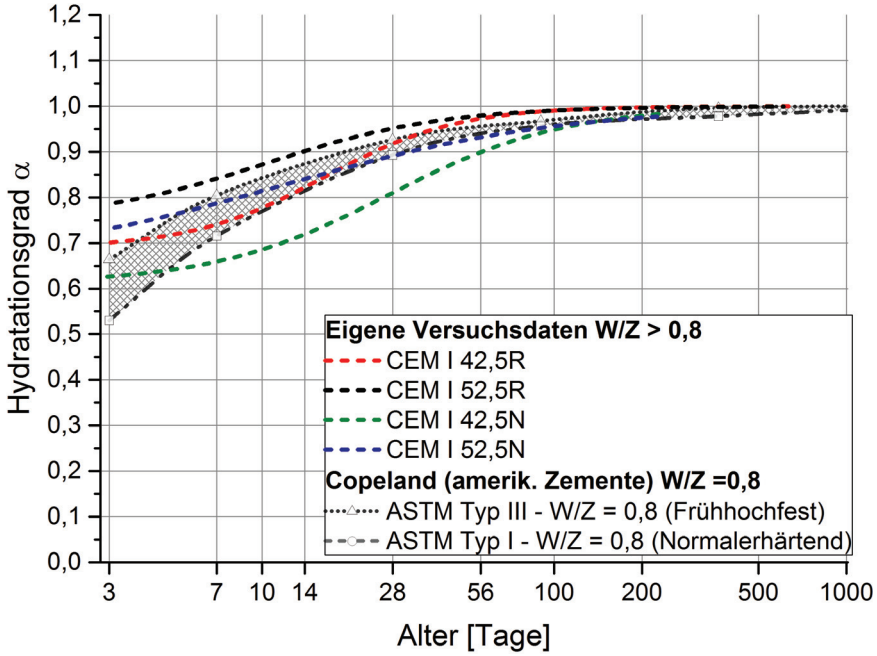


Abb. 3.22: Vergleich des versuchstechnisch ermittelten Hydrationsverlaufs von Zementpasten hoher W/Z-Werte im Vergleich mit Daten von: *Verbeck* in *Copeland* et al. [26] (amerikanische Zemente)

3.7 Festigkeit von Zementstein

3.7.1 Zusammenhang zwischen Festigkeit und Kapillarporosität

Die Festigkeit von Zementstein ist abhängig vom W/Z-Wert, dem Hydrationsgrad, den Hydrationsbedingungen sowie einer Vielzahl anderer Faktoren, die die Festigkeitsbildung im Zementstein beeinflussen. Bezogen auf die Makroebene hängt die Druckfestigkeit des Zementsteins im Wesentlichen von der Kapillarporosität ab. Die Kapillarporosität des Zementsteins steigt mit zunehmendem W/Z-Wert an und nimmt mit fortschreitender Hydration durch die Gelbildung im Zementstein ab. *Locher* [77] zeigt anhand der Auswertung von Versuchsdaten anderer Autoren an normal erhärteten Zementsteinproben, dass bei reinem Zementstein ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Kapillarporosität besteht. Abbildung 3.23 zeigt die Druckfestigkeit q_u, die in der Grafik von *Locher* mit D bezeichnet wird, für heiß gepresste und normal erhärtete Zementsteinproben in Abhängigkeit von der Kapillarporosität Φkp. Erstere haben für die Praxis keine Relevanz. Die Daten der normal erhärteten Proben zeigen einen eindeutigen nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Kapillarporosität Φ_{kp} und der Druckfestigkeit D. Die dargestellte Beziehung gilt für unterschiedliche Zementarten, wobei die Extrapolation der Daten für einen kapillarporenfreien Zementstein eine Druckfestigkeit von $D_0 = 203000\ \mathrm{kN/m^2}$ ergibt.

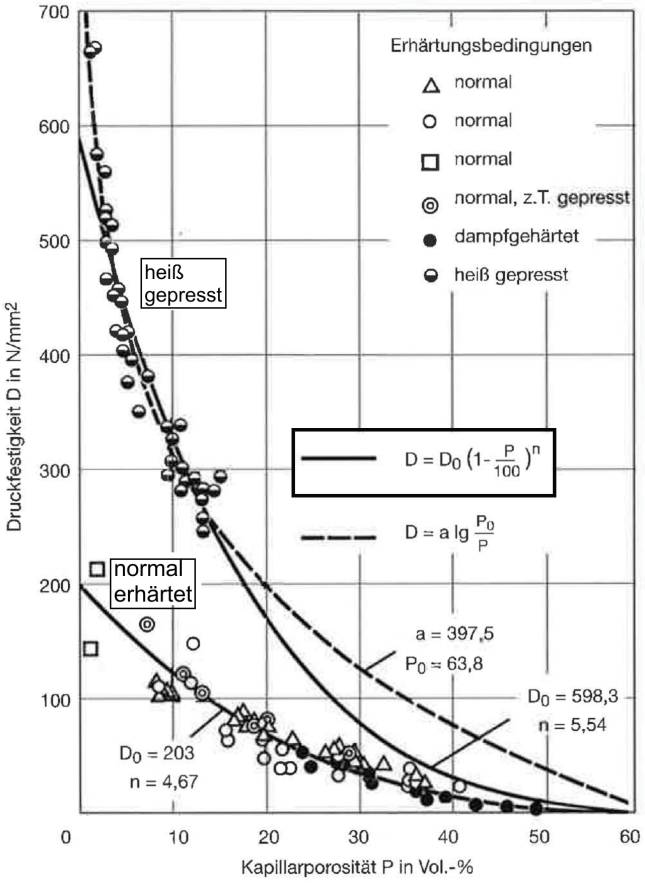


Abb. 3.23: Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und Druckfestigkeit von Zementstein aus [77]

Basierend auf den Daten empfiehlt *Locher* zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Druckfestigkeit D und Kapillarporosität Φ_{kp} von Zementstein folgende mathematische Beziehung:

$$q_u \widehat{=} D = D_0 \cdot \left(1 - \Phi_{kp}\right)^n \tag{3.37}$$

$$D_0 = 203 \quad N/mm^2$$

$$n = 4,67$$

Die ursprünglich für metallkeramische Werkstoffe entwickelte Gleichung (3.37) ergibt nach *Locher* die beste Anpassung an die Versuchsdaten. Die Kapillarporosität Φ_{kp} ergibt sich nach dem Zementsteinmodell von *Powers* [107], wie unter Abschnitt 3.4.1 in Gleichung (3.23) bereits beschrieben, zu:

$$\Phi_{kp} = \frac{W/Z - \alpha \cdot (N-1) \cdot v_z}{W/Z + v_z} \tag{3.38}$$

Somit kann anhand von Gleichungen 3.37 und 3.38 der Zusammenhang zwischen dem W/Z-Wert und der Druckfestigkeit q_u bzw. D in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad α hergeleitet

werden. Die Zusammenhänge sind auch grafisch in Abbildung 3.24 dargestellt.

$$q_u \widehat{=} D = D_0 \cdot \left(1 - \frac{W/Z - \alpha \cdot (N-1) \cdot v_z}{W/Z + v_z}\right)^n \tag{3.39}$$

D	kN/m^2	Druckfestigkeit des Zementsteins (Bezeichnung nach *Locher*)
q_u	kN/m^2	Druckfestigkeit des Zementsteins
D_0	kN/m^2	Druckfestigkeit des kapillarporenfreien Zementsteins
n	-	Exponent
Φ_{kp}	-	Kapillarporosität
α	-	Hydrationsgrad
W/Z	-	Wasser-Zementwert
N	-	Gelbildungsfaktor (vgl. Gleichung 3.20)
v_z	cm^3/g	Spezifisches Volumen von Zement

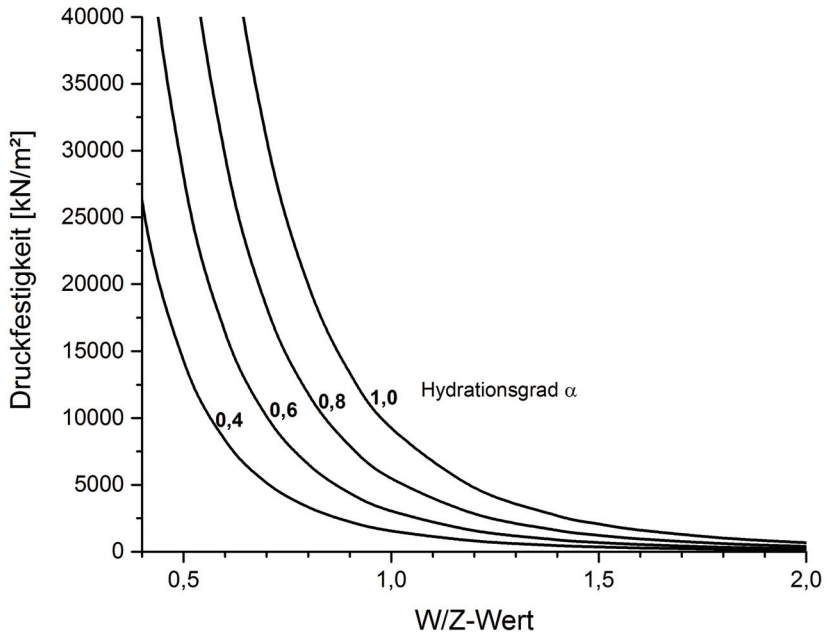


Abb. 3.24: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und W/Z-Wert am reinen Zementstein in Abhängigkeit des Hydrationsgrades nach *Locher* [77]

3.7.2 Zusammenhang zwischen Festigkeit und Trockendichte

Nachfolgend wird der theoretische Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit q_u und der Trockendichte ρ_d von Zementstein hergeleitet. Die Trockendichte ergibt sich nach Gleichung (3.30) zu:

$$\rho_d = 0,72 \cdot \Phi_g \cdot \rho_{hyd} + \Phi_{zu} \cdot \rho_z \qquad [\text{g/cm}^3] \tag{3.30}$$

Einsetzen von Φ_g aus Gleichung (3.25) und Φ_{zu} aus Gleichung (3.24) ergibt:

$$\rho_d = 0,72 \cdot \rho_{hyd} \cdot \frac{N \cdot \alpha \cdot v_z}{W/Z + v_z} + \rho_z \cdot \frac{(1-\alpha) \cdot v_z}{W/Z + v_z} \qquad [\text{g/cm}^3] \tag{3.40}$$

Durch Vereinfachen und Umformen ergibt sich:

$$\rho_d = \frac{v_z}{W/Z + v_z} \cdot \left[0,72 \cdot N \cdot \alpha \cdot \rho_{hyd} + (1-\alpha) \cdot \rho_z\right] \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.41}$$

Gleichung (3.39) kann nach Umformen nach dem W/Z-Wert folgendermaßen angeschrieben werden:

$$W/Z = \frac{v_z \left[1 + \alpha \cdot (N-1) - \sqrt[n]{\frac{q_u}{D_0}}\right]}{\sqrt[n]{\frac{q_u}{D_0}}} \qquad [\,-\,] \tag{3.42}$$

Einsetzen von Gleichung (3.42) in Gleichung (3.41) und Vereinfachen ergibt:

$$\rho_d = \frac{\sqrt[n]{\frac{q_u}{D_0}} \cdot \left[\alpha \cdot (0,72 \cdot N \cdot \rho_{hyd} - \rho_z) + \rho_z\right]}{1 + \alpha \cdot (N-1)} \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.43}$$

Durch Einsetzen der Werte für die Koeffizienten D_0, N, ρ_{hyd} und ρ_z aus Kapitel 3.4.1 ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Trockendichte ρ_d und der Druckfestigkeit q_u:

$$\rho_d = \frac{\sqrt[4,67]{\frac{q_u}{203000}} \cdot \left[\alpha \cdot (0,72 \cdot 2,13 \cdot 2,51 - 3,1) + 3,1\right]}{1 + \alpha \cdot (2,13-1)} \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.44}$$

$$\rho_d = \frac{\sqrt[4,67]{\frac{q_u}{203000}} \cdot \left[\alpha \cdot (0,7493) + 3,1\right]}{1 + \alpha \cdot (1,13)} \qquad [\mathrm{g/cm^3}] \tag{3.45}$$

ρ_d	g/cm^3	Trockendichte des Zementsteins
ρ_{hyd}	g/cm^3	Dichte der Hydrationsprodukte, vgl. Gleichung (3.19)
ρ_z	g/cm^3	Korndichte des Zementes
q_u	kN/m^2	Druckfestigkeit des Zementsteins
D_0	kN/m^2	Druckfestigkeit des kapillarporenfreien Zementsteins
n	-	Exponent, vgl. Gleichung (3.37)
Φ_g	-	Gelporenanteil, vgl. Gleichung (3.25)
Φ_{zu}	-	unhydrierter Zementanteil, vgl. Gleichung (3.24)
α	-	Hydrationsgrad
W/Z	-	Wasser-Zementwert
N	-	Gelbildungsfaktor, vgl. Gleichung 3.20
v_z	cm^3/g	Spezifisches Volumen von Zement ($v_z = 1/\rho_z$)

3.7.3 Zusammenhang zwischen Hydrationswärme, Wasserbindung im Zementstein und Festigkeit

Die Untersuchungen verschiedener Autoren zeigen, dass ein direkter Zusammenhang zwischen der frei werdenden Hydrationswärme und der Druckfestigkeit besteht. Abbildung 3.25 zeigt diesen Zusammenhang für unterschiedliche Zementarten. Ein linearer Zusammenhang

zwischen dem chemisch gebundenem Wasser und der Druckfestigkeit wurde erstmals von *Eiger* [43] festgestellt und durch andere Autoren indirekt über den Zusammenhang zwischen Hydrationsgrad und Druckfestigkeit bestätigt [68, 3].

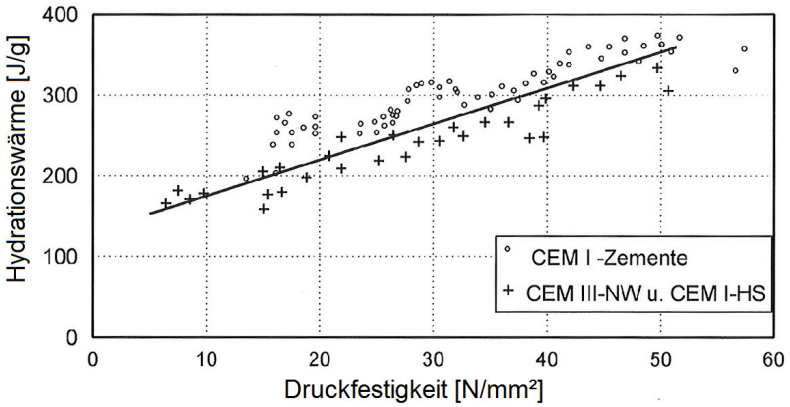
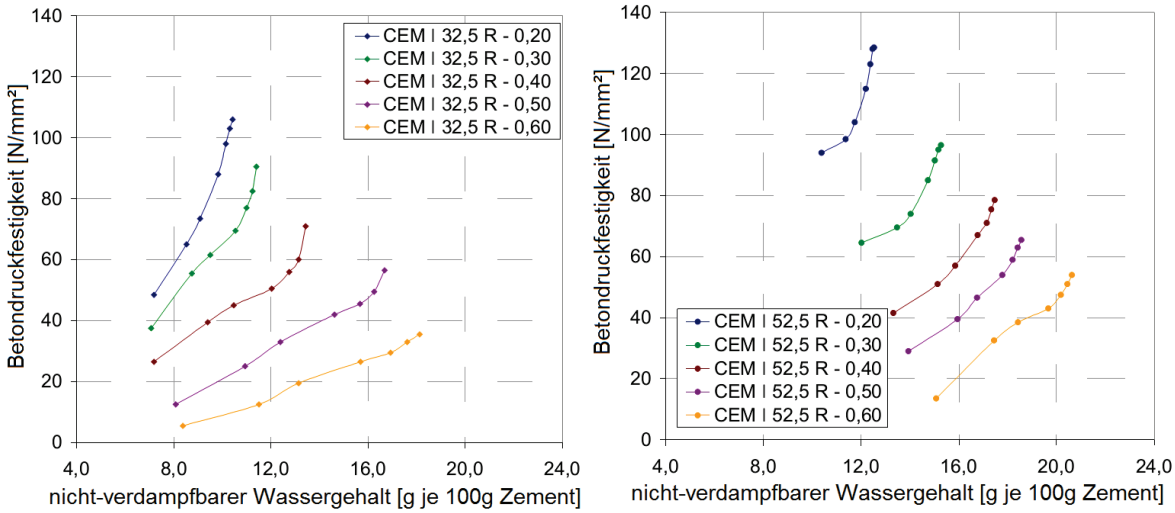


Abb. 3.25: Zusammenhang zwischen Hydrationswärme und Festigkeit aus [128]

Abbildung 3.26a-b zeigt die in [3] durchgeführten Untersuchengen an Betonproben mit unterschiedlichen Portlandzementen vom Typ CEM I 32,5R, CEM I 42,5R und CEM I 52,5R bei unterschiedlichen W/Z-Werten. Die Ergebnisse zeigen, dass eine deutliche Abhängigkeit zwischen dem chemisch gebundenem Wasser und der Druckfestigkeit besteht. Insbesondere für die gegenständliche Thematik relevant ist die Erkenntnis, dass bei gleichem Anteil an chemisch gebundenem Wasser die Unterschiede zwischen der Zementart vernachlässigbar werden. Weiters zeigen die Versuchsdaten auch, dass die Druckfestigkeit bei W/Z-Werten über 0,6 unabhängig vom verwendeten Zement ist. Der Anteil an chemisch gebundenem Wasser bestimmt die Festigkeit.



(a) CEM I 32,5R

(b) CEM I 52,5R

Abb. 3.26: Zusammenhang zwischen chemisch gebundenem Wasseranteil (nicht verdampfbarer Wassergehalt) und der Würfeldruckfestigkeit für Betone in Abhängigkeit des W/Z-Wertes, aus [3]

Kapitel 4

Entwicklung eines Verfahrens zur Zementgehaltsbestimmung an injiziertem Lockergestein

4.1 Allgemeines

In der Injektionstechnik werden üblicherweise feststoffarme Zementsuspensionen zur Verbesserung der Eigenschaften des natürlichen Bodens verwendet. Dabei wird das bestehende Korngerüst des Bodens grundsätzlich nicht verändert, lediglich die Poren werden durch das Injektionsgut befüllt. Dadurch kommt es zu einer Abdichtung und Verfestigung im Boden. Das Maß dieser Verfestigung hängt im Wesentlichen vom im Boden eingebrachten Zementanteil ab. Im Vergleich zu Beton ist im Injektionskörper die volumetrische Grundstruktur durch das Porengerüst vorgegeben und somit über die Kennwerte der Lagerungsdichte und des Porenvolumens bestimmbar. Ist der Zementgehalt im Gefüge bekannt, so können Rückschlüsse auf die Festigkeit im Injektionskörper getroffen werden. Die Bestimmung des Zementgehaltes ist selbst in der Betontechnik ein bis dato noch unbefriedigend gelöstes Problem. Die in der DIN 52170 [37] angeführten Verfahren sind auf Beton ausgerichtet, aufwändig durchzuführen und sehr fehleranfällig. Zudem ist die Durchführung nur für kleine Teilproben gedacht und somit für die Anwendung an Injektionskörperproben nur bedingt geeignet.

Im Zuge intensiver Forschung zum Ausbreitverhalten von Feinstbindemitteln an der Technischen Universität Berlin wurde nach Methoden zur einfachen Bestimmung des Zementgehaltes im Injektionskörper gesucht. *Mittag* [88] hat dabei Evaluierungsversuche zur rückwirkenden Bestimmung des Zementgehaltes über die Verfahren der Tauchwägung, der chemische Analyse sowie über die Bestimmung des Glühverlustes durchgeführt. Er hat dazu Injektionskörperproben mit definiertem Zementgehalt hergestellt und davon den Glühverlust bei 1050 °C ermittelt. Anhand dieser Referenzproben konnte er über den Glühverlust der gewonnenen Injektionskörperproben auf deren Zementgehalt schließen. Die Versuche

erfolgten an injizierten Quarzsandproben mit bekannter Einbaudichte. *Mittag* schreibt dabei von einem sehr robusten und zuverlässigen Verfahren zur Bestimmung des Zementgehaltes. *Kuk* [73] wendete dieses Verfahren ebenfalls erfolgreich bei seinen Versuchen an.

Die Erfahrungen von *Mittag* und *Kuk* bestätigen, dass die Bestimmung des Zementgehaltes im Injektionskörper unter konstanten Randbedingungen (bekannte Lagerungsdichte, Boden ohne nennenswerten Glühverlust) gut funktionieren. Die Herstellung von Referenzproben gleicher Lagerungsdichte ist jedoch sehr aufwändig. Zudem kommen Injektionen vielfach in Böden zur Anwendung, die einen nennenswerten Glühverlust aufweisen und somit das Versuchsergebnis verfälschen.

Da das System „Boden“ im Gegensatz zu Beton sehr gut über die Lagerungsdichte definiert ist, kann anhand einer volumetrischen Betrachtung des Injektionskörpers als Fünf-Phasensystem der Zementgehalt analytisch über das chemische gebundene Wasser bestimmt werden. Die bei dem von *Mittag* angewendeten Verfahren existierenden Einschränkungen fallen dadurch weg. Nachfolgend werden die theoretischen Grundlagen analytisch hergeleitet für:

- den reinen Zementstein (erhärtete Suspension),
- injizierte Böden, deren Ausgangsmaterial keinen Einfluss auf die Versuchsdurchführung aufweisen - thermisch stabile Böden (bspw. Quarzsande),
- injizierte Böden mit Einfluss auf die Versuchsdurchführung - thermisch instabile Böden (bspw. kalkhältige Böden).

Die theoretischen Herleitungen werden zusätzlich nachfolgend anhand von Versuchen evaluiert.

4.2 Zementgehaltsbestimmung bei reinen Zementsteinproben

Durch die Hydration kommt es zur chemischen Bindung von Wasser in der Kristallstruktur (Hydrationsprodukte). Der chemisch gebundene Wasseranteil steigt dabei in Abhängigkeit von der Reaktionsgeschwindigkeit. Zu Hydrationsbeginn kommt es zu einer starken Reaktion, während mit zunehmendem Alter die Diffusionswege zu den unhydrierten Phasen des Zementkorns länger werden und sich die Reaktionsgeschwindigkeit verlangsamt. Die zeitliche Funktion der Hydration ist nichtlinear und von den äußeren Randbedingungen (Feuchte, Temperatur etc.) abhängig. Ist der zeitliche Hydrationsverlauf und das maximal chemisch gebundene Wasser bei vollständiger Hydration bekannt, kann der Zementgehalt über das chemische gebundene Wassers rückgerechnet werden. Dabei müssen folgende Bedingungen gegeben sein:

- Die Hydration wird nicht durch äußere Einflüsse gestoppt bzw. verlangsamt (Feuchtlagerung, Huminsäuren etc.).
- Das Bindemittel und der grobe Hydrationsverlauf ist bekannt.

- Im System sind keine versuchsbeeinflussenden Zusatzstoffe vorhanden[1].

Das chemisch gebundene Wasser ist dann ein direkter Kennwert für den Hydrationsgrad. Portlandzement kann bei vollständiger Hydration, wie bereits in Abschnitt Kapitel 3 beschrieben, Wasser im Bereich von rund $w_{ne}^{max} = 20 - 24\%$ seiner eigenen Trockenmasse chemisch einlagern. 1 g Zement kann 0,20 - 0,24 g Wasser chemisch binden. Die maximale Wasserbindung w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration kann dabei bei bekannter Phasenzusammensetzung des Zementes nach Gleichung (3.33) mit den Beiwerten von *Powers*, *Copeland* oder *Brouwers* nach Tabelle 3.4 ermittelt werden[2]. Das tatsächlich chemisch gebundene Wasser zum Zeitpunkt t wird dabei aus der Massendifferenz zwischen 105 °C und 1010 °C ermittelt. Zwischen der Masse des chemisch gebundenem Wassers $\hat{m}_{w,ne}$ und dem Zementgehalt Z bestehen in Abhängigkeit des Hydrationsgrades α somit folgende analytische Beziehungen:

$$\hat{m}_{w,ne} = w_{ne}^{max} \cdot Z \qquad \text{(vollständige Hydration)} \tag{4.1}$$

$$\hat{m}_{w,ne} = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot Z \qquad \text{(teilweise Hydration)} \tag{4.2}$$

Das versuchstechnisch, über den Masseverlust der Probe im Glühversuch, ermittelte chemisch gebundene Wasser $m_{w,ne} = m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}$ wird dem analytisch ermitteltem chemisch gebundenem Wasser $\hat{m}_{w,ne}$ aus Gleichung (4.2) gleichgesetzt.

$$m_{w,ne} = \hat{m}_{w,ne} \tag{4.3}$$

Der Zementgehalt Z ergibt sich für die Gesamtprobemenge durch Einsetzen von Gleichung (4.2) in Gleichung (4.3) und Umformen zu:

$$Z = \frac{m_{w,ne}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha} \quad [g] \tag{4.4}$$

Division der Gleichung (4.4) durch das Probenvolumen V ergibt den durchschnittlichen Zementgehalt z in Gramm pro Kubikzentimeter.

$$z = \frac{m_{w,ne}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha} \cdot \frac{1}{V} \quad [g/cm^3] \tag{4.5}$$

Unhydrierter Zement weist in Abhängigkeit von der Zusammensetzung einen Glühverlust GV_z bei 1010 °C von bis zu 4% auf, was in Gleichung (4.5) zusätzlich noch berücksichtigt werden kann und nachfolgend hergeleitet wird. Dabei gilt die Annahme, dass der unhydrierte Zement keinen Masseverlust zwischen Lagerung bei Raumtemperatur und Trocknung bei 105 °C erleidet[3]. Die Masse des chemisch gebundenen Wassers ergibt sich somit aus dem versuchstechnisch ermittelten Masseverlust $(m^{105\,°C} - m^{1010\,°C})$ abzüglich des durch

[1] kalkhältiger Zuschlag, puzzolanisch oder latent hydraulische Zusatzstoffe, Zusatzstoffe die einen Masseverlust zufolge des Glühens erleiden.

[2] Die Unterschiede zwischen den drei Ansätzen sind für die gegenständliche Fragestellung, verbunden mit den in der Geotechnik erzielbaren Genauigkeiten, vernachlässigbar klein. Für die nachfolgenden Auswertungen wurde der Mittelwert der Ansätze nach *Powers*, *Copeland* und *Brouwers* herangezogen.

[3] Der Wassergehalt des Zementes ist abhängig vom Alter und von der Feuchte im Zuge der Lagerung, liegt aber in einer für die gegenständlichen Thematik vernachlässigbaren Größenordnung. <0,2%

den Zement verursachten Masseverlust $GV_z \cdot Z$. Unter Einbeziehung der Gleichung (4.2) kann das aus dem Versuch ermittelte chemisch gebundene Wasser $m_{w,ne}$ folgendermaßen angeschrieben werden:

$$m_{w,ne} = (m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}) - GV_z \cdot Z \tag{4.6}$$

Das Einsetzen von Gleichung (4.6) in Gleichung (4.3) ergibt:

$$(m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}) - GV_z \cdot Z = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot Z \tag{4.7}$$

Daraus kann der Zementgehalt unter Berücksichtigung des Masseverlustes des unhydrierten Zementes abgeleitet werden:

$$Z = \frac{m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha + GV_z} \quad [\mathrm{g}] \quad \text{bzw.} \quad z = \frac{m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha + GV_z} \cdot \frac{1}{V} \quad [g/cm^3] \tag{4.8}$$

$m_{w,ne}$	g	chemisch gebundenes Wasser (versuchstechnisch ermittelt)
$\hat{m}_{w,ne}$	g/cm^3	chemisch gebundenes Wasser (analytisch ermittelt)
w_{ne}^{max}	g/g_z	maximal chemisch gebundener Wasseranteil bei vollst. Hydration
$m^{105\,°C}$	g	Probenmasse nach dem Trocknen im Ofen bei 105 °C
$m^{1010\,°C}$	g	Probenmasse nach dem Glühen bei 1010 °C
α	-	Hydrationsgrad
Z	g	Zementgehalt
z	g/cm^3	Zementgehalt je Volumeneinheit
V	cm^3	Probenvolumen
GV_z	-	Glühverlust des unhydrierten Bindemittels bei 1010 °C

4.3 Zementgehaltsbestimmung bei thermisch stabilen Lockergesteinsböden

Bei Boden-Zementgemischen kommt es in der Regel vor, dass der Boden selbst einen Masseverlust beim Glühen erleidet, was die Auswertung nach Gleichung (4.8) verfälscht. Der mögliche Glühverlust des Bodens hängt mit der mineralischen Zusammensetzung der Körner zusammen. Quarz, Glimmer, und Feldspäte weisen niedrige Glühverluste bei 1010 °C auf, während Calcite, Dolomite und Magnesite sehr hohe Glühverluste aufweisen. Speziell bei karbonatischen Lockergesteinen kommt es durch die Umwandlung von $CaCO_3$ zu CaO und die Abgabe von CO_2 zu einem deutlichem Masseverlust. Ist der Glühverlust des Bodens nicht zu hoch, dann kann dieser rechnerisch bei der Berechnung des durch die Hydratphasen gebundenen Wassers berücksichtigt werden. Bei höheren Glühverlusten des Bodenanteils liegt die Streuung der Masseverluste, die dem Boden zuzuschreiben sind, betragsmäßig deutlich über den Masseverlusten, die dem chemisch gebundenen Wasser zuzurechnen sind. Dies führt in weiterer Folge zu einer Verfälschungen im Ergebnis.

Um den Zementgehalt im ersten Fall aus dem Injektionskörper rückzurechnen, muss die Zusammensetzung des Gesamtsystems bekannt sein. Die quantitative Beschreibung der Komponenten von injiziertem Lockergestein kann am besten anhand des Einheitswürfels erfolgen. Dabei wird das Gedankenmodell aus der Bodenphysik um die einzelnen Phasen des hydratisierenden Zementes erweitert. Für den gegenständlichen Anwendungsbereich zur Rückrechnung des Zementgehaltes wird zwischen verdampfbarem (freiem) und nicht verdampfbarem (chemisch gebundenem) Wasser unterschieden. Die Trennung erfolgt dabei im Sinne einer Ofentrocknung bei 105 °C. Der Einheitswürfel lässt sich somit zu einem 5-Phasensystem vereinfachen. Die Modelldarstellung des Einheitswürfels für injiziertes Lockergestein ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

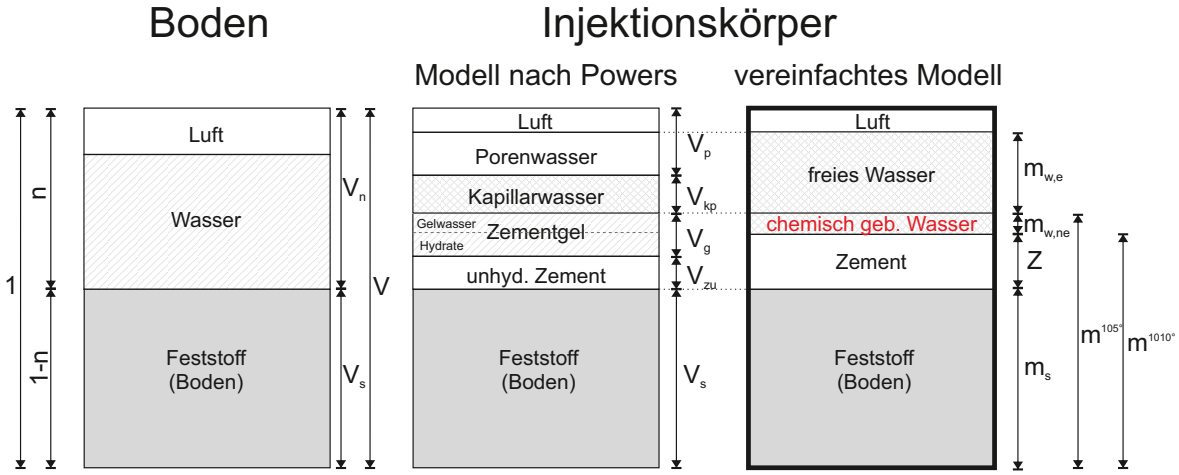


Abb. 4.1: Übergang vom 3-Phasensystem Boden zum 5-Phasensystem des Injektionskörpers

In Tabelle 4.1 sind die Parameter des 5-Phasen Systems und deren versuchstechnische Ermittlung zusammengestellt.

Tab. 4.1: Zusammensetzung des 5-Phasen Systems

Bezeichnung	**Formelzeichen**	**Einheit**	**Ermittlung**
Probenvolumen	V	cm^3	Tauchwägung
Feststoffvolumen	V_s	cm^3	am Ausgangsboden
Porenvolumen Boden	V_n	cm^3	am Ausgangsboden
Porenanteil	n	-	am Ausgangsboden
Porenvolumen Injektionskörper	V_p	cm^3	-
Kapillarporenvolumen	V_{kp}	cm^3	-
Gelvolumen	V_g	cm^3	-
Zementvolumen unhydriert	V_{zu}	cm^3	-
chem. geb. Wasser	$m_{w,ne}$	g	Masseverlust 105 °C - 1010 °C
freies Wasser	$m_{w,e}$	g	Ofentrocknung bei 105 °C
Ausgangszementmasse	Z	g	Rückrechnung
Feststoffmasse Boden	m_s	g	am Ausgangsboden
Trockenmasse Injektionskörper	$m^{105\,°C}$	g	Ofentrocknung bei 105 °C
Probenmasse nach dem Glühen	$m^{1010\,°C}$	g	Glühen bei 1010 °C

Das 5-Phasensystem des injizierten Lockergesteins kann im Gegensatz zu Beton sehr genau charakterisiert werden. Die statistische Verteilung und Größe der Bodenkörner im Probenvolumen kann anhand der Korndichte, Korngrößenverteilung und der Lagerungsdichte des ungestörten Bodens bestimmt werden. Das Probenvolumen kann selbst bei großen Proben anhand von Tauchwägungen ermittelt werden. Zementart, Mischung und Zusatzstoffe sind in der Regel ebenfalls bekannt.

Das chemisch gebundene Wasser lässt sich über den Masseverlust der Probe im Temperaturbereich zwischen 105 °C und 1010 °C unter Berücksichtigung des Glühverlustes der Feststoffmasse (Boden) analog zu Gleichung (4.6) folgendermaßen anschreiben:

$$m_{w,ne} = m^{105\,^\circ\mathrm{C}} - m^{1010\,^\circ\mathrm{C}} - m_s \cdot GV_s \qquad [\mathrm{g}] \tag{4.9}$$

Unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte ergibt sich die Feststoffmasse des Bodens m_s in Abhängigkeit vom Porenvolumen n, vom Probenvolumen V und von der Korndichte ρ_s des Bodens zu:

$$m_s = V \cdot (1 - n) \cdot \rho_s \qquad [\mathrm{g}] \tag{4.10}$$

Einsetzen der Gleichung 4.10 in Gleichung 4.9 ergibt für das chemisch gebundene Wasser:

$$m_{w,ne} = m^{105\,^\circ\mathrm{C}} - m^{1010\,^\circ\mathrm{C}} - V \cdot (1 - n) \cdot \rho_s \cdot GV_s \tag{4.11}$$

Durch Gleichsetzen des versuchstechnisch ermittelten chemisch gebundenem Wassers $m_{w,ne}$ aus Gleichung (4.11) mit dem chemisch gebundenem Wasser $\hat{m}_{w,ne}$ aus dem theoretischen Ansatz nach Gleichung (4.2) ergibt sich:

$$m^{105\,^\circ\mathrm{C}} - m^{1010\,^\circ\mathrm{C}} - V \cdot (1 - n) \cdot \rho_s \cdot GV_s = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot Z \tag{4.12}$$

Durch Umformen der Gleichung erhält man für den Zementgehalt Z der Probe:

$$Z = \frac{m^{105\,^\circ\mathrm{C}} - m^{1010\,^\circ\mathrm{C}} - V \cdot (1 - n) \cdot \rho_s \cdot GV_s}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha} \qquad [g] \tag{4.13}$$

Division durch das Probenvolumen ergibt den mittleren Zementgehalt z in der Probe:

$$z = \frac{m^{105\,^\circ\mathrm{C}} - m^{1010\,^\circ\mathrm{C}} - V \cdot (1 - n) \cdot \rho_s \cdot GV_s}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha} \cdot \frac{1}{V} \qquad [g/cm^3] \tag{4.14}$$

Anhand der Gleichung (4.14) lässt sich somit bei bekanntem Probenvolumen der Zementgehalt über den Masseverlust der Probe zwischen 105 °C und 1010 °C bestimmen. Die Formel gilt jedoch nur unter der Annahme, dass keine Behinderung der Hydration durch Austrocknung stattfindet, der W/Z-Wert größer als 0,6 ist, keine organischen Stoffe (Huminsäuren) die Hydration beeinflussen und der injizierte Boden einen niedrigen Glühverlust aufweist. Als Richtwert kann dabei ein Glühverlust des Bodenanteils von unter 5%[4] angenommen

[4]Der Richtwert basiert auf der Annahme eines typischen Bodens ($\rho_s = 2{,}65$ g/cm^3; n= 0,3) und einer

werden. Ist der Glühverlust des Bodens höher, so überlagert die natürliche Versuchsstreuung den durch das chemisch gebundene Wasser verursachten Masseverlust. Die Anwendung der Gleichung (4.14) ist somit nur auf Zementsuspensionen und injizierte Böden mit einem geringen Glühverlust, wie beispielsweise Quarzsande, möglich. Eine Beeinflussung durch den Glühverlust des unhydrierten Zementes sowie durch der Zementsuspension beigemischte Tone (Bentonite) und Zusatzstoffe ist in der Regel bei Standardzementen nicht zu erwarten. Bei höheren Glühverlusten des Bindemittels, wie es beispielsweise bei Mischbindern der Fall sein kann sowie der Beimischung von größeren Anteilen an Zusatzstoffen oder Füllstoffen kann dies anhand einer Erweiterung der Gleichung (4.14) berücksichtigt werden. Dabei ergibt sich die Masse des chemisch gebundenen Wassers $m_{w,ne}$ analog nach Gleichung (4.6), unter Berücksichtigung des Glühverlustes des unhydrierten Zementes GV_z sowie des Glühverlustes der Zusatzstoffe GV_{zst}, zu:

$$m_{w,ne} = (m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}) - m_s \cdot GV_s - GV_z \cdot Z - GV_{zst} \cdot \beta \cdot Z \qquad [\mathrm{g}] \tag{4.15}$$

Der Beiwert β entspricht dabei dem Massenanteil der Zusatzstoffe, bezogen auf die Zementmasse. Durch Einsetzen von Gleichung (4.10) und Gleichsetzen des versuchstechnisch ermittelten chemisch gebundenem Wasser $m_{w,ne}$ mit der chemisch gebundenem Wasser $\hat{m}_{w,ne}$ aus dem theoretischen Ansatz nach Gleichung (4.2) ergibt sich:

$$m^{105\,°C} - m^{1010\,°C} - V \cdot (1-n) \cdot \rho_s \cdot GV_s - Z(GV_z + GV_{zst} \cdot \beta) = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot Z \tag{4.16}$$

Umformen und Divison durch das Probenvolumen V analog nach Gleichung (4.14) ergibt den mittleren Zementgehalt z der Probe:

$$z = \frac{m^{105\,°C} - m^{1010\,°C} - V \cdot (1-n) \cdot \rho_s \cdot GV_s}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha + GV_z + GV_{zst} \cdot \beta} \cdot \frac{1}{V} \qquad [g/cm^3] \tag{4.17}$$

Versuchsabweichung von 10%.

$m_{w,ne}$	g	chemisch gebundenes Wasser (versuchstechnisch ermittelt)
$\hat{m}_{w,ne}$	g/cm^3	chemisch gebundenes Wasser (analytisch ermittelt)
$m^{105\,°C}$	g	Probenmasse nach dem Trocknen im Ofen bei 105 °C
$m^{1010\,°C}$	g	Probenmasse nach dem Glühen bei 1010 °C
Z	g	Gesamtzementmasse in der Probe
z	g/cm^3	mittlerer Zementgehalt in der Probe
V	cm^3	Probenvolumen
n	–	Porenanteil
ρ_s	g/cm^3	Korndichte Boden
m_s	g	Feststoffmasse Boden
GV_s	–	Glühverlust des Bodens bei 1010 °C
GV_z	–	Glühverlust des unhydrierten Bindemittels/Zementes bei 1010 °C
GV_{zst}	–	Glühverlust der Zusatzstoffe bei 1010 °C
α	–	Hydrationsgrad
β	–	Massenanteil der Zusatzstoffe bezogen auf die Zementmasse

4.3.1 Evaluierungsversuche und Abgrenzung verschiedener Einflussfaktoren

Zur Evaluierung der hergeleiteten Formel wurden Versuche an Proben mit bekanntem Zementgehalt durchgeführt. Dabei wurden Zement-Bodengemische mit genau vorgegebenen Zement-, Wasser und Bodenmassen hergestellt und zur Erhärtung gelagert. Nach 28 Tagen Lagerung im Wasserbad wurde der Masseverlust durch Glühen experimentell ermittelt. Daraus wurde der Zementgehalt in der Probe anhand von Gleichung (4.14) rückwirkend ermittelt und mit dem tatsächlich vorhandenem Zementgehalt verglichen. Als Bodenbeimischung wurde Quarzsand, mit einem in dieser Betrachtung vernachlässigbarem Glühverlust von 0,17%[5], verwendet. Für die Versuchsreihen wurden übliche Portlandzemente unterschiedlicher Hersteller des Typs CEM I in den Festigkeitsklassen 32,5R, 42,5N und 52,5R verwendet. Die Bestandteile (Quarzsand, Zement und Wasser) wurden jeweils auf Gramm genau abgewogen, untereinander vermengt, die Behälter verschlossen und ab dem zweiten Tag nach Herstellung unter Wasser bis zur Versuchsdurchführung gelagert. Danach wurden die Dichte durch Ausmessen und der Wassergehalt durch Trocknen im Ofen bei 105 °C bestimmt. Danach wurde die Probe bei 1010 °C im Muffelofen geglüht. Nach dem Auskühlen der Proben im Exsikator wurden die Proben erneut rückgewogen um den Masseverlust zu bestimmen. Die ersten Veruche wurden dabei an Teilen der einzelnen hergestellten Proben durchgeführt. Das führte in weiterer Folge zu höheren Versuchsabweichungen aufgrund der teilweise inhomogenen Verteilung des Zementes in der Probe. Für die weiteren Versuche wurde die Versuchsdurchführung verändert und die Versuche an der gesamten Probe durchgeführt. Der Zementgehalt wurde nach Gleichung (4.14) berechnet, wobei der Hydrationsgrad anhand von Gleichung (3.36) abgeschätzt wurde. In Abbildung 4.2 und 4.3 sind die hergestellten Proben einer Versuchscharge vor und während der Versuchsdurchführung abgebildet.

[5] bei 1010 °C

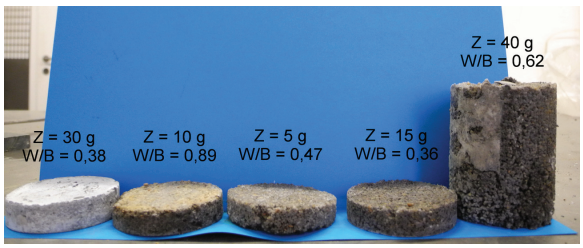


Abb. 4.2: Proben vor der Versuchsdurchführung

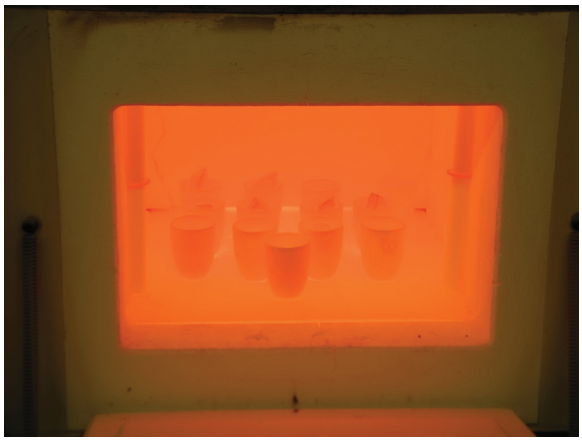


Abb. 4.3: Glühen der Proben im Muffelofen bei 1010 °C

In Abbildung 4.4 sind die Ergebnisse der Versuche als Differenz zwischen dem tatsächlichen und dem rückgerechneten Zementgehalt der Proben in Abhängigkeit vom W/Z-Wert dargestellt. Die Rohdaten dazu finden sich in Anhang C. Es zeigt sich anhand der Versuchsergebnisse, dass sich speziell bei W/Z-Werten unter 0,6 die aus den Versuchsdaten rückgerechneten Zementgehalte deutlich von den tatsächlich vorhandenen Zementgehalten unterscheiden. Dies ist vermutlich auf die hydratationshemmende Wirkung des niedrigen Wasseranteils in den Gelporen zurückzuführen. Dadurch kommt es vor allem in der Anfangsphase der Hydration zu einer deutlich Verzögerung der Hydration, wodurch der in der Berechnung angesetzte Hydrationsgrad nicht mehr dem tatsächlichen entspricht.

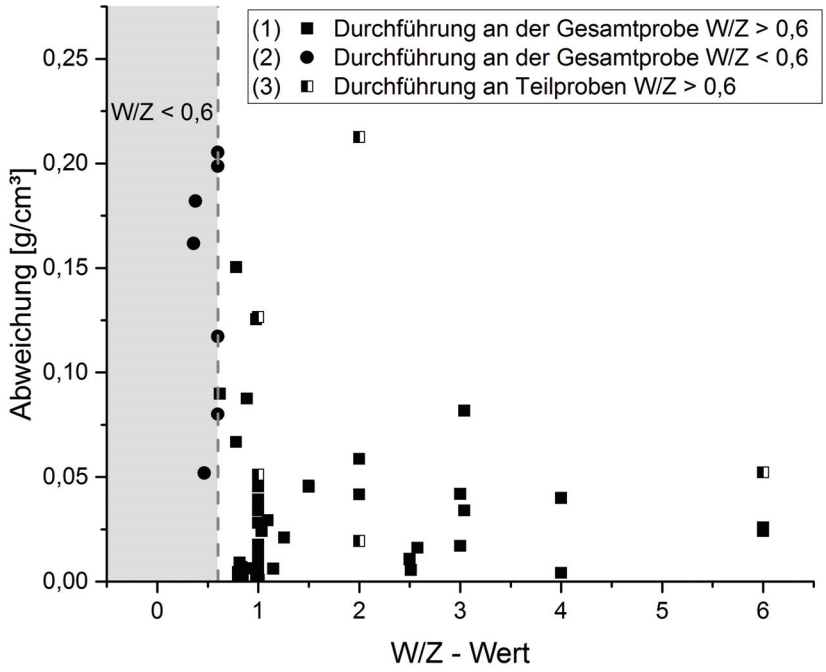


Abb. 4.4: Differenz zwischen tatsächlichem und rückgerechnetem Zementgehalt in Abhängigkeit vom W/Z-Wert

In Abbildung 4.5 ist der tatsächliche Zementgehalt der Proben dem rückgerechneten gegenübergestellt. Für die an Teilprobemengen durchgeführten Versuche zeigt sich versuchsbedingt eine etwas höhere Abweichung, was auf die bereits beschriebene inhomogene Verteilung des Zementes in der Probe zurückzuführen ist. Die Auswertung der Versuche, die an der Gesamtprobemenge mit einem W/Z-Wert > 0,6 durchgeführt wurden, ergibt eine nahezu konstante Abweichung mit zunehmendem Zementgehalt. Der 95% Vertrauensbereich liegt bei einer Abweichung von rund 0,06 Gramm pro Kubikzentimerter. Übliche Zementgehalte bei injizierten Böden liegen im Bereich von 0,1 bis 0,6 Gramm pro Kubikzentimeter Injektionskörper.

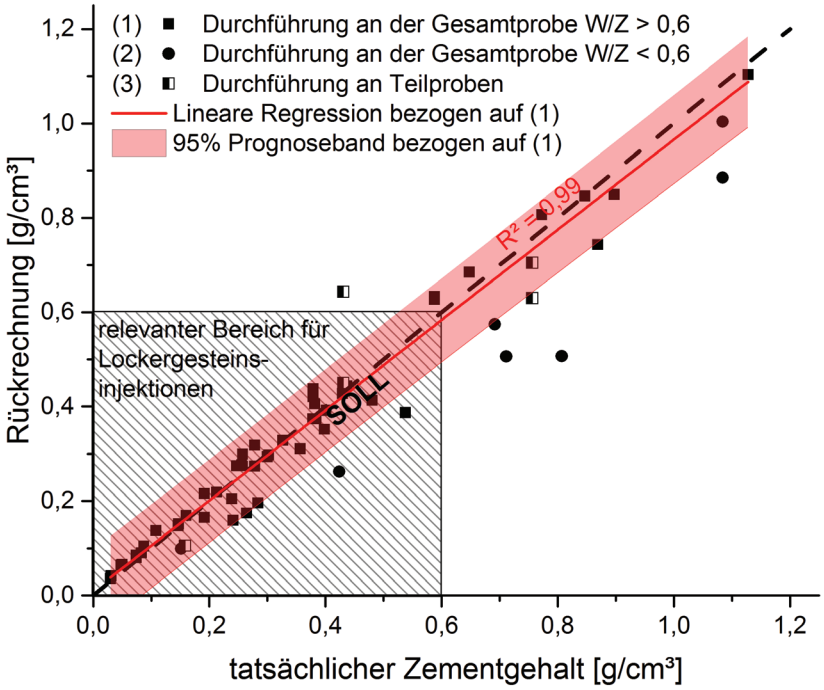


Abb. 4.5: Vergleich des tatsächlichen mit dem rückgerechnten Zementgehalt aller Versuchsergebnisse

In der Injektionstechnik werden üblicherweise Zusatzstoffe (Bentonit) zur Stabilisierung der Suspensionen beigemischt. Der Anteil der Beimischung liegt in der Regel im Bereich zwischen 0,5 und 5% der Zementmasse und ist im Allgemeinen anhand der Mischungszusammensetzung bekannt. Der Glühverlust von Bentonit liegt bei rund 10%. Der Einfluss der Beimischung auf die Zementgehaltsbestimmung wurde anhand von Versuchen untersucht. Dabei wurde den Suspensionen mit bekanntem Zementgehalt zusätzlich Bentonit in unterschiedlichen Mengen beigemischt. Zum Vergleich wurde in der Auswertung der Anteil des beigemischten Bentonits einmal nicht rechnerisch berücksichtigt und einmal rechnerisch über dessen Glühverlust GV_{zst} nach Gleichung (4.14) berücksichtigt. Abbildung 4.6 zeigt, dass der Einfluss der Beimischung vernachlässigbar klein ist und keinen wesentlichen Einfluß auf die rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes im Injektionskörper zu erwarten ist. Ab einer Menge von rund 10% der Zementmasse zeigt sich erst eine Differenz zwischen den Werten, wenn der Glühverlust des Bentonits in der Formel berücksichtigt wird. Wird der

Anteil der Beimischung nicht berücksichtigt oder ist nicht bekannt, so wirkt sich dieser jedoch in vernachlässigbarem Maße auf die Genauigkeit der Berechnung aus, bzw. die Abweichung liegt in der Streubreite der Versuche.

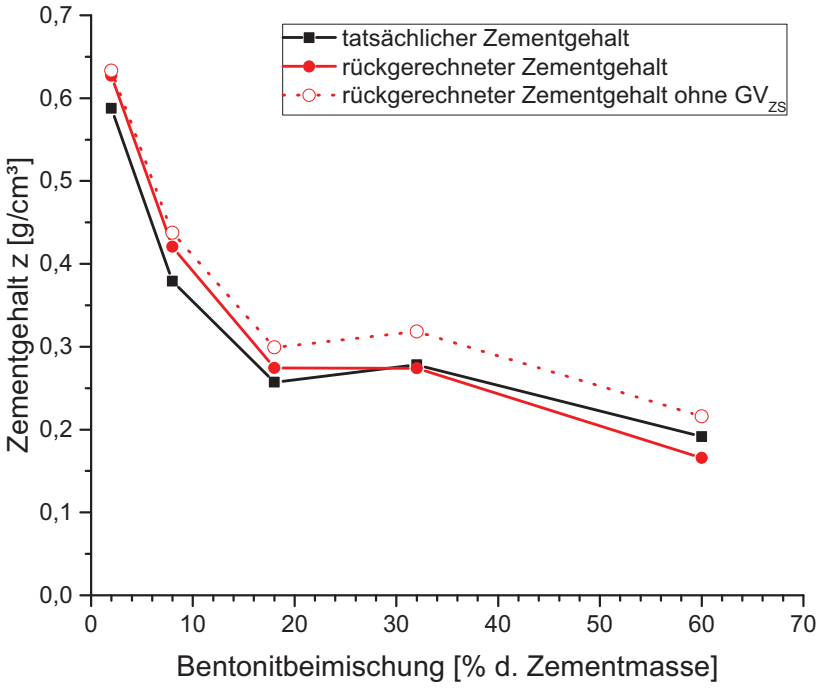


Abb. 4.6: Versuchsabweichung zufolge Bentonitbeimischung

Organische Verunreinigungen im Boden können das Erstarrungsverhalten und die Erhärtung von Zementsuspensionen wesentlich verzögern oder sogar gänzlich verhindern. Insbesondere Huminstoffe, die bei der Zersetzung von organischem Material entstehen, haben einen großen Einfluß auf den Hydrationsverlauf. Um den Einfluss von organischem Material auf die Bestimmung des Zementgehaltes im Boden zu evaluieren, wurden Suspensionsproben mit Quarzsand und organischem Material mit einem Glühverlust von nahezu 100% bei 1010 °C anteilsmäßig der Probe beigemischt, um dessen Einfluss zu beurteilen. Der Anteil des organischen Materials wurde über den Glühverlust nach Gleichung (4.17) berücksichtigt. Die Ergebnisse in Abbildung 4.7 zeigen deutlich, dass organische Bestandteile über 2 Masseprozent der Zementmasse das Ergebnis stark verfälschen und keine rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes im Boden mehr möglich ist. Dies ist vor allem auf die starke hydratationshemmende Wirkung der Huminsäuren zurückzuführen. Anhand des Zustandes der Proben wurde augenscheinlich festgestellt, dass die Festigkeit mit zunehmendem organischen Anteil zurückgeht. Bei der Untersuchung solcher Proben mittels Rasterelektronenmikroskopie konnte die schwächere Ausprägung der Hydrationsprodukte mit steigendem organischen Anteil optisch bestätigt werden. [124, 136]

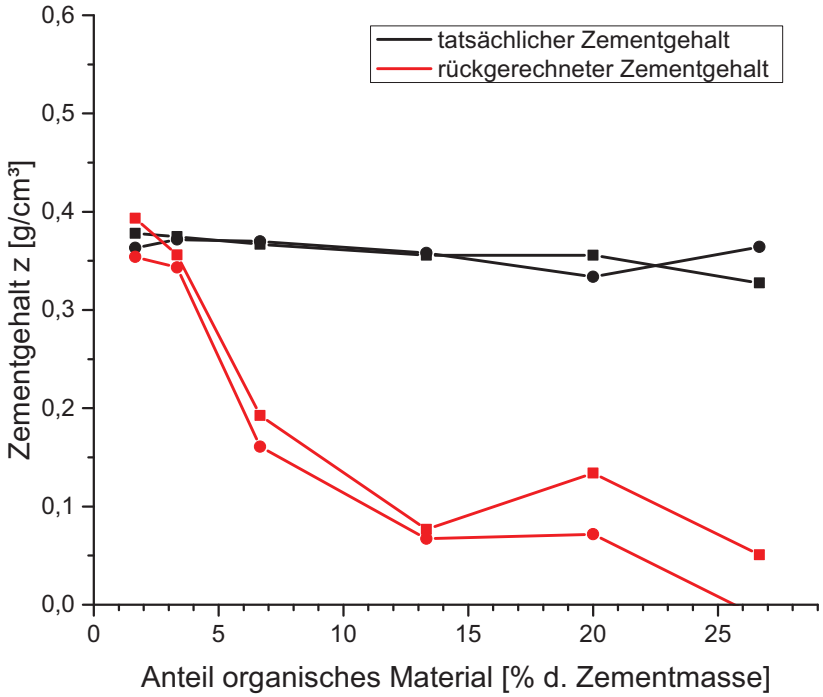


Abb. 4.7: Versuchsabweichung zufolge organischer Bestandteile

Zusammenfassend können anhand der Erkenntnisse aus den durchgeführten Evaluierungsversuchen zur Gleichung (4.17) folgende Grenzen der Anwendbarkeit formuliert werden:

- Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist bei W/Z-Werten unter 0,6 nur bedingt möglich.
- Aufgrund des logarithmischen Verlaufs der Hydration sinkt die Fehleranfälligkeit mit zunehmendem Probenalter. Ab einem Probenalter von rund 28 Tagen ist der Hydrationsprozess nahzu abgeschlossen (Hydrationsgrad > 90%) und es sind nur mehr geringe Abweichungen zufolge einer Fehleinschätzung der Eingangswerte (Hydrationsgrad) zu erwarten.
- Inerte Zusatzstoffe und Bentonitbeimengungen mit Glühverlusten unter 10% haben nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf das Ergebnis, können jedoch über deren Glühverlust in der Auswertung berücksichtigt werden.
- Organische Bestandteile im Boden verfälschen das Ergebnis deutlich. Das Verfahren kann bei Böden mit organischen Bestandteilen nicht angewendet werden.

4.4 Zementgehaltsbestimmung bei thermisch instabilen Lockergesteinsböden

Die in den Kapiteln 4.2 und 4.3 angeführte Herleitung zur Bestimmung des Zementgehaltes in injizierten Lockergesteinsböden basiert auf der Bestimmung des Masseverlustes durch das Glühen der Probe. Der Masseverlust entspricht dabei dem durch die Hydration chemisch (in den Hydraten) gebundenen Wasser, wodurch bei Kenntnis des Hydrationsgrades der Zementgehalt in der Probe berechnet werden kann. Die in den Kapiteln 4.2 und 4.3 hergeleitete Formel basiert auf der Annahme, dass der Festsstoffanteil (Boden) in der Injektionkörperprobe nur einen geringfügigen Masseverlust im Zuge der Temperaturbehandlung (Glühen) erleidet. Die thermische Stabilität von Lockergesteinsböden hängt vor allem von der mineralischen Zusammensetzung der Körner ab. So weisen beispielsweise quarzhältige Böden (Quarzsande) einen hohe thermische Stabilität und somit kaum einen Masseverlust im Zuge der Temperaturbehandlung auf. Böden mit einem hohem Kalk- oder Dolomitanteil weisen demgegenüber eine niedrige thermische Stabilität und somit einen hohen Glühverlust auf. So können kalkhältige Lockergesteinsböden Glühverluste von über 30% aufweisen. Eine Berücksichtigung in der Berechnung nach Gleichung (4.17) führt zu keinen befriedigenden Ergebnissen, da die für die Berechnung relevanten Masseverluste vollständig von den Masseverlusten des Bodenanteils überdeckt werden.

Um den Zementgehalt auch bei Injektionskörperproben, deren Bodenbestandteile thermisch instabil sind, anzuwenden, ist eine gesonderte Herangehensweise an die Problematik erforderlich. Dazu wurden Versuche zur Bestimmung des Masseverlustes in Abhängigkeit von der Temperatur, sogenannte thermogravimetrische Analysen an den Einzelkomponenten des Injektionskörpers (Zementstein und Boden), durchgeführt. Dabei wurde der Masseverlust der Proben bei unterschiedlichen Temperaturen zwischen 105 und 1010 °C bestimmt. Die Proben wurden dazu 8 Stunden bei konstanter Temperatur im Ofen getrocknet bzw. geglüht und nach dem Auskühlen im Exikator gewogen. Im Anschluss daran erfolgte die Versuchsdurchführung bei der nächsthöheren Temperaturstufe.

Betrachtet man in Abbildung 4.8 die prozentuellen Masseverluste von Zementstein und typischer kalkhaltiger Böden bei unterschiedlichen Temperaturen, so zeigt sich, dass der Zementstein bereits im Temperaturbereich bis 600 °C den größten Anteil des Masseverlustes erleidet. Im Vergleich dazu kommt es bei kalkhältigen grobkörnigen Böden erst ab rund 600 °C, durch die Umwandlung von $CaCO_3$ in CaO und CO_2, zu einem starken Anstieg des Masseverlustes.

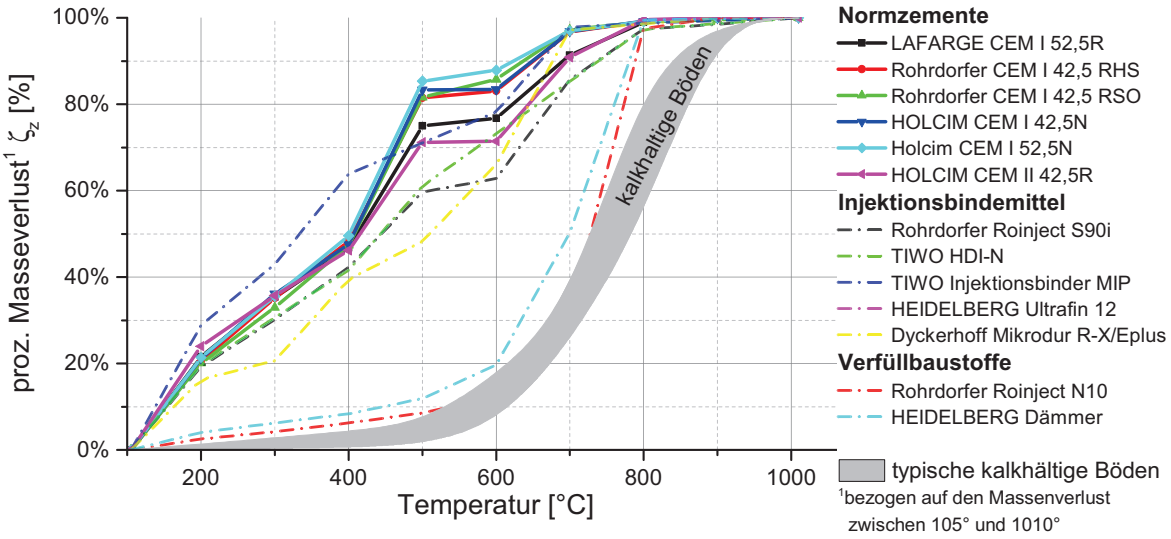


Abb. 4.8: Prozentualer Masseverlust zwischen 105 °C und 1010 °C für unterschiedliche Zementsuspensionen nach 28 Tagen Hydrationszeit im Vergleich zu kalkhaltigen Böden in Abhängigkeit von der Temperatur

Wenn der Kurvenverlauf des prozentuellen Masseverlustes des Zementsteins und der Glühverlust des Bodenanteils über die Temperatur bekannt ist, dann kann analog zu Gleichung (4.2) der Zementgehalt theoretisch bei jeder beliebigen Versuchstemperatur rückwirkend bestimmt werden. Der Anteil an chemisch gebundenem Wasser im Zementstein $\hat{m}_{w,ne(T)}$ lässt sich somit in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad α und des Abminderungsbeiwertes $\xi_{z(T)}$ in Abhängigkeit der Versuchstemperatur T folgendermaßen formulieren:

$$\hat{m}_{w,ne(T)} = w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot Z \cdot \xi_{z(T)} \qquad [g] \tag{4.18}$$

Der Masseverlust des Bodens $\Delta m_{s(T)}$ zwischen 105 °C und der Versuchstemperatur T kann anhand des Glühverlustes des Bodenanteils $GV_{s(T)}$ sowie des Porenanteils n folgendermaßen angeschrieben werden:

$$\Delta m_{s(T)} = V \cdot (1-n) \cdot \rho_s \cdot GV_{s(T)} \qquad [g] \tag{4.19}$$

Gleichung 4.14 lässt sich somit in Abhängigkeit von der Versuchstemperatur T, unter Berücksichtigung des Beiwerts $\xi_{z(T)}$ gemäß Gleichung (4.18), sowie unter Berücksichtigung des durch den Boden verursachten Masseverlust $\Delta m_{s(T)}$ nach Gleichung (4.19) folgendermaßen adaptieren:

$$z = \frac{m^{105\,°C} - m^{T°C} - V \cdot (1-n) \cdot \rho_s \cdot GV_{s(T)}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot \xi_{z(T)}} \cdot \frac{1}{V} \qquad [g/cm^3] \tag{4.20}$$

$m^{105\,°C}$	g	Probenmasse nach dem Trocknen im Ofen bei 105 °C
$m^{T°C}$	g	Probenmasse nach dem Glühen bei der Temperatur T
w_{ne}^{max}	$-$	Anteil an chem. gebundenem Wasser bei vollständiger Hydration
z	g/cm^3	Zementgehalt
V	cm^3	Probenvolumen
n	$-$	Porenanteil
ρ_s	g/cm^3	Korndichte Boden
$\Delta m_{s(T)}$	g	Masseverlust Bodenanteil bis zur Temperatur T
$GV_{s(T)}$	$-$	Glühverlust Bodenanteil bei der Temperatur T
α	$-$	Hydrationsgrad
$\xi_{z(T)}$	$-$	Prozentualer Masseverlust des Zementsteins bei der Temperatur T (vgl. Tabelle 4.2)

Theoretisch müssten somit die Ergebnisse bei unterschiedlichen Temperaturstufen zum selben Ergebnis führen. Praktisch überwiegt jedoch ab 600 °C der Masseverlust des Bodens quantitativ den des Zementsteins, sodass aufgrund der vorhandenen Messungenauigkeit sowie der Streuung der granulometrischen Zusammensetzung des Bodens keine plausiblen Ergebnisse mehr möglich sind. D.h. die Temperatur für die Versuchsdurchführung sollte zwischen 200 °C und 500 °C betragen, um den Einfluss des Bodens zu minimieren. Der Masseverlust des Zementsteins ist dahingegen bei diesen Temperaturen schon hinreichend groß (20 - 80%), sodass er messtechnisch genau erfasst werden kann. Nachfolgend werden die Einflussfaktoren auf die Anwendung der Gleichung (4.20) zur rückwirkenden Ermittlung des Zementgehaltes untersucht, um den optimalen Anwendungsbereich und die Grenzen der Anwendbarkeit festzustellen.

4.4.1 Einfluss der Zementart

Die in Abbildung 4.8 dargestellten Kurvenverläufe für den prozentuellen Masseverlust von 28 Tage alten Zementsteinproben aus hydratisierten Suspensionen mit einem W/Z-Wert von 1,0 von unterschiedlichen Zementarten zeigen keine Unterschiede in den Kurvenverläufen bei den Normzementen. Dies ist zu erwarten, da die Zusammensetzung dieser Zemente normativ geregelt ist und nur geringfügig variiert. Speziell im Bereich von 200 °C bis 400 °C liegen die Kurven der unterschiedlichen Zemente übereinander. Die herstellerspezifischen Injektionsbindemittel weisen leicht höhere Abweichungen auf, was auf die beigemischten Zusatzstoffe (insbes. Füller) zurückzuführen ist. Bei den beiden untersuchten Verfüllbaustoffen (Heidelberg Dämmer & Rohrdorfer Roinject N10), die einen hohen Anteil an Füllern beigemischt haben, ist die deutliche Abweichung der beiden Kurven ersichtlich. In Tabelle 4.2 sind die Mittelwerte aus den in Abbildung 4.8 dargestellten Verläufen des prozentuellen Masseverlustes von Zementstein angeführt.

Tab. 4.2: Prozentualer Masseverlust $\xi_{z(T)}$ von hydratisiertem Zementstein mit W/Z = 1,0 bei unterschiedlichen Temperaturen

Temperatur	°C	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**700**	**800**	**900**	**1010**
$\xi_{z(T)}$	-	0,209	0,350	0,479	0,813	0,834	0,958	0,991	0,999	1,00

4.4.2 Einfluss der Hydrationszeit

Für die weiteren Ausführungen ist es zudem von Relevanz, inwieweit sich der Verlauf dieser Kurven in Abhängigkeit der Hydrationszeit ändert. In der ersten Phasen (< 7 Tage) der Hydration ist aufgrund der Bildung unterschiedlicher Hydratphasen mit einem über die Zeit veränderlichen Kurvenverlauf zu rechnen. Mit zunehmendem Hydrationsgrad (ab Hydrationsstufe III[6]) kommt es zu einer Verlangsamung der Reaktion und die Bildung der meisten Hydratphasen ist größtenteils abgeschlossen (vgl. Abbildung 3.3). Aus diesem Grund sollte sich der Kurvenverlauf des prozentuellen Masseverlustes über die Temperatur bei höheren Hydrationsgraden theoretisch nicht mehr wesentlich ändern. In Abbildung 4.9 sind die Kurvenverläufe einer hydratisierten Zementsuspension mit W/Z = 1,0 zu unterschiedlichen Zeitpunkten dargestellt. Es zeigt sich dabei, dass kein Unterschied in den Kurvenverläufen zwischen 6 und 251 Tagen besteht, wodurch die theoretische Annahme bestätigt wird.

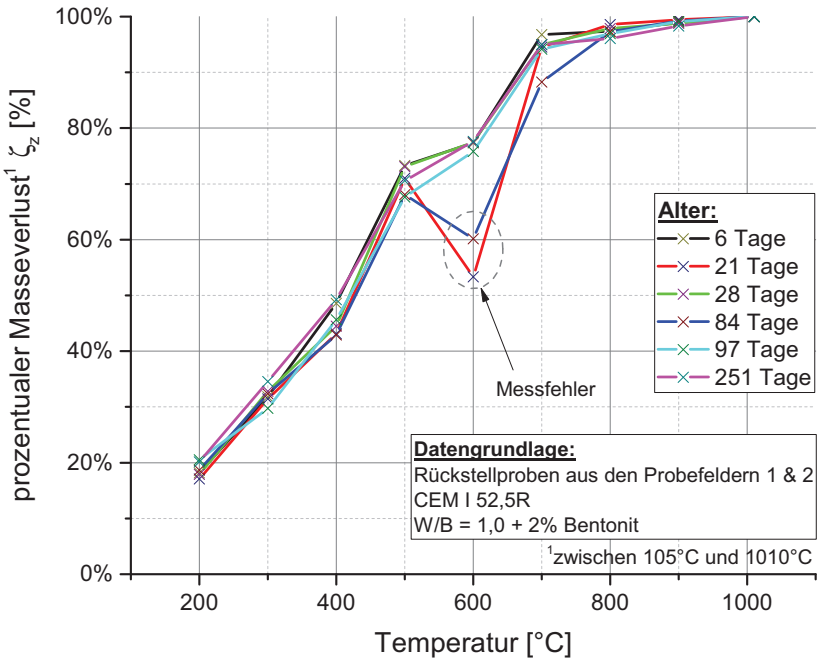


Abb. 4.9: Prozentualer Masseverlust $\xi_{z(T)}$ von Zementsteinproben zu unterschiedlichen Zeitpunkten

4.4.3 Einfluss der Mineralzusammensetzung des Bodens

Der Verlauf des Glühverlustes eines grobkörnigen Bodens über die Temperatur wird durch die Mineralzusammensetzung der Einzelkörner bestimmt. In Abbildung 4.10 sind die Glüh-

[6]Vgl. Abbildung 3.3.

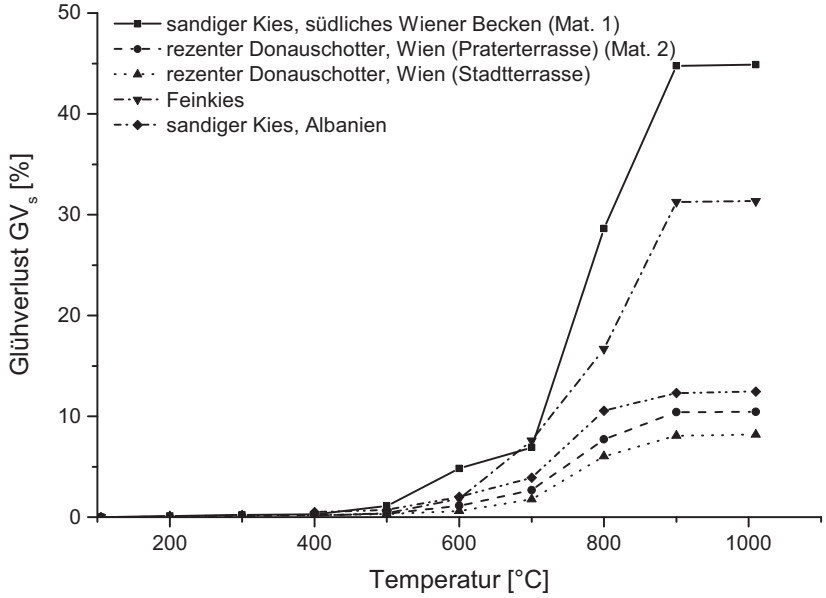


Abb. 4.10: Glühverluste typischer injizierbarer Kiesböden unterschiedlicher Herkunft

verluste und in Abbildung 4.11 die prozentuellen Masseverluste ausgewählter quartärer Lockergesteinsböden dargestellt. Dabei zeigen sich deutliche Unterschiede in den Kurven der Glühverluste, was auf die Mineralzusammensetzung zurückzuführen ist. Dies wird besonders deutlich am Beispiel der in den weiteren Untersuchungen verwendeten sandigen Kiese aus dem südlichen Wiener Becken (Eggendorf), die bedingt durch deren Herkunft aus den Kalkalpen einen hohen Kalkanteil und damit verbunden, einen Glühverlust von rund 45% bei 1010 °C aufweisen. Zum Vergleich: Die ebenfalls in den weiteren Versuchen verwendeten rezenten Donauschotter, deren mineralische Zusammensetzung überwiegend aus Quarz besteht, weisen einen deutlich geringeren Glühverlust bei 1010 °C auf. Bei kalkhaltigen Böden beginnt die Umsetzung von Calciumcarbonat ($CaCO_3$) zu Calciumoxid (CaO) und der damit verbundene Masseverlust durch die Abgabe von CO_2 erst ab rund 700 °C einzusetzen. Reduziert man nun die Temperatur für die Versuchsdurchführung auf unter 400 °C, so wird der Einfluss durch den Masseverlust des kalkhaltigen Bodens hinreichend klein. Für die in weiterer Folge ausgeführte Versuchsdurchführung zur rückwirkenden Bestimmung des Zementgehaltes im Injektionskörper gilt somit: Je geringer der Glühverlust des Bodens ist, desto geringer sind die zu erwartenden Versuchsabweichungen. Wesentlich ist jedoch, dass der Masseverlust dieser Böden im unteren Temperaturbereich bis rund 400 °C sehr klein (< 0,5%) ist.

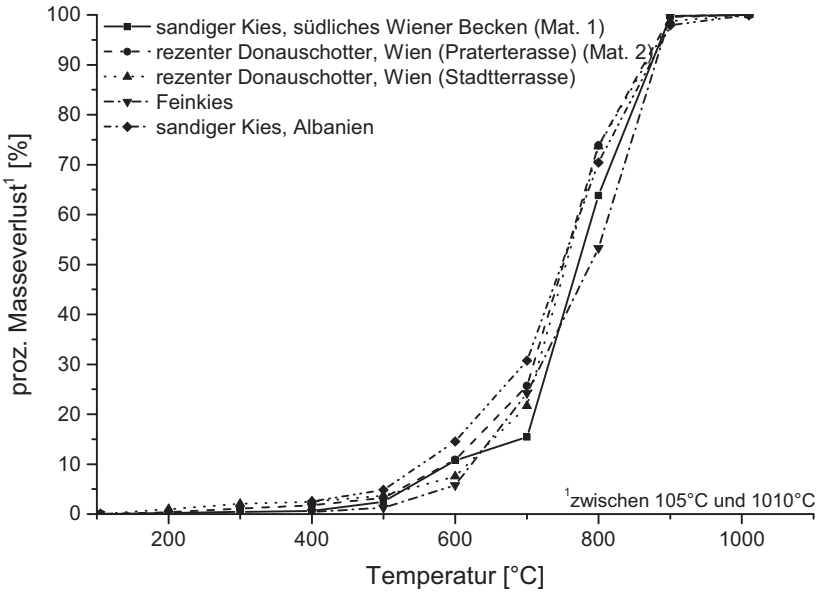


Abb. 4.11: Prozentueller Masseverlust typischer injizierbarer Kiesböden unterschiedlicher Herkunft

4.4.4 Verallgemeinerungen für die Anwendung

Die Auswertung der prozentuellen Masseverluste an Zementsteinproben auf Basis von Portlandzement in Tabelle 4.2 zeigt, dass im unteren Temperaturbereich die Unterschiede zwischen der Bindemittelart bei Portlandzementen vernachlässigbar klein sind. Die Mittelwerte der untersuchten Portlandzementsuspensionen für den Beiwert $\xi_{z(T)}$ sind in Tabelle 4.2 angeführt. Diese Mittelwerte werden für die weiteren Untersuchungen, unabhängig von der Zementart, herangezogen. Diese Verallgemeinerung begründet sich in der ähnlichen Zusammensetzung von Portlandzementen des Typs CEM I. Speziell im relevanten unteren Temperaturbereich (unter 500 °C) unterscheiden sich die Kurvenverläufe zwischen den einzelnen Zementen nur innerhalb der Messgenauigkeit. Da der Hydrationsgrad bzw. das Probenalter nicht messbare Auswirkungen auf den Verlauf des prozentuellen Masseverlustes ausüben, sind die in Tabelle 4.2 angeführten Mittelwerte vom Hydrationszeitpunkt unabhängig.

4.4.5 Evaluierung der Formel und versuchstechnische Abgrenzung von Einflussfaktoren auf die Versuchsdurchführung

Zur Evaluierung der in Gleichung (4.20) hergeleiteten Formel wurden Versuche an Proben mit genau bekannten Zugabemengen an Bindemittel, Wasser und (kalkhaltigem) Bodenmaterial durchgeführt Die Probenherstellung erfolgte durch Vermischen der auf 0,01g genau abgewogenen Bestandteile im Kunststoffbehälter. Die Lagerung und Hydration der Proben erfolgte im Wasserbad für 28 Tage. Danach wurden die Proben aus dem Kunststoffbehälter ausgebaut, das Volumen bestimmt und der Masseverlust an der gesamten Probe bei unterschiedlichen Temperaturen bestimmt. Als Boden wurde ein aus einem Kiesboden abgesiebter Körnungsbereich von 2 - 4 mm mit einem Glühverlust von 11% bei 1010 °C verwendet. Es

handelt sich dabei um ein skaliertes Abbild eines natürlichen granularen Lockergesteinsbodens. Als Zement wurde ein Portlandzement vom Typ CEM I 42,5R vom Zementhersteller Rohrdorfer aus dem Zementwerk Gmunden verwendet.

(a) (b) (c) (d)

Abb. 4.12: Zugabematerial vor (a) und nach (b) der Versuchsdurchführung
Probe vor (c) und nach (d) der Versuchsdurchführung

In einer ersten Versuchsreihe 514_72 wurde der Anteil an kalkhaltigem Bodenmaterial konstant gehalten und der Zementanteil in der Probe variiert. Zur Kontrolle wurde zudem eine Probe mit dem reinen Zementleim (Probe A) und eine Probe mit dem reinen Probenmaterial (Probe F) untersucht. In Abbildung 4.12a-d sind das Zugabematerial sowie die Proben vor und nach der Versuchsdurchführung dargestellt.

Tab. 4.3: Kennwerte der hergestellten Prüfkörper (514_72)

Bezeichnung	**W/Z-Wert**	**Zement**	**Boden**	**Trockendichte**
	-	g	g	g/cm^3
A (Zementstein)	1,00	53,2	0	0,75
B	0,61	38,5	140	2,12
C	0,65	31,0	140	2,10
D	0,71	21,0	140	1,97
E	0,83	10,5	140	1,78
F (reiner Boden)	-	0	140	-

In Abbildung 4.13 und Abbildung 4.14 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe angeführt. Dabei zeigt sich, dass sich die Kurven der einzelnen Proben mit unterschiedlichem Zementgehalt betragsmäßig in Bezug auf die Größe des Glühverlustes deutlich voneinander unterscheiden. Betrachtet man den prozentuellen Masseverluste der einzelnen Proben in Abbildung 4.14, so zeigen sich deutliche Unterschiede in den einzelnen Kurvenverläufen bis zu einer Temperatur von rund 700 °C. Über dieser Temperatur kommt es zu einem einheitlichem Verlauf der Kurven trotz unterschiedlicher Zementanteile. Dies ist vor allem auf den überproportional hohen Glühverlust des Bodenmaterials zurückzuführen, der die Masseverluste des Bindemittels überlagert.

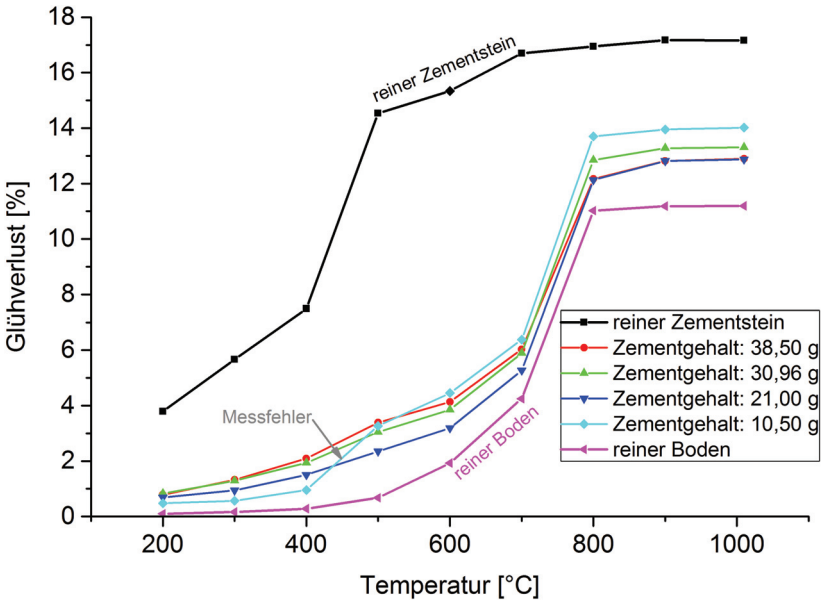


Abb. 4.13: Glühverlust in Abhängigkeit von der Temperatur, Versuchsreihe 514_72 mit konstantem Bodenanteil und variablen Zementanteil

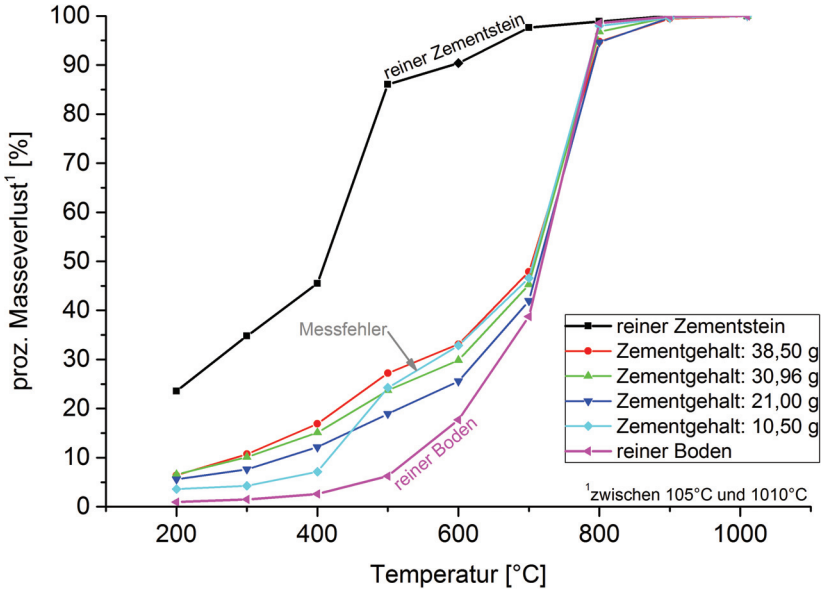


Abb. 4.14: Prozentueller Masseverlust in Abhängigkeit von der Temperatur, Versuchsreihe 514_72 mit konstantem Bodenanteil und variablen Zementanteil

In einer zweiten Versuchsreihe (514_73) wurde der Zementanteil über die Versuchscharge konstant gehalten und der Massenanteil an Bodenmaterial verändert. Die Gesamttrockenmasse der Probe betrug immer 141g. Die beigemengte Zementtrockenmasse betrug 21g je Probe und die Masse des Bodenmaterials variierte zwischen 0g und 120g. Um die Probengesamtmasse konstant zu halten, wurde die Massendifferenz mit geglühtem Quarzsand aufgefüllt. Der W/Z-Wert der Proben liegt zwischen 0,7 und 1,3 und wurde aus der Mischung rückgerechnet. In Tabelle 4.4 sind die mengenmäßigen Bestandteile der einzelnen Proben tabellarisch zusammengestellt.

Tab. 4.4: Kennwerte der hergestellten Prüfkörper (514_73)

Bezeichnung	**W/Z-Wert**	**Zement**	**Boden**	**Quarzsand**	**Trockendichte**
	-	g	g	g	g/cm^3
A (Zementstein)	1,3	21	0	120	1,76
B	1,1	21	10	110	1,84
C	0,9	21	30	90	1,90
D	1,0	21	60	60	1,88
E	0,7	21	80	40	1,68
F	0,8	21	100	20	1,96
G	0,8	21	120	0	1,99
H (reiner Boden)	-	0	140	0	-

In Abbildung 4.15 ist der Glühverlust der einzelnen Proben über die Temperatur dargestellt. Mit zunehmendem Anteil an thermisch instabilen (kalkhaltigem) Bodenmaterial in der Mischung nimmt der Glühverlust der Gesamtprobe zu. Analog zum Verlauf des Glühverlustes des reinen Bodenmaterials zeigt sich in den Mischungsproben, dass der Einfluss des Bodenmaterials ab einer Temperatur von rund 500 °C überwiegt. Im niedrigeren Temperaturbereich bis 500 °C liegen alle Kurven nahe der Kurve des reinen Zementsteins. Die Differenzen zum Glühverlust des reinen Zementsteins sind in diesem Temperaturbereich sehr klein. Die Streuungsbreite der Differenzen liegt unter 0,18%, was eine rechnerische Berücksichtigung der Einflüsse des Bodenmaterials begünstigt. Zusammengefasst kann zur Versuchsreihe 514_73 festgehalten werden, dass der negative Einfluss des Bodenmaterials auf die Versuchsdurchführung erst ab rund 500 °C schlagend wird. Im Temperaturbereich darunter kommt es zu einer guten Übereinstimmung der Glühverluste der Mischproben (Bindemittel + Boden) mit jenen Probe des reinen Zementsteins. Das bedeutet, dass die Rückrechnung des Zementgehaltes von Injektionskörperproben, bei welchen der Boden selbst aufgrund dessen mineralogischer Zusammensetzung einen Glühverlust aufweist, anhand der unter Punkt 4.4 hergeleiteten Versuchsdurchführung im Temperaturbereich bis 400 °C möglich ist.

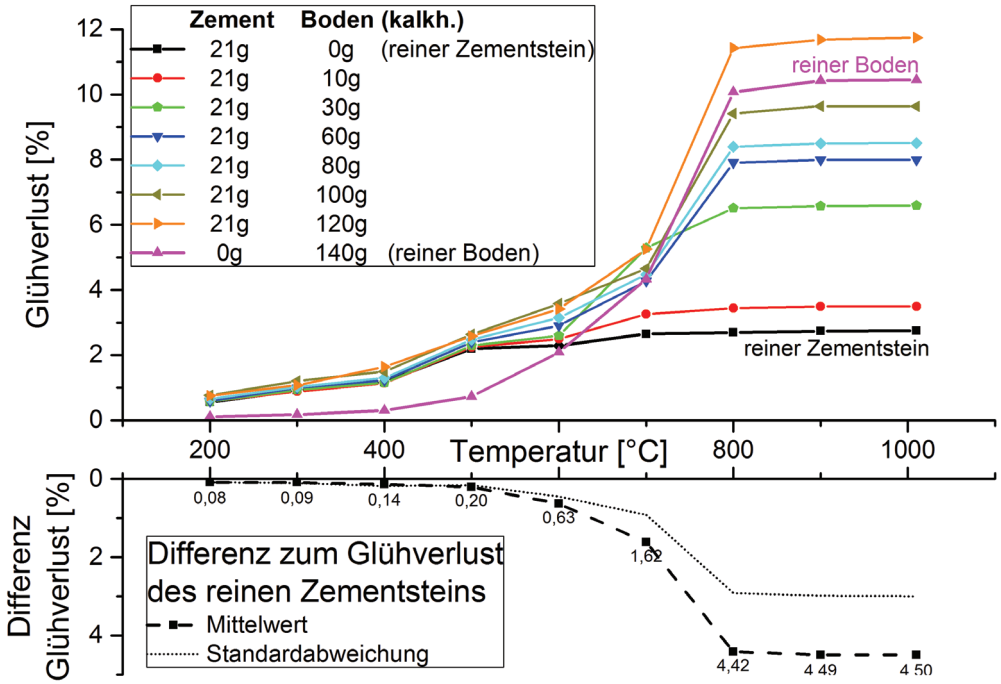


Abb. 4.15: Versuchsreihe 514_73, Glühverluste der einzelnen Proben und Differenz zu den Glühverlusten des reinen Zementsteins

Für alle Proben der Versuchsreihe 514_72 und _73 wurden anhand der Gleichung (4.20) die Zementgehalte bei allen Temperaturstufen bestimmt und mit dem tatsächlich in der Probe vorhandenen Zementgehalt verglichen. Der Masseverlust des Bodenmaterials wurde dabei rechnerisch über dessen Glühverlust berücksichtigt. Für den prozentuellen Masseverlust des Zementsteines wurden die in Tabelle 4.2 angeführten Werte verwendet. In Abbildung 4.16 ist die Differenz zwischen dem anhand Gleichung (4.20) aus den Versuchsergebnissen rückgerechnetem und dem tatsächlich in der Probe vorhandenem Zementgehalt dargestellt. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass die geringsten Versuchsstreuungen und die beste Übereinstimmung mit dem tatsächlich vorhandenen Zementgehalt bei einer Temperatur von 300 °C auftritt. Betrachtet man die Größenordnung der Abweichung, so ist diese mit rund 0,03 g/cm^3 im Mittel bei 300 °C als sehr gering einzustufen. Die Bandbreite des üblichen Zementgehalts bei Lockergesteinsinjektionen bewegt sich zwischen 0,1 g/cm^3 und 0,6 g/cm^3.

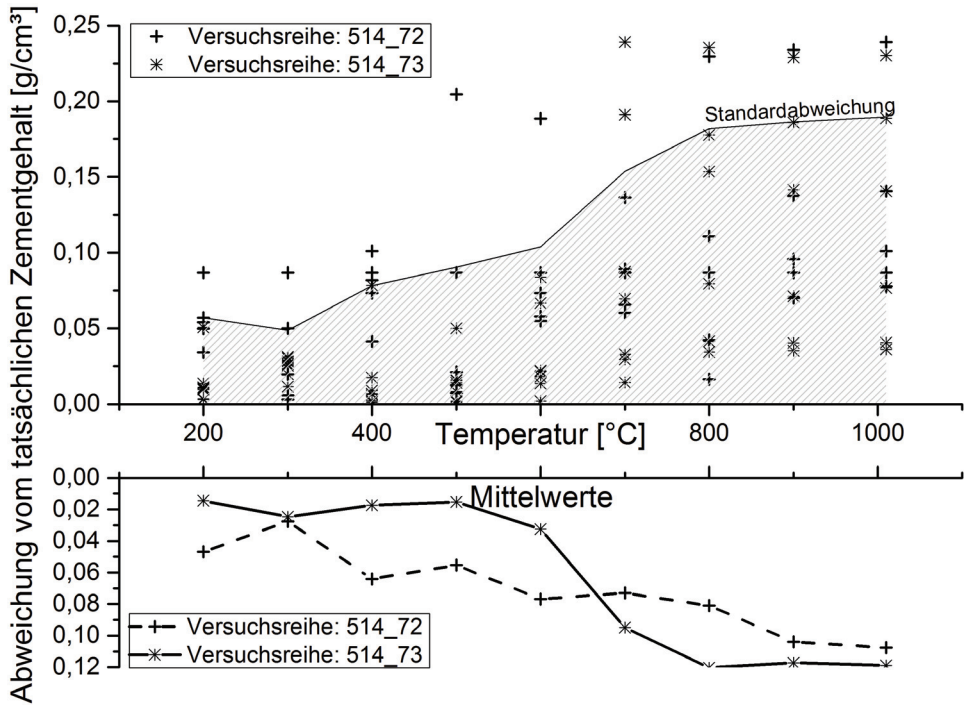


Abb. 4.16: Absolute Differenz zwischen dem nach Gleichung (4.20) rückgerechneten und tatsächlichen Zementgehalt der Proben bei unterschiedlichen Temperaturen, Versuchschargen 514_72 und 514_73

4.4.5.1 Zusammenfassung der Ergebnisse und Folgerungen für die Anwendung

Die Versuche haben gezeigt, dass sich bei Kenntnis des Bindemittels (was in der Regel der Fall ist) und der ungefähren Lagerungsdichte des Bodens, der Zementgehalt nachträglich auch an gemischtkörnigen Böden unterschiedlicher Mineralienzusammensetzung, insbesondere an kalkhaltigen Böden bestimmen lässt. Da jedoch der Boden Einfluss auf die Versuchsdurchführung hat, die rechnerisch berücksichtigt wird, sind naturgemäß höhere Versuchsstreuungen zu erwarten. Grundsätzlich haben die Versuche jedoch gezeigt, dass für die Versuchsdurchführung die Temperaturstufen 200 °C und 300 °C die besten Ergebnisse liefern. Für die Versuchsdurchführung hat sich folgende Vorgangsweise als zielführend erwiesen:

- Bestimmung des Probenvolumens der Injektionskörerprobe durch Ausmessen oder Tauchwägung
- Trocknung im Trocknungsofen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz, Abkühlen im Eksikator, Wägung der Probe auf 0,1g genau
- Bestimmung des Masseverlustes der Injektionskörperprobe durch Trocknung bei 200 °C und bei 300 °C
- Bestimmung des Glühverlustes der unbehandelten ofengetrockneten Bodenprobe bei 200 °C und bei 300 °C
- Bei unbekanntem Bindemittel: Bestimmung des Glühverlustes am reinen Zementstein

(bspw. aus Rückstellproben) in Stufen von 100 °C, zwischen 105 °C und 1010 °C, Berechnung des prozentualen Masseverlustes bezogen auf die Temperaturspanne

Für die Versuchsdurchführung wurde immer der gesamte Probekörper herangezogen. Auf ein Zerkleinern bzw. Pulverisieren wurde verzichtet, da die Gefahr des Verlustes von Feinstbestandteilen größer erschien als der Vorteil einer verkürzten Versuchsdauer. Die Proben wurden daher immer länger den entsprechenden Temperaturen ausgesetzt. Für die Ofentrocknung wurden mindestens 2 Tage vorgesehen, während für die höheren Temperaturen eine Aufheizzeit von 2 Stunden und eine konstante Versuchstemperatur von 8 Stunden angewendet wurden. Durch die hohen W/Z-Werte wiesen die Injektionskörperproben eine hohe Wasserdampfdurchlässigkeit auf, wodurch die Zeiten ausreichend waren. Es wurden zusätzlich noch Vergleichsversuche an hydratisierten Zementpasten durchgeführt, bei denen zwischen den aufgemahlenen Proben und den ganzen Probestücken keine Unterschiede im Ergebnis festgestellt wurden. Bei der Versuchsdurchführung ist unbedingt zu beachten, dass die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Luft beim Auskühlen der Proben vermieden wird.

4.4.6 Evaluierungsversuche an realen Zement-Bodengemischen

Um die in Abschnitt 4.4 anhand theoretischer Überlegungen abgeleitete Methode zur rückwirkenden Ermittlung des Zementgehaltes kalkhältiger Injektionskörperproben unter realen Bedingungen zu testen, wurden Versuche an im Labor hergestellten Zement-Bodengemischen durchgeführt. Dabei wurden Zylinderproben aus der Mischung von Zement, Wasser und einem kalkhaltigen Boden[7] so hergestellt, dass die genaue Zusammensetzung bzw. der Zementgehalt der einzelnen Proben bekannt war. Nach 28 Tagen Hydrationszeit wurde an den Proben der Zementgehalt nach der in Abschnitt 4.4 vorgestellten Methode bestimmt und die Ergebnisse mit dem tatsächlich in den Proben vorhandenen Zementgehalt verglichen. Zusätzlich dazu wurde an den Proben noch die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt, um den Einfluss des Zementgehaltes auf die Druckfestigkeit aufzuzeigen. Bei den von *Chmelik* [22] durchgeführten Versuchen wurde der zuvor beschriebene sandige Kies aus dem südlichen Wiener Becken, der auch für die in den nachfolgenden Kapiteln beschriebenen großmaßstäblichen Versuche zur Anwendung kam, verwendet. Dabei wurde das ofentrockene Bodenmaterial im Zwangsmischer mit dem Bindemittel (Lafarge CEM I 52,5R) trocken durchmischt und danach Wasser entsprechend der Dosierung beigemengt und durchmischt. Der Wassergehalt wurde so eingestellt, dass der W/Z-Wert im optimalen Bereich zwischen 0,5 und 1,4 lag. Zudem wurde bei jeder Versuchscharge der Zementgehalt um 0,05 g/cm^3 erhöht, so dass die injektionsrelevante Bandbreite von 0,1 und 0,35 g/cm^3 mit insgesamt sechs Chargen gut abgedeckt werden konnte. Nach dem Mischen wurden die Proben mit dem Proctorhammer in 5 Lagen je 22 Schläge in eine zylindrische Probeform H:D > 2,5 eingebaut und unter Wasser für 28 Tage gelagert. Alle Einbaumassen sowie die Restmassen wurden dokumentiert, sodass der genaue Zementgehalt in der Probe bekannt war. Nach 28 Tagen Lagerung im Wasserbad wurden die Proben auf ein H:D-Verhältnis von 2,0 geschnitten und die einaxiale Druckfestigkeit nach ÖNORM B4415 [95] bestimmt. Die Proben wurden nach der Versuchsdurchführung

[7] Als Versuchsboden wurde das in den Großversuchen verwendete Material 1 (vgl. Kapitel 6) verwendet.

im Ofen bei 105 °C getrocknet und danach der Masseverlust bei 200 °C und 300 °C ermittelt, woraus der Zementgehalt rückgerechnet wurde. Es wurde dabei besonders Bedacht darauf gelegt, die Versuche an der Gesamtprobe durchzuführen.

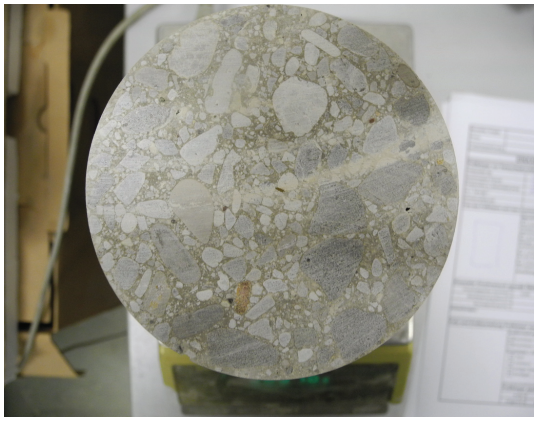


Abb. 4.17: Hergestellte Probe vor der Prüfung der einaxialen Druckfestigkeit aus [22]

In Tabelle 4.5 sind die Versuchsdaten der Einzelproben zusammengestellt. Der tatsächliche Zementgehalt in den Einzelproben wurde anhand der beigemischten Zementmassen abzüglich der bei der Herstellung anfallenden Restmassen (Probenrestmassen beim Anmischen, Verschnittstücke etc.) berechnet. Die Rückrechnung des Zementgehaltes in den Einzelproben erfolgte nach Formel 4.20 mit dem anhand der stöchiometrischen Zusammensetzung des Zementes[8] in Tabelle 3.5 ermittelten maximalen Anteil an chemisch gebundenem Wasser von $w_{n,e}^{max} = 0,21$ und dem in Tabelle 4.2 ermittelten Beiwert $\xi_{z(T)}$.

[8] Lafarge CEM I 52,5R

Tab. 4.5: Kennwerte der Einzelproben

Bez. -	W/Z -	z g/cm^3	ρ_f g/cm^3	ρ_d g/cm^3	q_u kN/m^2	$z^{200\,°C}$ g/cm^3	$z^{300\,°C}$ g/cm^3
10-1	1,52	0,10	2,55	2,42	7035	0,10	0,09
10-2	1,52	0,10	2,42	2,41	8065	0,07	0,07
10-3	1,52	0,10	2,53	2,26	7077	0,08	0,07
11-1	1,03	0,15	2,41	2,39	10870	0,14	0,13
11-2	1,03	0,15	2,37	2,38	15150	0,19	0,12
11-3	1,03	0,16	2,26	2,52	11230	0,17	0,15
12-1	0,79	0,20	2,51	2,45	23200	0,21	0,21
12-2	0,79	0,20	2,39	2,47	19150	0,23	0,21
12-3	0,79	0,21	2,51	2,55	19260	0,24	0,22
13-1	0,65	0,24	2,38	2,35	17140	0,24	0,24
13-2	0,65	0,24	2,65	2,36	25750	0,23	0,24
13-3	0,65	0,25	2,52	2,46	18290	0,30	0,28
14-1	0,55	0,28	2,57	2,38	23560	0,27	0,25
14-2	0,55	0,28	2,45	2,37	27150	0,33	0,33
14-3	0,55	0,29	2,60	2,40	24880	0,38	0,34
15-1	0,48	0,31	2,47	2,28	31610	0,35	0,32
15-2	0,48	0,32	2,68	2,40	21980	0,35	0,31
15-3	0,48	0,32	2,55	2,35	11810	0,40	0,37

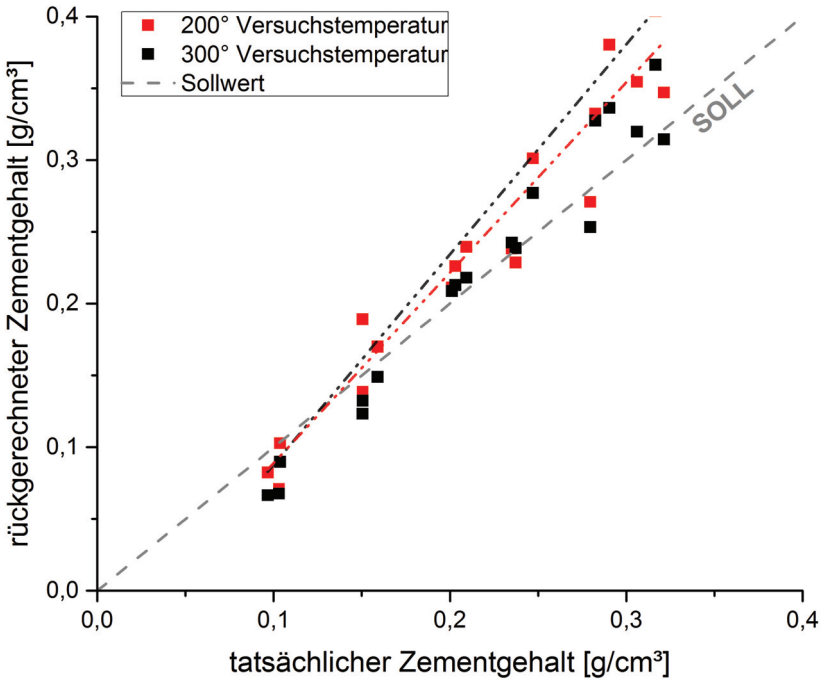


Abb. 4.18: Vergleich der aus den Versuchen rückgerechneten Zementgehalte mit den tatsächlich vorhandenen Zementgehalten

In Abbildung 4.18 sind die Ergebnisse der Versuche grafisch dargestellt. Es zeigt sich dabei eine gute Übereinstimmung der rückgerechneten Daten mit den tatsächlichen Werten für den Zementgehalt in den Proben. Speziell bei den Proben mit geringem Zementgehalt ist eine sehr gute Übereinstimmung zu erkennen, während bei den Proben mit höherem Zementgehalt

eine größere Abweichung vorhanden ist. Dies dürfte vor allem auf den geringen W/Z-Wert der Proben mit höherem Zementgehalt zurückzuführen sein, wodurch eine Beeinflussung des Hydrationsverlaufs besteht (vgl. Abbildung 4.19). In Bezug auf die Versuchstemperatur ergeben sich die geringsten Abweichungen bei einer Temperatur von 300 °C.

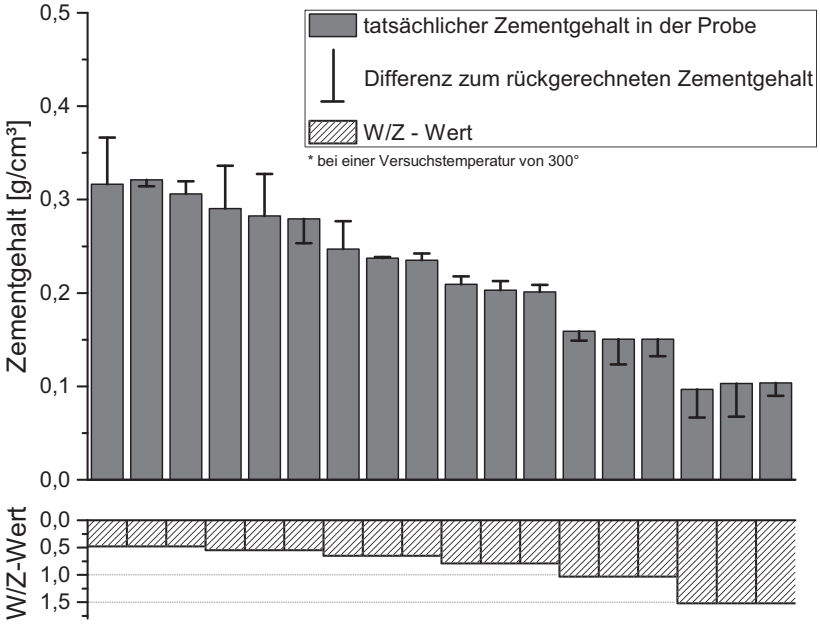


Abb. 4.19: Vergleich zwischen der Abweichung vom Sollwert in Abhängigkeit des W/Z-Wertes der Proben

In Hinblick auf die Festigkeit der hergestellten Proben zeigen die Versuchsdaten in Abbildung 4.20 und Abbildung 4.21 einen eindeutigen Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und dem chemisch gebundenen Wasser bzw. dem Zementgehalt in der Probe. Das bedeutet, dass Korrelationen und Rückschlüsse vom chemisch gebundenen Wasser bzw. dem Zementgehalt in den Proben auf die Festigkeit möglich sind.

Weiters zeigt sich anhand der Druckversuche, dass die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten der Proben bei gleichem Zementgehalt und Material um ein Vielfaches höher sind als bei in situ gewonnen Injektionskörperproben (vgl. Abbildung 7.8). Das ist darauf zurückzuführen, dass die Bodenkörner bei einer Durchmischung mit Zement und Wasser optimal durch die Zementsuspension benetzt werden. Im Gegensatz dazu, werden bei einer Injektion nur die Poren mit Suspension aufgefüllt und Teilbereiche der Bodenkörner, insbesondere die Kontaktstellen zwischen den Körnern bleiben unbenetzt, was zu geringeren Druckfestigkeiten führt. Eine Herstellung von Injektionskörperproben im Labor durch Anmischen der Einzelbestandteile ist für einen Vergleich mit in situ Proben nicht geeignet, da im Labor unrealistisch hohe Festigkeiten erzielt werden.

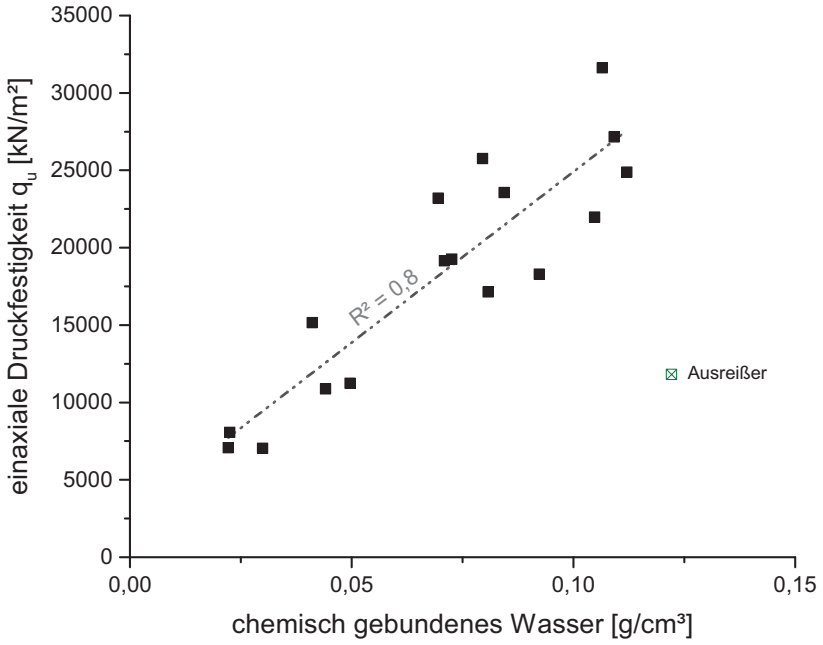


Abb. 4.20: Vergleich zwischen der einaxialen Druckfestigkeit nach 28 Tagen und dem in den Proben chemisch durch den Zement gebundenen Wasser

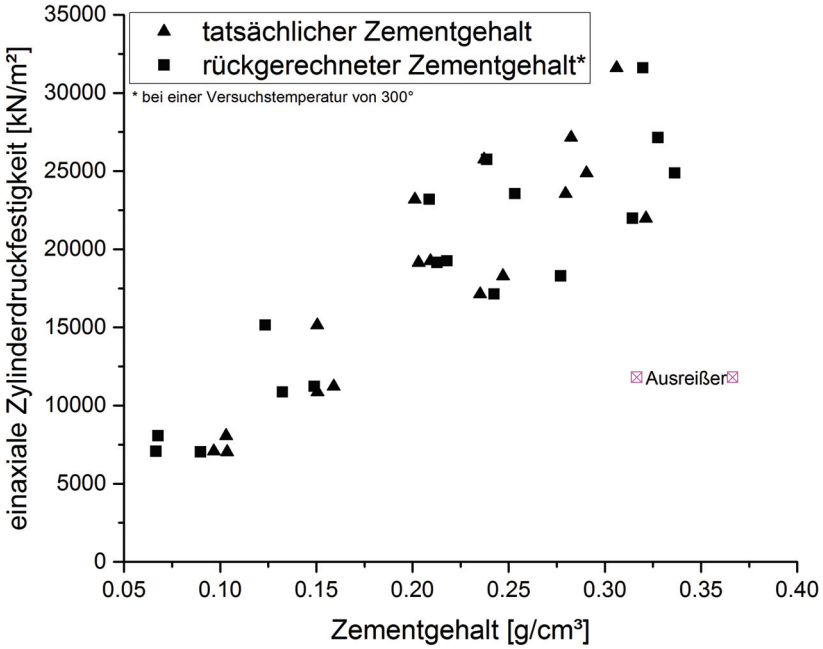


Abb. 4.21: Vergleich zwischen der einaxialer Druckfestigkeit nach 28 Tagen und dem Zementgehalt in den Proben (tatsächlicher sowie rückgerechneter)

4.5 Ableitung des theoretisch maximal möglichen Zementgehaltes im Boden

Da bei einer Penetration der Porenraum des Bodens mit Suspension verfüllt wird, kann analytisch über den W/Z-Wert der Suspension auf den theoretisch maximal möglichen Zementgehalt im Boden geschlossen werden. Es handelt sich dabei um einen theoretischen Zusammenhang, unter der Annahme, dass der Porenraum vollständig verfüllt wird. Sedimentations- und Filtrationseffekte, die üblicherweise bei eine Penetrationinjektion im Boden auftreten, werden für die Betrachtung ausgeklammert. Der hergeleitete Zusammenhang ist somit von theoretischer Natur, dient aber dazu, grobe Richtwerte für den Zementgehalt im Boden in Abhängigkeit vom W/Z-Wert abzuleiten.

Der Zementgehalt z in g/cm^3 ergibt sich durch Division der Zementmasse m_z in der Probe durch das Probenvolumen V.

$$z = \frac{m_z}{V} \tag{4.21}$$

Das Probenvolumen V lässt sich als Quotient aus Porenvolumen V_n und Porenanteil n anschreiben:

$$V = \frac{V_n}{n} \tag{4.22}$$

Einsetzen von Gleichung (4.22) in Gleichung (4.21) ergibt:

$$z = \frac{m_z \cdot n}{V_n} \tag{4.23}$$

Es gilt dabei die theoretische Annahme, dass das gesamte Porenvolumen V_n mit Suspension gefüllt ist. $V_n = V_{susp}$

$$V_n = V_{susp} = \frac{m_{susp}}{\rho_{susp}} \tag{4.24}$$

$$m_{susp} = m_w + m_z \tag{4.25}$$

$$\frac{W}{Z} = \frac{m_w}{m_z} \tag{4.26}$$

$$m_{susp} = m_z \cdot \left(\frac{W}{Z} + 1\right) \tag{4.27}$$

$$\tag{4.28}$$

Einsetzen von Gleichung (4.27) in Gleichung (4.24) ergibt:

$$z = \frac{m_z \cdot n \cdot \rho_{susp}}{m_z \cdot \left(\frac{W}{Z} + 1\right)} \tag{4.29}$$

Mit der Gleichung für die Suspensionsdichte ρ_{susp}

$$\rho_{susp} = \frac{\frac{W}{Z} + 1}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \tag{4.30}$$

ergibt sich für den maximalen Zementgehalt im Boden bei gegebenem Porenanteil n und W/Z-Wert folgende Beziehung:

$$z = \frac{n}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \tag{4.31}$$

Die grafische Auswertung von Gleichung (4.31) für einen Standardportlandzement mit einer Korndichte von $\rho_z = 3{,}1$ g/cm^3 ist in Abbildung 7.9 dargestellt.

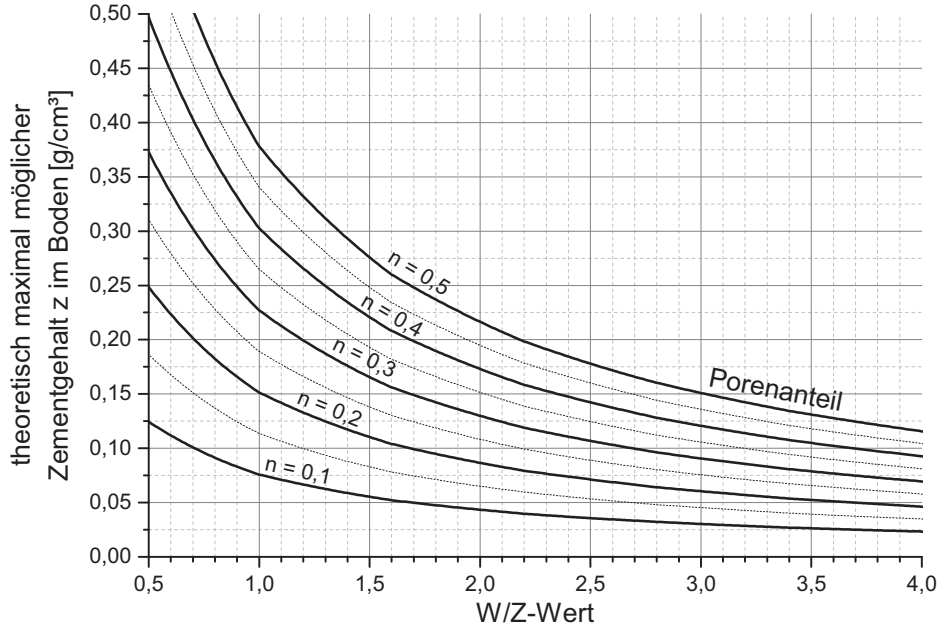


Abb. 4.22: Theoretischer Zusammenhang zwischen dem im Porenraum des Bodens maximal möglichen Zementgehalt und dem W/Z-Wert

Kapitel 5

Injektionsversuche im Labor

5.1 Einleitung

Die Eigenschaften und die Zusammensetzung des Injektionsgutes beeinflussen wesentlich die mechanischen Eigenschaften des Injektionskörpers. Das nachfolgende Kapitel umfasst aus diesem Grund Untersuchungen an reinen Zementsteinproben (erhärtete Suspensionsproben) sowie Untersuchungen an im Labor hergestellten Injektionskörperproben.

Der erste Teil des Kapitels behandelt die physikalischen Eigenschaften von erhärteten Suspensionsrückstellproben, die in weiterer Folge als reine Zementsteinproben bezeichnet werden. Die Untersuchungen umfassen eine große Bandbreite unterschiedlicher Zemente und W/Z-Werte. Ziel der Untersuchungen ist es, grundlegende physikalische Zusammenhänge aufzuzeigen und mit den in Kapitel 3.4.1 angeführten theoretischen Herleitungen zu vergleichen.

Der zweite Teil des Kapitels umfasst Versuche an im Labor hergestellten Injektionskörperproben. Dafür wurden im Labor unter konstanten Randbedingungen Sande mit unterschiedlichen Suspensionsmischungen injiziert und nach 28 Tage die Festigkeit sowie der Zementgehalt bestimmt. Über den W/Z-Wert der injizierten Suspension wurde der Zementgehalt in den Proben variiert, so dass eine große Bandbreite unterschiedlicher Zementgehalte bei Injektionskörperproben abgedeckt wird. Ziel der Untersuchungen ist es, Bandbreiten für die Festigkeit von injiziertem Lockergestein anzugeben.

5.2 Untersuchungen an reinen Zementsteinproben

Nachfolgend werden die Ergebnisse von Untersuchungen an Zementsteinproben aufgezeigt und mit den theoretischen Herleitungen aus Kapitel 3.4.1, die auf dem Modell von *Powers* [109] basieren, verglichen. Bei den untersuchten Proben handelt es sich um erhärtete Suspensionsproben (Zementsteinproben). Die Proben wurden im Labor hergestellt[1] oder als

[1] Die Herstellung erfolgte mit einem Labormischer vom Typ Ultra-Turrax T50 der Fa. Leutert. Anmischzeit: 4 Minuten bei 5000 U/min.

Rückstellproben im Rahmen der großmaßstäblichen Feldversuche[2] (Kapitel 6) entnommen. Eine Übersicht über die Zusammensetzung und Art der Proben findet sich in Anhang D. An den Proben wurden Feucht- und Trockendichte, Wassergehalt und die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Die Daten umfassen dabei Proben unterschiedlicher Zemente (Bindemittel) und W/Z-Werte im Bereich zwischen 0,6 und 3,0. Der Hauptteil der Daten umfasst Portlandzemente vom Typ CEM I. Mischbinder und Feinstbindemittel werden dabei nur ergänzend angeführt. Die Suspensionen wurden bei der Probenahme in Kunststoffrohre abgefüllt und nach dem Ansteifen im Wasserbad bei Raumtemperatur (20 °C) bis zur Versuchsdurchführung gelagert. Unmittelbar vor Versuchsdurchführung wurden die Proben im Kunststoffrohr mit einem Durchmesser von 100 mm auf ein Höhe zu Durchmesser Verhältnis von H:D=2:1 geschnitten und die Feuchtdichte bestimmt. Die einaxialen Druckversuche wurden gemäß ÖNORM B4415[3] [95] durchgeführt. Als Druckpresse kam eine servohydraulische Prüfpresse vom Typ WILLE WB3000HP zur Anwendung. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Wassergehalt und die Trockendichte der Proben bestimmt.

5.2.1 Festigkeitseigenschaften von reinen Zementsteinproben

Grundlegende Untersuchungen zur Festigkeit von erhärteten Suspensionsproben wurden schon frühzeitig u.a. von *Bonzel & Dahms*, [13] *Littlejohn* [76] sowie *Cambefort* [20] durchgeführt. Die von den Autoren ermittelten Festigkeiten wurden üblicherweise immer in Bezug zum W/Z-Wert gesetzt, wodurch sich relativ hohe Bandbreiten für die Festigkeit ergaben. In Abbildung 5.1 ist die einaxiale Druckfestigkeit unterschiedlicher erhärteter Suspensionsproben (Labor sowie Rückstellproben) aus eigenen Versuchen über dem W/Z-Wert aufgetragen. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmendem W/Z-Wert, und somit geringerem Feststoff bzw. Zementanteil, die Druckfestigkeit erwartungsgemäß abnimmt. Die Streuung der Festigkeitswerte ist jedoch im Allgemeinen sehr hoch. Die Gründe hierfür sind vor allem auf die Wasserabgabe durch Sedimentation (Bluten) zurückzuführen. Dadurch kommt es zur Abgabe von Überschusswasser und in der verbleibenden Probe zu einer Veränderung des Feststoffanteils, was zu höheren Dichten im erhärteten Zustand führt. Zudem kommt es zufolge der Hydration zur Bindung von Wasser in der Kristallstruktur. Der W/Z-Wert als Kennwert beschreibt jedoch nur das Verhältnis von Wasser zu Feststoff (Zement) zum Initialzeitpunkt der Mischungsherstellung. Alle Vorgänge, die danach, im Ruhezustand (Sedimentation/Bluten) oder während der Injektion (Filtration[4]) auftreten, sind durch diesen Kennwert nicht mehr erfasst. Die Daten unterstreichen, dass sich der W/Z-Wert als alleiniger Kennwert zur Beschreibung der Eigenschaften von Zementstein im erhärteten Zustand nur bedingt eignet.

[2] Das Anmischen der Suspension erfolgte mit einem hochtourigen Kolloidmischer. Injektionsanlage: IMB - HPI4.

[3] weggesteuert, Vorschubgeschwindigkeit 0,2% der Anfangshöhe pro Minute

[4] Auspressen von freiem Wasser

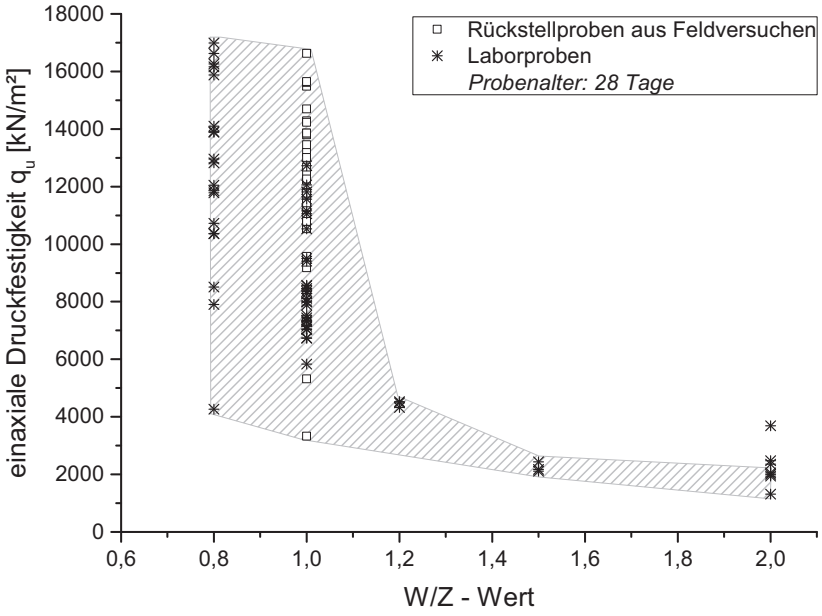


Abb. 5.1: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit q_u vom W/Z-Wert, Zementsteinproben (Portlandzement CEM I) nach 28 Tagen

Hyett et al. [55] führten Versuche an Portlandzementsuspensionproben im W/Z-Bereich von 0,3 bis 0,7 für Ankerverpressungen durch und gibt an, dass bei stabilen Suspensionen nur eine geringe Abweichung zwischen der theoretischen Suspensionsdichte ρ_{Susp} (Gleichung (2.1)) und der Feuchtdichte ρ_f nach 28 Tagen Hydrationszeit besteht. Unter dieser Annahme ergibt sich zwischen der Suspensionsdichte ρ_{Susp} und der Feuchtdichte des Zementsteins ρ_f sowie dem W/Z-Wert folgender Zusammenhang:

$$\rho_{Susp} = \rho_f = \frac{\frac{W}{Z} + 1}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \qquad [g/cm^3] \tag{5.1}$$

ρ_{Susp}	g/cm^3	Suspensionsdichte
ρ_f	g/cm^3	Feuchtdichte des Zementsteins
ρ_w	g/cm^3	Dichte Anmachwasser
ρ_z	g/cm^3	Korndichte Zement

Bei den von *Hyett et al.* [55] durchgeführten Versuchen waren die W/Z-Werte bei allen untersuchten Suspensionen unter 0,7, was bedeutet, dass diese Proben nahezu keine Sedimentation aufwiesen. Es ist somit nachvollziehbar, dass die in Gleichung (5.1) angeführte Beziehung für die Mischdichte in etwa auch der Feuchtdichte im erhärteten Zustand entspricht. Bei Suspensionen mit höheren W/Z-Werten (>0,8) ist es jedoch kaum möglich eine Sedimentation zu verhindern. Durch die Beimischung von Tonen (Bentonit) zur Stabilisierung kann die Sedimentationsproblematik in der Regel abgemindert, jedoch nicht ganz unterbunden werden. Speziell bei sehr hohen W/Z-Werten (>2,0), ist es kaum bis nicht

möglich, stabile Suspensionen[5] herzustellen. Die tatsächlich vorhandenen Dichten liegen somit immer über den theoretisch ermittelten Dichten. In Abbildung 5.2 und Abbildung 5.3 sind die Feucht- und Trockendichten der erhärteten Suspensionsproben aus eigenen Versuchen in Abhängigkeit vom W/Z-Wert dargestellt. Um diesen Zusammenhang zwischen der Dichte und dem W/Z-Wert herzustellen, wurden dabei nur die Daten von im Labor hergestellten Suspensionen herangezogen. Dies ist unbedingt notwendig, da im Labor Suspensionsmischungen wesentlich genauer hergestellt werden können als auf der Baustelle. Die Suspensionen wurden mit Bentonit stabilisiert, um eine Sedimentation im flüssigen Zustand möglichst zu vermeiden. Zusätzlich ist in die Abbildung noch die in Kapitel 3.4 in Gleichung (3.32) entwickelte auf dem Modell nach *Powers* basierende Beziehung zwischen dem W/Z-Wert und der Feuchtdichte eingetragen. Diese Beziehung berücksichtigt gegenüber Gleichung (5.1) die Vorgänge der Hydration im Zementstein, wodurch sich geringfügig höhere Dichten gegenüber der Suspensionsdichte ρ_{Susp} ergeben. Insgesamt ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Daten mit der Beziehung für die Suspensionsdichte ρ_{Susp} nach Gleichung (5.1), wie auch für die theoretische Herleitung nach Gleichung (3.32). Voraussetzung dafür sind stabile Suspensionen, die nahezu keine Sedimentation im flüssigen Zustand aufweisen sowie eine Wasserlagerung der Proben.

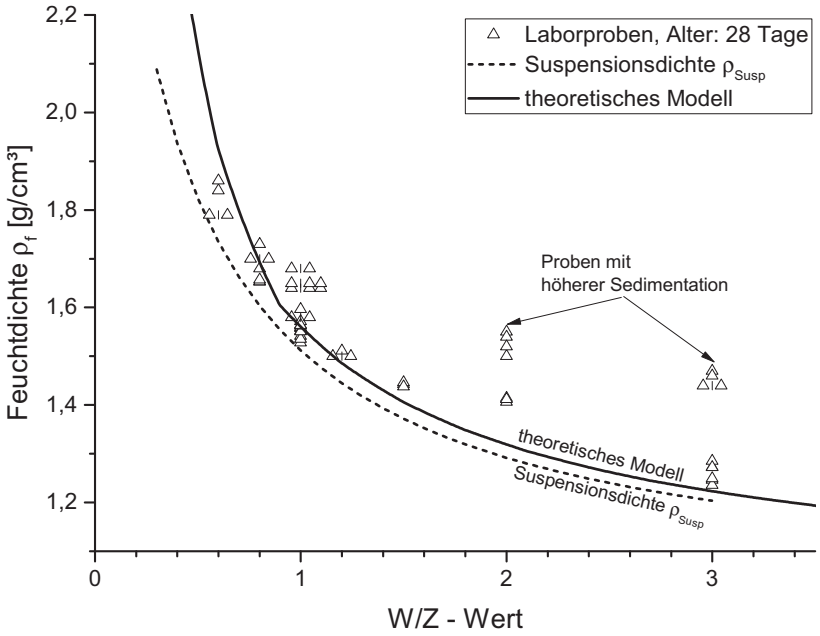


Abb. 5.2: Feuchtdichte von Zementstein (Portlandzement - CEM I) in Abhängigkeit vom W/Z-Wert nach 28 Tagen

In Abbildung 5.3 sind die an den Proben ermittelten Trockendichten[6] ρ_d in Abhängigkeit vom W/Z-Wert dargestellt. Dabei ist die in Gleichung (3.30) in Kapitel 3.4 hergeleitete Beziehung auf Basis des Modells nach *Powers* [109] zwischen dem W/Z-Wert und der Trockendichte ρ_d für unterschiedliche Hydrationsgrade α in das Diagramm eingetragen. Der

[5] Wasserabsetzmaß < 5%
[6] Ofentrocknung bei 105 °C.

Vergleich des theoretischen Modells mit den Versuchsdaten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung bei W/Z-Werten im Bereich zwischen 0,9 und 1,5. Die Abweichungen darunter und darüber sind vermutlich auf Einflüsse zufolge Hydration (Verringerte Hydrationsgeschwindigkeit) sowie auf die Veränderung der Dichte durch Sedimentation zurückzuführen. Zur Vereinfachung und zur Praxisanwendung wurde basierend auf den Versuchsdaten eine Regressionsanalyse durchgeführt und nachfolgend angeführte Exponentialfunktion für den Zusammenhang zwischen W/Z-Wert und Trockendichte abgeleitet. Die Funktion ist ebenfalls im Diagramm eingetragen und gilt nur für stabile Suspensionen[7].

$$\rho_d = 0,42 + 1,9 \cdot e^{-1,3 \cdot W/Z} \qquad [g/cm^3] \tag{5.2}$$

ρ_d	g/cm^3	Trockendichte des Zementsteins
W/Z	$-$	W/Z-Wert

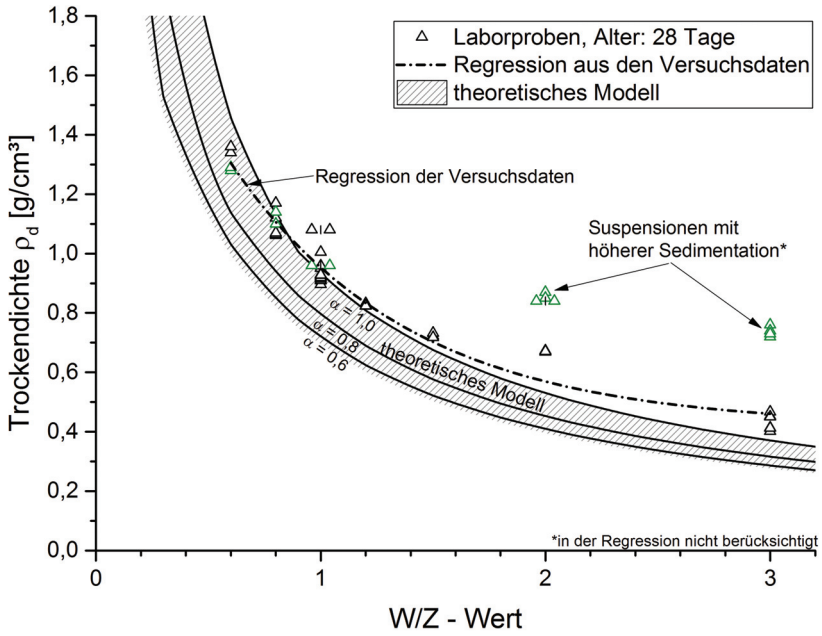


Abb. 5.3: Vergleich zwischen Trockendichte ρ_d und W/Z-Wert von Zementstein (CEM I) mit Daten aus eigenen Versuchen und Daten aus: [112, 148]

Die nachfolgenden Abbildungen 5.4 und 5.5 zeigen die einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit der ermittelten Feucht- und Trockendichten der untersuchten Proben. Anhand der Ergebnisse ist ersichtlich, dass zwischen der Dichte und der Druckfestigkeit ein nichtlinearer Zusammenhang besteht, wobei die Trockendichte im Gegensatz zur Feuchtdichte eine wesentlich geringere Streubreite in den Daten aufweist.

In Kapitel 3.4.1 sind die Zusammenhänge zwischen Feucht- bzw. Trockendichte, dem W/Z-Wert sowie der Kapillarporosität Φ_{kp}, basierend auf dem theoretischen Modell nach

[7] Wasserabsetzmaß < 5% nach 2h

Powers [109] hergeleitet. Werden diese Zusammenhänge mit den in Kapitel 3.7.1 angeführten Beziehungen zwischen der Kapillarporosität und der Zementsteinfestigkeit nach *Locher* [77] kombiniert, so lässt eine theoretische Beziehung zwischen der Feucht- bzw. Trockendichte und der Druckfestigkeit q_u herstellen. Die Berechnungen dazu finden sich in Anhang B. Diese Beziehungen sind in Abbildung 5.4 und Abbildung 5.5 eingetragenen und zeigen eine gute Übereinstimmung mit den aus den Versuchen ermittelten Werten. Um diese theoretische Beziehung für die Praxis zu vereinfachen, wurde eine Regressionsanalyse an den Daten durchgeführt, wodurch sich der Zusammenhang zwischen Feuchtdichte ρ_f und einaxialer Druckfestigkeit q_u vereinfachend über die nachfolgend angeführte Funktion beschreiben lässt:

$$q_u = 15732 + 59063 \cdot \rho_f - (129504 \cdot \rho_f)^2 + (60787 \cdot \rho_f)^3 - (2415 \cdot \rho_f)^4 \qquad [kN/m^2] \quad (5.3)$$

ρ_f	g/cm^3	Feuchtdichte des Zementsteins
q_u	kN/m^2	einaxiale Druckfestigkeit

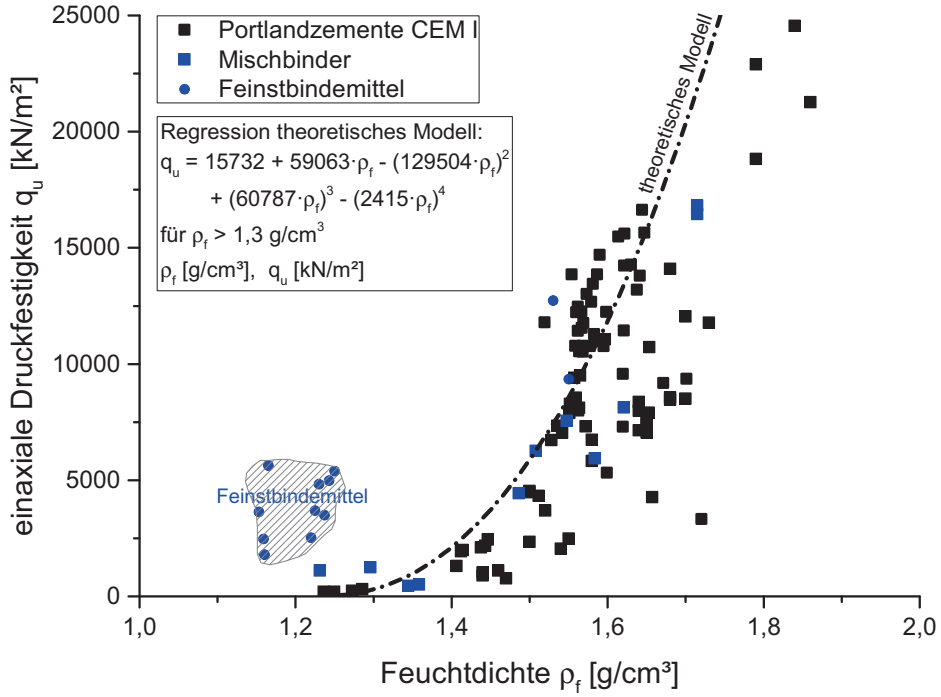


Abb. 5.4: Einaxiale Druckfestigkeit q_u unterschiedlicher Zementsteinproben in Abhängigkeit von der Feuchtdichte ρ_f, Probenalter 28 Tage

In Abbildung 5.5 ist der Zusammenhang zwischen Trockendichte ρ_d und Druckfestigkeit q_u der untersuchten Proben aufgetragen. Zusätzlich ist die in Kapitel 3.7.2, Gleichung (3.45) hergeleitete Beziehung zwischen der Festigkeit und der Trockendichte eingetragen. Die beiden Funktionen gelten für Portlandzemente vom Typ CEM I und sind in Gleichung (5.4) und Gleichung (3.45) angeführt. Zusätzlich sind die Daten der untersuchten Feinstbindemittel und Mischbinder ebenfalls in die Grafik eingetragen. Es zeigt sich dabei, dass die unter-

suchten Feinstbindemittel eine wesentlich höhere Druckfestigkeit bei gleicher Trockendichte gegenüber den Portlandzementen aufweisen. Die Daten der untersuchten Mischbinder zeigen demgegenüber eine gute Übereinstimmung mit den Daten der Portlandzemente und der daraus ermittelten Regression. Dabei muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Zusammensetzung von Mischbindern stark variieren kann und eine Übereinstimmung mit der aus den Daten der Portlandzemente ermittelten Regression in Gleichung (5.4) bzw. der theoretischen Beziehung in Gleichung (3.45) nicht automatisch gegeben ist.

Regression aus den Versuchsdaten der Portlandzemente CEM I:

$$q_u = 50 \cdot e^{5{,}28 \cdot \rho_d} \qquad [kN/m^2] \tag{5.4}$$

Theoretisches Modell nach Kapitel 3.7.2:

$$q_u = 203000 \cdot \left[\frac{\rho_d \cdot (1 + 1{,}13 \cdot \alpha)}{0{,}7493 \cdot \alpha + 3{,}1} \right]^{4{,}67} \qquad [kN/m^2] \tag{3.45}$$

ρ_d	g/cm^3	Trockendichte des Zementsteins
q_u	kN/m^2	Druckfestigkeit des Zementsteins
α	-	Hydrationsgrad

Beide Beziehung gelten für Portlandzementsuspensionen nach 28 Tagen Hydrationszeit, wobei dies in der Regel auch nahezu die Endfestigkeit der Proben darstellt.

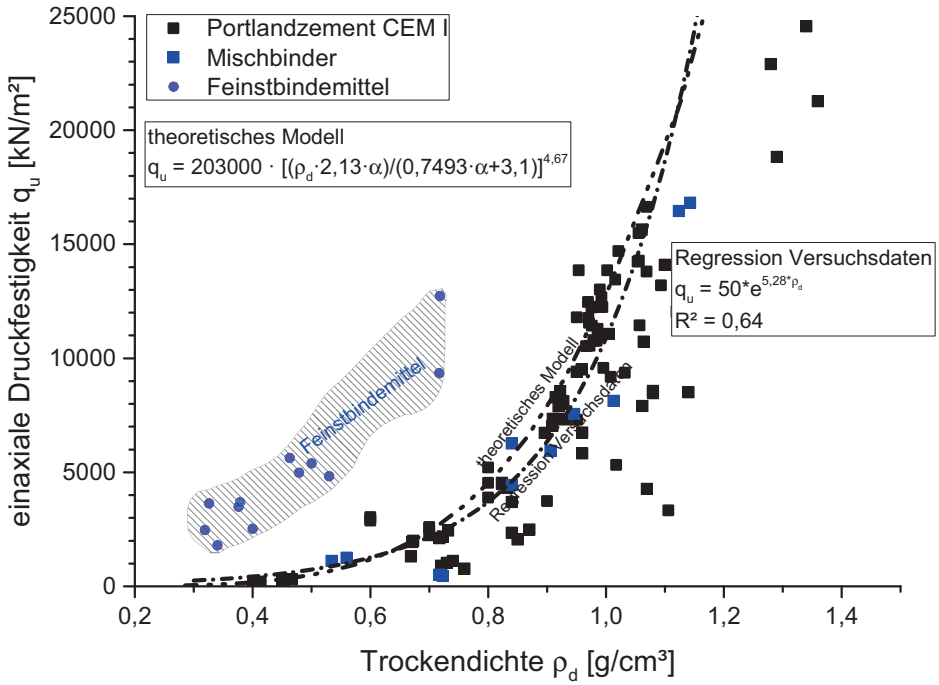


Abb. 5.5: Einaxiale Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit von der Trockendichte ρ_d unterschiedlicher Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage

Abbildung 5.6 zeigt den Zusammenhang zwischen der Trockendichte ρ_d und dem an den Proben durch Ofentrocknung bei 105 °C ermittelten Wassergehalt w_e. Dabei ist ersichtlich, dass die Trockendichte mit zunehmendem Wassergehalt in der Probe abfällt. Interessant ist dabei, dass diese Beziehung für alle untersuchten Proben gilt, inklusive der Feinstbindemittel. Der Zusammenhang ist physikalisch begründet und erklärt sich durch den Zusammenhang zwischen dem Anteil der Kapillarporen und dem darin befindlichem verdampfbaren Wasser. Voraussetzung ist allerdings, dass die Proben wassergelagert wurden.

$$\rho_d = 0,24 \cdot e^{-\frac{w_e}{6,98}} + 2,05 \cdot e^{-\frac{w_e}{22,53}} + 1,08 \cdot e^{-\frac{w}{126,95}} + 0,19 \qquad [g/cm^3] \qquad (5.5)$$

ρ_d	g/cm^3	Trockendichte des Zementsteins
w_e	%	Wassergehalt bei 105 °C Ofentrocknung

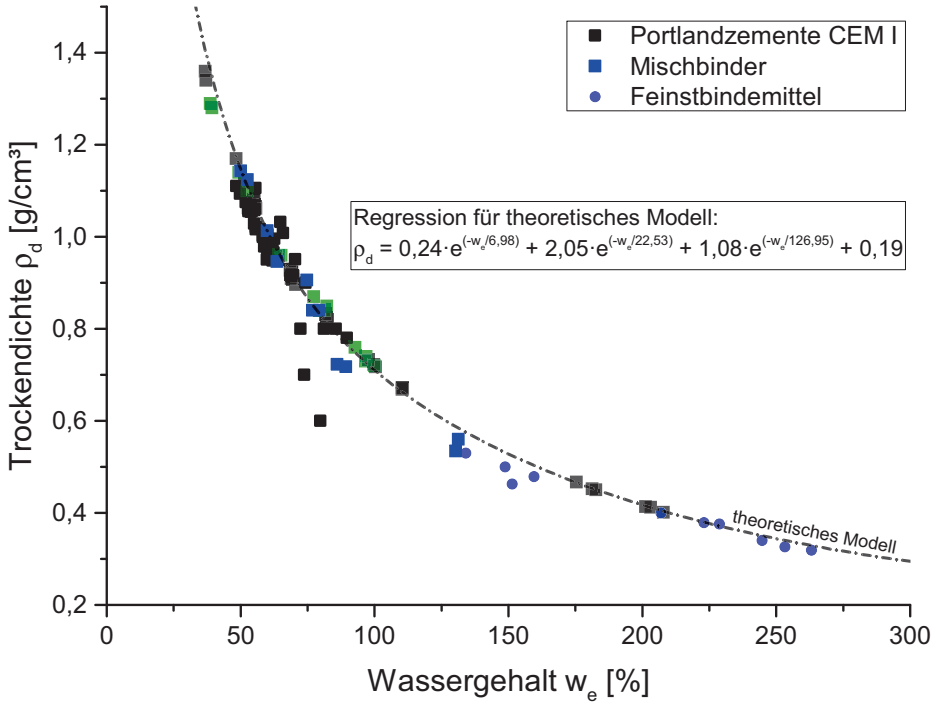


Abb. 5.6: Trockendichte ρ_d in Abhängigkeit vom Wassergehalt w_e unterschiedlicher Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage

Die ermittelten Zusammenhänge ermöglichen eine einfache Abschätzung der physikalischen Eigenschaften erhärteter Zementsuspensionen, was speziell in der Praxisanwendung, wo vielfach nicht die labortechnische Ausstattung vorhanden ist, von Vorteil sein kann. In Abbildung 5.7 sind die ermittelten Zusammenhänge für Portlandzemente (CEM I) zwischen W/Z-Wert und Trockendichte zur Abschätzung der Druckfestigkeit in einem Diagramm aufgetragen. Der W/Z-Wert als Ausgangsgröße ist dabei rein von praktischer Bedeutung und gilt nur für stabile Suspensionen und zur groben Abschätzung. Die Trockendichte ist ein wesentlich aussagekräftigerer Kennwert zur Abschätzung der Festigkeit. Dies begründet

sich, wie bereits weiter oben ausgeführt, auf dem physikalischen Zusammenhang zwischen der Trockendichte (die indirekt ein Maß für die Porosität ist) und der Druckfestigkeit.

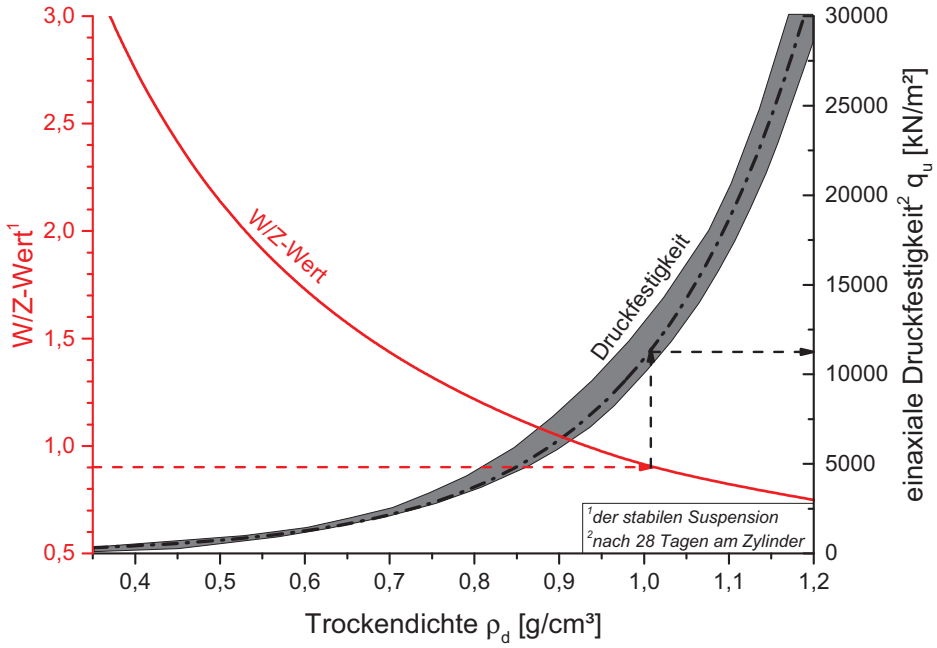


Abb. 5.7: Diagramm zur Abschätzung der Druckfestigkeit von stabilen Portlandzementsuspensionen (CEM I) in Abhängigkeit vom W/Z-Wert

5.2.1.1 Verformungseigenschaften von reinem Zementstein

Röhling [111] gibt an, dass vereinfachend davon ausgegangen werden kann, dass zwischen dem E-Modul und der Druckfestigkeit eine Beziehung besteht, die vom Hydrationsgrad unabhängig ist. Hauptgrund dafür ist, dass die Kapillarporosität, die der wesentliche Kennwert für die Festigkeit und auch die Steifigkeit ist, eine Funktion aus dem W/Z-Wert und dem Hydrationsgrad ist. Mit Zunahme der Kapillarporosität (höherer W/Z-Wert) oder dem Vorkommen von Luftporen kommt es zu einer Reduktion des E-Moduls. Trockener Zementstein liefert rund 10 - 15% höhere Werte für den E-Modul als feuchter Zementstein [111]. In Abbildung 5.8 ist der Zusammenhang zwischen Trockendichte und E-Modul der untersuchten Suspensionsproben dargestellt. Der E-Modul wurde im linearen Ast als Sekantenmodul nach Abbildung 5.22 aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Druckversuchs ermittelt. Anhand der Daten in Abbildung 5.8 zeigt sich, dass es mit einer Zunahme der Trockendichte zu einer überlinearen Zunahme des E-Moduls kommt. Feinstbindemittel verfügen bei gleicher Trockendichte über deutlich höhere E-Moduln als Portlandzemente.

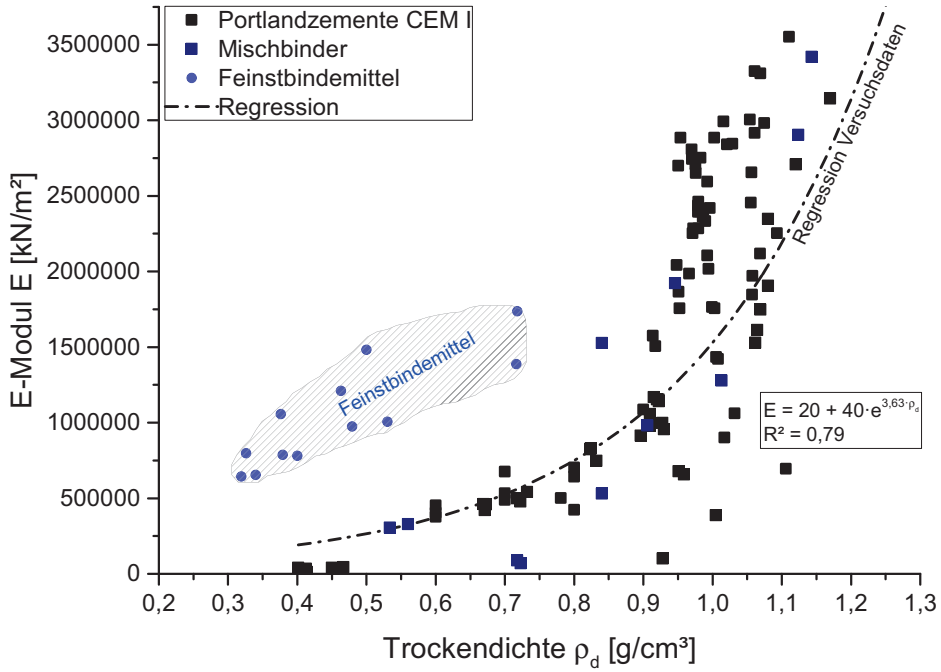


Abb. 5.8: E-Modul E in Abhängigkeit der Trockendichte ρ_d an reinen Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage

In Abbildung 5.9 ist die einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom E-Modul dargestellt. Anhand der Daten zeigt sich, dass die Zunahme der Druckfestigkeit auch mit einer Zunahme des E-Moduls einhergeht und dass der Zusammenhang zwischen den beiden Kennwerten etwa linear ist. Interessant ist dabei auch, dass dieser Zusammenhang unabhängig von der Zementart ist und selbst für Feinstbindemittel gilt. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass der E-Modul, wie auch die Druckfestigkeit direkt von der Kapillarporosität abhängt. Die aus den Daten ermittelte lineare Regression ergibt sich zu:

$$E = 208 \cdot q_u \qquad [\mathrm{kN/m^2}] \tag{5.6}$$

Dieser Zusammenhang, ist wie von *Röhling* [111] beschrieben, vom Erhärtungszustand unabhängig, was auch durch *Özkoral* [148] anhand von Versuchen an Proben unterschiedlichen Alters (3 und 28 Tage) von erhärteten Suspensionen mit hohen W/Z-Werten sowie Feinstbindemittel bestätigt werden konnte[8].

[8] Vgl. Abbildung D.5

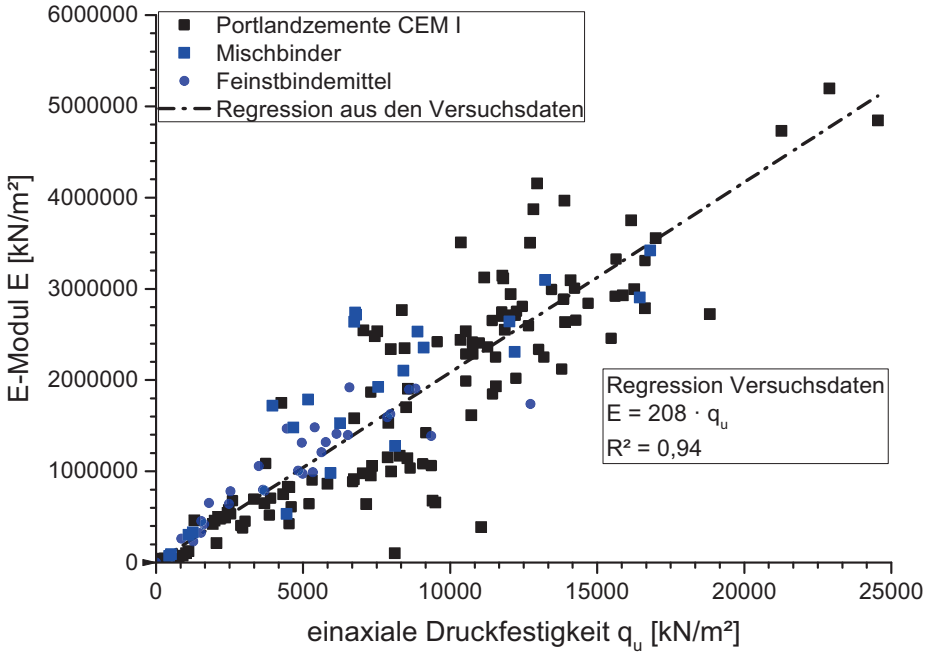


Abb. 5.9: E-Modul E in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u bei Zementsteinproben unterschiedlichen Alters

5.3 Untersuchungen an im Labor hergestellten Injektionskörperproben

Unter dem Begriff Injektionskörperproben werden Bodenproben verstanden, deren Porenraum zum Teil oder gänzlich mit Injektionsgut gefüllt sind. Die Gewinnung von Injektionskörperproben aus dem Baugrund ist nur in Ausnahmefällen möglich, da in der Regel die Probe durch den Bohrvorgang für die Entnahme der Proben zerstört wird. Eine Alternative dazu bieten Injektionsversuche im Labor. Dabei kann unterschieden werden zwischen eindimensionalen Injektionsversuchen (Säulenversuche) und mehrdimensionalen Injektionsversuchen in einer Versuchsbox. Bei den Säulenversuchen wird der Versuchsboden in einem Rohr unter definierten Einbaubedingungen eingebaut und von unten nach oben durch das Injektionsgut penetriert. Diese Versuchsart eignet sich sehr gut zur Herstellung von Zylinderproben, jedoch weniger zur Abschätzung der Injektionsreichweite. Mehrdimensionale Injektionsversuche (vgl. [73, 88]) eignen sich demgegenüber wiederum besser zur Abschätzung der Reichweite, sind jedoch weniger geeignet für die Gewinnung von Probekörpern. Bei eindimensionalen Injektionsversuchen im Labor treten im Gegensatz zu Injektionen unter realen Bedingungen Einschränkungen in Bezug auf die Injizierbarkeit und die Homogenität des Bodens auf. Böden, die in situ noch gut injizierbar sind, können unter Laborbedingungen in Säulenversuchen vielfach nicht mehr erfolgreich injiziert werden. Umläufigkeiten und Wegigkeiten in der Probe führen zu lokalen Fehlstellen (nicht injizierte Bereiche). Diese Inhomogenitäten wirken sich überproportional stark auf die Festigkeit solcher Proben aus. Besonders problematisch sind bezüglich der Kornverteilung weitgestufte Böden, bei denen schon beim Einbau eine Entmischung der Probe nahezu unvermeidbar ist. Im Gegensatz dazu eignen sich enggestufte Sande und Kiese sehr gut für die Herstellung von Injektionskörperproben im Labor.

5.3.1 Probenherstellung

Für die gegenständlichen Untersuchungen zur Ermittlung der Einflussfaktoren auf das bodenmechanische Verhalten von injiziertem Lockergestein wurden eindimensionale Injektionsversuche durchgeführt. Ziel war es, homogene Injektionskörperproben für bodenmechanische Untersuchungen herzustellen. Durch die Verwendung unterschiedlicher, enggestufter Quarzsande und Kiese sowie unterschiedlicher Bindemittel und W/Z-Werte wurden die wesentlichen Eingangsparameter variiert. Die Versuchsstreuung konnte dabei durch gleichbleibende Versuchsrandbedingungen (Temperatur, Wasserlagerung etc.) auf ein Minimum reduziert werden.

Zur Herstellung der Injektionskörper im Labor wurde eine eigene Injektionseinrichtung konzipiert. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.10 dargestellt und besteht im Wesentlichen aus einer Pumpeinheit (links) und einer Injektionseinheit (rechts). Die Pumpeinheit besteht wiederum aus einem Vorratsbehälter, in dem die Suspension durch ein Rührwerk mit Paddelmischer (*Janke & Kunkel* RW20 DZM) bei rund 500 U/min ständig gerührt wird. Ein zweiter Vorratsbehälter ist für Wasser zur Sättigung der Proben und zur Reinigung des Systems vorgesehen. Beide Vorratsbehälter sind über 1 Zoll Rohrleitungen und Kugelhähne mit einer Kolbenmembranpumpe (Verder Wanner Hydracell G13), die über einen Frequenzumrichter gesteuert wird, verbunden. Die Pumpe ermöglicht Pumpraten bis zu 11 l/min bei Drücken von bis zu 70 bar. Die Ausführung als Kolbenmembranpumpe ermöglicht eine genaue Regelung, hohe Drücke sowie eine konstante Förderung ohne Pulsation.

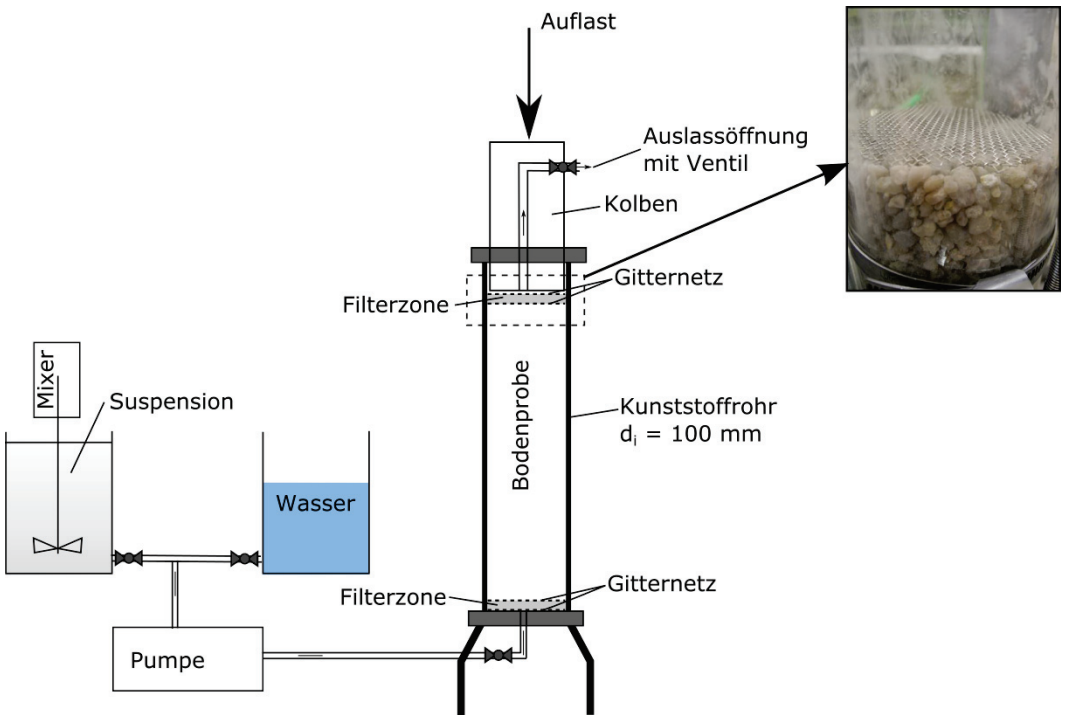


Abb. 5.10: Schema der Versuchsanordnung zur Herstellung von Injektionskörperproben im Labor

Auch die Injektionseinheit ist eigens angefertigt worden und besteht aus einer Vorrichtung zum Einspannen von vier Kunststoff-Einwegrohren. Als Rohre werden Hart-PVC Rohre der Druckstufe PN10[9], mit einer Wandstärke von 5,3 mm und einem Außendurchmesser von 110 mm verwendet. Die Länge der Rohre beträgt 50 cm. Jedes dieser vier Rohre (Injektionszylinder) kann seperat über einen Kugelhahn angesteuert werden. Die Eintrittsöffnung in den Injektionszylinder befindet sich am unteren Ende, während das obere Ende mit einem dichten Kolben mit verschließbarem Auslass abgeschlossen ist. Am unteren und oberen Ende grenzen im Rohrinneren runde Metallgitternetze die eingebaute Probe von der Filterzone aus Feinkies ab. Die Filterzonen an den Probenenden ermöglichen eine gleichmäßige Penetration des gesamten Probenquerschnitts. Die zur Abgrenzung der Probe eingebauten Metallgitternetze stellen zudem eine „Sollbruchstelle“ dar und erleichtern die Trennung der Filterzone von der Injektionskörperprobe beim Ausbau. Der Versuchsboden selbst wurde vorab im Ofen bei 105 °C getrocknet und mittels Proctorhammer in den Rohren verdichtet. Über das Volumen und die Masse wurde die Trockendichte rückwirkend ermittelt. Das Rohr wurde danach mit einem Kunststoffkolben verschlossen. Um Claquagen[10] bzw. ein Aufschwimmen des Versuchsbodens während der Injektion zu vermeiden, wurde pro Zylinder eine Auflast von 15 kg aufgebracht.

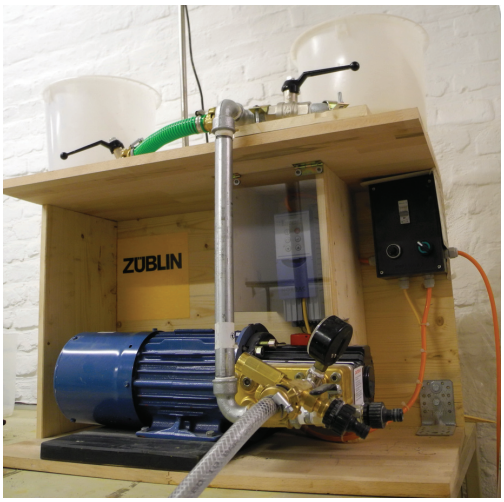


Abb. 5.11: Pumpeneinheit mit Vorratsbehälter

Abb. 5.12: Injektionseinheit mit eingebauten Kunststoffrohren (Injektionszylinder)

Nach dem Probeneinbau erfolgte das Anmischen der Suspension. Als Mischer kam ein Ultraturrax T50 zur Anwendung. Zur Suspensionsherstellung wurde gemäß Rezeptur (Tabelle 5.1) zuerst die zur Stabilisierung der Suspension erforderliche Menge Bentonit in 1000 ml Wasser für 4 Minuten dispergiert und für mehrere Stunden vorgequollen. Danach wurde die Suspension erneut für zwei Minuten aufgemischt, das restliche Wasser zugegeben, der Zement beigemischt und für vier Minuten bei 6000 U/min durchmischt. An der frischen Suspension wurden Dichte, Viskosität und Fließgrenze bestimmt.

[9] Auslegungsdruck: 10 bar bei einer Fluidtemperatur von 20 °C
[10] Fracs bzw. Aufsprengungen des Bodens durch das Injektionsgut.

Vor Beginn der eigentlichen Injektion wurde der Versuchsboden mit Wasser durchströmt, sodass eine vollständige Sättigung des Bodens erzielt wurde. Der tatsächliche Injektionsbeginn erfolgte dann durch Öffnen des Schiebers zum Suspensions-Vorratsbehälter und simultanes Schließen des Schiebers zum Wasserbehälter. Jeder Versuchszylinder wurde dabei seperat angesteuert und so lange injiziert, bis reine Suspension aus der Austrittsöffnung des Kolbens an der Oberseite austrat. Danach erfolgte das Schließen der Kugelhähne an beiden Enden des beaufschlagten Injektionszylinders (Eintrittsöffnung und Kolben) und die Injektion des nächsten Zylinders. Nach etwa 14 Stunden Erhärtungszeit wurden die Rohre aus der Vorrichtung ausgebaut, auf die Dimensionen H:D=2:1 geschnitten und die Proben bis zum 28. Tag nach der Herstellung im Wasserbad gelagert. Der Probenausbau aus den Kunststoffrohren erfolgte direkt vor der Prüfung durch seitliches Schlitzen der Rohre. Die Verwendung von Einweg-Kunststoffrohren erwies sich insgesamt als sehr zweckmäßig für die Herstellung hochwertiger Proben, da die Proben bis zum Ausbau vor sämtlichen Einwirkungen geschützt sind. Speziell der Probenzuschnitt und der Abgleich der Probenenden funktionierte im Hüllrohr sehr gut und Beschädigungen der Probe wurden vermieden. Anfängliche Versuche mit seitlich geschlitzten wiederverwendbaren Rohren lieferten keine befriedigenden Ergebnisse. Durch den Probenausbau und das Abgleichen der Probenenden ohne Hüllrohr wurden die Proben vielfach zerstört.

(a) (b) (c)

Abb. 5.13: Injektionskörperproben
a) nach dem Abgleich der Probenenden
b) homogene Injektionskörperprobe
c) Sandlinsen zufolge begrenzter Injizierbarkeit des Versuchsbodens

5.3.1.1 Bindemittel und verwendete Materialien

Die im Zuge der Laboruntersuchungen zur Injektion der Versuchsböden verwendeten Suspensionen basierten auf zwei unterschiedlichen Portlandzementen vom Typ CEM I 42,5R[11]

[11] Hersteller: *Rohrdorfer*, Zementwerk Hatschek, Gmunden

und CEM I 52,5R[12]. Die Suspensionen wurden, um den Zementgehalt in den Proben vorgeben zu können, mit unterschiedlichen W/Z-Werten von 0,8 bis 4,0 hergestellt. Zur Stabilisierung wurde den Suspensionen, wie in der Praxis üblich, Bentonit[13] beigemischt. Dadurch wurde ein Ausfiltrieren während der Injektion, und eine Sedimentation innerhalb der Probe nach der Injektion vermieden. In Tabelle 5.1 sind die Eigenschaften der verwendeten Suspensionsmischungen angeführt. Die Korngrößenverteilungen der verwendeten Zemente sind in Abbildung 5.14 dargestellt.

Tab. 5.1: Eigenschaften der verwendeten Suspensionen

			CEM I 42,5R			CEM I 52,5R			
			1,0	1,5	2,0	1,0	1,5	2,0	3,0
Bentonit		% d. ZM	2	4	5	2	3	4	6
Suspensionsdichte	ρ_{susp}	g/cm^3	1,48	1,37	1,28	1,47	1,34	1,28	1,17
einax. Druckfestigkeit	q_u	kN/m^2	8200	2200	1700	7626	3800	3425	(3151)
Fließgrenze	τ_0	Pa	10	5	2	9	5	2	1
plast. Viskosität	η_p	Pas	0,015	0,010	0,0088	0,033	0,012	0,0079	0,0080

Als Versuchsböden kamen reine Quarzsande bzw. Kiese[14] in unterschiedlichen Korngrößen zur Anwendung. Die Kornverteilungslinien der verwendeten Böden sind in Abbildung 5.14 dargestellt. Insgesamt wurden fünf unterschiedliche Versuchssande bzw. -kiese verwendet, wobei der Hauptteil der Versuche am Material 2 (Quarzsand (1,4 - 2,2 mm) durchgeführt wurde. Die Kornverteilung der verwendeten Materialien kann als enggestuft beschrieben werden und die Kornform als kubisch. Der Rundungsgrad kann als kantig angegeben werden. Die verwendeten Sande und Kiese weisen einen Quarzanteil von über 96% [110] auf. In Tabelle 5.2 sind die bodenphysikalischen Eigenschaften der verwendeten Versuchsböden angeführt. Der Vorteil bei der Verwendung von Materialien mit enggestuften Kornverteilungen liegt in den geringen Unterschieden in der Lagerungsdichte beim Einbau. Solche Böden weisen nur ein geringes Verdichtungspotential auf, wodurch große Schwankungen der Lagerungsdichte beim Einbau vermieden werden. Als weitere Maßgabe zur Herstellung von Injektionskörperproben im Labor gilt, dass Sedimentationserscheinungen sowie Filtrationseffekte (die zu erhöhten Anteilen von Zement in bestimmten Probenbereichen führen) unbedingt zu vermeiden sind. Aus diesem Grund muss die Injizierbarkeit des Bodens mit dem gewählten Bindemittel auf jeden Fall gegeben sein.

[12]Hersteller: *Lafarge*, Zementwerk Mannersdorf
[13]Hersteller: *TIWO*, TIWONIT S, (aktiviertes Calciumbentonit)
[14]Hersteller: Quarzwerke Österreich GmbH, Melk

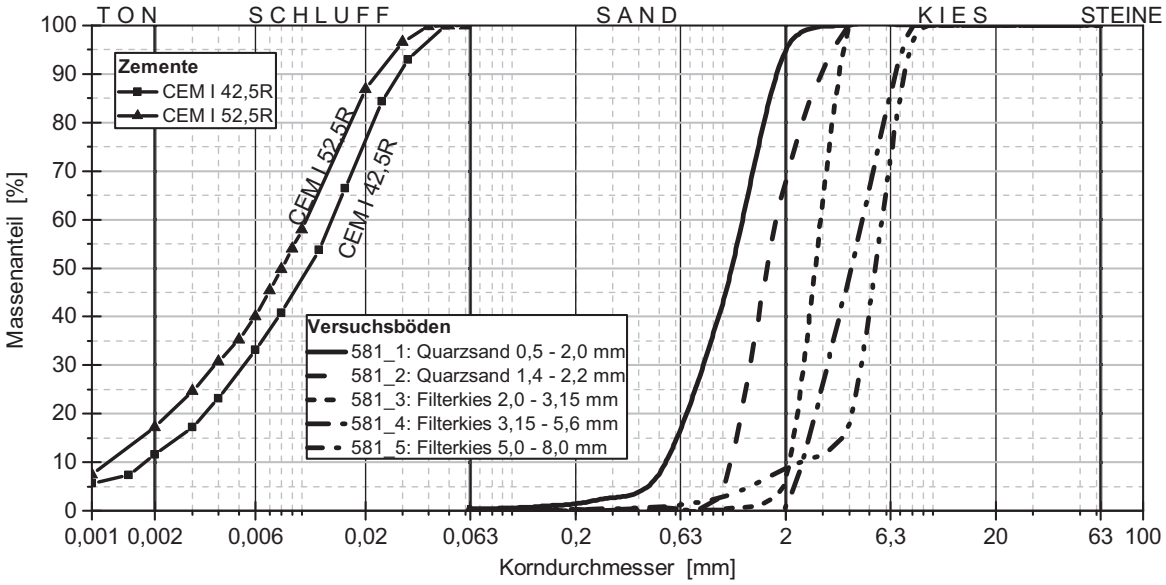


Abb. 5.14: Kornverteilungslinien der verwendeten Versuchsböden und der Zemente

An den Versuchsböden wurden zur Bestimmung der Scherfestigkeit Triaxialversuche durchgeführt. Diese wurden analog zu den Triaxialversuchen an den Injektionskörperproben nach [31] als CD-Versuche (konsolidiert und drainiert) mit unterschiedlichen Seitenspannungen von 50 bis 500 kN/m^2 ausgeführt. In Anhang D sind die Versuchsergebnisse zu den einzelnen Versuchsböden im s-t- Diagramm dargestellt.

Tab. 5.2: Bodenphysikalische Kennwerte der eingesetzten Versuchsböden

Nr.	Bezeichnung	Korn-dichte g/cm^3	C_c	C_u	Poren-volumen max - min		Mittlere Einbaudichte g/cm^3	φ °
581_1	Quarzsand 0,5 - 2,0 mm	2,64	2,4	0,9	0,43	0,36	1,66	31
581_2	Quarzsand 1,4 - 2,2 mm	2,62	1,7	0,9	0,42	0,37	1,62	31
581_3	Filterkies 2,0 - 3,15 mm	2,64	1,4	0,9	0,42	0,38	1,58	40
581_4	Filterkies 3,15 - 5,6 mm	2,62	2	0,9	0,41	0,37	1,63	39
581_5	Filterkies 5,0 - 8,0 mm	2,63	2,7	1,6	0,43	0,34	1,57	32

C_c... Krümmungszahl, C_u... Ungleichförmigkeitszahl

5.3.1.2 Probenzusammensetzung

In Tabelle 5.3 findet sich eine Übersicht der durchgeführten Injektionsversuche. Die unterschiedliche Versuchsanzahl der hergestellten Proben ist auf den schwierigen Ausbau der Proben aus den Hüllrohren zurückzuführen, wodurch anfangs viele Proben zerstört wurden. Diese Probleme konnten letztlich nur durch die Verwendung von Einwegrohren und Adaptionen beim Probenausbau in den Griff bekommen werden.

Tab. 5.3: Übersicht über die hergestellten Proben und durchgeführten bodenmechanischen Versuche (Triaxialversuche und einaxiale Druckversuche)

Bezeichnung	Boden		W/Z	Zement	Bentonit	Versuche	
-	Nr.	Korngröße [mm]	-	-	%	Triaxial	Einaxial
581_60	581_1	0,5 - 2,0	1,0	CEM I 42,5R	2	4	4
581_160	581_1	0,5 - 2,0	1,5	CEM I 42,5R	4	2	10
581_260	581_1	0,5 - 2,0	2,0	CEM I 42,5R	5	0	0
581_54	581_2	1,4 - 2,2	1,0	CEM I 42,5R	2	5	0
581_154	581_2	1,4 - 2,2	1,5	CEM I 42,5R	4	4	4
581_254	581_2	1,4 - 2,2	2,0	CEM I 42,5R	5	4	7
581_354	581_2	1,4 - 2,2	3,0	CEM I 42,5R	5	4	1
581_53	581_3	2,0 - 3,15	1,0	CEM I 42,5R	2	4	0
581_153	581_3	2,0 - 3,15	1,5	CEM I 42,5R	4	8	0
581_253	581_3	2,0 - 3,15	2,0	CEM I 42,5R	5	4	4
581_51	581_4	2,0 - 3,15	1,0	CEM I 42,5R	2	4	0
581_52	581_5	5,0 - 8,0	1,0	CEM I 42,5R	2	3	2
581_1060	581_1	0,5 - 2,0	1,0	CEM I 52,5R	2	3	0
581_1160	581_1	0,5 - 2,0	1,5	CEM I 52,5R	2	6	0
581_1260	581_1	0,5 - 2,0	2,0	CEM I 52,5R	3	4	0
581_1360	581_1	0,5 - 2,0	3,0	CEM I 52,5R	5	2	6
581_1054	581_2	1,4 - 2,2	1,0	CEM I 52,5R	2	0	0
581_1154	581_2	1,4 - 2,2	1,5	CEM I 52,5R	3	8	0
581_1254	581_2	1,4 - 2,2	2,0	CEM I 52,5R	4	8	8
581_1354	581_2	1,4 - 2,2	3,0	CEM I 52,5R	6	8	4
581_1454	581_2	1,4 - 2,2	4,0	CEM I 52,5R	5	4	8
581_1053	581_3	2,0 - 3,15	1,0	CEM I 52,5R	2	8	4
581_1153	581_3	2,0 - 3,15	1,5	CEM I 52,5R	3	8	4
581_1353	581_3	2,0 - 3,15	3,0	CEM I 52,5R	6	8	4

5.3.2 Bodenmechanische Untersuchungen an Injektionskörperproben

5.3.2.1 Allgemeines

An den im Labor hergestellten Injektionskörperproben wurden Triaxialversuche und zusätzlich einaxiale Druckversuche durchgeführt, wobei der Fokus der Versuche aufgrund der höheren Aussagekraft auf den Triaxialversuchen lag. Die einaxialen Druckversuche wurden von *Rohm* [112] im Rahmen seiner Diplomarbeit begleitend zu den ersten Triaxial-Versuchschargen ausgeführt. Dadurch konnten grundlegende Tendenzen sehr schnell und einfach abgegrenzt werden und die weitere Vorgehensweise besser geplant werden. Das Versuchskonzept, und dabei insbesondere die Variation der Materialien, wurde anfangs nur grob festgelegt und im Laufe der Untersuchungen fortlaufend angepasst und erweitert.

5.3.2.2 Versuchsdurchführung

Die Injektionskörperproben (D = 100 mm) wurden nach der in Kapitel 5.3.1 beschriebenen Methodik hergestellt und für 28 Tage im Wasserbad bei Raumtemperatur gelagert. Vor der Versuchsdurchführung wurden die Proben auf ein Höhe zu Durchmesser Verhältnis von 2:1

geschnitten. Die genaue Geometrie der Proben wurde vermessen und die Feuchtdichte bestimmt. Für die einaxialen Druckversuche erfolgte die Versuchsdurchführung nach ÖNORM EN B4415 [95], weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2% der Probenhöhe pro Minute. Als Prüfpresse kam eine vollautomatische servohydraulische Prüfpresse vom Typ WILLE WP3000HP mit einer 250 kN Kraftmessdose zum Einsatz.

Die Triaxialversuche wurden als CD-Versuche (konsolidiert und drainiert) nach DIN 18137-2 [31], mit Seitendrücken zwischen 50 kN/m^2 und 500 kN/m^2 ausgeführt. Das Abscheren der Proben erfolgte weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,01% der Probenhöhe pro Minute. Als Prüfpresse für die Triaxialversuche wurde eine elektromechanische Presse vom Typ WILLE UL60 mit einer vertikalen Maximalkraft von 65 kN verwendet.

(a) Triaxialzelle (b) abgescherte Injektionskörperprobe (c) Scherfläche

Abb. 5.15: Triaxialversuch an einer Injektionskörperprobe

Da natürlich auch bei der Herstellung von Injektionskörperproben im Labor der Zementgehalt in den Proben leicht schwankt, ist es somit unbedingt notwendig, den tatsächlichen Zementgehalt in den Proben zu kennen. Der Zementgehalt der Proben wurde daher nach der in Abschnitt 4 entwickelten Methode rückwirkend bestimmt. Dabei wurden die Proben nach den Triaxial- bzw. Druckversuchen im Trockenofen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet und die Trockendichte ermittelt. Anschließend wurde an Teilproben der Masseverlust im Glühversuch zwischen 105 °C und 1010 °C bestimmt. Um eine Verfälschung der Probenmasse durch die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Luft auszuschließen, erfolgte das Auskühlen der Proben bis zur Wägung im Exsikkator. Die Rückrechnung des in den Proben vorhandenen Zementgehaltes erfolgte über den im Glühversuch ermittelten Masseverlust nach Gleichung (4.14). Der Einfluss auf den Masseverlust der Proben beim Glühen durch die quarzhaltigen Versuchsböden GV_s und die Beimischung von Bentonit GV_{zst} ist vernachlässigbar klein, wodurch sich die in Kapitel 4.3 hergeleitete Gleichung (4.14) vereinfachen lässt zu:

$$z = \frac{m^{105\,°C} - m^{1010\,°C}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha + GV_z} \cdot \frac{1}{V} \qquad [g/cm^3] \tag{5.7}$$

Das Volumen der Teilproben für die Zementgehaltsbestimmung wurde über die Trockendichte der Gesamtproben berechnet. In Tabelle 5.4 sind die Eingangswerte (Glühverlust des Zementes und der Hydrationsgrad der Proben nach 28 Tagen) zur Rückrechnung des Zementgehaltes in den Injektionskörperproben nach Formel 4.8 für die beiden verwendeten Zemente aufgelistet.

Tab. 5.4: Glühverlust des unhydrierten Zementes und Hydrationsgrad für die rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes in den Injektionskörperproben nach 28 Tagen Hydrationszeit

		CEM I 42,5R	CEM I 52,5R
GV_z	%	1,0	3,3
GV_{zst}	%	0,0	0,0
GV_s	%	0,0	0,0
$\alpha(28d)$	-	0,92	0,95
w_{ne}^{max}	-	0,18	0,21

Abb. 5.16: Injektionskörperproben während der Versuchsdurchführung im Muffelofen

5.3.3 Festigkeitseigenschaften von Injektionskörperproben

Die Beurteilung und Auswertung von Triaxialversuchen an injizierten Injektionskörperproben gestaltet sich im Gegensatz zu Böden wesentlich schwieriger. Injiziertes Lockergestein verhält sich dabei weder wie ein klassischer Boden, noch wie Beton. Um in weiterer Folge die Interpretation der Daten für bestimmte Auswertungen zu erleichtern, erfolgt eine Einteilung der Proben nach versuchstechnisch ermitteltem Zementgehalt nach Gleichung (5.7). Es wird in weiterer Folge unterschieden zwischen:

- Hoher Zementgehalt: $> 0{,}28$ g/cm^3
- Mittlerer Zementgehalt: 0,24 - 0,28 g/cm^3
- Geringer Zementgehalt: $< 0{,}24$ g/cm^3

Abbildung 5.17 zeigt typische Spannungs-Dehnungsdiagramme von Injektionskörperproben im Triaxialversuch bei einer Seitenspannung von $\sigma_3 = 300$ kN/m^2. Bei gleichem Spannungsniveau, aber unterschiedlichem Zementgehalt z zeigt sich sehr gut der Einfluss der Zementierung auf das mechanische Verhalten der Injektionskörperproben. Mit zunehmendem Zementgehalt kommt es zu höheren Festigkeiten. Damit einhergehend nimmt die Steifigkeit ebenfalls zu, was am Kurvenverlauf deutlich zu erkennen ist. Das Kontraktanzverhalten bei geringen Stauchungen ist für alle Proben ähnlich, während nach dem Bruch die Dilatanz der Proben mit höherem Zementgehalt ansteigt.

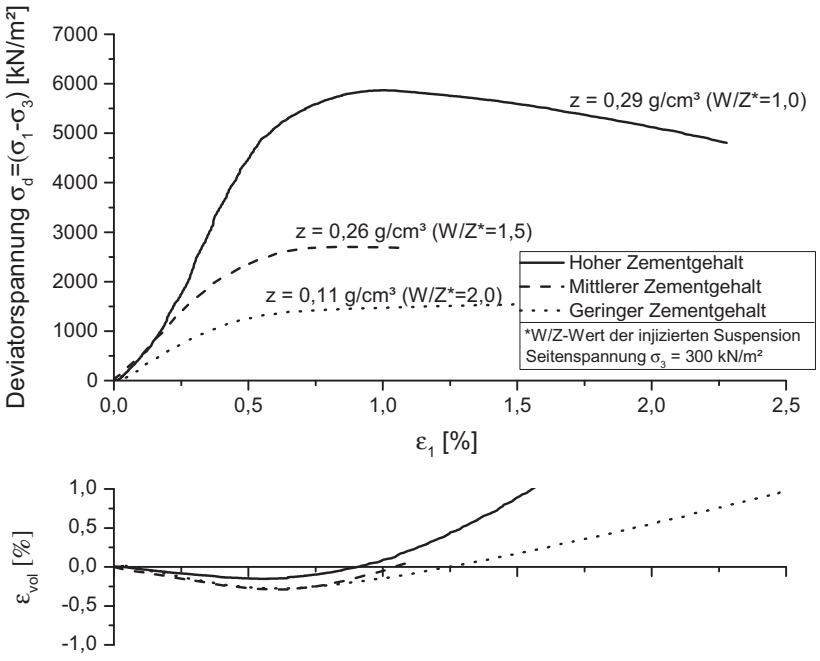


Abb. 5.17: Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus CD-Triaxialversuchen für unterschiedliche Zementgehalte, Seitenspannung $\sigma_3 = 300$ kN/m^2

Abbildung 5.18 zeigt typische Spannungs-Dehnungskurven für eine Versuchscharge mit hohem Zementgehalt und Abbildung 5.19 für eine Versuchscharge mit niedrigem Zementgehalt. Die beiden Probenchargen unterscheiden sich nur durch den W/Z-Wert der

Suspension, mit der die Proben injiziert wurden. Der Vergleich der beiden Abbildungen zeigt, dass erwartungsgemäß mit höheren Zementgehalten im Injektionskörper auch höhere Festigkeiten erzielt werden können. Die Proben zeigen bei höheren Zementgehalten auch eine wesentlich steifere Reaktion auf die Belastung, wobei ein Einfluss der Seitenspannung auf die Steifigkeit nur bei den Proben mit geringem Zementgehalt gegeben ist. Die Proben mit hohem Zementgehalt zeigen sich im Last-Verformungsverhalten von der Variation der Seitenspannung nahezu unbeeinflusst. Wesentlich ausgeprägter ist bei den Proben mit hohem Zementgehalt das Verhalten nach dem Bruch, wo es tendenziell zu einem Abfall der Spannung hin zur kritischen Scherfestigkeit kommt. Bei den Proben mit geringem Zementgehalt zeigt sich kein Abfall der Scherfestigkeit nach dem Bruch und die kritische Scherfestigkeit entspricht in etwa der Scherfestigkeit im Bruchzustand.

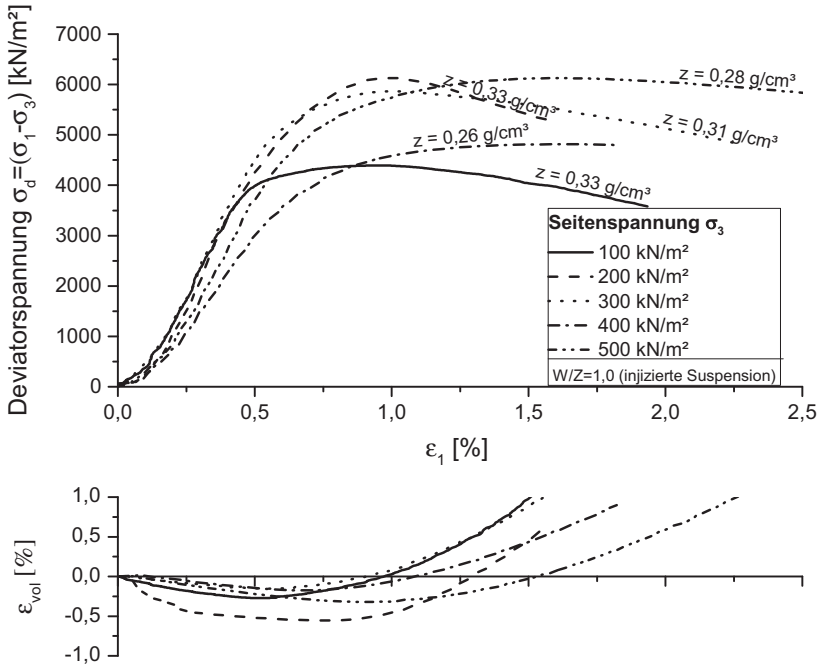


Abb. 5.18: Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus CD-Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit mittlerem bis hohem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3

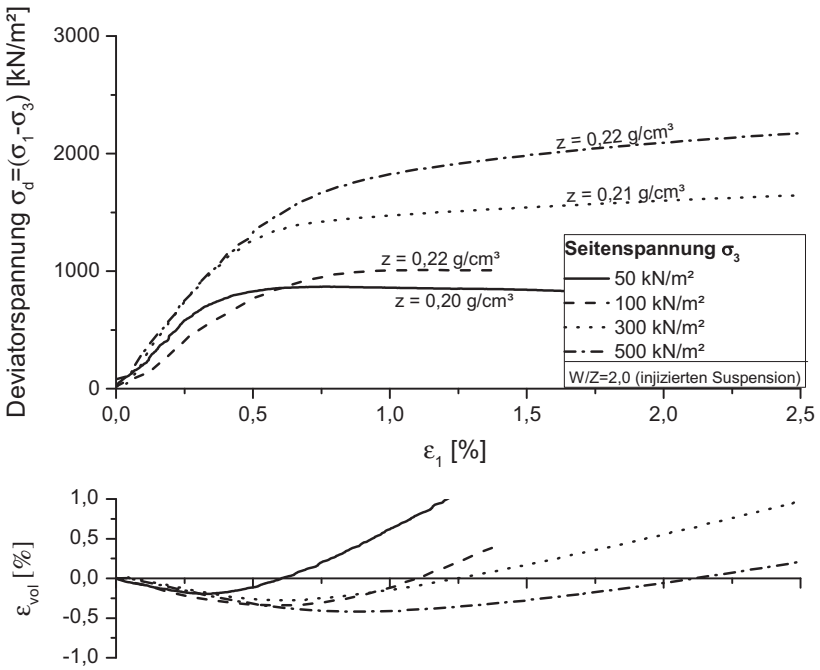


Abb. 5.19: Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit geringem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3

Um die Ergebnisse der Triaxialversuche und der Druckversuche gemeinsam zu analysieren und die physikalischen Zusammenhänge aufzuzeigen, wird in weiterer Folge für die Auswertung die Deviatorspannung $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ herangezogen. Bei den Triaxialversuchen entspricht σ_3 der im Versuch aufgebrachten Seitenspannung und bei den einaxialen Druckversuchen gilt $\sigma_3 = 0$. In Abbildung 5.20 ist die maximale Deviatorspannung σ_d^{max} im Bruchzustand (Bruchspannung) gegenüber der Trockendichte ρ_d der ofengetrockneten Proben dargestellt. Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass bei den untersuchten Injektionskörperproben ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Trockendichte und der Festigkeit besteht. Eine höhere Trockendichte deutet auf einen höheren Massenanteil an Zement in den Poren hin, was zu höheren Festigkeiten führt. Die Trockendichte ändert sich jedoch mit der Bodenart und Lagerungsdichte und ist somit im Gegensatz zu reinen Zementsteinproben als Kennwert zur Abschätzung der Festigkeit von injiziertem Lockergestein nur bedingt geeignet.

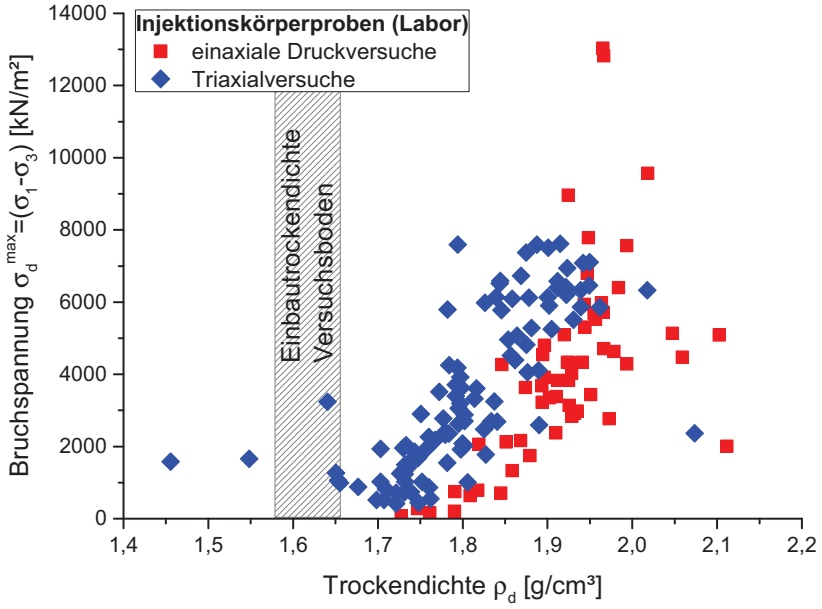


Abb. 5.20: Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und der Trockendichte ρ_d der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen

In Abbildung 5.21 ist die maximale Deviatorspannung im Bruchzustand der Proben (Bruchspannung) σ_d^{max} gegenüber dem Zementgehalt z dargestellt. Dabei zeigt sich ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt und der Bruchspannung der untersuchten Injektionskörperproben. Mit zunehmendem Zementgehalt in den Proben nimmt die Festigkeit überproportional stark zu. Die Proben der einaxialen Druckversuche zeigen dabei eine gute Übereinstimmung mit den Daten der Triaxialversuche. Dies dürfte vermutlich auf den geringen Einfluss des Seitendrucks auf die Festigkeit, speziell bei höheren Zementgehalten, zurückzuführen sein. Die in Abbildung 5.21 dargestellten Daten beinhalten alle untersuchten Injektionskörperproben. Die Proben weisen somit unterschiedliche Ausgangs-W/Z-Werte und unterschiedliche Korngrößen der Versuchsböden auf. Es kann also abgeleitet werden, dass innerhalb der untersuchten Bandbreiten die Bodenart keinen unmittelbaren Einfluss auf die Festigkeit hat. Dies verdeutlichen auch die in Anhang D.1 dargestellten Auswertungen zwischen Porenanteil des Ausgangsbodens bzw. der Einbautrockendichte und der erzielten Festigkeit der injizierten Proben. Der das Verhalten und die Festigkeit dominierende Parameter ist der tatsächliche Zementgehalt in den Proben. Aus dem Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt z und der Bruchspannung σ_d^{max} lässt sich eine nichtlineare Regressionsfunktion ableiten. Die Funktion ergibt sich mit einem Determinationskoeffizient von $R^2 = 0{,}8$ zu:

$$\sigma_d^{max} = -618 + 52103 \cdot z^2 \qquad [kN/m^2] \tag{5.8}$$

σ_d^{max}	kN/m^2	maximale Deviatorspannung beim Bruch (Bruchspannung)
z	g/cm^3	Zementgehalt

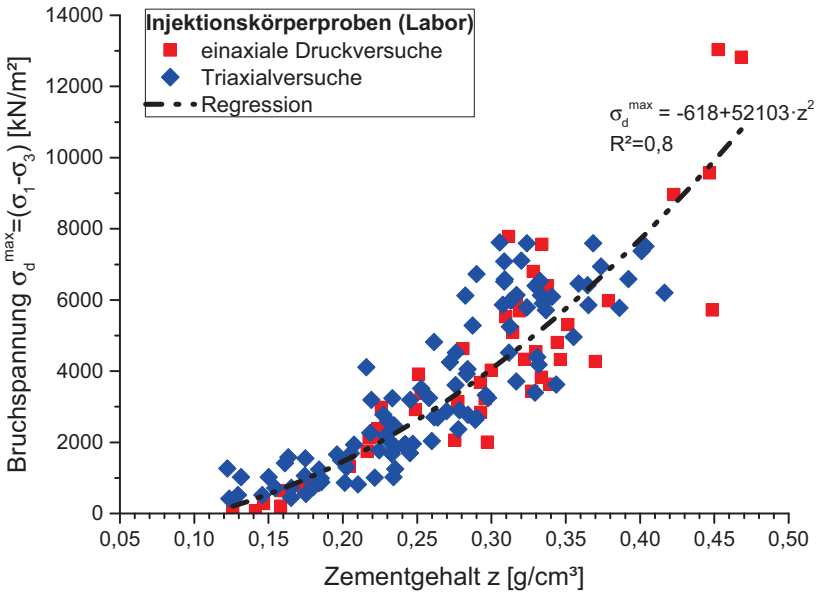


Abb. 5.21: Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen

5.3.3.1 Spannungs-Verformungsverhalten von Injektionskörperproben

Zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens der Injektionskörperproben wird der E-Modul herangezogen. Dieser wird als Sekantensteifigkeit im annähernd linearen Teil des Spannungs-Dehnungsdiagrammes, zwischen 25 und 75% der maximalen Bruchspannung, ermittelt. Abbildung 5.22 zeigt schematisch die Ermittlung der Steifigkeit aus den Spannungs-Dehnungsdiagrammen. Der Modul aus dem einaxialen Druckversuch wird im folgenden als E und der Modul aus dem Triaxialversuch als E_T bezeichnet.

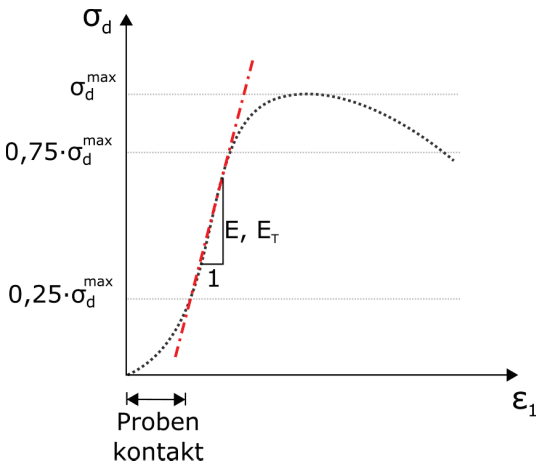


Abb. 5.22: Ermittlung des Elastizitätsmoduls E (einaxialer Druckversuch) bzw. E_T (Triaxialversuch)

Die Auswertung der Steifigkeit von den im Labor hergestellten Injektionskörperproben zeigt, dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt der Proben und

dem E-Modul besteht. In Abbildung 5.23 ist der E-Modul aus den einaxialen Druckversuchen E sowie der E-Modul aus dem Triaxialversuch E_T in Abhängigkeit vom Zementgehalt in den Proben dargestellt. Dabei zeigt sich, dass mit zunehmendem Zementgehalt der E-Modul ansteigt. Darauf aufbauend, dass der Seitendruck σ_3 (vor allem bei höheren Zementgehalten) wenig Einfluss auf das Spannungs-Verformungsverhalten hat, kann somit die nachfolgend in Gleichung (5.9) angeführte Korrelation zwischen Zementgehalt und E-Modul E, bzw. E_T abgeleitet werden. Die angeführte Korrelation gilt für Zementgehalte von über 0,15 g/cm^3.

$$E \quad bzw. \quad E_T = -825972 + 5694300 \cdot z \qquad [kN/m^2] \tag{5.9}$$

E	kN/m^2	E-Modul (einaxialen Druckversuch)
E_T	kN/m^2	E-Modul (Triaxialversuch)
z	g/cm^3	Zementgehalt

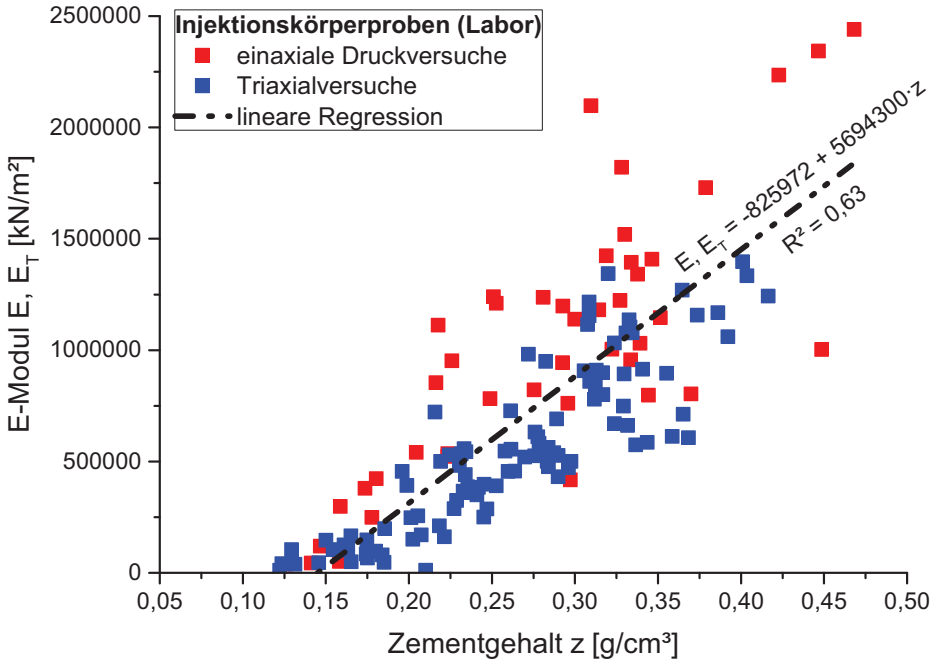


Abb. 5.23: Zusammenhang zwischen E-Modul E, E_T und Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen

Die in Abschnitt 5.2.1.1 ausgewerteten Versuche an Zementsteinproben haben gezeigt, dass zwischen der Druckfestigkeit und dem E-Modul der Zementsteinproben ein linearer Zusammenhang besteht. Es ist somit von Interesse, ob dieser Zusammenhang bei Injektionskörperproben ebenfalls besteht. In Abbildung 5.24 ist die Bruchspannung der untersuchten Injektionskörperproben σ_d^{max} über dem E-Modul E bzw. E_T aufgetragen. Die Daten zeigen, dass analog zu den in Abschnitt 5.2.1.1 ausgewerteten Versuchen an Zementsteinproben, auch bei Injektionskörperproben ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen den beiden Werten abgeleitet werden kann.

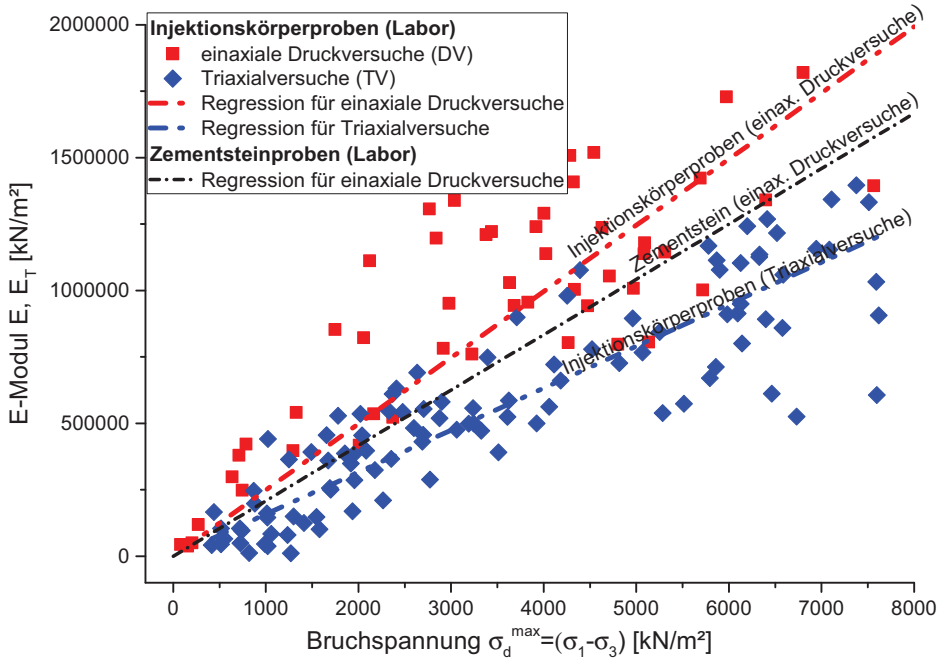


Abb. 5.24: Zusammenhang zwischen dem E-Modul E, E_T und der Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen

Zusätzlich ist noch die aus den Daten der Abbildung 5.9 in Abschnitt 5.2.1.1 ermittelte Regression zwischen Bruchspannung und E-Modul E für Zementsteinproben in Abbildung 5.24 eingetragen. Es zeigt sich dabei, dass das Verhalten von Zementstein und Injektionskörper ähnlich ist und die für Zementstein ermittelten Zusammenhänge zwischen Festigkeit und E-Modul auch für Injektionskörperproben gelten. Im Gegensatz zu den Triaxialversuchen zeigen die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche neben der höheren Versuchsstreuung, bei gleichem E-Modul eine geringere Bruchspannung σ_d^{max}. Dies ist vor allem auf die unterschiedliche Versuchsart sowie auf Fehlstellen in der Probe zurückzuführen, die sich bei einaxialen Druckversuchen deutlich stärker auf das Ergebnis auswirken als bei Triaxialversuchen. Basierend auf den Auswertungen in Abbildung 5.24 kann für das Verhältnis zwischen E-Modul und der Bruchspannung σ_d^{max} folgender Zusammenhang angegeben werden.

$$E \quad bzw. \quad E_T = k_E \cdot \sigma_d^{max} \qquad [kN/m^2] \tag{5.10}$$

Der Regressionskoeffizient k_E ergibt sich anhand der ermittelten linearen Regressionen in Abhängigkeit von der Versuchs- und Probenart zu den in Tabelle 5.5 angeführten Werten.

Tab. 5.5: Regressionskoeffizienten k_E für den Zusammenhang zwischen E-Modul E bzw. E_T und Bruchspannung σ_d^{max}

	Injektionskörperproben		**Zementstein**
	einaxiale Druckversuche	Triaxial-versuche	einaxiale Druckversuche
Regressionskoeffizient k_E	249	158	208
Bestimmtheitsmaß R^2	0,94	0,93	0,94

Die ermittelten Zusammenhänge zeigen, dass die Festigkeit wie auch der E-Modul der Injektionskörperproben im Wesentlichen vom Zementgehalt der Proben abhängt. Der Zementstein in den Poren verbindet die einzelnen Körner schubfest untereinander und schafft im Gegensatz zum unzementierten Boden eine wesentlich größere Kontaktfläche zwischen den einzelnen Körnern. Es ist anzunehmen, dass die Lastabtragung daher nicht mehr über die Kontaktstellen der Körner sondern hauptsächlich über den Zementstein in den Poren, der als steiferes Element die Spannungen anzieht, erfolgt. Ein Indiz dafür ist der in Abbildung 5.24 dargestellte lineare Zusammenhang der Injektionskörperproben zwischen Bruchspannung und E-Modul. Dieser entspricht annähernd dem der Zementsteinproben, was auf die Dominanz des Zementsteins im System hinweist. Das Tragverhalten von injiziertem Lockergestein muss somit vom Tragverhalten granularer Böden und vom Tragverhalten von Beton abgegrenzt werden. Bei Beton wird der Zuschlag mit dem Bindemittel vermischt und danach eingebaut. Die Hydration erfolgt im verdichteten Zustand und alle Körner des Zuschlags sind im Idealfall gänzlich durch die Zementsuspension benetzt. Im Gegensatz dazu kommt es bei der Injektion zu einer oftmals nur teilweisen Verfüllung der Poren. Die Struktur und das Gefüge des Bodens wird nicht verändert. Die Suspension verfüllt nur die Poren und benetzt somit nicht das gesamte Korn sondern nur zugängliche Teilbereiche, schafft aber stabile und sehr steife Brücken zwischen den Körnern. Der Spannungszustand im Boden (Korn zu Korn-Spannungen), wird durch die Injektion und Zementierung der Poren quasi „eingefroren“. Die Kontaktfläche zur Lastübertragung zwischen den Körnern besteht somit aus den sehr kleinen Kontaktflächen zwischen den Einzelkörnern und den durch die Injektion geschaffenen Zementbrücken. In Abbildung 5.25 sind dazu Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen von Injektionskörperproben dargestellt, wo diese Brückenbildung zwischen den einzelnen Sandkörnern sehr deutlich zu erkennen ist.

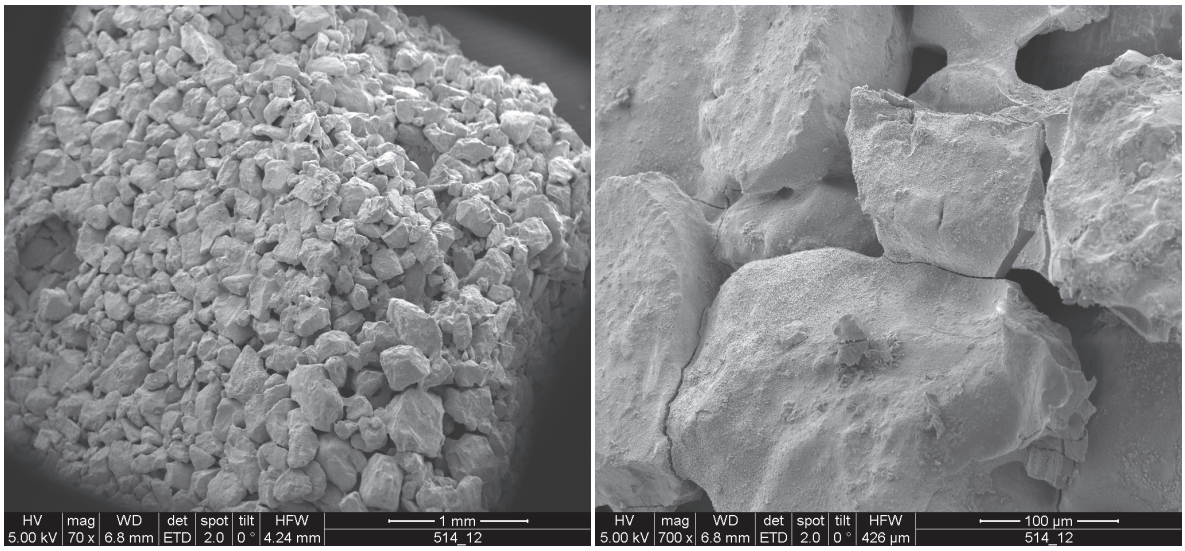


Abb. 5.25: Rasterelektronenaufnahme von einem injizierten Korngerüst, Foto: USTEM TU Wien

In Abbildung 5.26 ist die Auswertung einer Versuchsserie von Triaxialversuchen an Injektionskörperproben unterschiedlicher W/Z-Werte an einem Versuchsboden[15] dargestellt. Dabei wurden die Proben der einzelnen Versuchschargen nach Zementgehalt gruppiert. Zusätzlich sind noch die Ergebnisse des unzementierten Ausgangsbodens eingefügt. Bei typischen unverfestigten Lockergesteinsböden ist das Spannungs-Dehnungsverhalten und folglich auch der E-Modul (Steifigkeit) vom Druckniveau bzw. der Seitenspannung (σ_3) abhängig. Aus den Daten der Injektionskörperproben ist ersichtlich, dass bei hohen und mittleren Zementgehalten in der Probe nur ein sehr geringer Einfluss der Seitenspannung auf den E-Modul besteht. Mit Abnahme des Zementgehaltes in den Proben steigt der Einfluss des Seitendrucks.

[15] 581_2: Quarzsand 1,4 - 2,2 mm

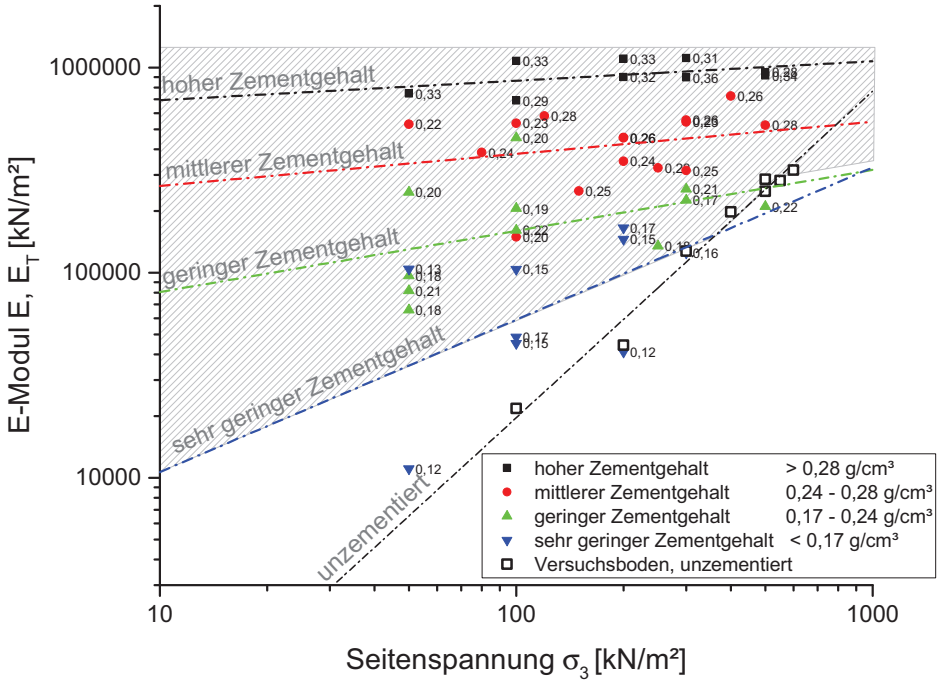


Abb. 5.26: Einfluss der Seitenspannung im Triaxialversuch auf den E-Modul.

5.3.3.2 Reibungswinkel und Kohäsion

Die Auswertung der Triaxialversuche zur Ermittlung des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c erfolgte im s-t-Diagramm. Die Auswertung gestaltete sich sehr schwierig, da selbst kleine Schwankungen im Zementgehalt der Proben einen nicht unwesentlichen Einfluss auf die Bruchspannung ausüben und den Einfluss des Seitendrucks deutlich überlagern. Dies wird insbesondere bei den Proben mit hohen Zementgehalten deutlich. Um dem entgegenzuwirken und vergleichbare Verhältnisse zu schaffen, wurden die Proben nach Zementgehalt gruppiert und ausgewertet.

Abbildung 5.27 zeigt exemplarisch die Auswertung der Injektionskörperproben einer Versuchsserie im s-t-Diagramm zur Ermittlung des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c. Eingetragen in das Diagramm sind die Versuchsergebnisse des Ausgangsbodens sowie der Injektionskörperproben, gruppiert nach Zementgehalt. Die Daten zeigen, dass es durch die Zementierung im Boden zu einem Anstieg des Reibungswinkels kommt. Für den verwendeten Sand wurde ein Reibungswinkel von $\varphi = 31°$ ermittelt. Im verfestigten Zustand wurde an den Injektionskörperproben mit geringem Zementgehalt ein Reibungswinkel von $\varphi = 38°$ und bei hohem Zementgehalt ein Reibungswinkel von $\varphi = 52°$ ermittelt. Die Auswertungen der restlichen Versuche (Anhang D) zeigen ein ähnliches Bild. Problematisch für die Auswertung von Triaxialversuchen an Injektionskörperproben ist die hohe Versuchsstreuung, speziell bei stark verfestigten Proben. Der Reibungswinkel kann dabei anhand der Regression noch relativ gut innerhalb einer vertretbaren Bandbreite abgeschätzt werden. Bei der Ermittlung der Kohäsion (unter Verwendung linearer Bruchgeraden) ergeben sich aufgrund der Versuchsstreuung bei diesen Proben sehr große Bandbreiten.

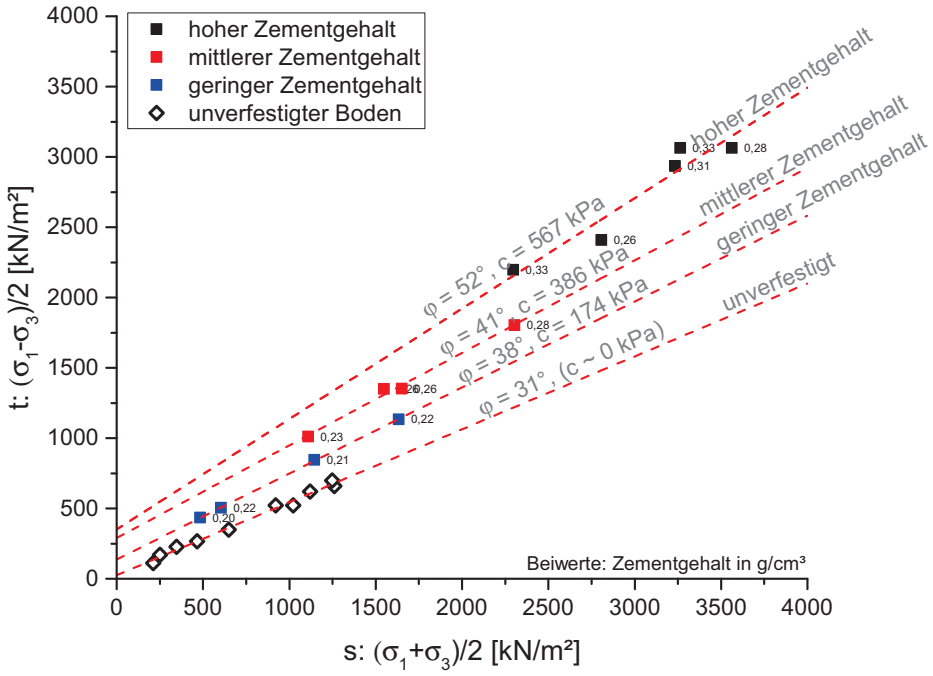


Abb. 5.27: Reibungswinkel und Kohäsion der anhand von Triaxialversuchen untersuchten Injektionskörperproben aus der Versuchsserie 581_x54 im s-t-Diagramm

In Abbildung 5.28 ist die Entwicklung des Reibungswinkels und der Kohäsion der untersuchten Versuchsserien in Abhängigkeit von dem in den Proben ermittelten Zementgehalt[16] abgebildet. Für höhere Zementgehalte (>0,29 g/cm^3) ergeben sich Reibungswinkel im Bereich von 50°.

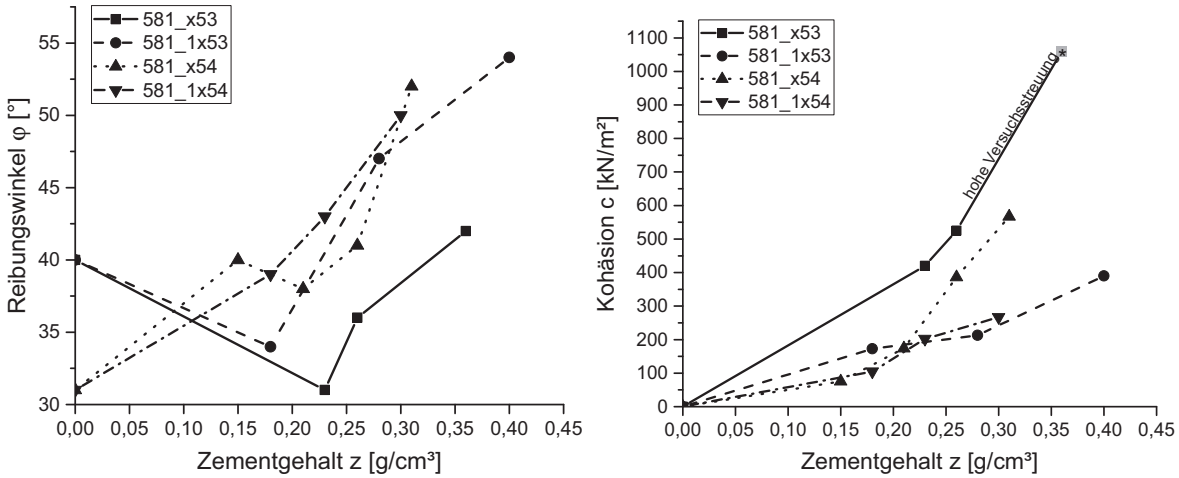


Abb. 5.28: Reibungswinkel φ und Kohäsion c der untersuchten Injektionskörperproben aus Triaxialversuchen in Abhängigkeit vom Zementgehalt z

[16]Mittelwerte über die einzelnen Proben je Versuchscharge.

5.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Laborversuchen

5.4.1 Untersuchungen an reinen Zementsteinproben

Zusammenfassend können in Bezug auf die physikalischen Eigenschaften erhärteter Portlandzementsuspensionen (sog. Zementsteinproben) folgende Aussagen getroffen werden:

- Mit zunehmendem W/Z-Wert sinkt der Zementanteil in der Suspension, was zu geringeren Druckfestigkeiten führt. Der W/Z-Wert steuert somit die Festigkeit im Zementstein.
- Für eine Abschätzungen der Druckfestigkeit ist der W/Z-Wert als Indexwert jedoch nur bedingt geeignet. Sedimentations- und Filtrationseffekte nach dem Anmischen bzw. während der Injektion können zu einer Veränderung der volumetrischen Zusammensetzung der Suspension führen, die durch den W/Z-Wert als Kennwert nicht mehr berücksichtigt werden.
- Zwischen Trockendichte und Druckfestigkeit besteht bei erhärteten Portlandzementsuspensionen ein eindeutig nichtlinearer Zusammenhang, wodurch sich die Trockendichte gut zur Abschätzung der Festigkeit solcher Proben eignet.
- In Abbildung 5.7 wurde aus den ermittelten Zusammenhängen ein vereinfachtes Diagramm zur Abschätzung der Festigkeit erhärteter Portlandzementsuspensionen abgeleitet. Als Eingangsparameter kann dabei der W/Z-Wert oder die Trockendichte herangezogen werden. Die Trockendichte stellt gegenüber dem W/Z-Wert einen wesentlich genaueren Eingangskennwert dar und sollte - wenn möglich - als Eingangsparameter herangezogen werden.
- Anhand der Versuche hat sich gezeigt, dass zwischen dem E-Modul und der Druckfestigkeit von erhärteten Suspensionsproben (Zementsteinproben) ein linearer Zusammenhang besteht, der vom Hydrationszeitpunkt bzw. Hydrationsgrad sowie vom Bindemittel unabhängig ist.

5.4.2 Untersuchungen an Injektionskörperproben

Die durchgeführten Versuche an Injektionskörperproben haben gezeigt, dass der wesentlichste Parameter für die Festigkeit im Injektionskörper der Zementgehalt ist. Die Kenntnis des in der untersuchten Probe tatsächlich vorhandenen Zementgehaltes stellt somit für eine bodenmechanische Beurteilung eine wesentliche Grundlage dar. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurde der Zementgehalt der Proben anhand des in Kapitel 4 entwickelten Verfahrens bestimmt. Das Verfahren hat sich in der praktischen Anwendung als sehr robust und einfach in der Handhabung erwiesen. Die ermittelten Zementgehalte stellen den tatsächlich in den Proben vorhandenen Anteil an Zement dar, wodurch repräsentative Vergleiche mit bodenmechanischen Kennwerten aus Triaxial- und einaxialen Druckversuchen ermöglicht wurden. Zusammenfassend können anhand der Versuchsergebnisse von den bodenmechanischen Untersuchungen an den im Labor hergestellten Injektionskörperproben folgende Aussagen getroffen werden:

- Die an Injektionskörperproben durchgeführten Triaxial- und einaxialen Druckversuche zeigen einen eindeutigen nichtlinearen Zusammenhang zwischen dem ermitteltem Zementgehalt und der Festigkeit.

- Die Festigkeit von injiziertem Lockergestein wird im Wesentlichen durch den Zementgehalt bestimmt, Korngröße, Porenanteil und Kornform haben nur untergeordneten Einfluss. In den untersuchten Variationen enggestufter Sande und Kiese konnte kein unmittelbarer Einfluss der Bodenart auf die Festigkeit festgestellt werden.

- Der Zementstein im Porenraum sorgt für eine „Verkittung“ der Körner und ist wesentlich für die Lastabtragung im Injektionskörper. Die Festigkeit und der E-Modul des Zementsteins, die von der Kapillarporosität bzw. dem Zementgehalt der Suspension abhängt bestimmt auch die Festigkeit und den E-Modul im Injektionskörper.

- Die Festigkeit von injiziertem Lockergestein kann über den Feststoffanteil der Suspension (W/Z-Wert) gesteuert werden. Der W/Z-Wert als Kennwert charakterisiert jedoch nur die Zusammensetzung der Suspension im flüssigen Zustand, nachgereihte Effekte, die sich vor allem im injizierten Boden abspielen (Sedimentations- und Filtrationseffekte), werden durch diesen Kennwert nicht erfasst. Dadurch sind qualitative Aussagen über die erzielbaren Festigkeiten im Injektionskörper anhand dieses Kennwertes nur eingeschränkt möglich.

- Für eine Abschätzung bzw. die indirekte Bestimmung der Festigkeit von injiziertem Lockergestein muss der tatsächliche Zementgehalt in der Probe bekannt sein.

- Zwischen dem E-Modul und der Festigkeit von injiziertem Lockergestein besteht ein annähernd linearer Zusammenhang, der vom Probenalter, Boden und Bindemittel unabhängig ist. Mit zunehmender Festigkeit steigt bei injiziertem Lockergestein auch der E-Modul an. Für die Praxisanwendung bedeutet das, dass über den E-Modul auf die Festigkeit rückgeschlossen werden kann. Der E-Modul lässt sich, z.B. anhand von Pressiometerversuchen, im Gegensatz zur Festigkeit in situ wesentlich leichter versuchstechnisch ermitteln.

- Der Einfluss des Spannungsniveaus bzw. der Seitenspannung auf die Steifigkeit nimmt mit zunehmender Verfestigung bzw. höherem Zementgehalt ab.

- Mit höherem Zementgehalt im Injektionskörper kommt es zu einer Erhöhung der Kohäsion, aber auch des Reibungswinkels, was sich mit den Ergebnissen anderer Autoren [27, 115, 6] deckt. Dieser Trend konnte bei allen untersuchten Bodenarten festgestellt werden. Die Kohäsion nimmt ebenfalls mit zunehmendem Zementgehalt zu. Bei stark verfestigten Böden weist die ermittelte Kohäsion gegenüber gering verfestigten Böden eine deutlich höhere Streuung auf. Die in den Versuchen ermittelten Bandbreiten liegen dabei zwischen 100 und 200 kN/m^2 für gering verfestigte Böden und zwischen 400 und 1100 kN/m^2 für stark verfestigte Böden.

Kapitel 6

Großmaßstäbliche Injektionsversuche

6.1 Einleitung

Um die im Labor gewonnenen Erkenntnisse unter realen Bedingungen an typischen injizierbaren natürlichen Böden zu validieren, wurden insgesamt vier großmaßstäbliche Injektionsversuche durchgeführt. Die großmaßstäblichen Versuche lassen sich, abgesehen vom Vorversuch, in zwei Hauptversuche und einen Zusatzversuch einteilen. Der Vorversuch diente dazu, in einem kleineren Maßstab den allgemeinen Versuchsaufbau und die generelle Injizierbarkeit des gewählten Einbaumaterials zu testen. Auf den Vorversuch wird jedoch aufgrund der begrenzten Aussagekraft und den vergleichsweise geringen Erkenntnissen nicht näher eingegangen. Im Rahmen der zwei Hauptversuche wurden Methoden zur Probeentnahme aus dem Injektionskörper, Reichweitenuntersuchungen sowie die Vorgänge im Boden während der Injektion untersucht. Ein zusätzlicher Versuch in kleinerem Rahmen diente abschließend dazu, zusätzliche Proben aus injiziertem Lockergestein zu gewinnen. In Tabelle 6.1 ist eine Übersicht über die durchgeführten Versuche und die Ziele der einzelnen Versuche dargestellt. Alle Versuche wurden in Trumau (NÖ), am Firmengelände des Projektpartners (ZÜBLIN Spezialtiefbau GesmbH), der auch sämtliche Gerätschaften und Personal zur Unterstützung zur Verfügung gestellt hat, durchgeführt.

Tab. 6.1: Durchgeführte Injektionsversuche in Trumau (NÖ)

Versuch	**Zeitraum**	**Bodenvolumen**	**Erkenntnisse aus den Versuchen**
Vorversuch	10/2013	3,5 m^3	Versuchsablauf, Eignung Versuchsboden
1. Hauptversuch	10-11/2013	60 m^3	Reichweite, Probengewinnung
2. Hauptversuch	03-07/2014	60 m^3	Verifikation der ersten Ergebnisse Messung der Vorgänge im Boden, Probengewinnung
Zusatzversuch	10/20014	3,5 m^3	Probengewinnung

Injektionen in natürlichen Böden bergen neben der in der Regel nicht gegebenen Zugänglichkeit des Injektionskörpers auch den Nachteil, dass der Injektionserfolg, der vielfach im Sinne einer Reichweite oder einer Mindestfestigkeit definiert ist, nicht überprüft werden kann. Speziell bei weitgestuften kiesigen Böden, die sich sehr gut für Injektionen eignen, ist es kaum möglich, prüfbare Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen. Daher sind bis dato auch kaum experimentelle großmaßstäbliche Untersuchungen an injizierten Lockergesteinsböden in der Literatur dokumentiert. Ziel der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Feldversuche war es daher, Injektionskörperproben aus einem unter realen Bedingungen injizierten granularen mineralischen Boden zu gewinnen, bodenphysikalisch zu untersuchen und mit den im Labor gewonnenen Erkenntnissen zu vergleichen. Zusätzlich sollten möglichst viele Erkenntnisse über die Vorgänge im Boden sowie Erkenntnisse zur Verbesserung der gängigen Arbeitsweise bei Injektionen gewonnen werden.

Die Planung sah daher vor, einen typischen Boden (sandiger Kies) aus dem Raum Wien bei einer Baumaßnahme zu injizieren und im Rahmen einer Baugrubenherstellung freizulegen. Während der Planungsphase stellte sich jedoch heraus, dass die ursprünglich geplante Ausführung für tiefergehende Untersuchungen nur bedingt geeignet war. Wesentliches Ausschlusskriterium war dabei die schlechte Zugänglichkeit der Injektionskörper, speziell in den interessanten Bereichen unter Grundwasser. Es wurde daher eine Alternativlösung mit einem eigens dafür adaptierten Versuchscontainer entwickelt. Dafür wurde ein Abrollcontainer[1] (Innenabmessungen L/B/H = 6,0 m/2,3 m/2,2 m) herangezogen, der mit einem massiven Stahlrahmen (Innenabmessungen L/B/H = 6,0 m/2,3 m/2,1 m) erhöht und verstärkt wurde. Der Abrollcontainer wurde außen eingeschüttet und zusätzlich in der Mitte mit einem Zugband verstärkt. In Abbildung 6.1 ist der Aufbau der Versuchsbox bestehend aus dem Abrollcontainer (gelb) und dem massiven Stahlrahmen (weiß) dargestellt. Der obere Stahlrahmen war so konstruiert, dass er für ein Freilegen des Injektionskörpers seitlich abgebaut werden konnte. Um die Demontage zu erleichtern, wurden zusätzlich noch ein Schieber über der Tür des Abrollcontainers und ein Schott auf der Containerrückseite eingebaut. Die Innenabmessungen des Gesamtsystems betrugen (L/B/H = 6,0 m/2,3 m/4,3 m) mit einem Fassungsvermögen von rund 60 m^3 Boden. Zur Steuerung des Grundwasserspiegels wurden an der Sohle Drainageleitungen und ein Rohrsystem zur Kontrolle eingebaut. Die gewählte Lösung erlaubte einen einfachen Ein- und Ausbau des Bodens und erwies sich rückwirkend betrachtet als wesentlicher Vorteil in Bezug auf die Kosten, die Zeit und die damit verbundenen Untersuchungsmöglichkeiten.

[1] Typ *Werner & Weber, Typ: N100H*

Abb. 6.1: Versuchsaufbau bestehend aus Versuchscontainer (gelb) und massivem Stahlrahmen (weiß)

Bei den vier Versuchen wurden zwei unterschiedliche Böden eingesetzt, wobei bei einem Material die Einbaudichte bewusst variiert wurde.

Bei Material 1 handelte es sich um einen quartären Kies aus dem südlichen Wiener Becken (sog. Wandschotter) aus der Kiesgrube Wopfinger Transportbeton Ges.m.b.H. in Eggendorf (NÖ). Das Material kann als kantengerundeter Kies, sandig, gering schluffig, weitgestuft, beschrieben werden und besteht vorwiegend aus Karbonatkomponenten.

Bei Material 2 wurde ein quartärer Kies (sog. Donauschotter) von einem Baugrubenaushub aus dem 22. Wiener Gemeindebezirk verwendet. Das Material kann als gerundeter Kies, sandig, sehr gering schluffig, intermittierend gestuft, beschrieben werden und besteht vorwiegend aus Quarz-, Kristallin- und Karbonatkomponenten. Im Vergleich zu Material 1 weist dieser Boden eine Fehlkörnung im Grobsandbereich und einen höheren Mittelsandanteil auf.

Die Kornverteilungslinien der verwendeten Materialien sind in Abbildung 6.2 dargestellt. In Tabelle 6.2 sind die ermittelten bodenphysikalischen Kennwerte der beiden Materialien angeführt. Eine Übersicht über die Ableitung der Injizierbarkeit beider Materialien nach den in der Literatur vorhandenen Injektionskriterien (vgl. Tabelle 1.1) findet sich in Kapitel 7.4.2.

Als Injektionsgut ist bei allen Versuchen der bereits bei den Laborversuchen verwendete Portlandzement der Firma LAFARGE vom Typ CEM I 52,5R mit einem Wasser-Zementwert von 1,0 zur Anwendung gekommen. Um eine stabile Suspension zu gewährleisten, wurde wie in der Praxis üblich, die Suspension mit Natriumbentonit vom Typ TIWONIT S stabilisiert. Die Kornverteilungslinie des verwendeten Zementes ist in Abbildung 6.2 eingetragen. Für die Mantelmischung wurden aufgrund der untergeordneten Bedeutung herstellerspezifische Mischbinder verwendet. Die Daten der verwendeten Suspensionsmischungen sind in Tabelle 6.3 angeführt.

Tab. 6.2: bodenphysikalische Kennwerte der eingebauten Böden

		Material 1	**Material 2**
Normbezeichnung		saGr	saGrI
Korndichte	g/cm^3	2,8	2,7
mittlerer Einbauwassergehalt	%	3,3	4,5
Anteil Steine	%	0	0
Anteil Kies	%	76	74
Anteil Sand	%	19	23
Anteil Schluff + Ton	%	5	3
Krümmungszahl C_c	-	2	4
Ungleichförmigkeitszahl C_u	-	17	31
Proctordichte	g/cm^3	2,26	2,28
opt. Wassergehalt	%	3,0	5,7
Lagerungsdichte n_{max}/n_{min} (Labor)	-	0,4 / 0,2	0,4 / 0,14
Lagerungsdichte n_{max}/n_{min} (Feld)	-	0,29 / 0,15	0,30 / 0,21
mittlerer Einbauwassergehalt	%	3,3	4,5
Wasserdurchlässigkeit (Labor)	m/s	7,6 E-4	1,3E-5
Wasserdurchlässigkeit (Feld)	m/s	9,4 E-5	1,5 E-5

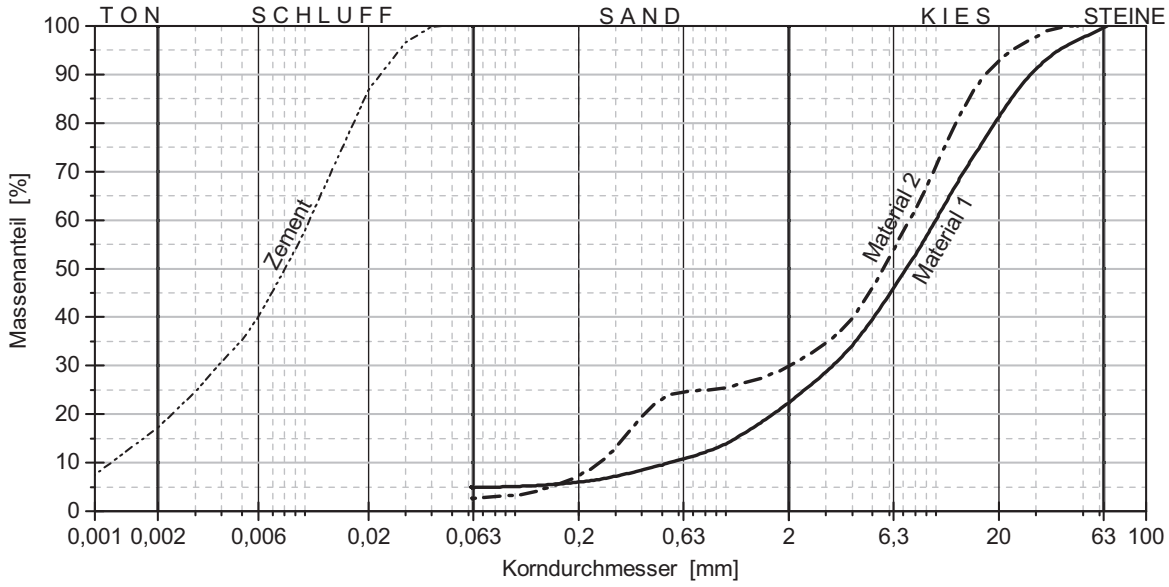


Abb. 6.2: Kornverteilungslinien des Zementes und der verwendeten Einbaumaterialien

Tab. 6.3: Daten der in den Großversuchen verwendeten Suspensionen

		Mantelmischung		Injektionsgut	
Versuch		1.Hauptvers.	2.Hauptvers. Zusatzvers.	1.Hauptvers.	2.Hauptvers. Zusatzvers.
Hersteller		TIWO	TIWO	LAFARGE	LAFARGE
Bindemittelart		Injektionsbinder-MA	HDI-N	CEM I 52,5R	CEM I 52,5R
W/Z-Wert	-	1,0	1,0	1,0	1,0
Bentonitbeigabe	%	0	2	2	1,2
Suspensionsdichte	g/cm^3	1,45	1,47	1,14* - 1,46	1,48
Absetzmaß	%	< 5	< 5	1 - 3	3 - 5
Marshzeit	s	34	38	41 - 60	35
Filtratwasserabgabe	ml	-	-	120	136
Fließgrenze	Pa	3,3	12	6,5 - 20	4,5
plast. Viskosität	-	0,0176	0,0212	0,015 - 0,028	0,018
Druckfestigkeit[1] 28d	kN/m^2	3600	483	2200[2] - 9000	12480

[1]Rückstellproben, [2]Lufteintrag beim Mischen durch Färbemittel

6.2 1. Hauptversuch

6.2.1 Methodik, Aufbau und Durchführung des Versuchs

Die Durchführung des ersten Hauptversuchs erfolgte im Oktober 2013. Der Versuch diente dabei zur Orientierung und zur Überprüfung, ob die gewählten Versuchsrandbedingungen (Grundwasserspiegel, ausgewählter Boden etc.) für die Versuchsdurchführung geeignet waren, welche Reichweiten in diesem Boden erzielt werden konnten und ob und wie Proben aus dem injizierten Boden gewonnen werden konnten. Weiters sollte überprüft werden, inwieweit Rammsondierungen Rückschlüsse auf die Ausbreitung und die Verfestigung des Materials zulassen. Verwendet wurde für den Versuch der zuvor beschriebene Versuchscontainer mit einem Volumen von rund 60 m^3.

Der Versuchsaufbau bestand aus drei Manschettenrohren, die linienförmig im Abstand von 1,5 m angeordnet waren. In Abbildung 6.3 ist eine Systemskizze des Versuchs dargestellt.

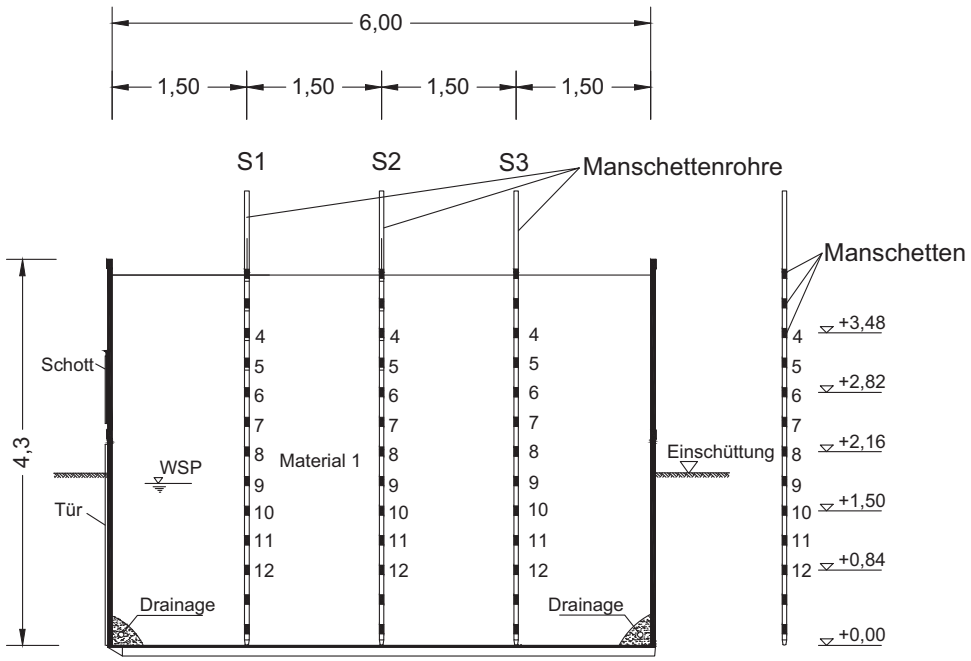


Abb. 6.3: Systemskizze und Versuchsaufbau des ersten großmaßstäblichen Injektionsversuches

Abb. 6.4: Einbau des Materials in dem Versuchscontainer

Der Einbau des Bodens (Material 1) in den Versuchscontainer erfolgte über einen LKW mit Greifarm. Dadurch konnte das Material im Container gut verteilt werden, ohne zu entmischen. Das Material wurde im Container händisch verteilt und mittels Vibrationsstampfer verdichtet. Zur indirekten Überprüfung der Verdichtung im Container wurden dynamische Lastplattenversuche durchgeführt. Die Versuche wurden bei unterschiedlichen Einbauhöhen, über die gesamte Einbaufläche verteilt, angeordnet. Es wurden pro Punkt standardmäßig gemäß RVS 08.03.04 [114] drei Vorbelastungsstöße und darauffolgend drei Einzelversuche durchgeführt, aus denen der Mittelwert gebildet wurde. In Anhang E.1 sind die Ergebnisse der Versuche tabellarisch zusammengestellt. Im Mittel wurde ein dynamischer Verformungsmodul von E_{vd} = 33 MN/m^2 erzielt[2].

[2]Maximum = 43 MN/m^2, Minimum = 12 MN/m^2, Standardabweichung = 8 MN/m^2.

Nach Abschluss des Materialeinbaus wurde der Wasserspiegel durch die im Container eingebauten Drainagen mehrmals auf- und abgespiegelt, mit dem Ziel eine zusätzliche Verdichtung des eingebauten Materials zu erzielen. Danach wurden Rammsondierungen (DPH) in den Randbereichen des Containers durchgeführt. Die Sondierungen erfolgten bei abgelassenem Wasser. Auf Sondierungen im Nahbereich der Manschetten wurde dabei bewusst verzichtet, um keine Wegigkeiten für das Injektionsgut zu schaffen. Die von den Rammsondierungen verbliebenen Hohlräume wurden mit Zementsuspension vergossen.

Um den Manschettenrohreinbau und die Auflockerungen durch den Bohrvorgang realitätsnah zu simulieren, wurde vor dem Materialeinbau ein Kunststoff-Hüllrohr vertikal eingestellt und mit eingebaut. Abbildung 6.4 zeigt den Einbau des Materials in den Container mit den eingestellten Hüllrohren. In das Hüllrohr wurde nach Beendigung des Materialeinbaus ein 2 Zoll Manschettenrohr mit einem Manschettenabstand von 33 cm eingestellt und danach das Hüllrohr aus dem Boden gezogen. Der Ringraum um das Manschettenrohr wurde mit einer Mantelmischung geringer Druckfestigkeit verfüllt, um ein Emporsteigen der Suspension während der Injektion zu verhindern. Der Ausbau des Hüllrohres sowie die Verfüllung des Ringraumes mit Mantelmischung ist in Abbildung 6.5 abgebildet. Nach Aushärtung der Mantelmischung wurde mit der Injektion begonnen.

Abb. 6.5: Ziehen der Hüllrohre und Einbau der Manschettenrohre

Die Injektion wurde in zwei Phasen (Primär- und Sekundärphase) ausgeführt. Dabei wurde im Rahmen der ersten Injektionsphase (Primärinjektion), von der tiefsten Manschette beginnend, jede zweite Manschette beaufschlagt. Zuerst wurden die beiden äußeren Manschettenrohre S1 und S3 injiziert und am darauffolgenden Tag das Manschettenrohr S2 in der Mitte. Die zweiten Injektionsphase (Sekundärinjektionen) wurde zwei Tage danach durchgeführt. Während der Injektion wurden laufend Suspensionsprüfungen durchgeführt und Rückstellproben entnommen. Das Injektionsgut wurde rot eingefärbt, um die injizierten Bereiche beim Freilegen des Injektionskörpers besser identifizieren zu können. Bei einigen wenigen Mischungen führte jedoch der Farbstoff zu einem Lufteintrag in das Injektionsgut, was zu geringfügig höheren Fließgrenzen geführt hat.

(a) (b)

Abb. 6.6: a) Injektion der Manschetten mit eingefärbtem Injektionsgut b) Injektionspumpe *Obermann* DP36

Als Injektionspumpe kam eine Kolbenpumpe vom Typ *Obermann* DP36 mit einer maximalen Förderleistung von 18 l/min und einem maximalen Druck von 100 bar zum Einsatz. Die Injektion selbst erfolgte durchflussgesteuert bei einer vorgegebenen Injektionsrate von rund 6 l/min. Die Injektionsmenge je Manschette wurde mit 150 Liter vorgegeben. Im Zuge der Injektion wurden aufgrund der guten Aufnahme die Mengen versuchsweise auf 260 Liter erhöht. Abgebrochen wurde die Injektion, wenn die maximale Menge erreicht, Austritte festgestellt oder der festgelegte Maximaldruck von 30 bar erreicht wurde. Die eingebrachten Injektionsmengen sind in Abbildung 6.8 dargestellt. Die Injektion erfolgte unter Aufzeichnung aller relevanten Injektionsparameter und unter Durchführung von regelmäßigen Suspensionsprüfungen. An der Injektionspumpe wurden automatisch der aktuelle Druck (Injektionspumpendruck) und die Menge aufgezeichnet.

Injektionskurve

Bauvorhaben :	FP-Injekt, 1.Hauptversuch						Gerät :	DP	
Zone	Schirm	Linie	Bohrlochnr.	Ventil	Stufe	Istmenge	Sollmenge	Start	Ende
1	1	1	3	12	1	201	500	24.10.2013 11:05:22	24.10.2013 11:44:42
Tiefe	Mischung		Enddruck	Durchschnittsdruck			Aufreißdruck	Bemerkung	Zeitdauer
0,02	1		0,0	9,9			15,9	Menge erreicht	00:39:03

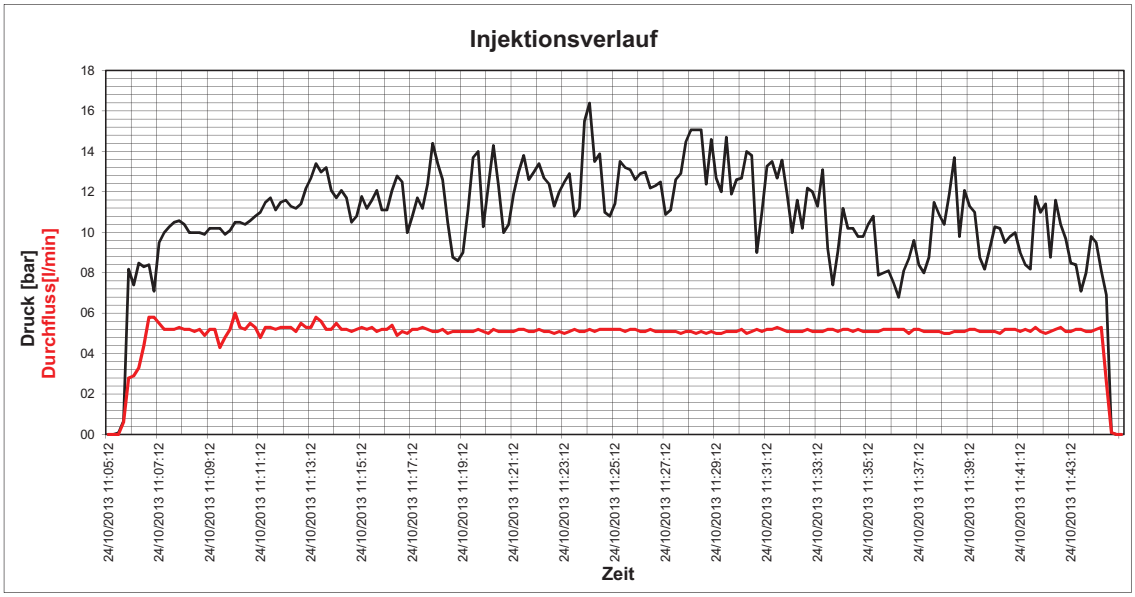


Abb. 6.7: Beispiel eines typischen Injektionsverlaufs und der in der Injektionsdatenerfassung aufgezeichneten Parameter, (S3, Manschette 12)

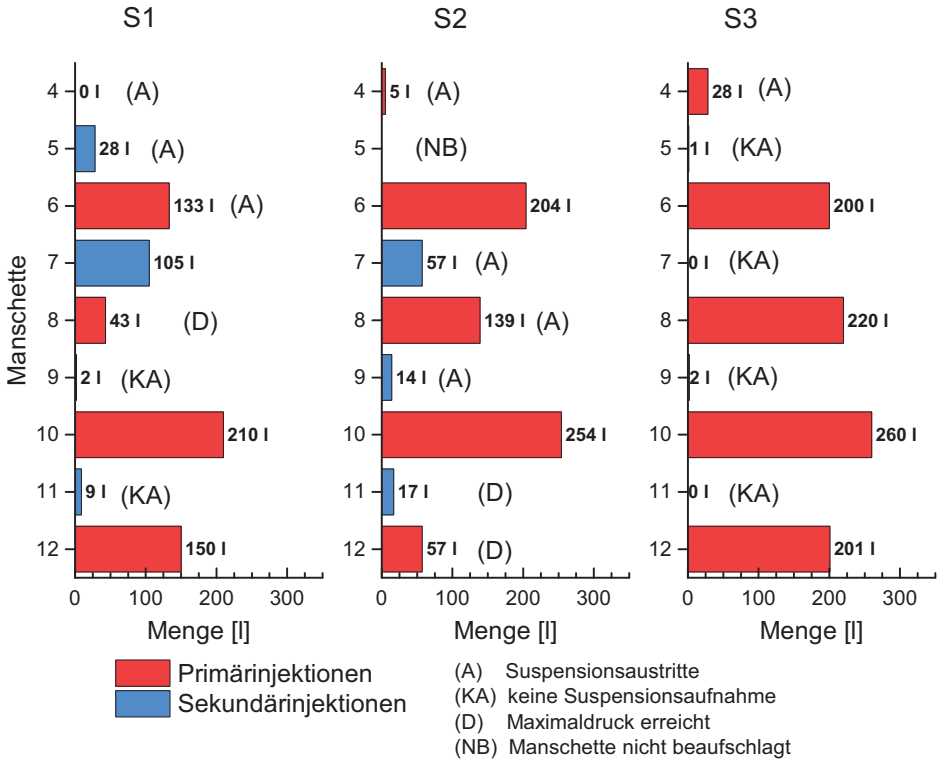


Abb. 6.8: Eingebrachte Injektionsmengen an Injektionsgut bei den Primär- und Sekundärinjektionen je Manschette

In Abbildung 6.9 ist der Aufreissdruck für jede Manschette dargestellt. Dies ist der Injektionsdruck, der benötigt wird um die Mantelmischung im Bereich der Manschette aufzureissen, so dass die Suspension in den umgebenden Boden eindringen kann. Während die Aufreißdrücke für die Primärinjektionen sehr gering sind, konnten teilweise die Manschetten bei der Sekundärinjektion selbst mit Drücken bis zu 70 bar nicht mehr aufgerissen werden. Die Passen, wo die Manschetten geöffnet werden konnten, zeigten jedoch im Vergleich zu den Primärinjektionen nur äußerst geringe Injektionsgutaufnahmen von unter 20 Liter je Passe. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass diese Bereiche bereits bei der Primärinjektion hinreichend penetriert und verfestigt wurden. Durch die fortgeschrittene Aushärtung des Injektionsgutes konnten selbst bei hohen Drücken keine weiteren Fließwege zu nicht penetrierten Bodenbereichen mehr erschlossen werden.

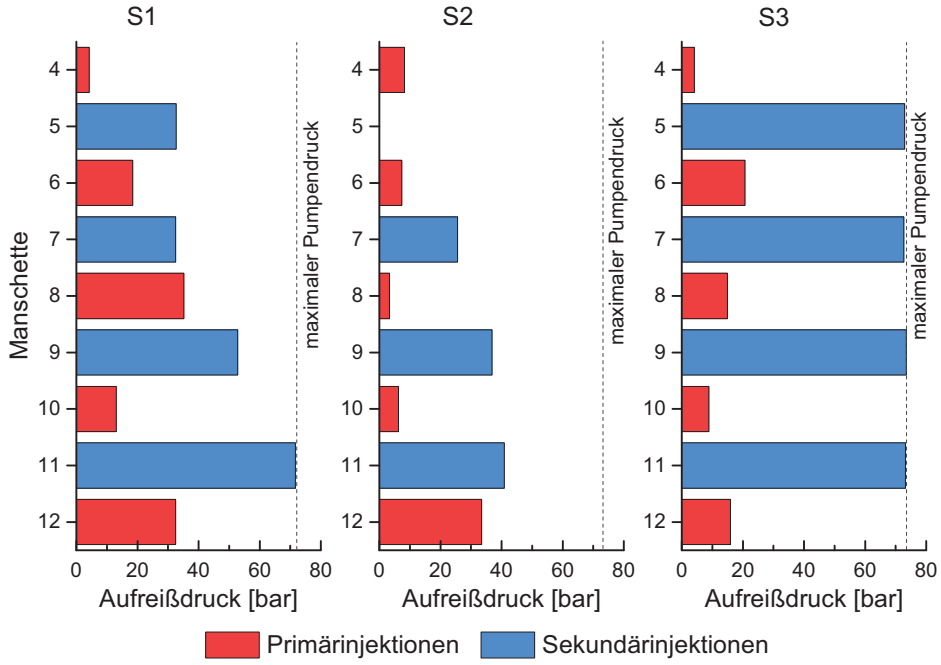


Abb. 6.9: Aufreißdruck (Injektionspumpendruck) je Manschette

In Abbildung 6.10 sind die an der Pumpe gemessenen mittleren Injektionsdrücke für die Primärinjektion dargestellt. Inbegriffen sind dabei Druckverluste in der Leitung und Austrittsverluste am Packer. Die mittleren Injektionsdrücke für die Sekundärphase sind aufgrund der geringen bis nicht vorhandenen Aufnahme von Injektionsgut nicht dargestellt. Die mittleren Injektionsdrücke liegen im Bereich zwischen 2 und 10 bar.

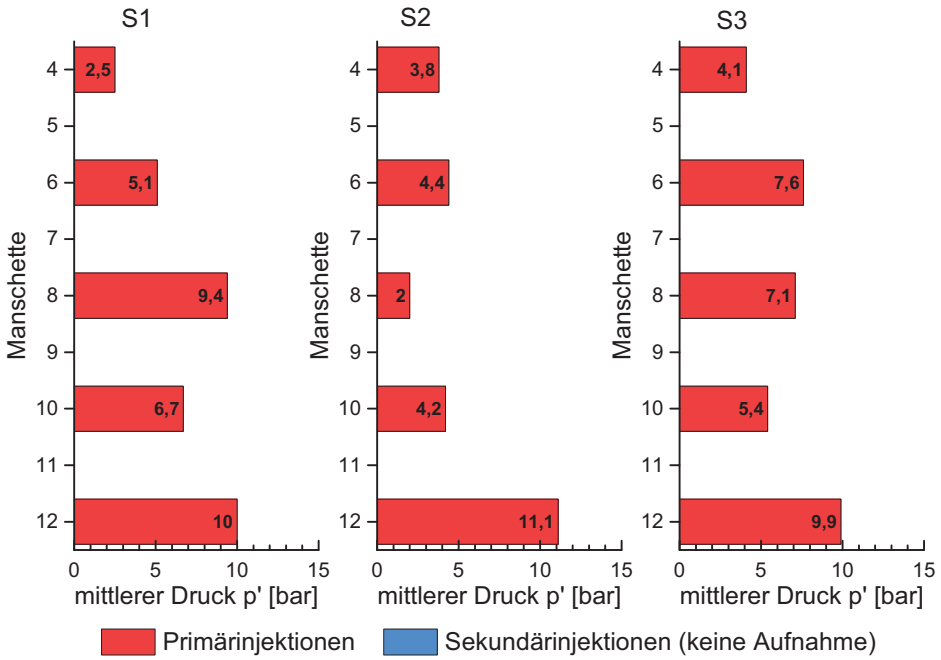


Abb. 6.10: Über die Injektionszeit gemittelter Injektionsdruck an der Pumpe p' je Manschette

Während der Injektion wurden laufend Suspensionsproben für Rückstellproben aus dem Vorratsbehälter der Mischanlage entnommen. Zusätzlich wurden zur Kontrolle vor Ort Suspensionsversuche (Absetzmaß, Viskosität, Fließgrenze, Marshzeit, Filtratwasserabgabe) an allen Chargen durchgeführt. In Abbildung 6.11 ist der Zusammenhang zwischen der plastischen Viskosität η_p nach *Bingham*, der Fließgrenze τ_0 und dem mittleren Injektionsdruck p' dargestellt. Da es bei diesem Versuch aufgrund des Färbemittels bei einigen Suspensionschargen zu einer Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften der Suspension gekommen ist, lässt sich der Einfluss der Viskosität und der Fließgrenze auf den Injektionsdruck sehr gut aufzeigen. Der Zusammenhang zwischen dem mittleren Injektionsdruck p' und der plastischen Viskosität η_p zeigt sich nur sehr schwach ausgeprägt, während bei der Fließgrenze τ_0 der Einfluss auf den mittleren Druck deutlich zum Vorschein kommt.

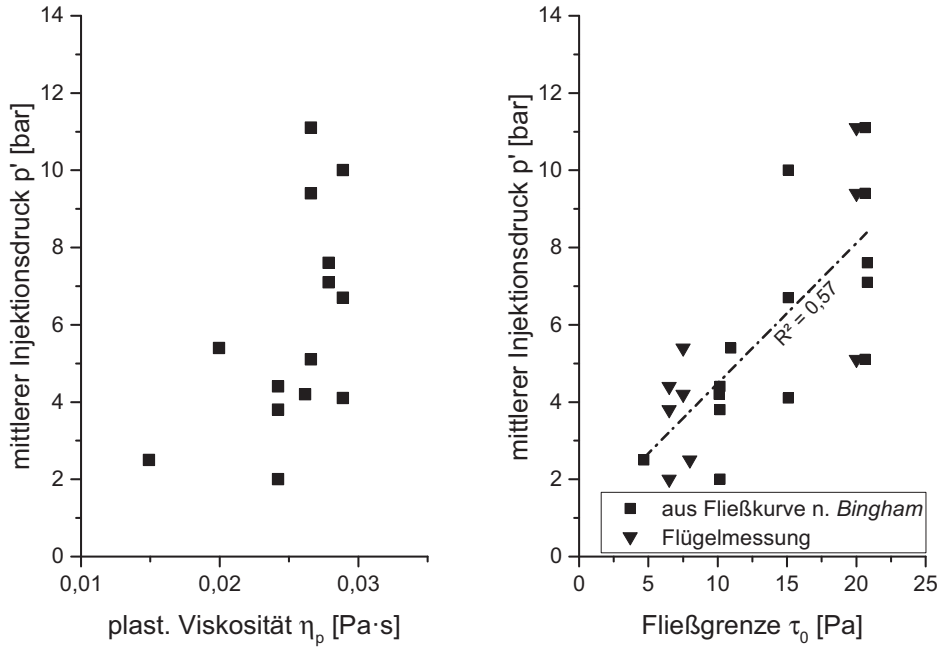


Abb. 6.11: Zusammenhang zwischen mittlerem Injektionsdruck und Viskosität (links) bzw. Fließgrenze (rechts) bei den Primärinjektionen

In Abbildung 6.12 sind die Druckverläufe der Injektion über die Zeit für die unterschiedlichen Passen der Primärinjektion dargestellt. Die Sekundärinjektionen sind aufgrund der geringen Aufnahme an Injektionsgut nicht eingetragen. Bei den angeführten Drücken handelt es sich um Drücke, die an der Pumpe gemessen wurden. Es zeigt sich dabei, dass die tiefsten Passen (M12) die höchsten Druckschwankungen aufweisen. Dies dürfte vor allem auf Schaffung neuer Fließwege im Untergrund durch die Bildung von Claquagen zurückzuführen sein. Die Reichweite bzw. Ausbreitung des Injektionsguts im Untergrund wird durch derartige Effekte deutlich erhöht.

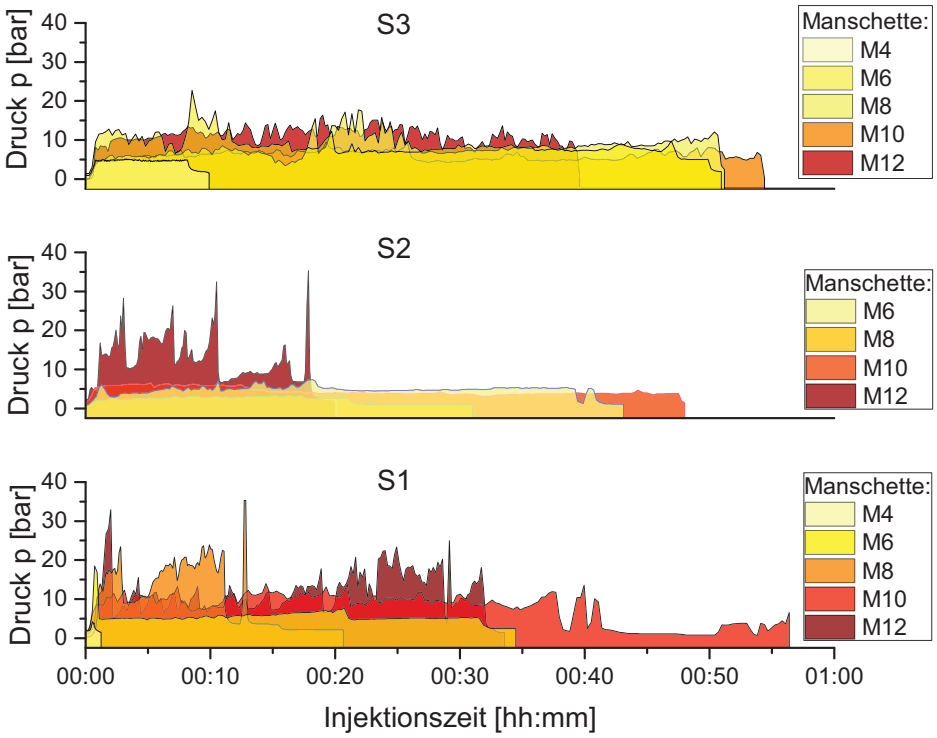


Abb. 6.12: Druckverläufe (Injektionspumpendruck) der einzelnen Passen für die Injektionspunkte S1, S2 und S3 der Primärinjektion

Trotz der zeitweise aufgetretenen Druckspitzen und der geringen Überlagerung wurden keine Hebungen an der Oberfläche während der Injektion beobachtet. Eine Claquagenbildung führt dabei in erster Linie zu einer lokalen Verdichtung des Bodens. Beim Freilegen des Injektionskörpers konnte durch das Einfärben der Suspension die Claquagenbildung in einigen Bereichen sehr gut nachvollzogen werden. Die angetroffenen Claquagen hatten eine Dicke von rund 2 bis 4 mm. Anhand der Färbung des umgebenden Bodens zeigte sich, dass in den weiter vom Injektionspunkt (Manschettenrohr) entfernten Bereichen die Penetration des umgebenden Bodens über diese Fließwege erfolgte. In Abbildung 6.13 (links) ist ein Teil des freigelegten Injektionskörpers mit den deutlich sichtbaren Claquagen dargestellt. Die eingefärbten Fließwege in Abbildung 6.13 (rechts) zeigen die rosa eingefärbten Claquagen der Primärinjektion und darüberliegend die nicht eingefärbten Claquagen der Sekundärinjektion, die sich vielfach im selben Bereich entlang der bereits vorhandenen Claquagen ausbildeten.

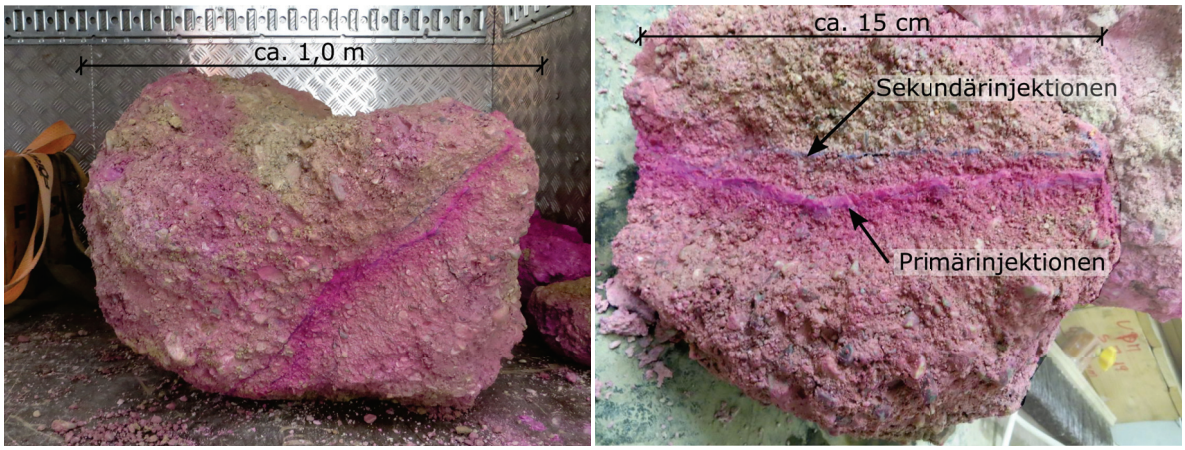


Abb. 6.13: Freigelegte Injektionskörper mit deutlich sichtbaren Claquagen (rot)

6.2.2 Rammsondierungen

Im Zuge des 1.Hauptversuchs wurden Rammsondierungen durchgeführt, um zu überprüfen, ob diese eine Möglichkeit bieten, Nachweise über den Injektionserfolg und Aussagen über die Reichweite zu treffen. Dazu wurden vor der Injektion Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde DPH in den Eckpunkten des Containers ausgeführt. Nach der Injektion wurden über die gesamte Fläche insgesamt 10 Rammsondierungen durchgeführt. Alle Sondierungen wurden bei abgesenktem Wasserspiegel durchgeführt. In Abbildung 6.14 ist die Anordnung der Sondierungspunkte eingezeichnet.

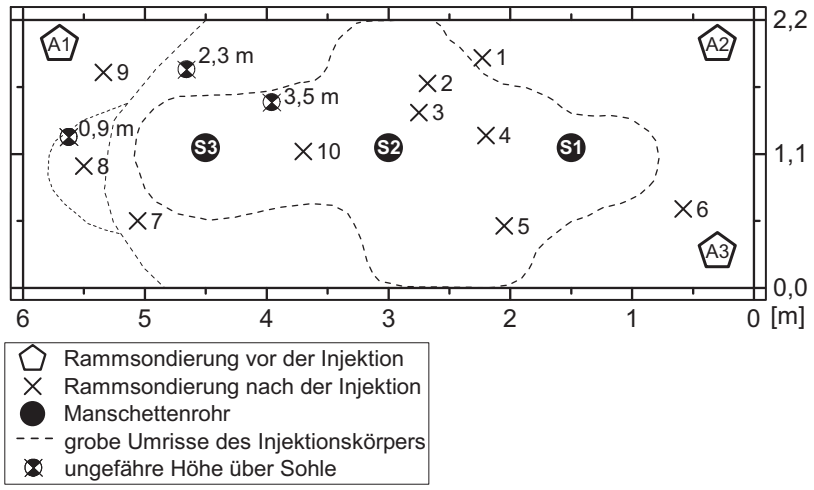


Abb. 6.14: Anordnung der Rammsondierungen im großmaßstäblichen Injektionsversuch 1

Abbildung 6.15 und Abbildung 6.16 zeigt die Schlagzahlen der Rammsondierungen vor der Injektion im Vergleich zu den Rammsondierungen nach der Injektion. In den stark verfestigten Bereichen des Injektionskörpers kommt es zu einer drastischen Erhöhung der Schlagzahlen während sich in den Randbereichen des Injektionskörpers die Schlagzahlen leicht erhöht haben. Dies dürfte vermutlich auf die geringfügige Zementierung des Bodens zurückzuführen sein. Diese schwache Zementierung, die zu einer geringfügigen Verfestigung

bzw. Verkittung des Bodens führt, wurde haptisch und vor allem optisch durch die Färbung des Bodens in vielen Randbereichen des Injektionskörpers festgestellt. Eine Prüfung und Quantifizierung durch eine Probennahme war aufgund der geringen Verfestigung jedoch nicht möglich. Abbildung 6.20 zeigt eine derartig schwach verfestigte Zone. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich Rammsondierungen prinzipiell zur Ermittlung der erzielten Reichweite eignen. Zu beachten ist jedoch, dass die Rammsonde in stark verfestigte Horizonte nicht mehr eindringen kann und somit die Aussage über die darunter liegenden Bereiche nicht mehr gegeben ist.

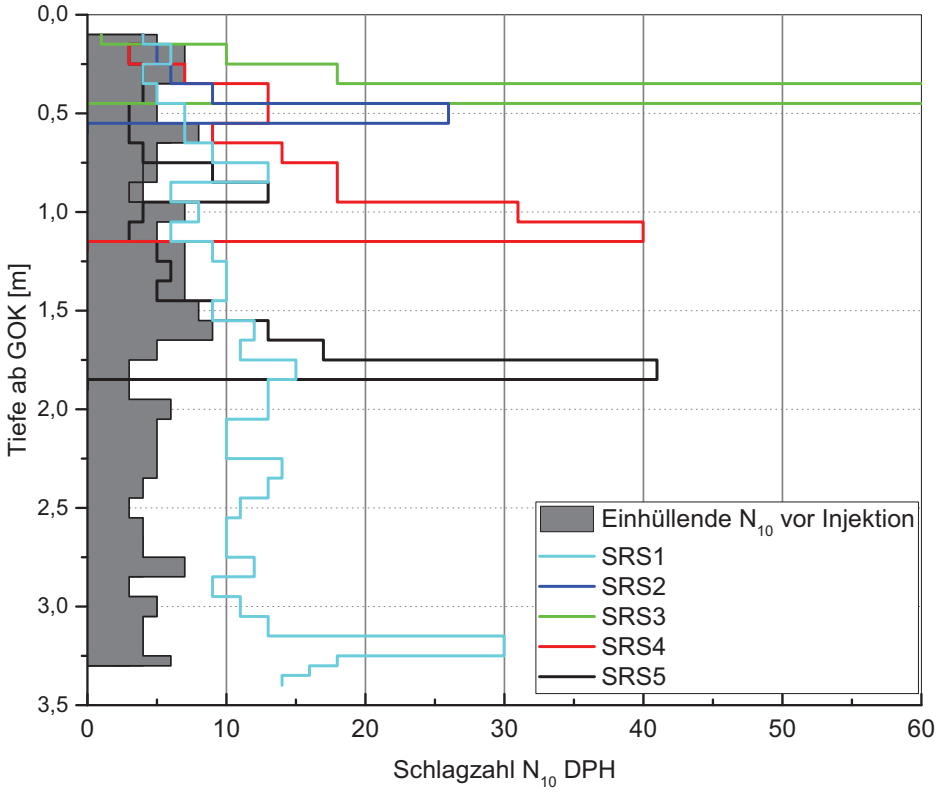


Abb. 6.15: Ergebnisse der Rammsondierungen SRS1 bis SRS5

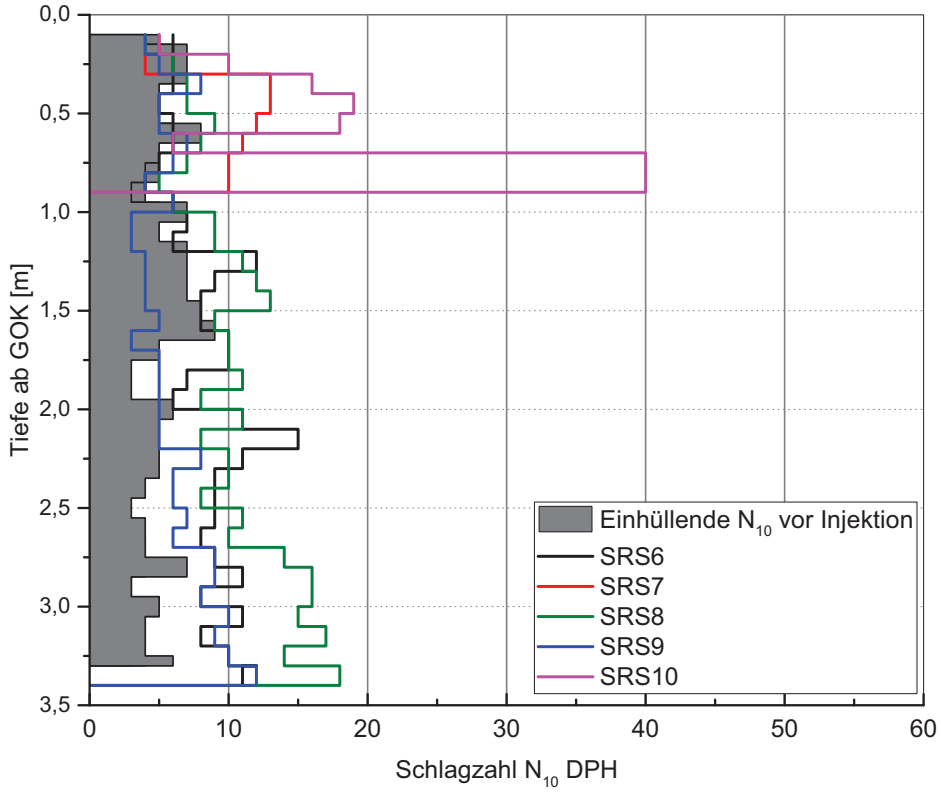


Abb. 6.16: Ergebnisse der Rammsondierungen SRS6 bis SRS10

6.2.3 Probengewinnung

Die Freilegung des Injektionskörpers erfolgte drei Wochen nach der Injektion. Der Injektionskörper wurde händisch mittels Wasserstrahl freigelegt und vermessen. Am freigelegten Injektionskörper wurde versucht, aus den stark verfestigten Bereichen prüfbare Proben über Kernbohrungen zu gewinnen. Dafür wurden an drei unterschiedlichen Stellen Kernbohrungen mit einem Innendurchmesser von 100 mm durchgeführt. Es konnte dabei anhand der Versuche nachgewiesen werden, dass selbst bei außerordentlich gut verfestigtem injiziertem Lockergestein keine Gewinnung von Bohrkernen möglich ist. Aufgrund der schwachen Bindung der größeren Einzelkörner kommt es durch den Bohrvorgang zum Auslösen der Körner aus dem Gefüge, welche nachfolgend durch die Rotation den gesamten Kern zerstören. In Abbildung 6.17 ist das Ergebnis der Kernbohrung am Injektionskörper dargestellt.

Abb. 6.17: Ergebnis von Kernbohrungen am Injektionskörper

Um prüfbare Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen, wurden Teile des Injektionskörpers aus dem Verbund geschrämt und im Labor mittels Trennsäge zu prüfbaren Prismen[3] geschnitten. Das für einen Probekörper benötigte Probenvolumen betrug dabei ungefähr das 10-fache des zugeschnittenen Prismas. Zudem zerbrachen viele Proben beim Zuschnitt, wodurch der Aufwand für die Herstellung der Injektionskörperproben erheblich war. In Abbildung 6.18 sind die Gewinnung der Proben durch Herausschrämen aus dem Injektionskörper sowie die zugeschnittenen Prismen dargestellt.

Abb. 6.18: Probengewinnung aus dem Injektionskörper durch Herausschrämen und Zuschneiden der Bruchstücke zu prüfbaren Prismen

Im Zuge des Einbaus von Material 1 wurden versuchsweise Kunststoff-Filterrohre mit Boden befüllt und im Nahbereich der Manschette eingegraben. Die Verdichtung des Bodens

[3]Prismenhöhe: rund 140 mm bis 250 mm, Breite: rund 60 mm bis 100 mm

im Rohr erfolgte händisch mittels Proctorhammer. Als Filterrohre wurden 5 Zoll Brunnenrohre mit einem Innendurchmesser von 125 mm und einer Schlitzweite von 1 mm verwendet. Grundgedanke dabei war, dass der Boden im Rohr durch die Schlitze des Filterrohres gleich wie der umgebende Boden penetriert wird. Im Zuge der Freilegung des Injektionskörpers wurde das injizierte Rohr aus dem Injektionskörper herausgeschrämt, im Labor auf ein Verhältnis von H:D = 2:1 (D = 125 mm), geschnitten und durch seitliches Schlitzen des PVC-Rohres die Probe ausgebaut. Insgesamt konnten fünf Zylinderproben gewonnen werden, wovon zwei Proben homogen waren und drei Proben lokale Fehlstellen aufwiesen. In Abbildung 6.19 sind die eingebauten Filterrohre sowie die anhand dieser Methode gewonnenen Proben dargestellt. An diesen Proben wurden einaxiale Druckversuche durchgeführt und im Anschluss daran der Bindemittelgehalt der Proben nach dem in Kapitel 4.4 entwickelten Verfahren (Gleichung (4.20)) bestimmt. Die Ergebnisse finden sich in zusammengefasster Form in Kapitel 6.5. Anhand dieser Vorversuche konnte grundsätzlich gezeigt werden, dass das Verfahren sehr gut zur Gewinnung prüffähiger Injektionskörperproben funktioniert, weshalb es für die nachfolgenden Injektionsversuche (2.Hauptversuch, Zusatzversuch) in veränderter Form eingesetzt wurde.

(a) (b) (c)

Abb. 6.19: Versuche zur Gewinnung von Injektionskörperproben mittels Filterrohren a) eingebautes Filterrohr im Injektionskörper, b) Probe nach dem Zuschneiden, c) Probe nach dem Ausbau

6.2.4 Beurteilung des freigelegten Injektionskörpers

Das Freilegen von injiziertem Lockergestein verlangt eine besonders sorgsame Vorgehensweise. Aufgrund der vergleichbaren grauen Farbe des Injektionsgutes kann der Unterschied zwischen Boden und injiziertem Lockergestein nur sehr schwer ausgemacht werden. Speziell bei gering verfestigtem Lockergestein kann der Unterschied zwischen injiziertem Lockergestein und Ausgangsmaterial kaum festgestellt werden. Einzig möglich ist dabei eine haptische Beurteilung der Struktur. Im gegenständlichen Fall konnte durch die Einfärbung

des Injektionsgutes zusätzlich eine Zuordnung der injizierten Bereiche durchgeführt werden. Dadurch konnte festgestellt werden, dass in den Randbereichen des Injektionskörpers eine Zone von schwach verfestigtem Lockergestein existiert, die jedoch in der Regel durch den Wasserstrahl beim Freilegen des Injektionskörpers aufgelöst wird. In Abbildung 6.20 ist eine derartige Zone abgebildet. Die rote Färbung dieser Zone zeigt, dass eine Penetration durch das eingefärbte Injektionsgut stattgefunden hat, wobei jedoch aufgrund des geringen Zementgehaltes die Verfestigung in diesen Zonen äußerst gering ist. Nach dem Freilegen des Injektionskörpers mittels Wasserstrahl bleiben in der Regel nur mehr die stark verfestigten Bereiche übrig, die in Abbildung 6.21 dargestellt sind.

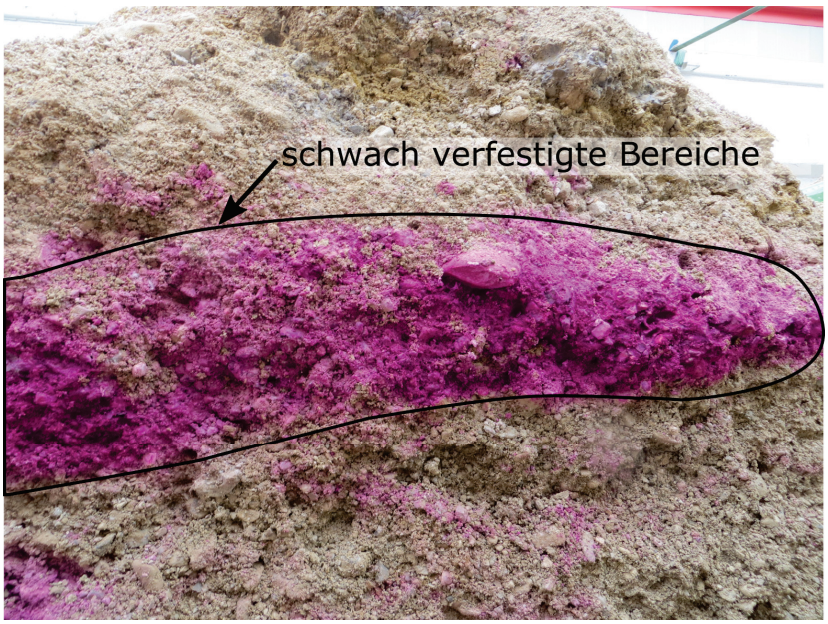


Abb. 6.20: Nachweis der Penetration des Injektionsgutes in gering verfestigten Bereichen

Bei dem am besten zugänglichen Injektionskörper des Injektionspunktes S1 wurden Reichweiten von rund 70 cm erreicht. In den Übergangsbereichen zwischen dem Container und dem Verstärkungsrahmen wurden deutlich höhere Reichweiten erzielt, was vermutlich auf eine geringere Lagerungsdichte in diesen Bereichen zurückzuführen ist. Ausschlaggebend dafür dürfte die Fuge zwischen den beiden Containern sein. Das Injektionsgut hat sich um die Säulen homogen in alle Richtungen gleich ausgebreitet. Die Bereiche zwischen den Manschettenrohren wurden ebenfalls vollständig injiziert.

Abb. 6.21: Freigelegter Injektionskörper S1

Bei den anderen beiden Injektionspunkten S2 und S3 konnten ebenfalls homogene und stark verfestigte Injektionskörper hergestellt werden, die jedoch erst durch Abbruch des Injektionskörpers teilweise freigelegt werden konnten. In den Bereichen unter Grundwasser waren die Injektionskörper deutlich homogener als in den Bereichen über dem Grundwasser. Speziell in den teilgesättigten Bereichen geringer Überlagerung wurden vermehrt Ausläufer (horizontale stark verfestigte Schichten geringer Mächtigkeit) freigelegt. Die vertikalen Abstände dieser Bereiche betrugen in etwa den doppelten Manschettenabstand, was vermutlich auf das Injektionsschema (Beaufschlagung jeder zweiten Manschette in der Primärphase) zurückzuführen ist.

Abb. 6.22: freigelegter Injektionskörper

6.3 2. Hauptversuch

6.3.1 Methodik, Aufbau und Durchführung des Versuchs

Die Durchführung des zweiten Hauptversuchs erfolgte von März bis Juni 2014. Bei diesem Versuch wurden die im ersten Hauptversuch gewonnenen Erfahrungen in Hinblick auf die Versuchsdurchführung sowie die Probengewinnung umgesetzt. Der Versuch diente dazu, eine neue Probengewinnungsmethode zu testen, um eine große Anzahl an prüffähigen Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen und in weiterer Folge bodenmechanisch zu untersuchen. Zusätzlich dazu wurde im Container umfangreiche Messtechnik eingesetzt um die Vorgänge (Verformungen, Spannungen, Porenwasserdrücke) im Boden während der Injektion aufzuzeichnen und dadurch eine bessere Interpretation der Injektionsdaten zu ermöglichen. In diesem Versuch wurden in beiden Containerhälften unterschiedliche Materialien (Material 1 und Material 2) eingesetzt, um den Einfluss des Bodens auf die Injektion aufzuzeigen.

Nach dem ersten Hauptversuch wurden zahlreiche Verbesserungen am Container vorgenommen, um einen leichteren Ein- und Ausbau des Materials zu ermöglichen. Insbesondere wurden die Seitenwände des Container so umgebaut, dass die Seitenwände einzeln demontiert werden können und es wurde zusätzlich noch eine weitere Öffnung auf der Rückseite des unteren Containers angebracht, um auch den hinteren Teil des Injektionskörpers besser freilegen zu können.

Der Versuchsaufbau bestand aus zwei 2 Zoll Kunststoff-Manschettenrohren mit einem Manschettenabstand von 33 cm, die in einem Abstand von 2,5 m in Containermitte angeordnet waren. In Abbildung 6.23 ist eine Systemskizze des Versuchs dargestellt.

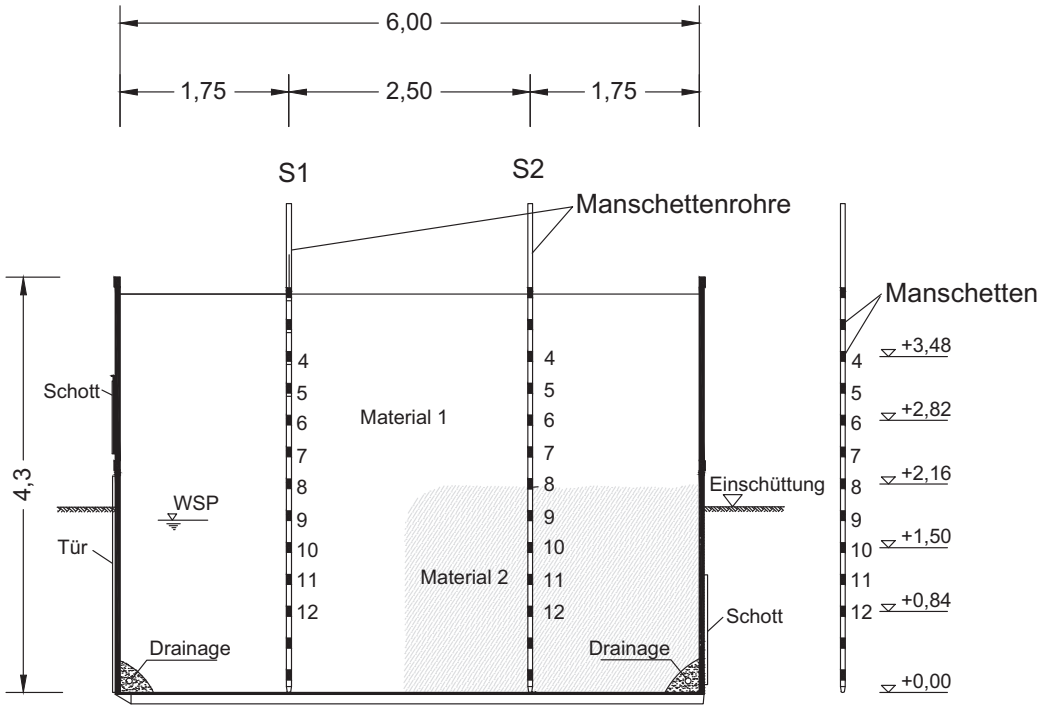


Abb. 6.23: Versuchsaufbau des zweiten großmaßstäblichen Hauptversuchs

Für den Versuch wurden die in Tabelle 6.2 angeführten Materialien 1 und 2 verwendet und in unterschiedliche Bereiche des Containers eingebaut. Die Zonierung ist in Abbildung 6.23 ersichtlich. Die Material wurde über einen Bagger in den Container eingebracht und dort händisch verteilt. Für die Verdichtung der Materialien ist bei diesem Versuch eine schwerere Rüttelplatte (400 kg) zum Einsatz gekommen. Aus diesem Grund wurde beim zweiten Hauptversuch eine höhere Verdichtung des Bodens erzielt. Die Ergebnisse von dynamischen Lastplattenversuchen[4] sowie der durchgeführten Dichtebestimmungen mittels Sandersatz[5] sind in Abbildung 6.23 dargestellt. In Anhang E.2 sind die Ergebnisse der Lastplattenversuche über die Einbauhöhe tabellarisch zusammengestellt.

Tab. 6.4: Verdichtungskennwerte der eingebauten Materialien

Material	**E_{vd}**			**Trockendichte**			**Porenanteil**		
	Mittel MN/m^2	Max. MN/m^2	Min. MN/m^2	Mittel g/cm^3	Max. g/cm^3	Min. g/cm^3	Mittel -	Max -	Min -
Material 1	49,8	83,0	33,6	2,29	2,42	2,02	0,19	0,29	0,15
Material 2	46,1	58,4	35,4	2,03	2,14	1,93	0,25	0,29	0,21

Nach Abschluss des Materialeinbaus wurde der Wasserspiegel analog zum ersten Hauptversuch mehrmals auf- und abgespiegelt, um eine zusätzliche Verdichtung des Materials zu erwirken. Während der Injektion wurde der Wasserspiegel bei rund 1,7 m über dem

[4] Anzahl: 95
[5] Anzahl: 14

Containerboden eingestellt. Der Einbau der Manschettenrohre erfolgte analog zum ersten Hauptversuch mittels eingestellter Hüllrohre, die nach Beendigung des Materialeinbaus gezogen wurden. Der Ringraum zwischen Manschettenrohr und Mantelmischung wurde mit einer Mantelmischung verfüllt. Nach Aushärtung der Mantelmischung wurde mit der Injektion begonnen.

Die Beaufschlagung der Manschetten erfolgte in der Primärphase von der tiefsten Manschette des Manschettenrohres S1 ausgehend auf jede zweite Manschette nach oben („bottom up“). Danach wurde nach dem selben Prinzip das Manschettenrohr S2 injiziert. In der unmittelbar angeschlossenen Sekundärphase wurden von der tiefsten Manschette aus die dazwischenliegenden Manschetten injiziert. Die gesamte Injektion (Primär- und Sekundärphase) konnte in einem Tag ohne wesentliche Unterbrechungen durchgeführt werden. Die Injektion selbst erfolgte über einen Injektionscontainer mit Doppelkolbenpumpe vom Typ IMB - HPI 4, einem Kolloidmischer und einem Vorratsbehälter mit Paddel. Der Zement wurde automatisch über einen Silo zugegeben. Für die Mischung wurde analog zum ersten Versuch das Bentonit im Anmachwasser kurz vorgequollen und danach der Zement zugegeben und die Suspension 4 Minuten durchmischt. Die Suspensionskennwerte der verwendeten Suspension sind in Tabelle 6.3 angeführt. Die Beaufschlagung der Manschetten erfolgte mit konstanter Rate von rund 5 l/min unter Aufzeichnung des Drucks und der Menge. Die Injektionsmenge je Manschette wurde mit 150 Liter für die Primärinjektionen vorgegeben. Für die Sekundärinjektionen wurden die Mengen reduziert. Die eingebrachten Injektionsmengen sind in Abbildung 6.24 dargestellt.

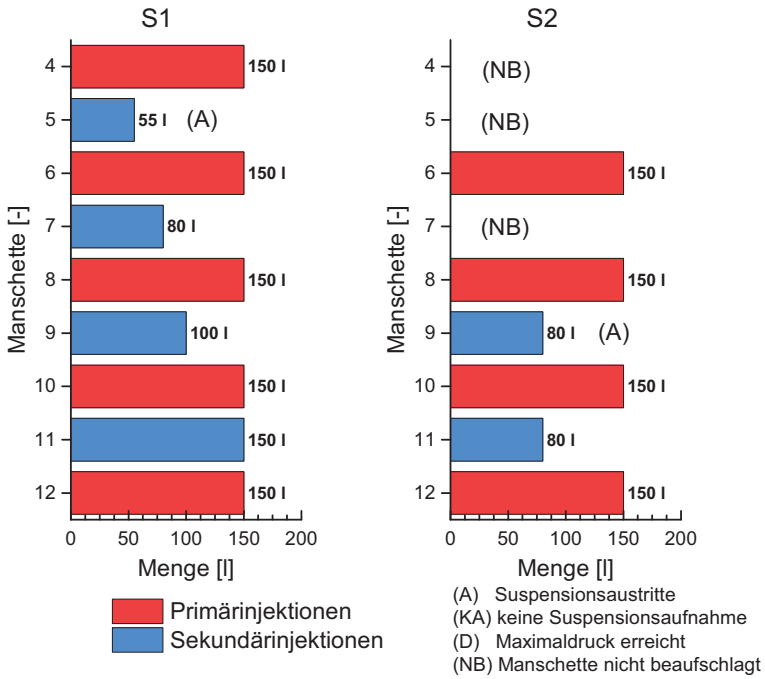


Abb. 6.24: Eingebrachte Mengen an Injektionsgut bei den Primär- und Sekundärinjektionen je Manschette

In Abbildung 6.25 ist der für das Aufsprengen der jeweiligen Manschetten benötigte Aufreissdruck dargestellt. Es konnten bei diesem Versuch in der Primärphase, wie auch in der Sekundärphase alle Manschetten problemlos aufgerissen werden. Die benötigten Aufreissdrücke liegen zwischen 5 bar und 25 bar. Abgebrochen wurde die Injektion bei Suspensionsaustritten an der Oberfläche oder wenn der vorgegebene Maximaldruck von 30 bar erreicht wurde, was jedoch bei diesem Versuch nie der Fall war. In den oberen Manschetten wurden bei den Sekundärinjektionen Austritte festgestellt, die zu einem Abbruch der Passe führten. Bei Manschettenrohr S2 wurden im oberen Bereich bei Beaufschlagung der Manschette M9 Austritte festgestellt, so dass die darüberliegenden Manschetten aufgrund dieser Wegigkeiten nachfolgend nicht mehr injiziert werden konnten.

Abbildung 6.26 zeigt die über die Injektionszeit gemittelten Injektionsdrücke p' an der Pumpe je injizierter Manschette. Die mittleren Injektionsdrücke sind im Bereich zwischen 6 bar und 15 bar, wobei die Drücke der Sekundärphase etwas geringer sind als bei der Primärphase. Die Druck-Mengenverläufe sind in für die Primärinjektionen in Abbildung 6.27 und für die Sekundärinjektionen in Abbildung 6.28 dargestellt.

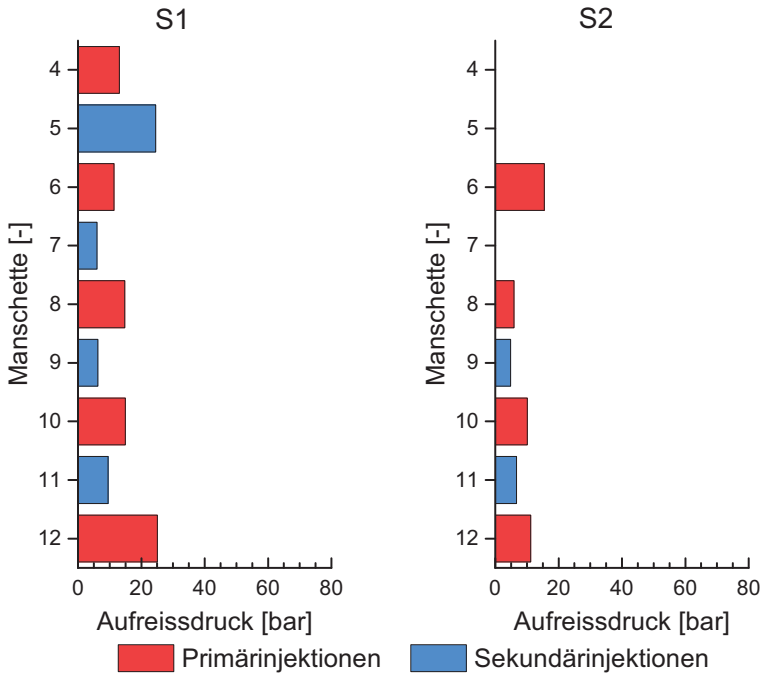


Abb. 6.25: Aufreissdruck (Injektionspumpendruck) je Manschette

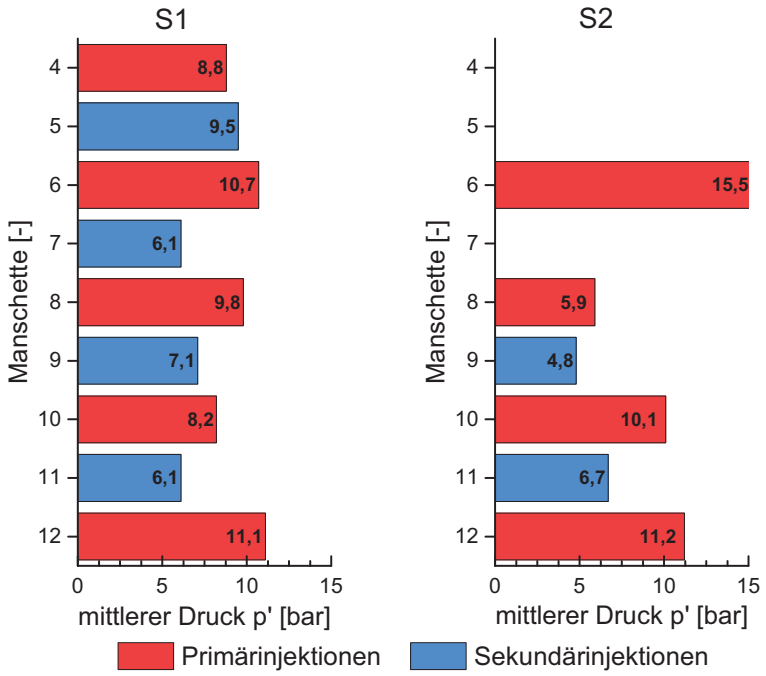


Abb. 6.26: Über die Injektionszeit gemittelter Injektionsdruck an der Pumpe p' je Manschette

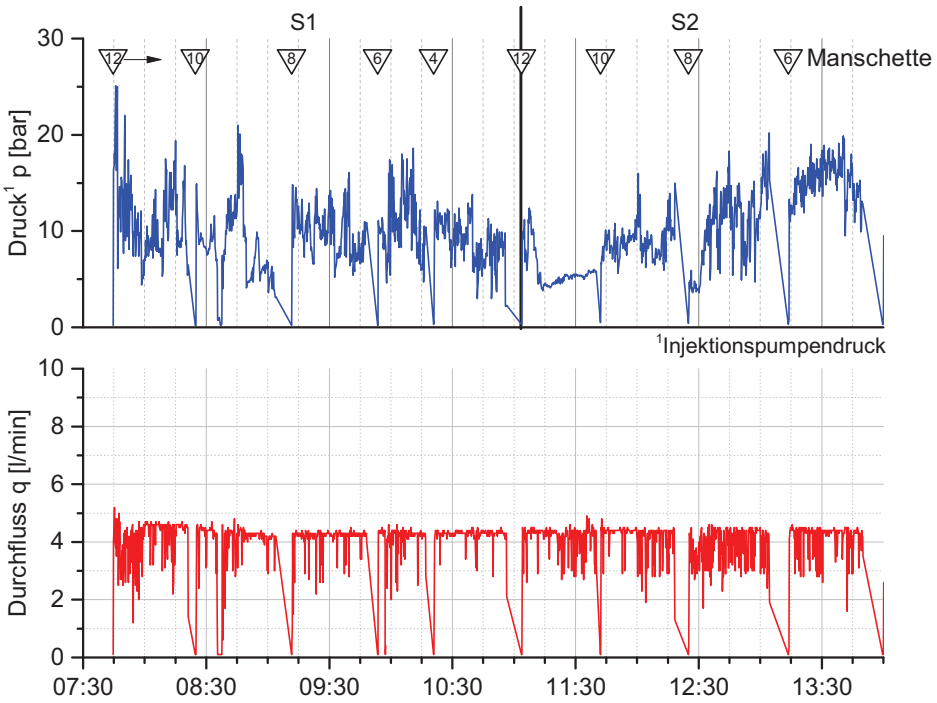


Abb. 6.27: Druck- Mengenverlauf der Primärinjektionen

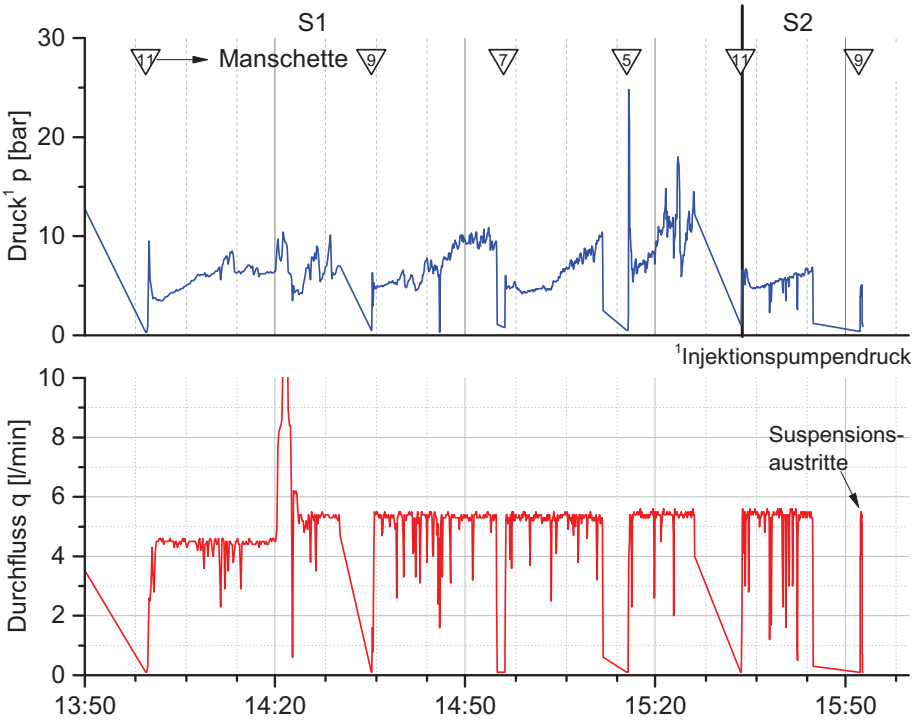


Abb. 6.28: Druck- Mengenverlauf der Sekundärinjektionen

6.3.2 Messtechnische Erfassung der Vorgänge im Boden während der Injektion

Um die Vorgänge im Untergrund während der Injektion abzubilden, wurde umfangreiche Messtechnik im Container installiert. Die Ausstattung des Versuches mit Messtechnik hatte das Ziel, die Vorgänge während der Injektion im Boden messtechnisch zu erfassen, um Vergleiche mit den aufgezeichneten Injektionsdaten an der Injektionspumpe herzustellen und eine bessere Möglichkeit zur Interpretation dieser Daten zu erhalten. Dafür wurden insgesamt 12 Erddruckmessdosen, 4 Piezometer, 2 horizontale Extensometer und 10 Setzungspegel eingebaut. Die Aufzeichnung der Messdaten erfolgte zeitsynchron mit den Injektionsdaten der Pumpe (Druck/Menge). In Abbildung 6.29 ist die Anordnung der Messeinrichtungen schematisch dargestellt.

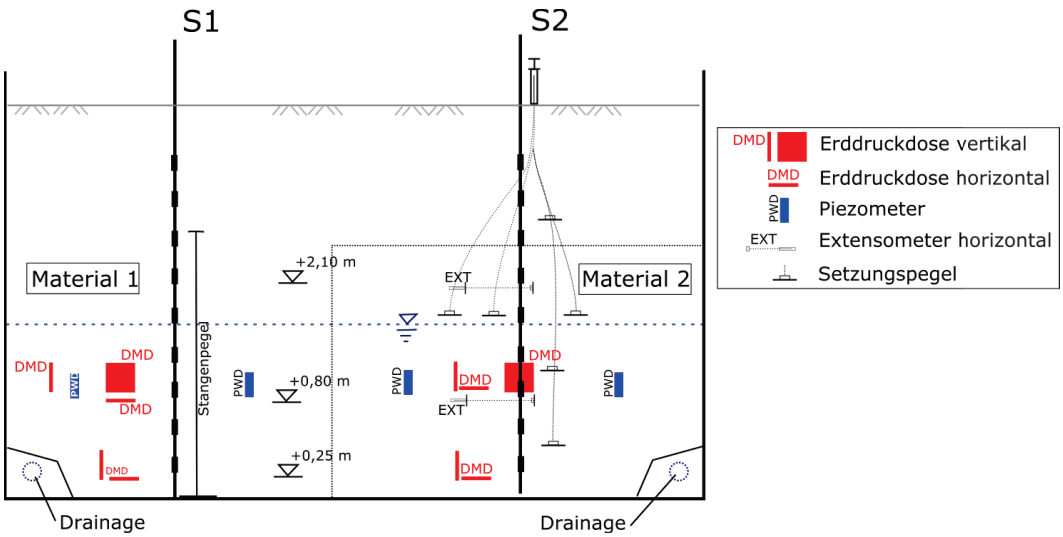


Abb. 6.29: Schematische Anordnung der eingebauten Messsysteme

6.3.2.1 Messsystem und Datenaufzeichnung

Für die Datenaufzeichnung kamen drei unterschiedliche Messsysteme zur Anwendung. Für die 4 statischen Erddruckdosen und Piezometer, die auf dem Prinzip der schwingenden Saite funktionieren, wurde ein *GEOKON* Datenlogger vom Typ 8001 verwendet. Für die restlichen 8 Erddruckdosen und für die horizontalen Extensometer wurde ein Messsystem von *National Instruments* vom Typ NI RIO 9024 verwendet, während für die Messung der Setzungspegel ein Messsystem vom Typ *HBM* DMCplus zur Anwendung kam. Alle Messsysteme wurden vor Beginn der Messungen zeitlich mit der Injektionsdatenerfassung der Injektionspumpe synchronisiert. In Tabelle 6.5 findet sich die Zusammenstellung über die verwendeten Messsysteme.

Tab. 6.5: Zusammenstellung der verwendeten Messsysteme

Sensoren	Messsystem	Messsoftware	Hersteller
DMD, PWD	Datalogger 8001	LogView	Geokon
DMD	RIO 9024	Signalexpress	National Instruments
DMD, EXT	cDAQ-9171	Signalexpress	National Instruments
SP	DMCplus	AMS Beam	HBM
Injektionsdaten	Eigenentwicklung	exges	ZÜBLIN GmbH

DMD...Druckmessdose; PWD...Piezometer; EXT...Extensometer; SP...Setzungspegel

6.3.2.2 Erddruckmessungen

Um den Verlauf der Erddrücke während der Injektion abzubilden wurden fünf vertikal angeordnete Erddruckmessdosen zur Messung des horzontalen Erddrucks und vier horizontal angeordnete Erddruckmessdosen zur Messung des vertikalen Erddrucks eingebaut. In Tabelle 6.6 findet sich eine Zusammenstellung der eingebauten Druckmessdosen. Die Anordnung der Messdosen erfolgte in zwei Ebenen auf einer Höhe von 0,25 m und 0,80 m

über dem Containerboden. Die Anordnung der Messdosen ist in Abbildung 6.30 dargestellt.

Tab. 6.6: Eingenschaften der verwendeten Erddruckmessdosen

Bezeichnung	Typ	Messart	Einbau	Messgerät
Dose 1	Geokon 3515	V	Hor.	NI cRIO 9024
Dose 2	Geokon 3515	V	Hor.	NI cRIO 9024
Dose 3	Geokon 3500-2	V	Vert.	NI cRIO 9024
Dose 4	Geokon 3500-2	V	Vert.	NI cRIO 9024
Dose 5	Geokon 4815	VW	Hor.	GEOKON 8001
Dose 6	Geokon 4815	VW	Vert.	GEOKON 8001
Dose 7	Geokon 4815	VW	Hor.	GEOKON 8001
Dose 8	Geokon 4815	VW	Vert.	GEOKON 8001
Dose 9*	Geokon 3500-1	B	Vert.	NI cDAQ 9171
Dose 10*	Geokon 3500-1	B	Vert.	NI cDAQ 9171

V...Spannungsmessung, VW...schwingende Saite, B...Brückenschaltung
* Ausgefallen

Um eine Zementierung und eine damit verbundene Beschädigung der Sensoren durch die Zementsuspension während der Injektion zu vermeiden, wurden die Erddruckmessdosen vor dem Einbau mit einer Kunststofffolie umhüllt. Die Kabel wurden in Hüllrohren, die mit Brunnenschaum abgedichtet wurden nach oben zur Messeinrichtung geführt. In Abbildung 6.31 sind die Erddruckmessdosen vor dem Einbau abgebildet.

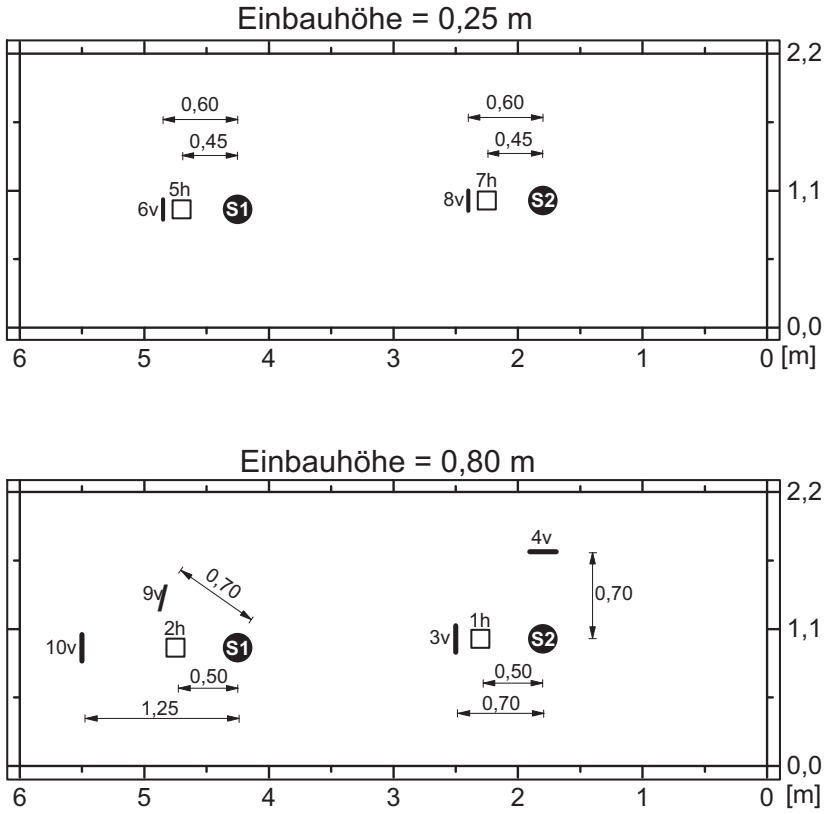


Abb. 6.30: Horizontale Anordnung der Druckmessdosen für die Einbauhöhen H=0,25 m und H=0,80 m über Containerboden

Abb. 6.31: Mit Kunststofffolie geschützte Druckmessdosen vor dem Einbau

In Abbildung 6.32 ist die gemessene Vertikalspannungsänderung während der Injektion dargestellt. Die Messwerte sind Relativwerte, die sich auf den Initialzustand[6] vor Injektionsbeginn beziehen. Dies ist erforderlich, um die durch die Injektion hervorgerufenen Spannungsänderungen im Boden sichtbar zu machen. Es zeigt sich dabei, dass es während der Injektion zu keinen wesentlichen Änderungen der Vertikalspannung σ_v im Untergrund kommt. Speziell bei den Primärinjektionen von Manschettenrohr S1 treten keine nennenswerten Spannungsänderungen auf. Bei der Injektion von Manschettenrohr S2, kommt es zu einer kurzen Spannungszunahme, mit anschließendem Absinken des Vertikalspannung. Dies dürfte auf horizontale Ausläufer zurückzuführen sein, wodurch es zu Umlagerungen, verbunden mit einem Spannungsabfall, kommt. Bei den Sekundärinjektionen des Manschettenrohres S1 kommt es bei der Beaufschlagung der untersten Manschette M11 zu einem Anstieg der Vertikalspannung der Erddruckdose 2h. Die Spannungsänderung der darunter liegenden Erddruckdose 5h ist deutlich geringer. Dies dürfte auf die bereits injizierten Bereiche der darüber und darunterliegenden Manschette M12 und M8 der Primärinjektionen zurückzuführen sein. Die Spannungsabfälle der Erddruckdosen 1h und 7h bei den Sekundärinjektionen des Manschettenrohres S2 dürften vermutlich auf Umlagerungen zurückzuführen sein. Anhand der Messungen zeigt sich generell, dass es kaum Änderungen der Vertikalspannungen im Untergrund zufolge der Injektion gibt und dass etwaige Spannungsänderungen nur kleinräumig auftreten.

[6] Referenzzeitpunkt: 6:00 Uhr

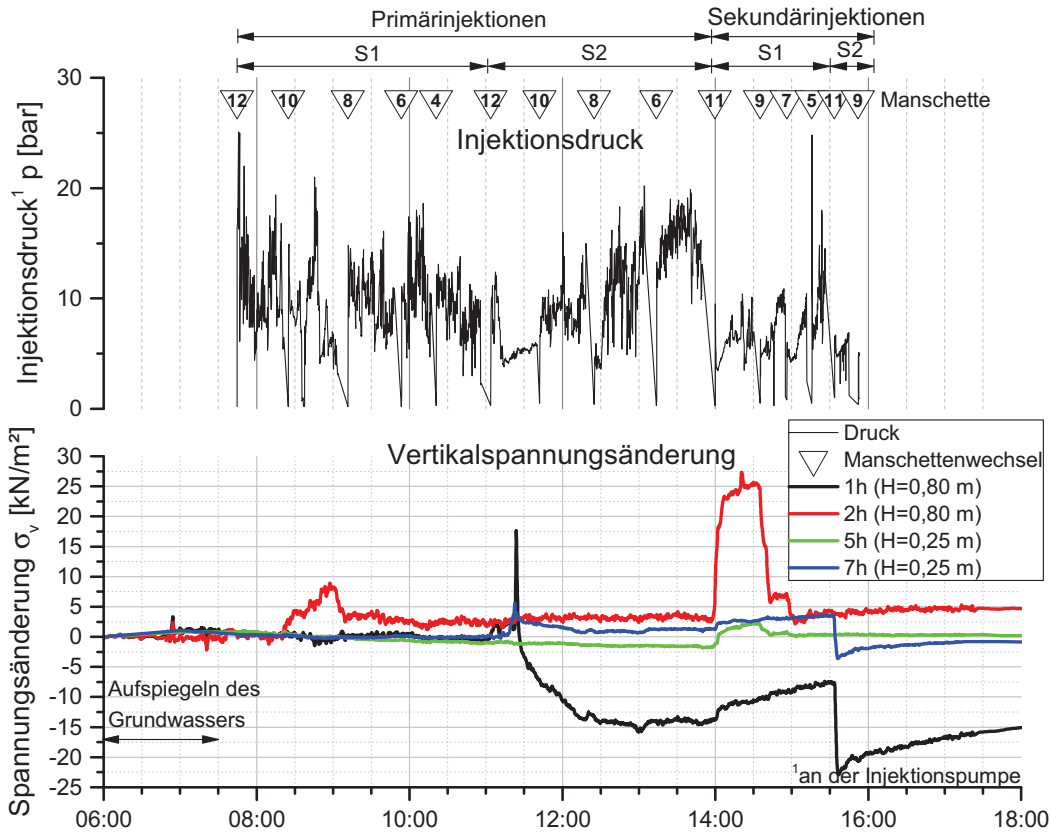


Abb. 6.32: Gemessene Vertikalspannungsänderung im Boden während der Injektion

Die gemessene Veränderung der Horizontalspannung σ_h der Erddruckdosen 3v, 4v, 6v und 8v während der Injektion sind in Abbildung 6.33 dargestellt. Die ersten Druckänderungen vor Beginn der Injektion sind dabei auf das Aufspiegeln und das Einstellen des Grundwasserspiegels im Container zurückzuführen. Mit Beginn der Injektion der untersten Manschette M12 bei Manschettenrohr S1 zeigte sich, dass es mit dem Aufreißen der Manschette und dem Aufsprengen der Mantelmischung zu einer sprunghaften Erhöhung der Horizontalspannungen im Nahbereich des Manschettenrohres kommt, die mit Fortschreiten der Injektion ansteigen und sich erst wieder beim Umstellen des Packers auf die darüberliegende Manschette abbaut. Gleiches zeigt sich bei der Injektion der Säule S2.

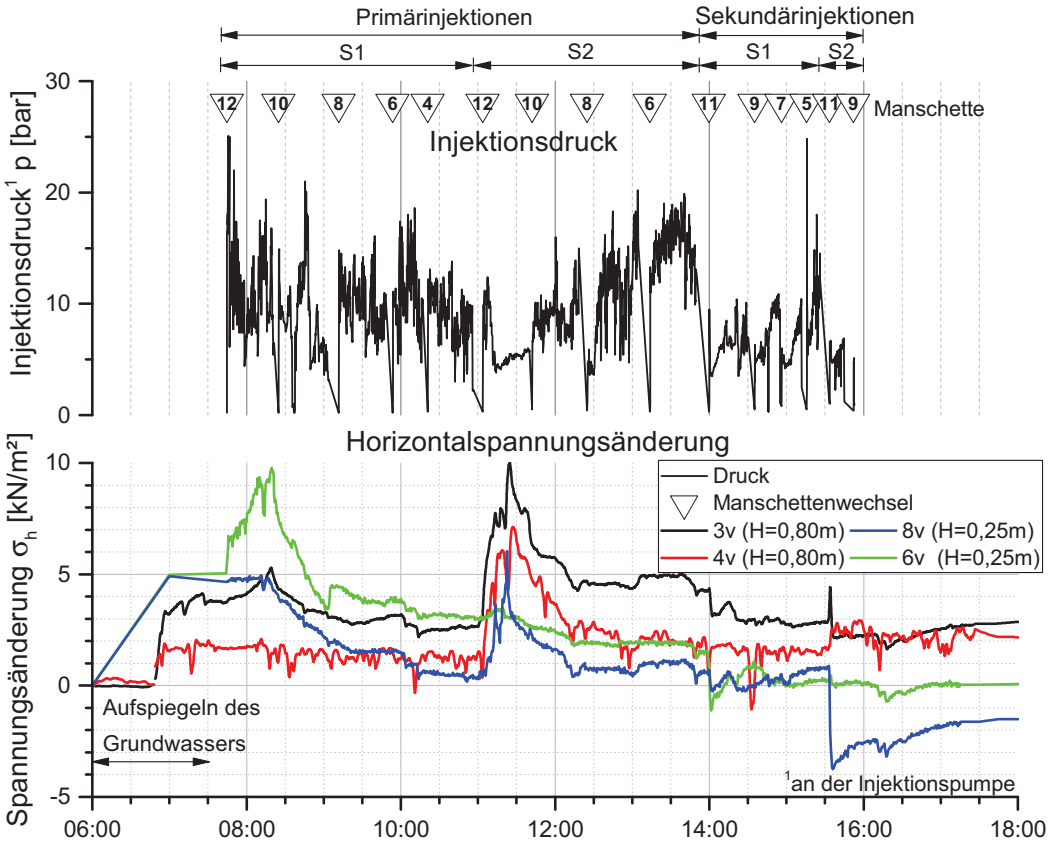


Abb. 6.33: Horizontalspannungsveränderung im Boden während der Injektion

6.3.2.3 Porenwasserdruckgeber - Piezometer

Zur Messung des Porenwasserdrucks bzw. des Suspensionsdrucks im Boden wurden insgesamt vier *GEOKON* Piezometer vom Typ: 4500S-350kPa[7] eingebaut. Die Messgeber basieren auf dem Prinzip der schwingenden Saite. Die Anordnung erfolgte dabei verteilt über die gesamte Länge des Containers, um die Ausbreitung und den Druckverlauf in unterschiedlichen Abständen vom Injektionspunkt zu erfassen. Die Sensoren wurden alle auf einer Höhe von 0,90 m über dem Containerboden eingebaut. Zum Schutz des Sensors vor einer vollständigen Zementierung und zur Erleichterung der Bergung wurde der Sensor mit einem Geotextil umhüllt. In Abbildung 6.34 ist die Anordnung der Sensoren im Versuch dargestellt. Die Sensoren wurden vor dem Einbau im Labor kalibriert.

[7]Maximaldruck: 350kPa, Genauigkeit: 0,1%

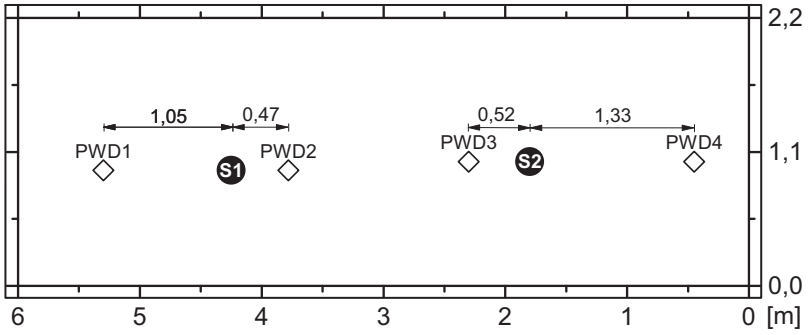


Abb. 6.34: Anordnung der Piezometer PWD1 bis PWD4, Einbauhöhe = 0,90 m über Containerboden

(a) (b)

Abb. 6.35: Piezometer a) vor dem Einbau und, b) im Injektionskörper

In Abbildung 6.36 ist der Verlauf des Porenwasserdrucks während der Injektion dargestellt. In Abbildung 6.37 ist der Verlauf des Porenwasserdrucks für die Primärinjektionen der Säule S1 an den tiefsten Manschetten 12, 10 und 8 vergrößert dargestellt. Die Zunahme des Porenwasserdrucks vor Beginn der Injektion ist auf das Aufspiegeln und Einstellen des Grundwasserspiegels im Container zurückzuführen. Bei Beaufschlagung der Manschette M12 und M10 des Manschettenrohres S1 kommt es bei Piezometer PWD2, der im Nahbereich des Manschettenrohres liegt, zu einer deutlichen Erhöhung des Porenwassersdrucks. Bei Umsetzen des Packers von der Manschette M12 auf die Manschette M10 fällt der Porenwasserdruck rapide ab und steigt mit der Beaufschlagung der Manschette M10 wieder stetig an. Die starken Druckschwankungen des Injektionsdruckes zeigen sich im Boden nur in gedämpfter Form. Im Gegensatz zu den anderen, weiter vom Manschettenrohr entfernten Piezometern, liegt Piezometer PWD2 schon unmittelbar nach Injektionsbeginn im durch die Suspension penetrierten Bodenbereich und zeigt somit die tatsächlich während der Injektion

im Boden herrschenden Druckverhältnisse an. Die dort während der Injektion anstehende Druckhöhe beträgt nur einen Bruchteil des an der Pumpe aufgebrachten Injektionsdruckes. Die weiter vom Injektionspunkt entfernten Piezometer PWD1 und PWD3 zeigen nur leichte Schwankungen des Porenwasserdrucks zufolge der Injektion.

Auffällig an den Messdaten ist, dass der Piezometer PWD3, der sich analog zum Piezometer PWD2 im Nahbereich des Manschettenrohres S2 befindet, keine Druckerhöhung bei der Injektion des Manschettenrohres S2 anzeigt. Hier dürfte der Unterschied in den Materialien zu finden sein. Der Piezometer PWD2 befindet sich in Material 1, das sehr gut injizierbar ist, während sich der Piezometer PWD3 in Material 2 befindet, das an der Grenze der Injizierbarkeit liegt. Die nachfolgend beschriebene Freilegung des Injektionskörper zeigt, dass der Injektionskörper bei Manschettenrohr S2 im unteren Bereich des Materials 2 nur fächerartig injiziert wurde und große Teile nicht penetriert werden konnten.

Die Messdaten zeigen sehr gut, dass der tatsächlich im Boden vorhandene Injektionsdruck nur einen Bruchteil des an der Injektionspumpe aufgebrachten Injektionsdrucks ausmacht und dass somit die Gefahr von Hebungen bei einer Penetration des Bodens untergeordnet ist. Die an der Injektionspumpe üblichen starken Druckschwankungen werden vermutlich durch die mehr oder weniger unbehinderte Ausbreitung des Injektionsguts im Boden gedämpft.

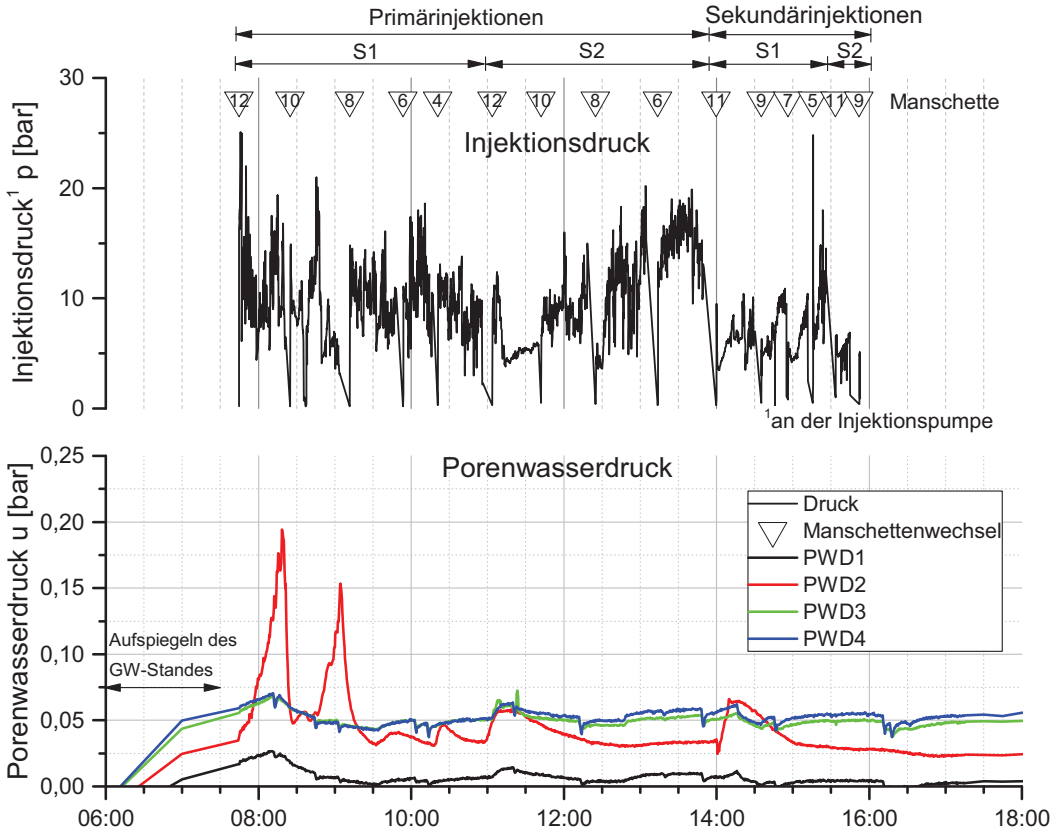


Abb. 6.36: Porenwasserdruck im Boden während der Injektion

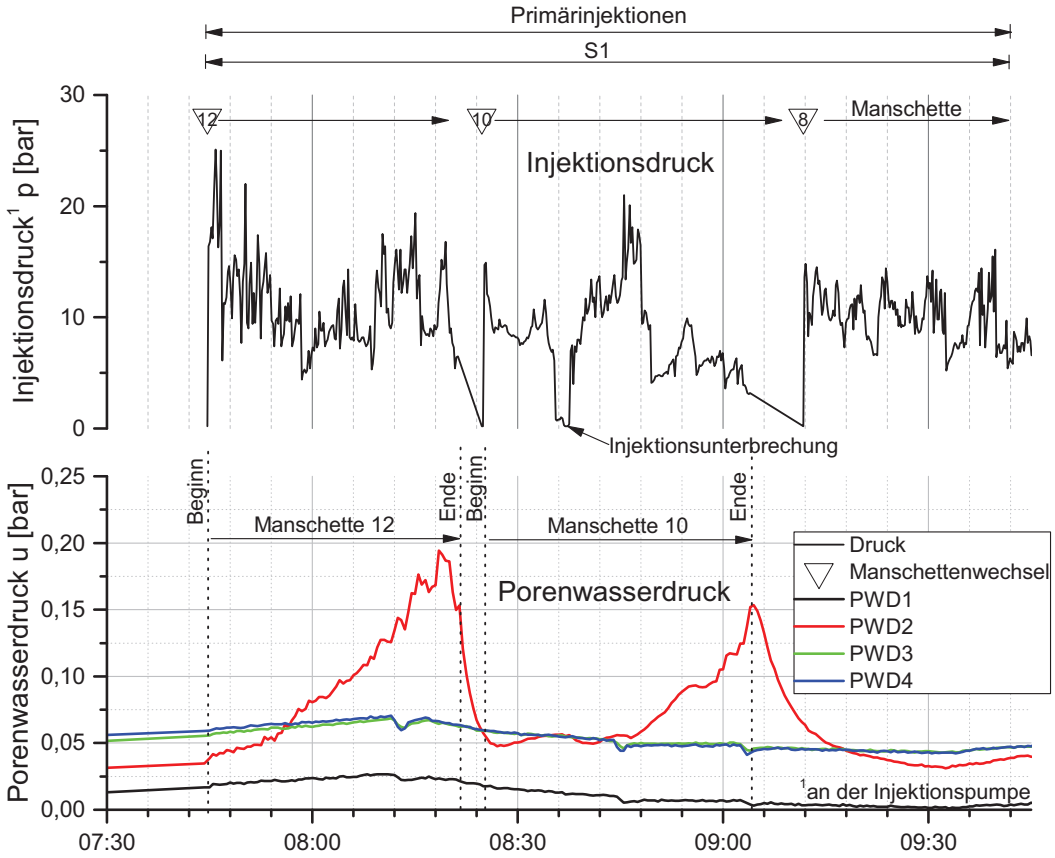


Abb. 6.37: Porenwasserdruck im Boden während der Injektion, Detailausschnitt Manschettenrohr S1, Manschetten M12, M10, M8

6.3.2.4 Setzungspegel

Zur Messung etwaiger Hebungen und Verformungen während der Injektion wurden Setzungspegel in unterschiedlicher Höhe angeordnet. Die Setzungspegel wurden in Anlehnung an [2, 71] konzipiert und bestanden aus einer Platte, von der aus ein Draht aus hochfestem Federstahl DN 1,4 mm zu einem Wegaufnehmer nach oben geführt wurde. Der Draht wurde im Boden durch eine Bowdenzughülle[8] geschützt. Durch die seitliche Einspannung des Bowdenzugs im Boden und die Verwendung hochfester Federstähle funktioniert das System auf Zug und Druck. Das Messsystem wurde im Eigenbau hergestellt und vor Ort eingebaut. Als Wegaufnehmer wurden induktive Wegaufnehmer vom Typ HBM - WA100, mit einem Messbereich von 100 mm verwendet. Die Wegaufnehmer wurden vertikal an einem Querträger (HEB200) der an der Oberseite befestigt wurde in einem Führungsrahmen montiert und zum Schutz gegenüber äußeren Temperatureinflüssen abgedeckt. Eine Schemaskizze des verwendeten Systems findet sich in Abbildung 6.38.

[8]Innendurchmesser 2,5 mm

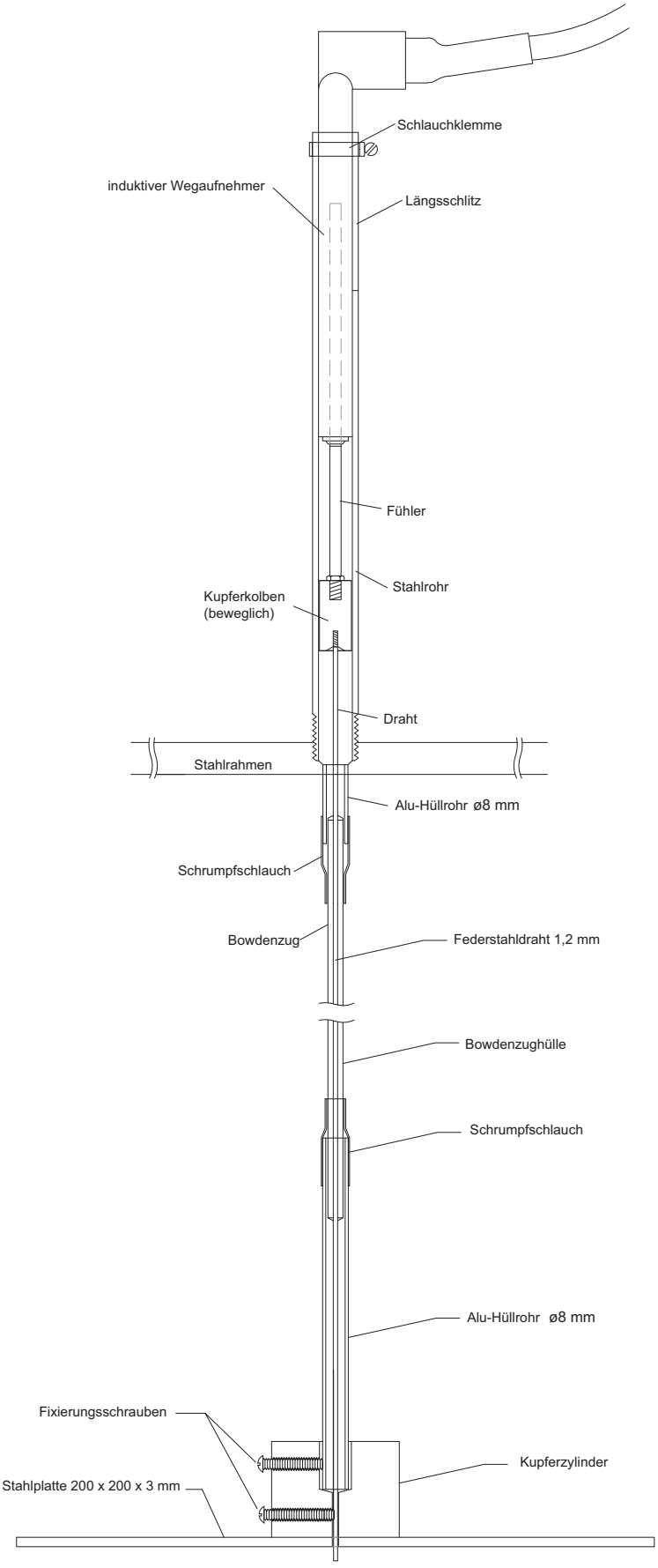


Abb. 6.38: Prinzipskizze des verwendeten Messsystems für die Setzungspegel

Ein Setzungspegel (SP10) wurde als Stangenpegel ausgeführt. In Abbildung 6.39 ist die Anordnung der Setzungspegel dargestellt. Der Herstellung und der Einbau der Grundplatten funktionierte sehr gut. Problematisch hat sich rückblickend die Wahl der Wegaufnehmer für diese Anwendung gezeigt. Die Wegaufnehmer waren für die Bedingungen und die Messungen zu wenig robust und daher vom Handling und Einbau in den Messrahmen nicht optimal geeignet. Zudem erschwert die Brückenschaltung der Wegaufnehmer eine Einbindung in gängige Messsysteme. Der Einsatz der wesentlich robusteren Linearwegaufnehmer, die bei den Extensometern eingesetzt wurden, wäre rückblickend auch bei den Setzungspegeln von Vorteil gewesen. Die Genauigkeit ist mit 0,01 mm ausreichend.

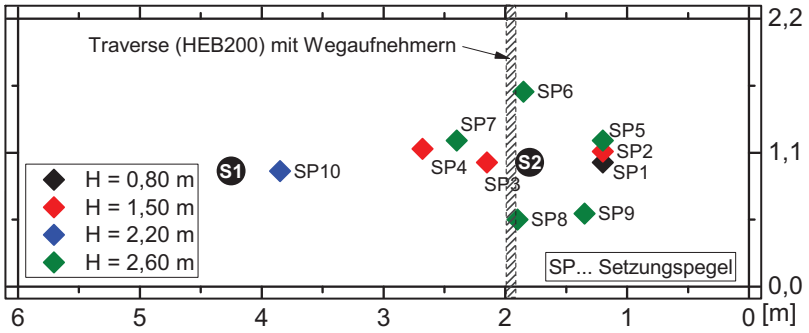
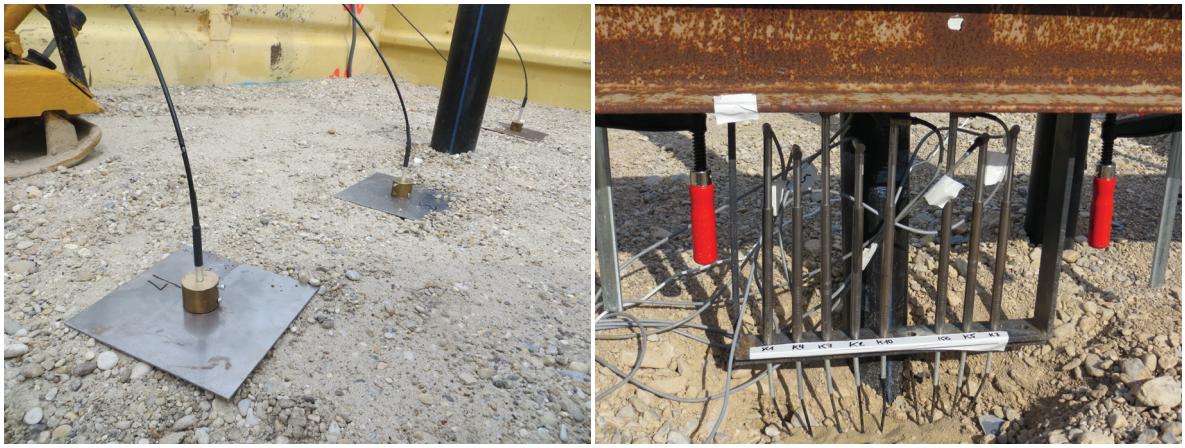


Abb. 6.39: Anordnung der Setzungspegel im Versuch



(a) (b)

Abb. 6.40: a) Setzungspegel Grundplatte und b) an der Traverse befestigter Messrahmen mit induktiven Wegaufnehmern

In Abbildung 6.41 sind die Messergebnisse der Setzungspegel über die Injektionszeit dargestellt. Grundsätzlich bestätigen die Messungen die Beobachtungen des ersten Hauptversuchs, bei denen keine Verformungserscheinungen oder Hebungen beobachtet wurden. Die gemessenen Verformungen sind deutlich unter 1 mm und im Bereich der Messgenauigkeit. Die Messdaten zeigen kein einheitliches Vorformungsbild sondern nur lokale Umlagerungen in geringem Ausmaß die vermutlich auch auf Bildung kleine Claquagen zurückzuführen

sind. Die Messungen bestätigen, dass die Wahrscheinlichkeit von Hebungen bei Injektionen selbst bei lokalen Druckspitzen sehr klein ist. Wie zuvor beschrieben sind die an der Pumpe oder am Bohrlochmund gemessenen Injektionsdrücke wesentlich höher als die tatsächlich im Untergrund herrschenden Drücke. Selbst die Bildung dünner Claquagen, wie sie bei der Freilegung in geringem Ausmaß angetroffen wurden, führen zu einer lokalen Verdichtung des Bodens. Hebungen können sich erst bilden, wenn geologisch die Voraussetzungen dafür gegeben sind (bspw. horizontale Schichtung mit einer Wechsellagerung von injizierbaren und nicht injizierbaren Schichten) oder eine natürliche Begrenzung die die Ausbreitung des Injektionsgutes verhindert.

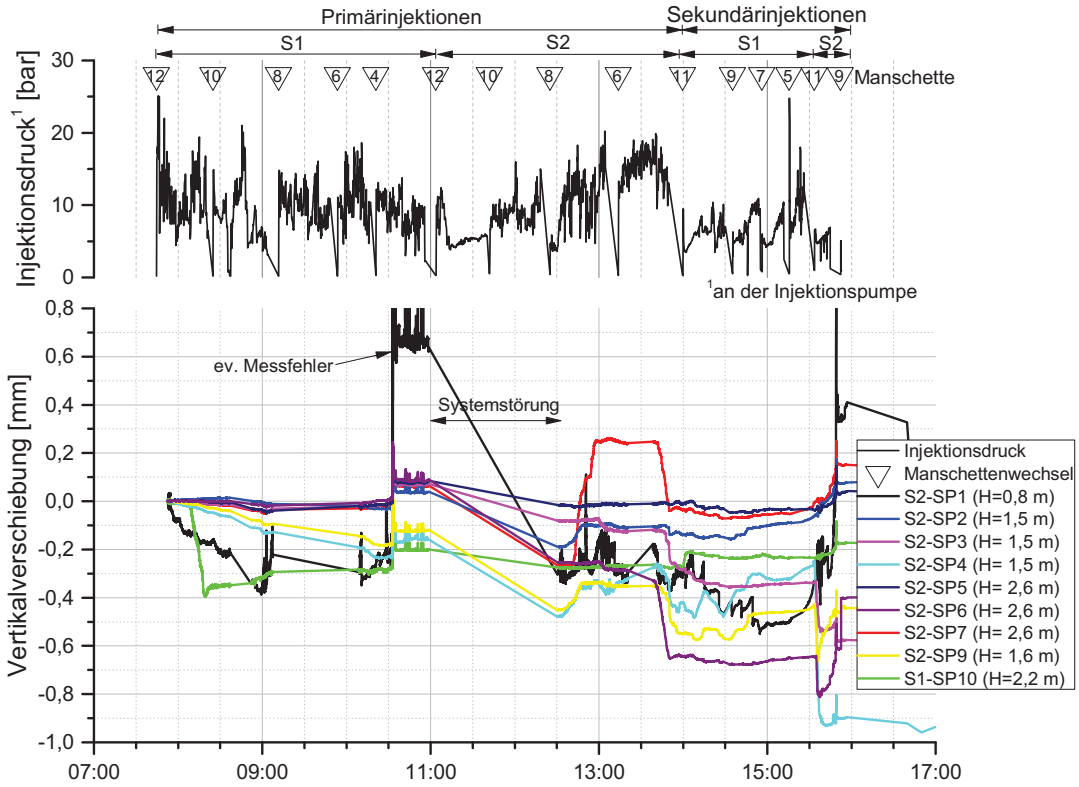


Abb. 6.41: Gemessene Vertikalverschiebung der Setzungspegel im Versuch während der Injektion

6.3.2.5 Extensometer

Zur Messung der horizontalen Verformungen im Bereich des Manschettenrohres wurden zwei Extensometer in unterschiedlichen Höhenlagen (0,80 m/2,10 m) eingebaut. Die Anordnung der horizontalen Extensometer ist in Abbildung 6.42 dargestellt.

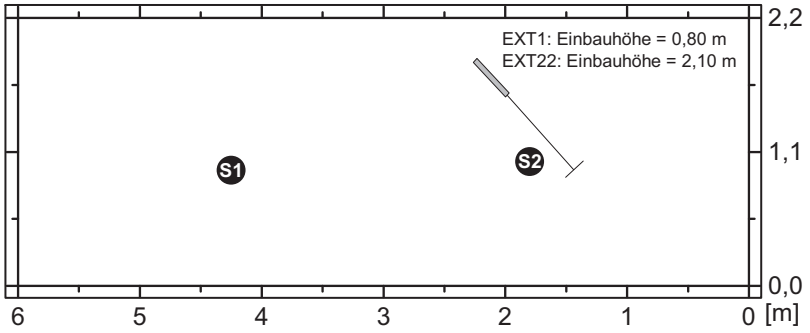


Abb. 6.42: Anordnung der Extensometer

Die Extensometer wurden in Eigenbau hergestellt und basieren auf demselben Prinzip wie die Setzungspegel. Die Konstruktionsweise wurde jedoch an die Erfordernisse angepasst. Als Wegaufnehmer wurde ein wesentlich robusterer und wasserdichter Linearwegaufnehmer vom TYP *SISGEO* DTE 100 mm verbaut. Im Gegensatz zu den Setzungspegeln wurde in den Bowdenzügen ein Schweissdraht mit der Stärke 2,3 mm verwendet. In Abbildung 6.43 ist eine Prinzipskizze vom Messsystem dargestellt.

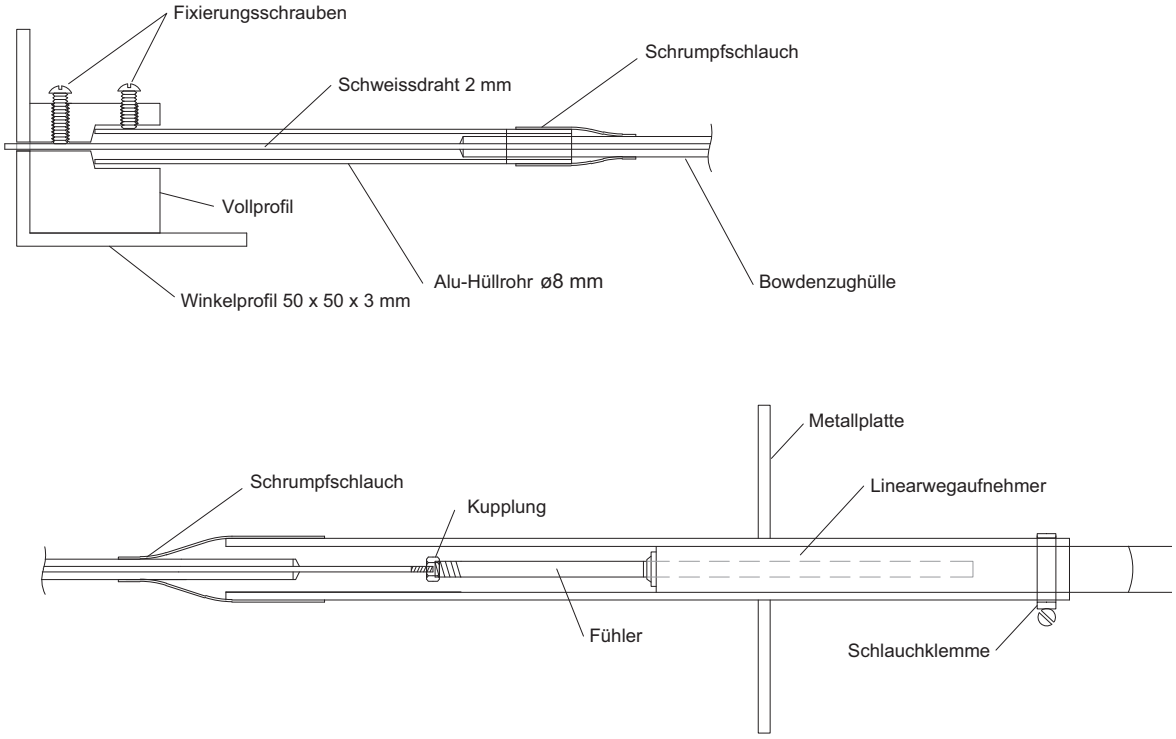


Abb. 6.43: Prinzipskizze der horizontalen Extensometer

Abb. 6.44: Horizontaler Extensometer vor dem Einbau im Nahbereich des Manschettenrohres

Die Messdaten der beiden eingebauten Extensometer sind in Abbildung 6.46 dargestellt. Die Messdaten zeigen bei den Primärinjektionen sehr deutlich, dass es beim Aufreissen der Manschette M12 des Manschettenrohres S2 die im Bereich des Extensometers EXT1 (Einbauhöhe H=0,8 m) liegt, zu einer Horizontalverschiebung von 0,2 mm kommt. Interessant ist dabei auch, dass es noch während der Injektion der Manschette M12 zeitversetzt auch zu einer Verschiebung des darüberliegenden Extensometers EXT2 (Einbauhöhe H=1,5 m) kommt. Das dürfte darauf zurückzuführen sein, dass die Mantelmischung, während der Injektion über mehrere Manschetten aufgerissen wird und dass die Suspension dabei über eine größere Höhe in den Untergrund eindringt. Dadurch entsteht auch eine Konnektivität zwischen den Manschetten. Bestätigt wurde dies auch durch die Freilegung des Manschettenrohres mit der Mantelmischung, bei der vertikale Fracs in der Mantelmischung über mehrere Manschetten festgestellt wurden (vgl. Abbildung 6.45).

Im Zuge der Sekundärinjektionen kommt es bei Beaufschlagung der Manschette M12 bei beiden Extensometern erneut zu einer horizontalen Verformung. Bei Extensometer EXT1 beträgt die Verformung 0,2 mm und bei dem darüberliegenden Extensometer EXT1 0,8 mm, was bestätigt, dass zwischen den beiden Manschetten eine Konnektivität besteht.

Abb. 6.45: Freigelegte Mantelmischung mit den gut sichtbaren vertikalen Rissen

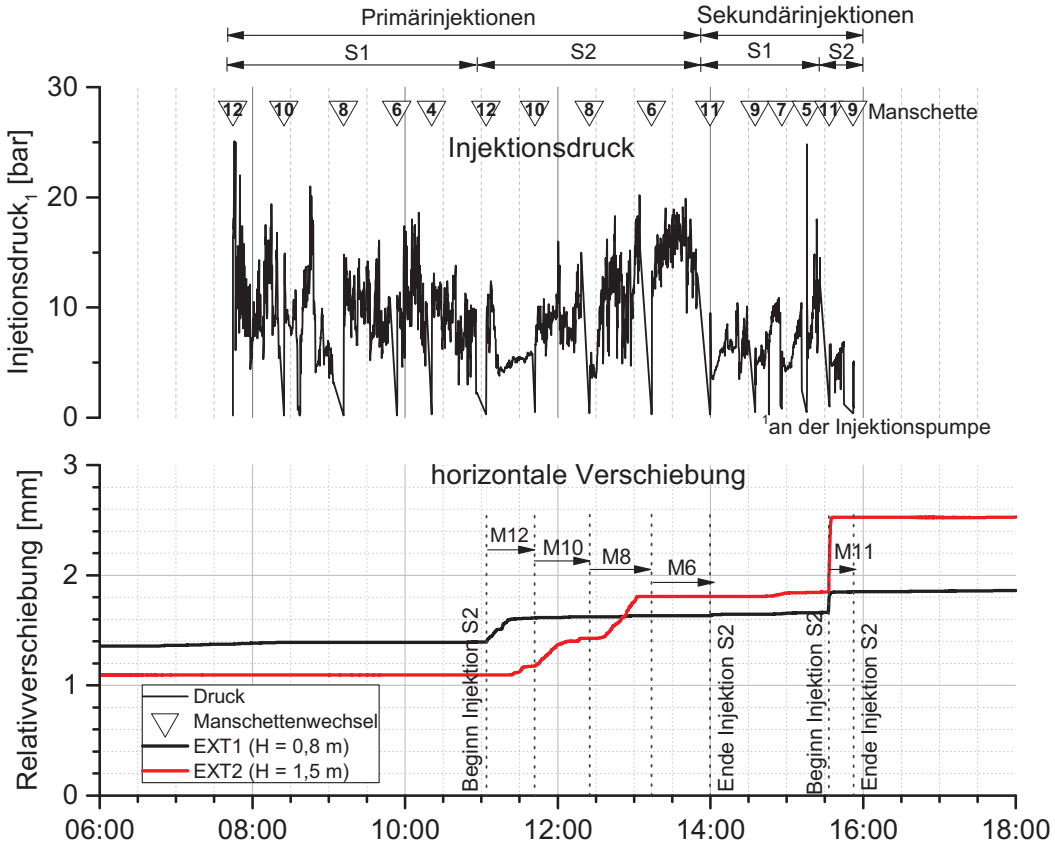


Abb. 6.46: Relativverschiebung der Extensometer EXT1 und EXT2 im Bereich des Manschettenrohres S2

6.3.3 Probengewinnung aus dem Injektionskörper

Im ersten Hauptversuch wurden erfolgreich Brunnenrohre im Boden mit eingebaut, wodurch zylindrische Injektionskörperproben für weitere Versuche gewonnen werden konnten. Um dieses Verfahren weiterzuentwickeln und zu verbessern, wurden im Labor in kleinmaßstäblichen Versuchen unterschiedliche Materialien getestet, um möglichst homogene zylindrische Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen. Dabei wurden Injektionsversuche [45] mit im Boden eingebauten Brunnenrohren, Stahl-Lochblechrohren, Filterrohren und diversen Kunststoffnetzen durchgeführt, um ein System zu finden, das es ermöglicht, zylindrische Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen. Mit dünnwandigen Stahl-Lochblechrohren und Filterrohren wurden die besten Ergebnisse erzielt, weshalb diese Technik beim zweiten Hauptversuch zur Anwendung kam.

Für den Versuch wurden dafür eigens angefertigte Stahl-Lochblechrohre mit einer Wandstärke von 1 mm, einem Innendurchmesser von 100 mm[9] bzw. 120 mm[10] und einer Länge von 500 mm in unterschiedlichen Abständen von der Injektionsstelle eingebaut. Die Rohre wiesen einen Lochanteil von 51% auf und der Lochdurchmesser betrug 6 mm. Die Rohre wurden vertikal eingebaut und der Boden im Rohr händisch mit dem Proctorhammer verdichtet. Durch das dünnwandige Blech und die große Lochanzahl wurde der Boden im Rohr, gleich wie der umgebende Boden, penetriert. Die Anordnung der Stahl-Lochblechrohre ist in Abbildung 6.47 dargestellt.

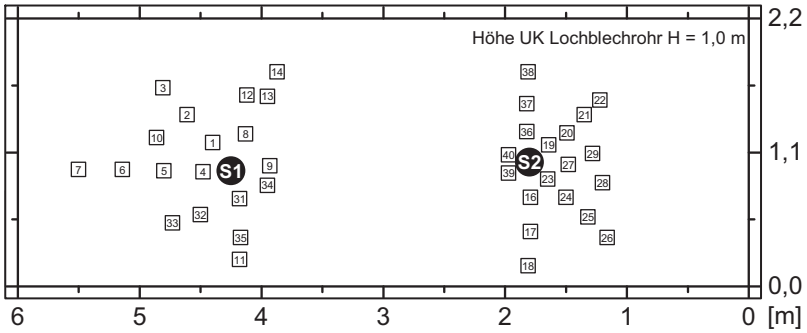


Abb. 6.47: Anordnung der Lochblechrohre zur Probengewinnung aus dem Injektionskörper

[9] 9 Stück
[10] 29 Stück

Abb. 6.48: Lochblechrohre zur Gewinnung von Probekörpern aus dem Injektionskörper

Zusätzlich wurden auch noch 5 Zoll Kunststoff-Filterrohre[11] mit einem Innendurchmesser von 125 mm und einer Einbaulänge von 400 mm horizontal eingebaut. Die Verdichtung des Bodens erfolgte analog zu den Lochblechrohren. Die Anordnung der Filterrohre ist in Abbildung 6.50 dargestellt.

Abb. 6.49: Verdichtung und Einbau der Filterrohre in den Versuchsboden

[11] 12 Stück

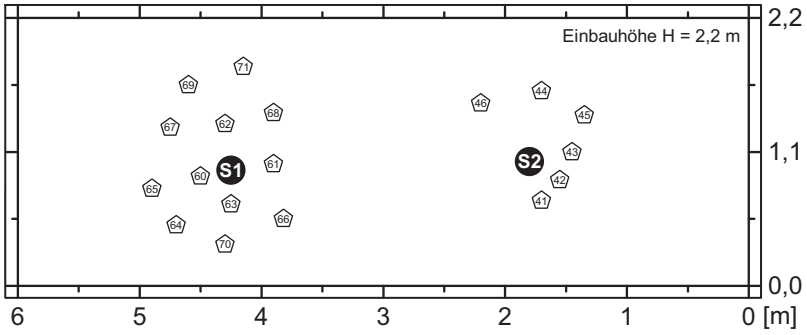
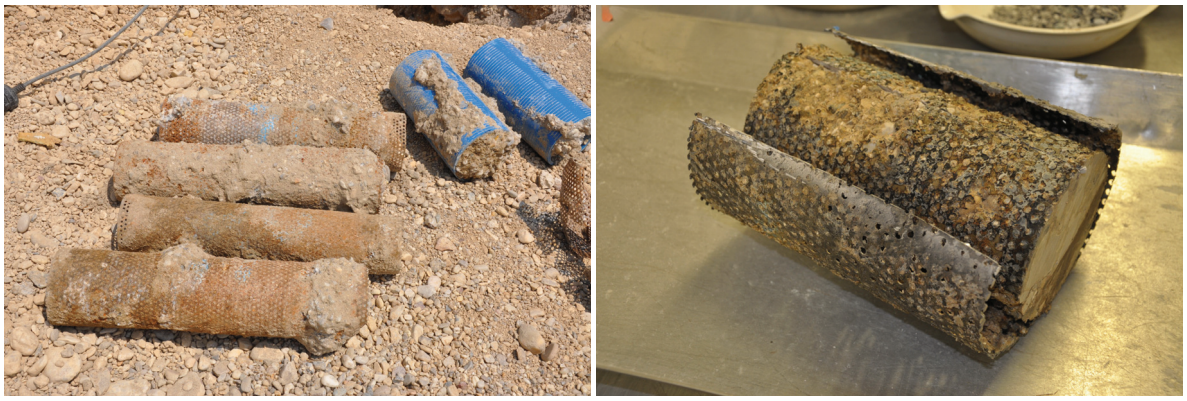


Abb. 6.50: Anordnung der Filterrohre zur Probengewinnung

Alle Rohre wurden im Zuge des Abbruchs des Injektionskörpers händisch herausgeschrämt, äußerlich gereinigt und im Labor im Wasserbad gelagert. Die Proben wurden danach im Rohr auf ein Verhältnis von H:D = 2:1 (D=125 mm) geschnitten. Dadurch konnten glatte Endflächen ohne Zerstörung der Probe hergestellt werden. Das Ausschalen der Proben aus dem Stahl-Lochblech bzw. Kunststoff-Filterrohr erfolgte nach 28 Tagen durch seitliches Aufschneiden und vorsichtiges Aufbiegen der Rohre.



(a) (b)

Abb. 6.51: a) Lochblech- und Filterrohre nach dem Ausbau aus dem Injektionskörper b) Lochblechrohre und nach dem Aufschneiden

An den aus dem Injektionskörper gewonnenen Injektionskörperproben wurde nach dem Ausschalen aus dem Lochblech bzw. Filterrohr die Feuchtdichte bestimmt und einaxiale Druckversuche durchgeführt. Im Anschluss daran wurde die Trockendichte und der Zementgehalt der Proben nach Gleichung (4.20) mit dem in Kapitel 4.4 entwickelten Verfahren bestimmt. Die Ergebnisse finden sich in zusammengefasster Form in Kapitel 6.5.

6.3.4 Probengewinnung mittels eigens entwickelter Probekörperentnahmevorrichtung

Da die Gewinnung von Injektionskörperproben anhand von eingebauten Lochblechrohren in den Vorversuchen gut funktionierte, wurden Überlegungen zur Adaption des Verfahrens angestellt, um Proben aus injiziertem Lockergestein im alltäglichen Baustelleneinsatz von der Oberfläche aus zu gewinnen. Dafür wurden drei Prototypen einer Probeentnahmevorrichtung hergestellt und getestet. Die dafür entwickelte Entnahmevorrichtung ist in Abbildung 6.52c dargestellt. Es handelt sich dabei um ein speziell adaptiertes dickwandiges Lochblechrohr, das in den Baugrund gerammt oder einvibriert wird und kurz nach der Injektion gezogen wird. Das verwendete Lochblechrohr weist eine Wandstärke von 3 mm, einen Innendurchmesser von 100 mm und einen Lochanteil von 40% auf. Die Gesamtlänge des Rohres beträgt 500 mm und am Kopf ist ein 2 Zoll Gewindeanschluss aufgeschweißt, an dem ein Bohrgestänge angeschlossen werden kann.

Zum Einbau der Vorrichtung wurden im Probefeld drei passgenaue Hüllrohre mit eingebaut, über welche die Entnahmevorrichtung nachträglich in den Boden eingebracht wurde. Diese Hüllrohre simulieren eine vor der Injektion abgeteufte Bohrung. Die Entnahmevorrichtung wurde über ein Gestänge wahlweise eingerammt und einvibriert, wobei die Einbringung über Vibration wesentlich bessere Ergebnisse erbrachte. Eine Probeentnahmevorrichtung konnte vollständig eingebracht werden, während bei der zweiten ein Gestängebruch auftrat und das Lochblechrohr nicht mehr vollständig eingebracht werden konnte. Bei Einbringen der dritten Probeentnahmevorrichtung wurde ein Filterrohr angetroffen, wodurch dieses ebenfalls nicht komplett eingebracht werden konnte. Die Problematik, dass durch das eingebaute Hüllrohr, das die Bohrung simuliert, vertikale Wegigkeiten im Baugrund entstehen, konnte durch ein Zurückziehen des Hüllrohres und die Verdämmung mit einem Sand-Bentonitgemisch gelöst werden. Die Probeentnahmevorrichtungen wurden vor der Injektion eingebracht und rund 24 Stunden nach Injektionsbeginn geborgen. Die Proben konnten jedoch aufgrund der raschen Festigkeitszunahme nicht mehr mittels Bagger durch Ziehen am Gestänge geborgen werden. Die Proben wurden daher im Zuge der Freilegung des Injektionskörpers ausgebaut.

(a) (b) (c)

Abb. 6.52: a) Skizze der Probekörperentnahmevorrichtung, adaptiert aus [46], b) vor dem Einbringen, c) Einbringen in den Untergrund

Die Rohre wurden bis zum 28. Tag im Wasserbad gelagert, durch Schleifen und mittels Drahtbürste seitlich von anhaftenden Teilen gereinigt und danach seitlich geschlitzt, um den Injektionskörper freizulegen. Es hat sich dabei gezeigt, dass der Injektionskörper durch die großen Löcher sehr stark am Stahl haftet und durch das Entfernen der Seitenteile die Probe teilweise zerstört wurde. Aus diesem Grund konnten keine bodenmechanischen Versuche an diesen Proben durchgeführt werden.

Die durchgeführten Versuche zur Probengewinnung haben gezeigt, dass das Verfahren grundsätzlich funktioniert und damit Injektionskörperproben aus dem Untergrund gewonnen werden können. Zur tatsächlichen Verwendung des Systems sind jedoch noch Adaptionen und Verbesserungen am System erforderlich. Dabei sind vor allem folgende Punkte zu verbessern und im realen Baustellenbetrieb zu testen:

- Verringerung der Haftung des Injektionskörpers am Stahl (Antihaftmittel/Lackierung)
- Verwendung von geringeren Blechdicken (rd. 1,5 -2 mm)
- Verringerung des Lochanteils
- Verwendung eines Bohrgestänges zur Einbringung und Entnahme
- Drehen des Rohres in den ersten Stunden nach der Injektion, um das Rohr zu lösen und den nachfolgenden Ausbau zu erleichtern
- Rasche Bergung der Proben nach der Injektion (ca.7 bis 10 Stunden)

Mit diesen Verbesserungen sollte es möglich, sein prüfbare Injektionskörperproben von guter Qualität aus dem Untergrund zu gewinnen. Als Idealvorstellung im Hinblick auf die Ausführung eines solchen Systems empfiehlt sich die Ausführung der Entnahmevorrichtung

als dickwandiges Stahllochblechrohr, ausgeführt aus zwei Halbschalen mit einem innenliegenden perforierten Kunststofflinerrohr. Die versuchte Bergung der Proben 24 Stunden nach der Injektion hat auch gezeigt, dass es zu einer sehr raschen Festigkeitszunahme im Untergrund kommt, was hohe Zugkräfte für die Bergung des Systems erfordert. Zu früh sollte das System ebenfalls nicht geborgen werden, um eine Beschädigung der Probe zu vermeiden. Es ist daher sehr wichtig, den optimalen Zeitpunkt für die Bergung abzuschätzen. *Gabriel* [46] hat basierend auf den Versuchen Berechnungen zu den erforderlichen Zugkräften angestellt. Der optimale Zeitpunkt für die Bergung ist vor allem vom W/Z-Wert abhängig und liegt für Portlandzemente mit W/Z-Werte im Bereich von 0,8 bei rund 5 Stunden. Bei W/Z-Werten von 1,0 liegt der optimale Bergezeitpunkt zwischen 7 und 10 Stunden und bei einem W/Z-Wert von 1,5 zwischen 18 und 30 Stunden. Die ermittelten Herausziehkräfte liegen für das verwendete System bei diesen Zeiten im Bereich von rund 60 kN.

(a) (b)

Abb. 6.53: a) Probekörperentnahmevorrichtung nach dem Ausbau b) Injektionskörperprobe nach dem Entfernen der Probekörperentnahmevorrichtung

6.3.5 Beurteilung des freigelegten Injektionskörpers

Das Freilegen der Injektionskörper erfolgte händisch und mittels Wasserstrahl. In Abbildung 6.54 ist eine Seitenansicht des freigelegten Injektionskörpers mit den verwendeten Bodenmaterialien dargestellt. Die Längsausdehnung der Injektionskörper betrug im oberen, nur geringfügig überlagerten Bereich von Manschettenrohr S1 rund 2,3 m und im Bereich von Manschettenrohr S2 rund 1,2 m. Im obersten Bereich wurde keine Verbindung zwischen den beiden Injektionskörpern ausgemacht, während im unteren Bereich ab rund 1,0 m unter GOK die beiden Injektionskörper verbunden waren.

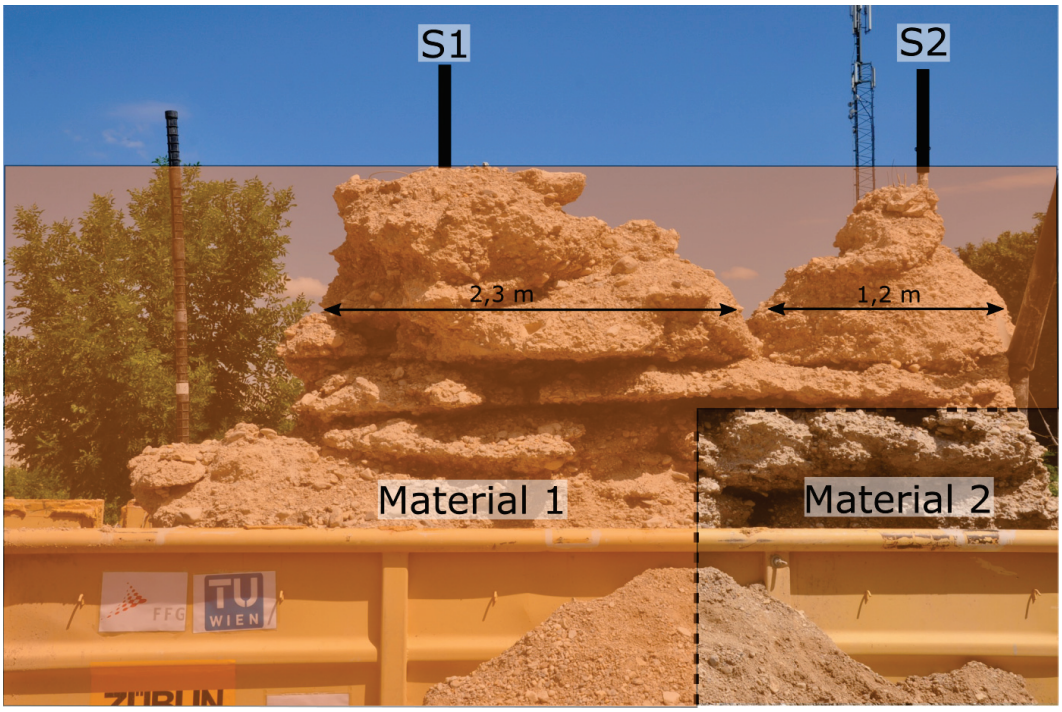


Abb. 6.54: Seitenansicht des freigelegten Injektionskörpers

Der Querschnitt des freigelegten Injektionskörpers des Manschettenrohrs S1 ist nachfolgend in Abbildung 6.55 dargestellt. Zum Größenvergleich dient ein Manschettenrohr mit den weiß markierten Manschetten der Primärinjektion. Am Injektionskörper sieht man, dass der Boden über die gesamte Breite des Containers problemlos injiziert wurde. Speziell im Bereich unter Grundwasser wurden die besten Reichweiten erzielt. Aufgrund der Länge des Doppelpackers war Manschette M12 die unterste Manschette, die beaufschlagt wurde. Diese befand sich rund 0,8 m über dem Boden, weshalb der verfestigte Injektionskörper unter dieser Manschette zum Boden hin schmäler wurde. Der Vergleich der Höhe der Manschette M12 mit der Breite des Injektionskörpers zeigte sehr deutlich, dass das Injektionsgut im Boden tendenziell aufsteigt. In den oberen, gering überlagerten Bereichen, zeigte sich, dass dort wesentlich geringere Reichweiten erzielt wurden. Dies ist neben den ungesättigten Bodenverhältnissen vor allem auf die geringe Überlagerung und die damit verbundene höhere Auftretenswahrscheinlichkeit von Wegigkeiten verbunden, die zu Suspensionsaustritten und somit zu einem Abbruch der Passe führten.

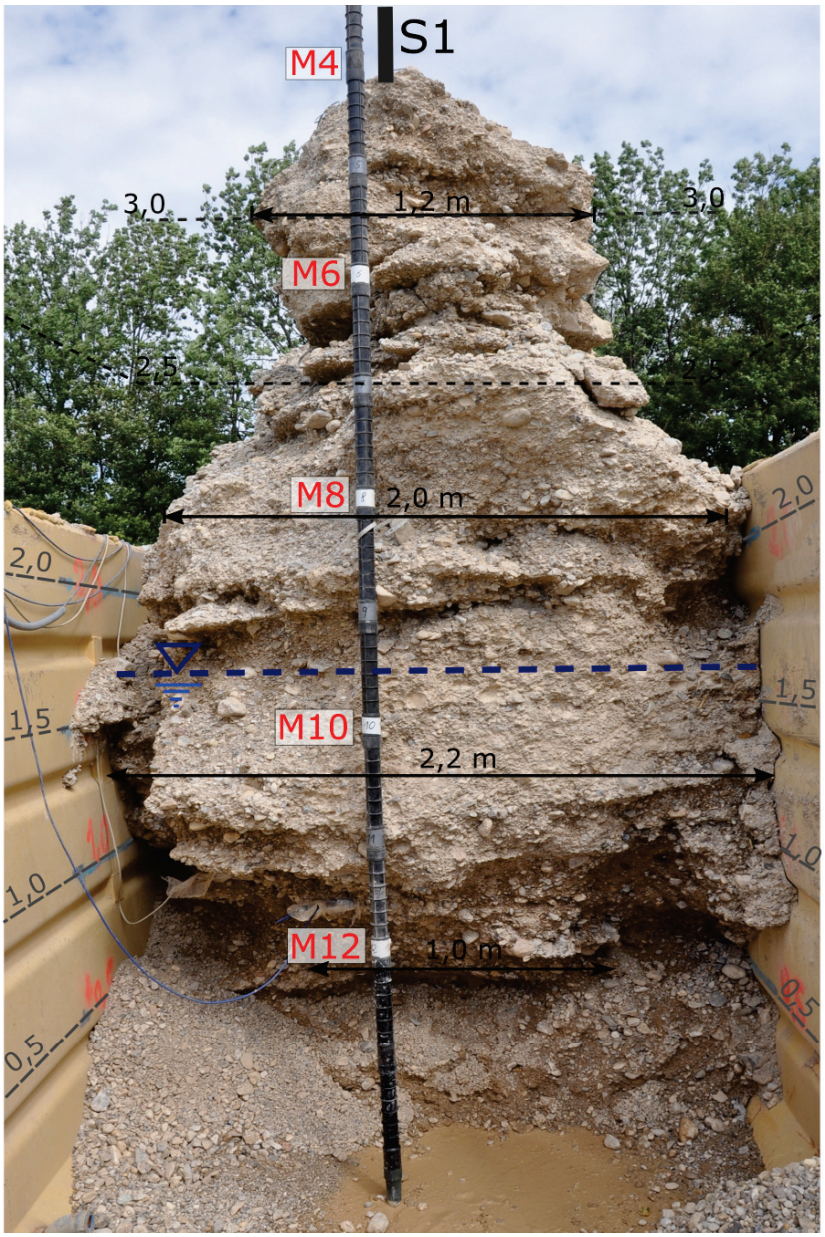


Abb. 6.55: Freigelegter Injektionskörper bei Manschettenrohr S1

In Abbildung 6.56 ist der freigelegte Injektionskörper bei Manschettenrohr S2 dargestellt. Im oberen Bereich wurde Material 1 als Boden eingebaut, während im unteren Bereich Material 2 verwendet wurde. Dementsprechend unterschiedlich sind auch die Ergebnisse. Im oberen Bereich konnte ein gut verfestigter und sehr homogener Injektionskörper angetroffen werden, während im unteren Bereich des Materials 2 nur eine fächerartige Struktur vorherrschend war. Die horizontalen Fächer waren in einem vertikalen Abstand von rund 30 cm, was in etwa der verdichteten Schichthöhe beim Einbau entsprach. Durch Seggregationseffekte beim Verdichten wurden vermutlich feinteilärmere Zonen geschaffen, die bevorzugt als Fließwege für die Injektion dienten. Die so entstandenen Fächer hatten „betonartigen“ Charakter und waren demnach stark verfestigt. Die zwischen den Fächern liegenden Bereiche konnten durch den Wasserstrahl mechanisch aus dem Verbund gelöst werden und waren nur geringfügig bis kaum durch das Injektionsgut penetriert.

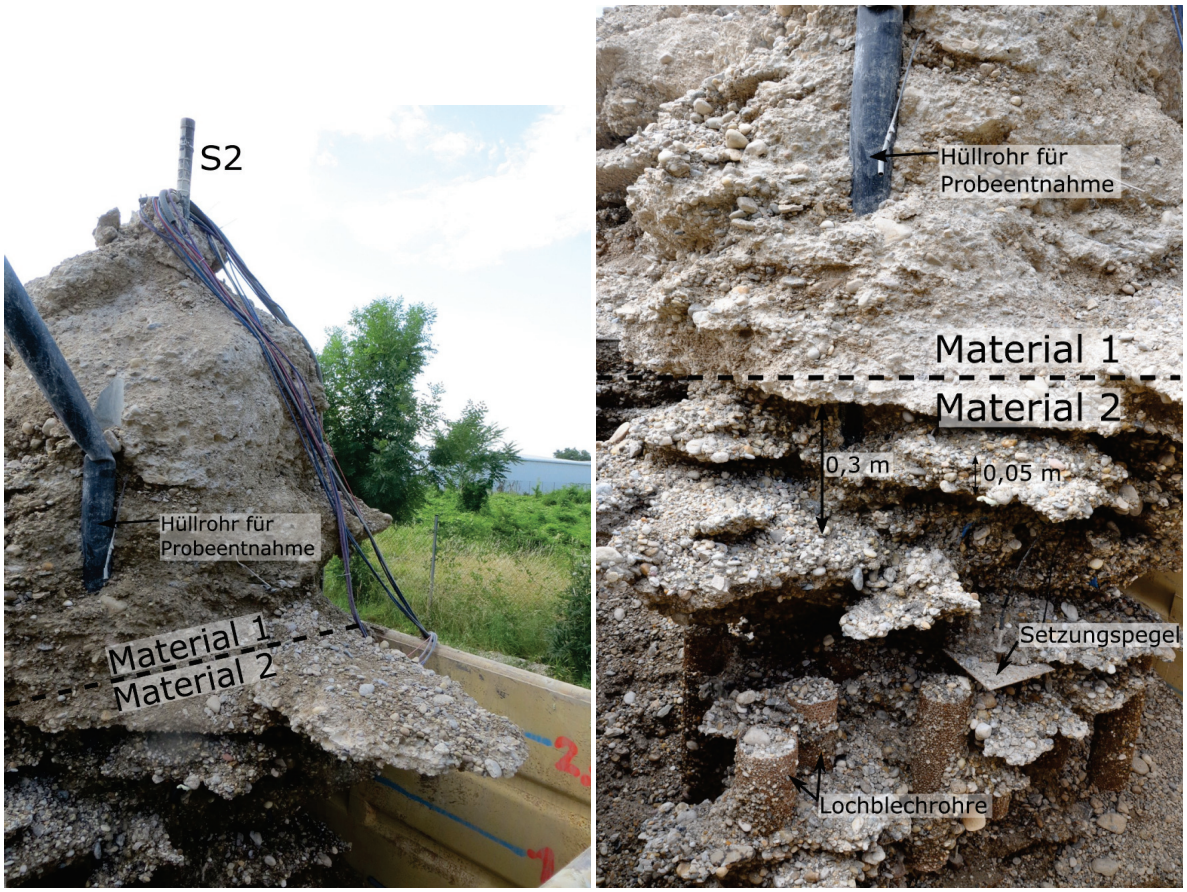


Abb. 6.56: Freigelegter Injektionskörper im Bereich des Manschettenrohres S2

6.4 Zusatzversuch

6.4.1 Methodik, Aufbau und Durchführung der Versuche

Anhand der im zweiten Hauptversuch gewonnenen Proben konnten eine Vielzahl an Druckversuchen durchgeführt werden. Die Proben wiesen jedoch aufgrund der guten Verdichtung und dem geringen verbleibendem Porenanteil einen geringen Zementgehalt auf, weshalb es von Interesse war, zusätzliche Proben aus einem locker gelagerten Kies zu gewinnen. Der Zusatzversuch dient als Ergänzung zum ersten und zweiten Hauptversuch und hatte das Ziel, auf einfachem Weg zusätzliche Proben aus einem injizierten locker gelagerten Kies zu gewinnen. Dafür wurde die selbe Versuchbox (L/B/H = 1,54 m/1,54 m/1,35 m) wie aus dem Vorversuch verwendet. Die Box weist ein Volumen von 3,2 m^3 auf. Als Füllmaterial wurde Material 1 unverdichtet eingebaut. Bei durchgeführten Lastplattenversuchen während des Einbaus wurde im Mittel ein Verformungsmodul[12] von E_{vd}=10,5 MN/m^2 erzielt. Sandersatzversuche konnten aufgrund der beengten Einbauverhältnisse keine durchgeführt werden. Nach Abschluss des Materialeinbaus wurde der Wasserspiegel im Container mehrmals auf- und abgespiegelt, was zu einer Verdichtung des Materials geführt hat.

[12]Maximum: E_{vd}=11,3 MN/m^2, Minimum: E_{vd}=9,5 MN/m^2

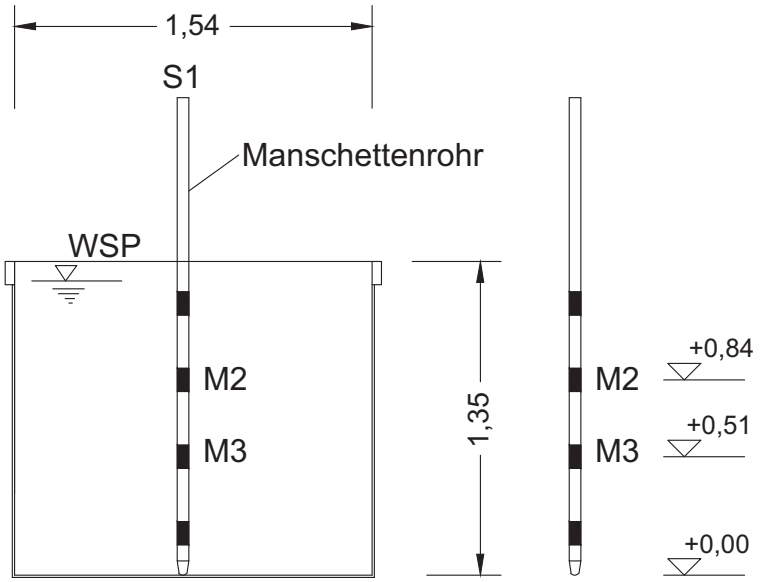


Abb. 6.57: Versuchsaufbau und Anordnung des Manschettenrohres für den Zusatzversuch

Zusätzlich wurden 21 Lochblechrohre DN 100 (9 Stück) und DN 120 (15 Stück) vertikal um das Hüllrohr in einer Tiefe von rund einem Meter unter der Bodenoberkante eingebaut. Die Versuchsbox und die Anordnung der Lochblechrohre ist in Abbildung 6.58 ersichtlich.

Abb. 6.58: Versuchsaufbau und Anordnung der Lochblechrohre im Zusatzversuch

Zusätzlich wurden vier Piezometer in unterschiedlichen Abständen vom Manschettenrohr der Box eingebaut. Abbildung 6.59 zeigt die Anordnung der Sensoren. Die Aufzeichnung erfolgte analog zum zweiten Hauptversuch mit einem Datenlogger vom Typ GEOKON - 8001.

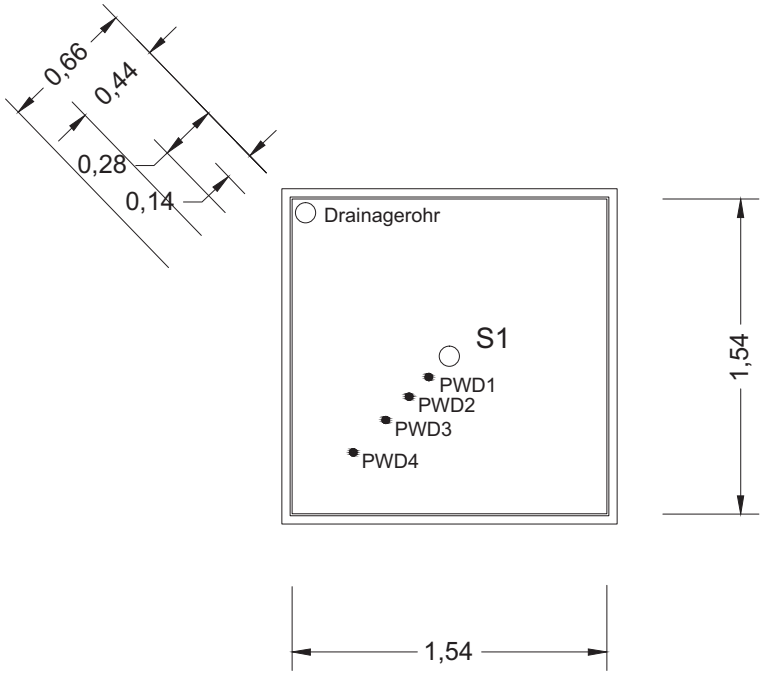


Abb. 6.59: Messschema und Anordnung der Sensoren

Über ein vertikal eingebautes Drainagerohr in der Versuchsbox wurde der Wasserspiegel eingestellt und über einen Überlauf konstant gehalten. Die Injektion erfolgte mit den gleichen Parametern und Suspensionsmischungen wie im zweiten Hauptversuch. Die Suspensionskennwerte der verwendeten Suspension sind in Tabelle 6.3 angeführt. Das Hauptziel des Versuchs war, eine möglichst große Menge an Injektionsgut einzubringen um möglichst alle eingebauten Lochblechrohre zu penetrieren. Aus diesem Grund wurde die Injektion mit einer sehr geringen Injektionsrate von rund 2 l/min bis 5 l/min unter Aufzeichnung des Drucks und der Menge ausgeführt. Die Injektion erfolgte bei den Primärinjektionen und die beiden Manschetten M2 und M3 wurden dabei so lange injiziert, bis Suspensionsaustritte an der Oberfläche auftraten. Um die durch die Suspensionsaustritte entstandenen Wegigkeiten zur Oberfläche nicht erneut zu öffnen, wurden die Sekundärinjektionen erst am nächsten Tag ausgeführt. Es traten dabei jedoch aufgrund der geringen Überlagerung kurz nach dem Aufsprengen der Mantelmischung erneut Suspensionsaustritte an der Oberfläche auf. In Tabelle 6.7 und Tabelle 6.8 sind die Herstellparameter der Injektion für die Primär- und Sekundärinjektionen zusammengestellt.

Tab. 6.7: Injektionsdaten der Primärinjektionen

Manschette	Injektionsmenge l	Aufreissdruck bar	mittlerer Druck bar	Abbruch durch
M3	194	7,1	6,0	Austritte
M2	37	6,7	3,8	Austritte

Tab. 6.8: Injektionsdaten der Sekundärinjektionen

Manschette	Injektionsmenge l	Aufreissdruck bar	mittlerer Druck bar	Abbruch durch
M3	20,7	7,8	2,8	Austritte

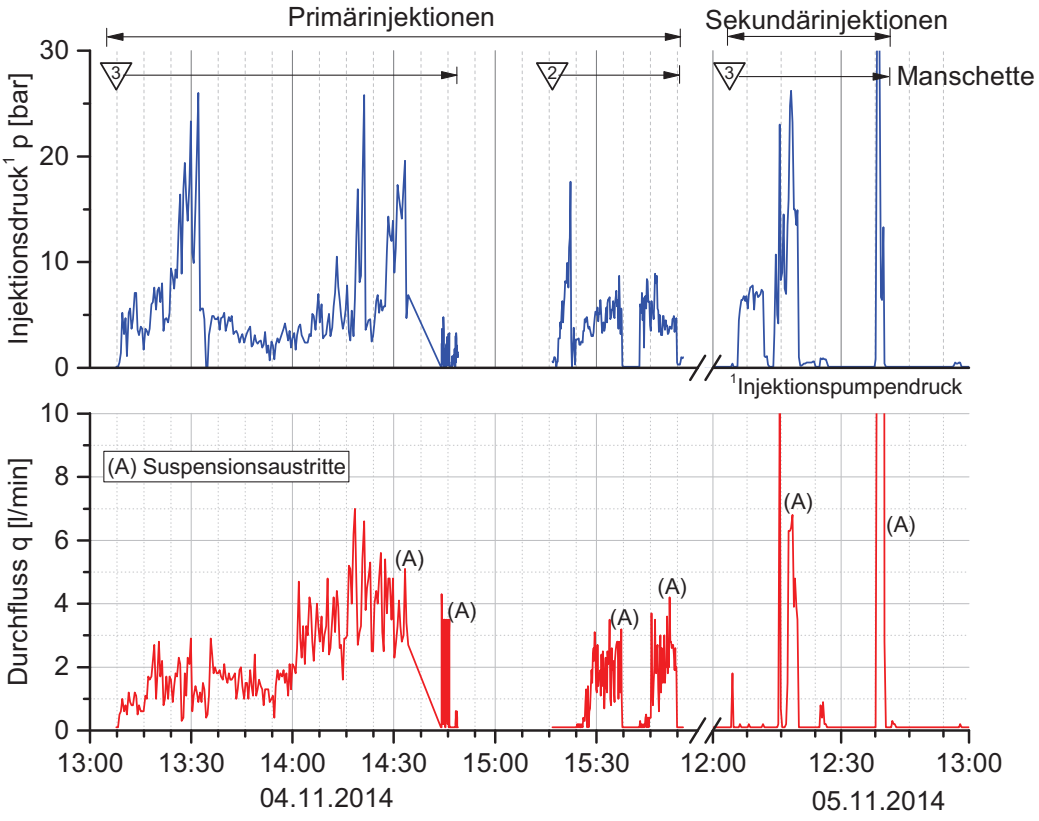


Abb. 6.60: Druck- Mengenverlauf der Injektionen im Zusatzversuch

Die Freilegung des Injektionskörpers erfolgte drei Tage nach der Injektion mittels Wasserstrahl. Der freigelegte Injektionskörper ist in Abbildung 6.61 abgebildet. Die Lochblechrohre wurden aus dem Injektionskörper herausgeschrämt und im Labor bis zum 28. Tag im Wasserbad gelagert. Vor der Prüfung wurden die Proben im Rohr auf ein H:D Verhältnis von 2:1 geschnitten und ausgeschalt. An den Proben wurden einaxiale Druckversuche und Triaxialversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche sind in Abschnitt 6.5 in zusammengefasster Form dargestellt.

Abb. 6.61: Freigelegter Injektionskörper

In Abbildung 6.62 ist der Verlauf des Porenwasserdrucks über die Injektionszeit dargestellt. Es zeigt sich dabei analog zum zweiten Hauptversuch deutlich an den Sensoren PWD1 und PWD3 die starke Verringerung des Drucks mit zunehmendem Abstand von der Injektionsstelle. Bei den Sekundärinjektionen, bei denen keine wirkliche Penetration des Bodens mehr möglich war, zeigt der Sensor PWD1 deutlich höhere Drücke als bei den Primärinjektionen. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass der Injektionskörper in diesem Bereich schon ausgehärtet ist und sich beim Aufreissen der Manschette für die Sekundärinjektionen Wegigkeiten im Bereich des Sensors ausgebildet haben, die in weiterer Folge zu oberflächlichen Austritten geführt haben. Trotz des verfestigten Injektionskörpers und der vermutlichen Ausbildung von Claquagen betragen selbst bei den Sekundärinjektionen die im Injektionskörper gemessenen Drücke nur eine Bruchteil der an der Pumpe aufgebrachten Injektionsdrücke.

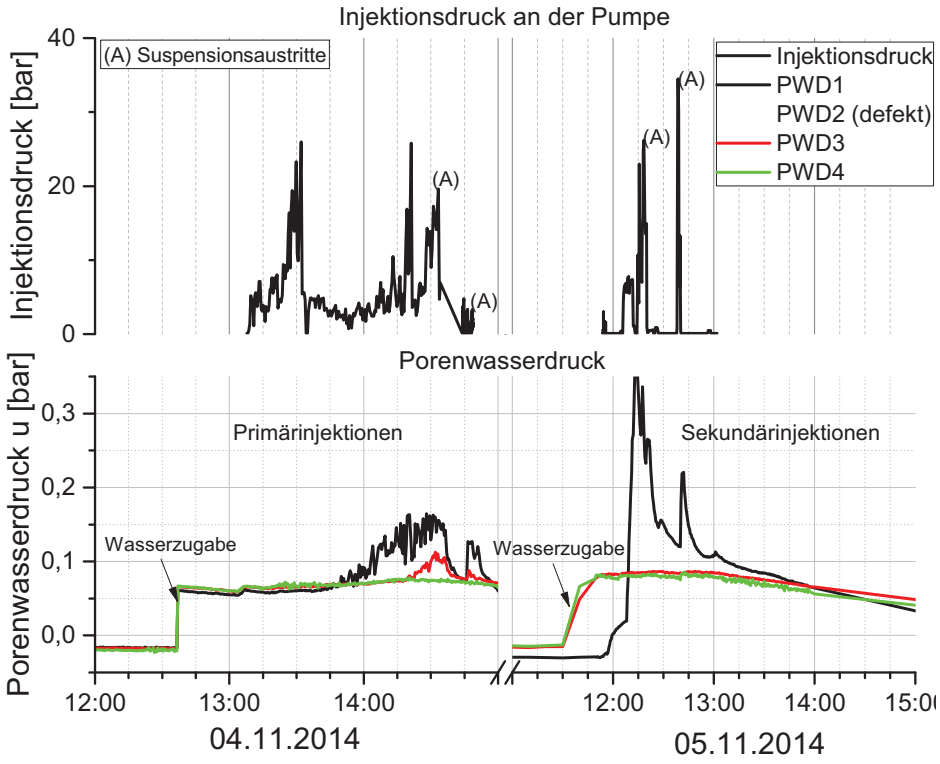


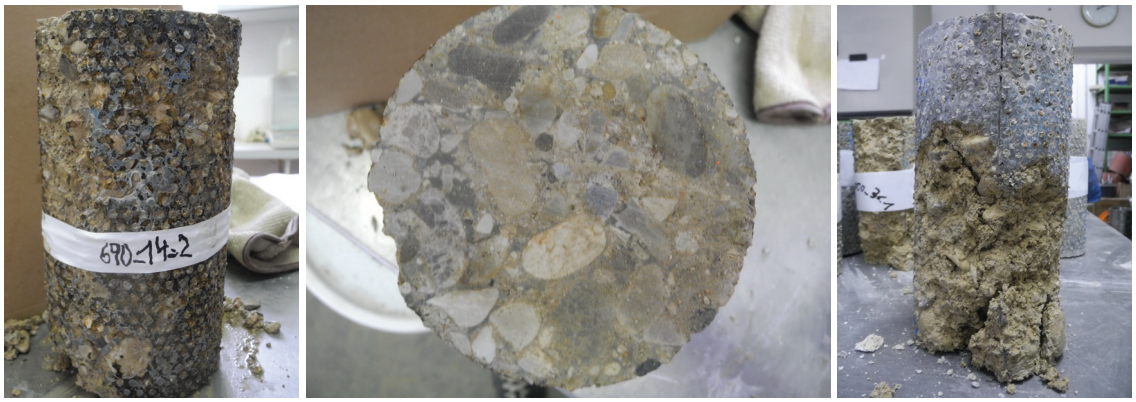
Abb. 6.62: Porenwasserdruckänderung während der Injektion

6.5 Untersuchungen an Injektionskörperproben

Aus den Injektionskörpern der beiden Versuche Hauptversuche und dem Zusatzversuch wurden insgesamt 94 Proben für Druckversuche bzw. Triaxialversuche aus dem injizierten Material 1 gewonnen. Aus dem Injektionskörper des zweiten Hauptversuchs vom Material 2 konnten nur 5 Proben für Druckversuche gewonnen werden. Die Proben wurden bis zur Versuchsdurchführung am 28. Tag nach der Injektion im Wasserbad gelagert. Die Proben wurden danach auf ein Höhe zu Durchmesser-Verhältnis von H:D=2:1 geschnitten und aus den Probeformen (Lochblech- bzw. Filterrohren) ausgebaut. Der Durchmesser der Proben betrug 100 mm und 120 mm. Vor Versuchsdurchführung erfolgte die Ermittlung des Probenvolumens durch Ausmessen sowie die Bestimmung der Feuchtdichte. Die Prüfung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgte bei allen Proben an einer servohydraulischen Prüfpresse vom Typ WILLE - LO/DYN-SH nach ÖNORM B 4415 [95], weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2% der Probenhöhe pro Minute.

An 12 Injektionskörperproben mit einem Durchmesser von 100 mm aus dem Zusatzversuch konnten aufgrund der guten Probenqualität Triaxialversuche durchgeführt werden. Die Triaxialversuche wurden als CD-Versuche (konsolidiert und drainiert) nach DIN 18137-2 [31], mit Seitendrücken zwischen 50 kN/m^2 und 300 kN/m^2 ausgeführt. Das Abscheren der Proben erfolgte weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,01% der Probenhöhe pro Minute. Als Prüfpresse für die Triaxialversuche wurde eine elektromechanische Presse vom Typ WILLE UL60 mit einer vertikalen Maximalkraft von 65 kN verwendet. Nach der

Versuchsdurchführung wurden die Injektionskörperproben erneut im Wasserbad bis zur Bestimmung des Zementgehaltes gelagert. In Abbildung 6.63 ist eine typische Injektionskörperprobe dargestellt.



(a) (b) (c)

Abb. 6.63: Injektionskörperproben aus den Großversuchen a) Seitenansicht einer gut verfestigten Probe, b) Schnittfläche, c) durch Probenausbau beschädigte inhomogene bzw. in Bereichen gering verfestigte Probe

Zur Zementgehaltsbestimmung wurde vor der Ofentrocknung der Probe bei 105 °C das nach dem Druckversuch verbliebene Probenvolumen über eine Tauchwägung ermittelt. Aus dem Masseverlust durch Trocknung der Probe bei 300 °C, wurde der Zementgehalt nach Gleichung (4.20) rückgerechnet. Die Versuchsdurchführung erfolgte aus versuchstechnischen Gründen nicht direkt im Anschluss an die Druckfestigkeitsprüfung sondern zeitversetzt im Probenalter zwischen 50 und 100 Tagen. Dadurch wurde annähernd eine vollständige Hydration im Injektionskörper erreicht, wodurch sich die Genauigkeit der Methode erhöhte. Das Hydrationsalter wurde zudem über den Hydrationsgrad in der Berechnung berücksichtigt. Die Berechnung des Zementgehaltes in den Proben erfolgte nach Gleichung (4.20). Die Eingangswerte für die Berechnung sind in Tabelle 6.9 angeführt.

$$z = \frac{m^{105\,°C} - m^{300\,°C} - V \cdot (1-n) \cdot \rho_s \cdot GV_s^{300\,°C}}{w_{ne}^{max} \cdot \alpha \cdot \xi_z^{300\,°C}} \cdot \frac{1}{V} \qquad [g/cm^3] \tag{4.20}$$

Tab. 6.9: Eingangswerte für die rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes in den Injektionskörperproben

Parameter		Material 1	Material 2
w_{max}^{ne}	-	0,21	0,21
$\xi_z^{300\,°C}$	-	0,35	0,35
$GV_s^{300\,°C}$	-	0,005	0,003
α	-	*	*
V	g/cm^3	**	**
ρ_s	g/cm^3	2,8	2,7
n	-	var.***	var.***

** nach Tabelle 3.6 in Abhängigkeit vom Hydrationsalter der Einzelproben $\alpha = 0,91 - 0,96$*
*** Probenvolumen durch Ausmessen oder Tauchwägung ermittelt*
**** Porenanteil des Ausgangsbodens aus der Trockendichte der Einzelproben ermittelt*

6.5.0.1 Festigkeitseigenschaften der untersuchten Injektionskörperproben

In Abbildung 6.64 ist die Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben in Abhängigkeit von der Feuchtdichte ρ_f und in Abbildung 6.65 in Abhängigkeit von der Trockendichte ρ_d dargestellt. Die unterschiedlichen Feucht- und Trockendichten sind auf die unterschiedlichen Lagerungsdichte des Ausgangsmaterials (Material 1) bei den Versuchen zurückzuführen. Beim zweiten Hauptversuch wurden aufgrund der guten Verdichtung höhere Lagerungsdichten erzielt, als beim ersten Hauptversuch. Beim Zusatzversuch erfolgte der Einbau des Materials nahezu unverdichtet. Anzumerken ist, dass die Dichtebestimmung der Injektionskörperproben aus dem ersten Hauptversuch eine etwas höhere Messunsicherheit[13] aufweist, was auch die höhere Schwankungsbreite erklärt. Trotz des gleichen Materials zeigt sich kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Bruchspannung der Proben und der Feucht- und Trockendichte. Das dürfte darauf zurückzuführen sein, dass die Lagerungsdichte des Ausgangsmaterials (Boden) einen wesentlich größeren Einfluss auf die Dichte der Injektionskörperproben ausübt als der (im Vergleich relativ geringe) Zementanteil in den Proben.

[13] bedingt durch die Probenform (Prisma)

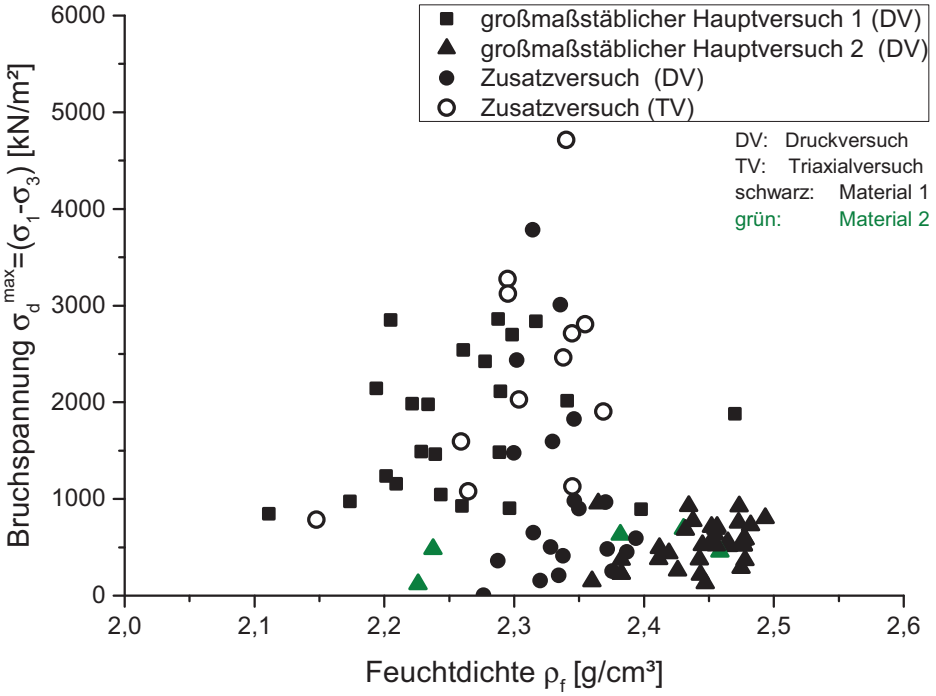


Abb. 6.64: Bruchspannung $\sigma_d^{max} = \sigma_1 - \sigma_3$ der untersuchten Injektionskörperproben in Abhängigkeit von der Feuchtdichte ρ_f Probenalter: 28 Tagen

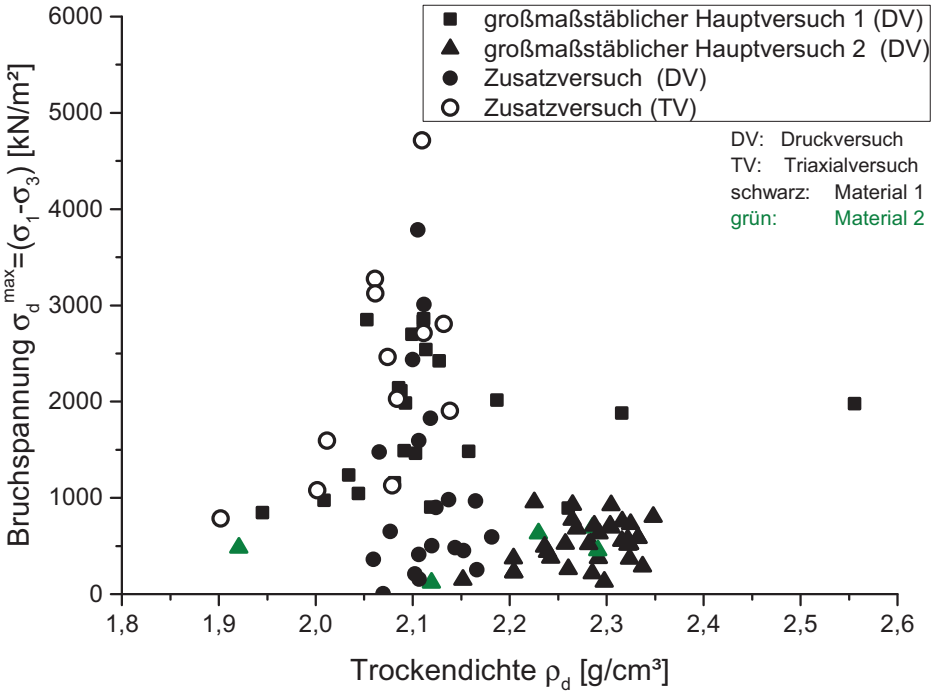


Abb. 6.65: Bruchspannung $\sigma_d^{max} = \sigma_1 - \sigma_3$ der untersuchten Injektionskörperproben in Abhängigkeit von der Trockendichte ρ_d Probenalter: 28 Tagen

Der Porenanteil n des Ausgangsbodens lässt sich aus den Trockendichten der Injektionskörperproben errechnen, indem die Masse des Zementsteins in den Poren in der Betrachtung berücksichtigt wird. Die Trockendichte des Injektionskörpers errechnet sich aus der Feststoff-

masse des Ausgangsbodens m_s und der Masse des Zementsteins in den Poren m_{zs} dividiert durch das Probenvolumen V:

$$\rho_d^{IKP} = \frac{m_s + m_{zs}}{V} = \rho_d^{Boden} + \frac{m_{zs}}{V} \tag{6.1}$$

Die Trockendichte des Ausgangsbodens ρ_d^{Boden} ergibt somit sich anhand der versuchstechnisch ermittelten Trockendichte der Injektionskörperprobe die hier mit ρ_d^{IKP} bezeichnet wird, abzüglich des Massenanteils des ofengetrockneten Zementsteins m_{zs} in den Poren zu:

$$\rho_d^{Boden} = \rho_d^{IKP} - \frac{m_{zs}}{V} \tag{6.2}$$

Die Masse des Zementsteins m_{zs} in den Poren lässt sich aus dem versuchstechnisch an den Injektionskörperproben ermittelten Zementgehalt Z in [g] zuzüglich der durch den Zement chemisch gebundenen (nicht verdampfbaren) Wassermasse $m_{w,ne}$ bestimmen. Die chemisch gebundene Wassermasse $m_{w,ne}$ kann dabei analog zu Gleichung (4.4) durch den Hydrationsgrad α und den maximalen chemisch gebundenen Wasseranteil w_{ne}^{max} ausgedrückt werden:

$$m_{zs} = Z + m_{w,ne} = Z + Z \cdot \alpha \cdot w_{ne}^{max} \tag{6.3}$$

Bei Division durch das Probenvolumen V ergibt sich die Trockendichte der Injektionskörperprobe ρ_d^{IKP} mit dem Zementgehalt $z = Z/V$ in [g/cm^3] zu:

$$\rho_d^{IKP} = \rho_d^{Boden} + z \cdot (1 + \alpha \cdot w_{ne}^{max}) \tag{6.4}$$

Der Porenanteil n des Ausgangsbodens ergibt sich somit zu:

$$n = 1 - \frac{\rho_d^{Boden}}{\rho_s} = 1 - \frac{\rho_d^{IKP} - z \cdot (1 + \alpha \cdot w_{ne}^{max})}{\rho_s} \tag{6.5}$$

In Abbildung 6.66 ist der Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt z und dem nach Gleichung (6.5) ermittelten Porenanteil n der Proben dargestellt. Sehr gut erkennbar ist dabei die Variation der Einbaudichte bei den einzelnen Versuchen, wo im zweiten Hauptversuch die geringsten Porenanteile und im Zusatzversuch aufgrund des unverdichteten Einbaus die größten Porenanteile erzielt wurden. Sehr gut zeigt sich auch der mit zunehmendem Porenanteil des Bodens größer werdende Zementgehalt. Ein geringerer Porenanteil impliziert somit bei gegebenem W/Z-Wert einen geringeren möglichen Zementgehalt in der Porenstruktur als bei einem gleichwertigen Boden mit höherem Porenanteil. Je kleiner der Porenanteil des Bodens ist, desto kleiner sind die durch den Zementstein zu verbindenenden bzw. aufzufüllenden Zwischenräume. Das bedeutet, dass bei gleichem Zementanteil der Verbund zwischen den Einzelkörnern bei geringen Porenanteilen besser ist als bei höheren Porenanteilen.

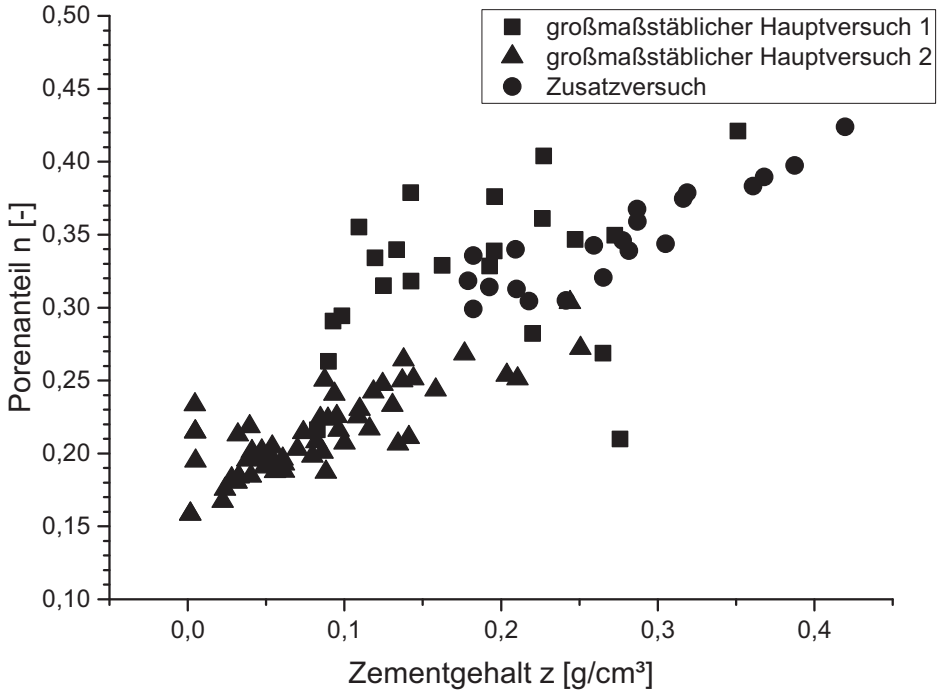


Abb. 6.66: Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben und dem Porenanteil n des Ausgangsbodens

In Abbildung 6.67 ist der Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben und dem Zementgehalt z dargestellt. Um Ausreißer leichter zu identifizieren, ist der Probenanteil, der für die Zementgehaltsbestimmung verwendet wurde, farblich eingetragen. Dies ist insbesondere für den Zusatzversuch relevant, bei dem aufgrund der geringen erzielten Druckfestigkeiten die Proben während des Druckversuchs vielfach zerbrachen und dadurch teilweise Probenteile verloren gingen. Übrig blieben dabei in der Regel jene Probenteile, die stärker verfestigt waren und über einen höheren Zementgehalt verfügten. Generell zeigt sich anhand der Daten, dass analog zu den im Labor ermittelten Erkenntnissen ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem nach Gleichung (4.14) ermittelten Zementgehalt z und der Bruchspannung σ_d^{max} besteht. Die Streuung der Versuchsdaten ist bei den Proben aus den Großversuchen naturgemäß wesentlich höher als bei den im Labor künstlich hergestellten Proben. Dies ist vor allem auf Inhomogenitäten in der Probe sowie größere Kieskörner, die den Kraftverlauf in der Probe beeinflussen, zurückzuführen. Die anhand von Versuchen ermittelte Druckfestigkeit stellt daher für einen größeren Betrachtungs- bzw. Injektionskörper tendenziell immer einen unteren Wert der maßgebenden Festigkeit dar. Ein weiterer Grund für die höhere Streuung ist die Zementgehaltsbestimmung, die bei derartigen Böden und Probemassen eine höhere Versuchsstreuung mit sich zieht.

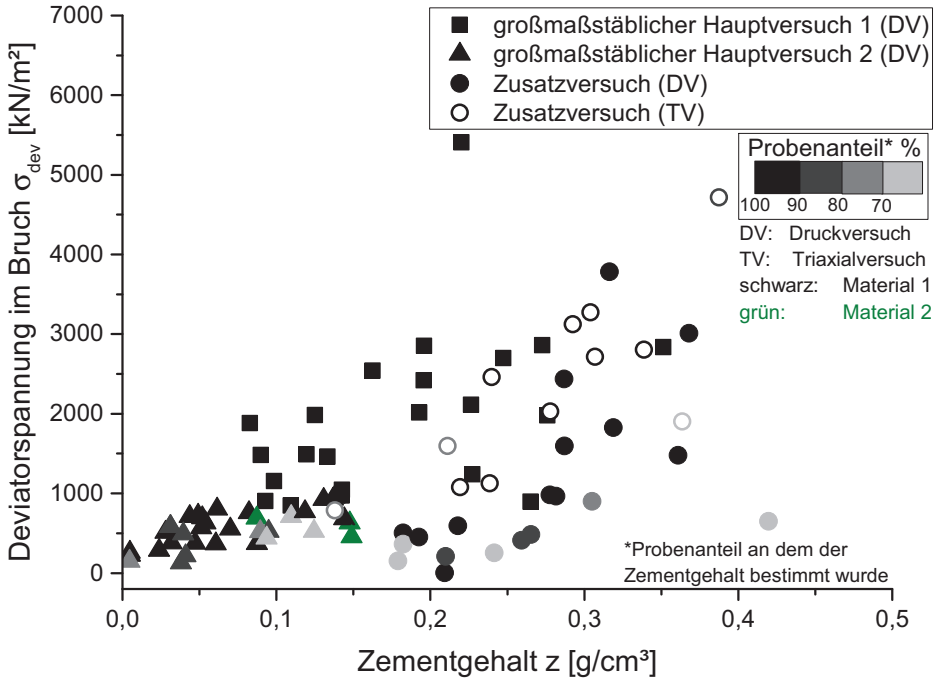


Abb. 6.67: Vergleich zwischen Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben

An dem in Abbildung 6.68 dargestellten Zusammenhang zwischen den E-Moduln aus dem einaxialen Druckversuch E und aus dem Triaxialversuch E_T zeigt sich, dass analog zu den Ergebnissen der Laborversuche (vgl. Kapitel 5.3.3.1) und den Versuchen an Zementstein (vgl. Kapitel 5.2.1.1) ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der Festigkeit und dem E-Modul besteht.

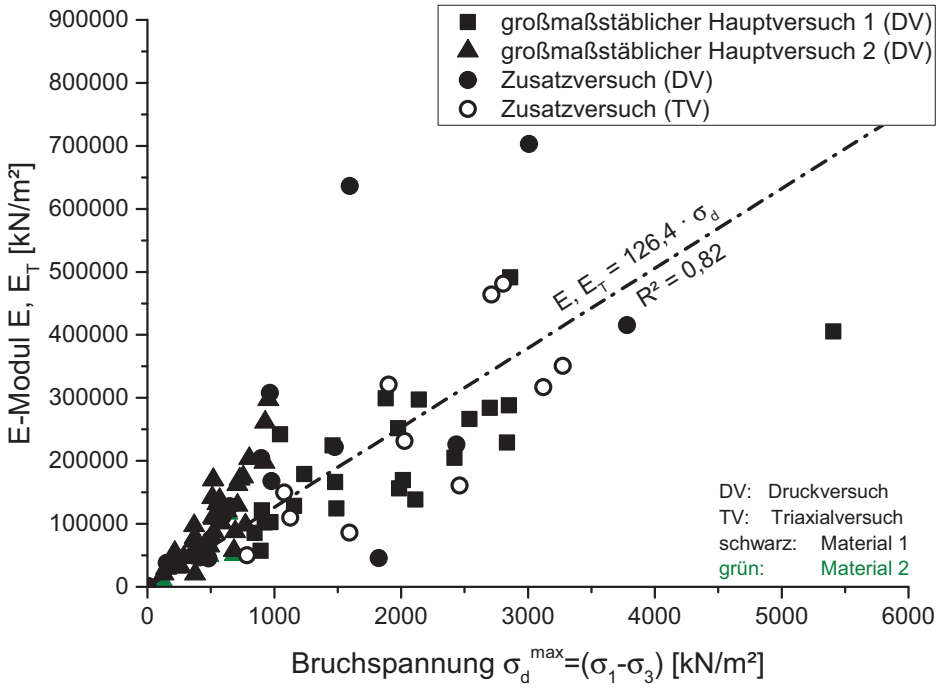


Abb. 6.68: Vergleich zwischen E-Modul E, E_T und Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben

Kapitel 7

Zusammenfassung und Interpretation der Versuchsergebnisse

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Untersuchungen aus Kapitel 4, 5 und 6 zusammengefasst und interpretiert. Zusätzlich werden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen mit den Ergebnissen der Großversuche verglichen, um allgemeine Bandbreiten zur Festigkeit von injiziertem Lockergestein angeben zu können. Weiters werden die Erkenntnisse aus den Großversuchen in zusammengefasster Form vorgestellt, um für die Ausführung von Injektionsarbeiten allgemeine Aussagen treffen zu können.

7.1 Zementgehaltsbestimmung bei injiziertem Lockergestein

In Kapitel 4 finden sich die theoretischen Grundlagen und die Herleitung eines Verfahrens zur Bestimmung des Zementgehalts im Injektionskörper. Es wird dabei unterschieden zwischen der Zementgehaltsbestimmung am reinen Zementstein, der Zementgehaltsbestimmung bei thermisch stabilen Böden und der Zementgehaltsbestimmung bei thermisch instabilen Böden. Das entwickelte Verfahren baut auf der von *Powers* und *Brownyard* [109] in Ihren Versuchen gewonnenen Erkenntnis auf, dass Zement bei vollständiger Hydration in Abhängigkeit der Zusammensetzung rund 20 bis 24 M% an Wasser chemisch bindet. Der Anteil dieses chemisch in den Hydratphasen des Zementsteins gebundenen Wassers lässt sich versuchstechnisch sehr einfach über den Masseverlust durch Glühen der ofengetrockneten Probe bei 1010 °C ermitteln, woraus anhand der in Kapitel 4 entwickelten Beziehungen der Zementgehalt der Probe berechnet werden kann. Das Verfahren funktioniert speziell für die in der Injektionstechnik verwendeten Zementsuspensionen sehr gut, da es bei hohen W/Z-Werten (>0,8), wie sie in der Injektionstechnik üblich sind, zu einer sehr schnellen und nahezu vollständigen Hydration kommt. Zudem besteht im Gegensatz zu Beton, wo geringe W/Z-Werte (<0,6) die Regel sind, kein Wassermangel im Zementstein, der eine vollständige Hydration verhindert bzw. den Hydrationsprozess verlangsamt.

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Grundlagen gelten für Portlandzemente (CEM I), die in Ihrer Zusammensetzung sehr ähnlich sind und einen hohen Anteil an Port-

landzementklinker (95 - 100%) aufweisen. Anhand von Evaluierungsversuchen konnte gezeigt werden, dass das Verfahren bei diesen Zementen sehr gut funktioniert und speziell bei thermisch stabilen Böden (bspw. Quarzsande und -kiese), die durch das Glühen bei 1010 °C keinen Masseverlust erleiden, sehr genau ist. Bei thermisch instabilen Böden (bspw. kalkhältige Böden) muss das Verfahren dahingehend adaptiert werden, dass der Einfluss des Bodens minimiert wird, was durch eine Temperaturreduktion auf 300 °C und die rechnerische Berücksichtigung des Masseverlustes des Bodens in der Bilanz berücksichtigt wird. Die dafür nötigen Grundlagen sind im Kapitel 4.4 angeführt. Das in dieser Arbeit vorgestellte Verfahren zur Bestimmung des Zementgehaltes wurde bei den im Rahmen der durchgeführten Versuche hergestellten bzw. in den Großversuchen gewonnenen Proben erfolgreich angewendet.

7.2 Untersuchungen an erhärteten Suspensionsproben (Zementstein)

Die Eigenschaften des erhärteten Injektionsguts, dem sogenannten Zementstein, beeinflussen wesentlich die physikalischen Eigenschaften des Injektionskörpers. Die physikalischen Eigenschaften von Zementstein sind somit in der Injektionstechnik im Hinblick auf die Qualitätskontrolle von hohem Interesse. In Abschnitt 3.4 wurden die wesentlichen physikalischen Eigenschaften von erhärtetem Zementstein anhand des Modell nach *Powers* [109] hergeleitet und mit den von *Locher* [77] zur Kapillarporosität und Druckfestigkeit von Zementstein angeführten Daten kombiniert. Die daraus in Kapitel 3.4.1 und Kapitel 3.7.1 abgeleiteten theoretischen Beziehungen zwischen Wassergehalt, Feuchtdichte, Trockendichte und Druckfestigkeit zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den eigenen Versuchsergebnissen an Zementsteinproben. Es hat sich dabei gezeigt, dass der W/Z-Wert für eine Abschätzung der Druckfestigkeit nur bedingt geeignet ist, da Sedimentations- und Filtrationseffekte nach dem Anmischen bzw. während der Injektion zu einer Veränderung der volumetrischen Zusammensetzung der Suspension führen können. Dadurch sind Prognosen zur Zementsteinfestigkeit auf Basis des W/Z-Wertes sehr ungenau. Zwischen der Trockendichte des Zementsteins und der Festigkeit besteht jedoch ein eindeutiger Zusammenhang, der von diesen Effekten nicht beeinflusst wird und über die in Gleichung (5.4) und Gleichung (3.45) angegebene Beziehung beschrieben werden kann. Dies ist speziell für die Ausführung von Injektionsarbeiten von Relevanz, da vielfach aus zeitlichen oder örtlichen Gründen nicht immer die Möglichkeit besteht Druckfestigkeitsprüfungen an Suspensionsrückstellproben durchzuführen. Die Trockendichte kann demgegenüber sehr einfach auch auf Baustellen bestimmt werden und ermöglicht anhand der angeführten Beziehungen einen eindeutigen Rückschluss auf die Druckfestigkeit des Zementsteins. Aus den Daten der Versuche und den theoretischen Beziehungen wurde im Rahmen dieser Arbeit nachfolgendes Diagramm zur Abschätzung der Druckfestigkeit von erhärteten Portlandzementsuspensionen entwickelt.

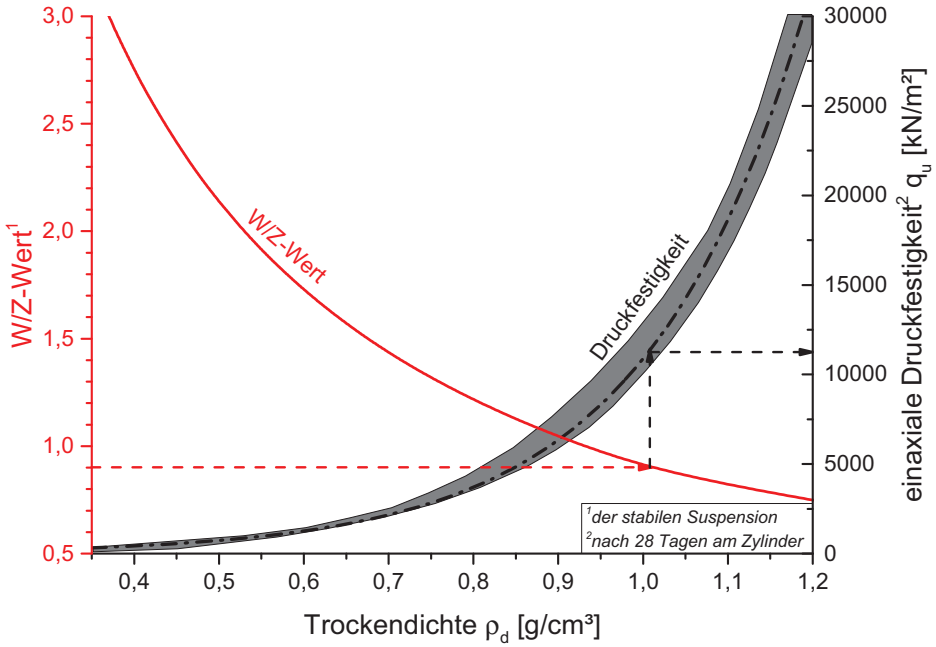


Abb. 7.1: Diagramm zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit von stabilen Portlandzementsuspensionen in Abhängigkeit von der Trockendichte und dem W/Z-Wert

Anhand dieser Abbildung ist auf einfachem Wege eine Abschätzung der zu erwarteten Druckfestigkeit von erhärteten Portlandzementsuspensionen anhand der Trockendichte oder des W/Z-Wertes möglich. Dies soll vor allem in Zukunft eine bessere Beurteilung der Festigkeit von Zementstein ermöglichen. Einerseits zur groben Vor-Abschätzung in der Planungsphase (anhand des W/Z-Wertes) und andererseits zum Nachweis (anhand der Trockendichte), wenn beispielsweise nur Bruchstücke von Proben (z.B. Kluftfüllungen) gewonnen werden können.

Zusammenfassend können aus den Daten der untersuchten Zementsteinproben für erhärtete Portlandzementsuspensionen folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Der W/Z-Wert beschreibt das Verhältnis von Wasser zu Feststoff zum Initialzeitpunkt der Mischungsherstellung. Nachfolgende Filtrations- und Sedimentationseffekte während der Injektion werden durch diesen Kennwert nicht erfasst.

- Je höher die Stabilität der Suspension (Wasserabsetzmaß, Filtratwasserabgabe), desto geringer ist die Abgabe von Überschusswasser aus der Suspension und damit verbunden die Abweichungen vom theoretischen Mischungsverhältnis das durch den W/Z-Wert vorgegeben ist. Aus diesem Grund ist die Verwendung stabiler Suspensionsmischungen für Injektionen immer anzustreben.

- Zwischen der Kapillarporosität, die maßgeblich die Festigkeit des Zementsteins bestimmt, und der Trockendichte des Zementsteins besteht ein eindeutiger physikalischer Zusammenhang. Die in Kapitel 3.7.2 hergeleitete Gleichung (3.43) beschreibt den theoretischen Zusammenhang zwischen der Trockendichte und der Druckfestigkeit.

- Die durchgeführten Versuche an Zementsteinproben zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der Versuchsdaten mit den theoretisch hergeleiteten Zusammenhängen zwischen der Trockendichte und der Druckfestigkeit.
- Für Rückschlüsse auf die Eigenschaften des Zementsteins und die Festigkeit ist der W/Z-Wert nur bedingt geeignet. Die Trockendichte des Zementsteins stellt gegenüber dem W/Z-Wert einen wesentlich genaueren und aussagekräftigeren Kennwert dar.
- Zwischen der Trockendichte und dem E-Modul besteht ein nichtlinearer Zusammenhang. Abbildung 5.8 zeigt die Daten der untersuchten Zementsteinproben mit der daraus ermittelten Regressionsfunktion.
- Anhand der Versuchsdaten der untersuchten Zementsteinproben konnte gezeigt werden, dass mit der Festigkeit auch der E-Modul gleichermaßen ansteigt. Zwischen der Festigkeit und dem E-Modul besteht ein annähernd linearer Zusammenhang, der vom Hydrationsalter und Bindemittel unabhängig ist. Der aus den Daten abgeleitete lineare Zusammenhang ist in Kapitel 5.2.1.1, Gleichung (5.6) angeführt und ermöglicht Rückschlüsse von der Druckfestigkeit von Zementstein auf den E-Modul und vice versa.

7.3 Untersuchungen an im Labor hergestellten Injektionskörperproben

Zur Herstellung von Injektionskörperproben wurden im Rahmen dieser Arbeit eindimensionale Injektionsversuche (sog. Säulenversuche) im Labor durchgeführt. Dabei wurden enggestufte Sande und Kiese in Rohre eingebaut und mit unterschiedlichen Suspensionsmischungen injiziert. Es wurden dabei stabile Suspensionen[1] mit W/Z-Werten zwischen 1,0 und 3,0 injiziert, um eine große Bandbreite unterschiedlicher Festigkeiten und Zementgehalte abzudecken. Die Probenherstellung funktionierte nach dem in Kapitel 5.3 beschriebenen System sehr gut. Sehr wichtig für die Qualität und Homogenität der Proben ist die Wahl der Versuchsböden. Sehr gut geeignet sind für derartige Versuche enggestufte Sande und Kiese, die nach dem Einbringen in den Versuchszylinder schon nahezu die dichteste Lagerung annehmen. Weitgestufte Böden entmischen sich beim Einbau in die Injektionszylinder, wodurch Inhomogenitäten in der Probe entstehen. Dies führt zu einer unregelmäßigen Penetration der Probe und in weiterer Folge zu einer Verfälschung der Festigkeitseigenschaften. Zudem ist besonders auf kurze Penetrationsstrecken und die Injizierbarkeit des Versuchsbodens zu achten. An den im Labor hergestellten Injektionskörperproben wurden einaxiale Druckversuche und Triaxialversuche durchgeführt und nachfolgend der Zementgehalt der Proben nach dem in Kapitel 4 beschriebenen Verfahren bestimmt. Aus den Versuchsdaten konnten folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Bestimmend für die Festigkeit des Injektionskörpers ist der Zementgehalt. Mit zunehmendem Zementgehalt nimmt die Festigkeit zu, einhergehend mit dem E-Modul. Zwischen

[1] Wasserabsetzmaß < 5%

der Bruchspannung und dem E-Modul der untersuchten Injektionskörperproben besteht analog zu Zementstein ein nahezu linearer Zusammenhang. Abbildung 5.24 in Kapitel 5.3.3 zeigt den aus den Versuchsdaten ermittelten Zusammenhang zwischen der Bruchspannung und dem E-Modul mit den daraus ermittelten Regressionsfunktionen.

- Proben mit hohem Zementgehalt reagieren im Last-Verformungsverhalten deutlich steifer als Proben mit geringem Zementgehalt.
- Das Spannungsniveau im Triaxialversuch (Seitendruck) hat bei stark verfestigten Injektionskörperproben mit hohem Zementgehalt keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten. Bei gering verfestigten Proben besteht, ähnlich wie bei Böden, ein Einfluss des Spannungsniveaus auf das Last-Verformungsverhalten.
- In den untersuchten Variationen enggestufter Sande und Kiese konnte kein unmittelbarer Einfluss der Bodenart auf die Festigkeit festgestellt werden.
- Zwischen dem an den Injektionskörperproben bestimmten Zementgehalt und der Bruchspannung besteht ein eindeutiger nichtlinearer Zusammenhang, der in Abbildung 7.2 dargestellt ist. Anhand des Zusammenhangs zeigt sich auch, dass das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verfahren zur Bestimmung des Zementgehaltes im Injektionskörper sehr gut geeignet ist.
- Zwischen dem E-Modul und dem Zementgehalt der untersuchten Proben zeigt sich ein eindeutiger Zusammenhang, der in Kapitel 5.3.3.1, Abbildung 5.23 mit der daraus ermittelten linearen Regressionsfunktion dargestellt ist.
- Für eine Abschätzung bzw. die indirekte Bestimmung der Festigkeit von injiziertem Lockergestein muss der tatsächliche Zementgehalt in der Probe bekannt sein.

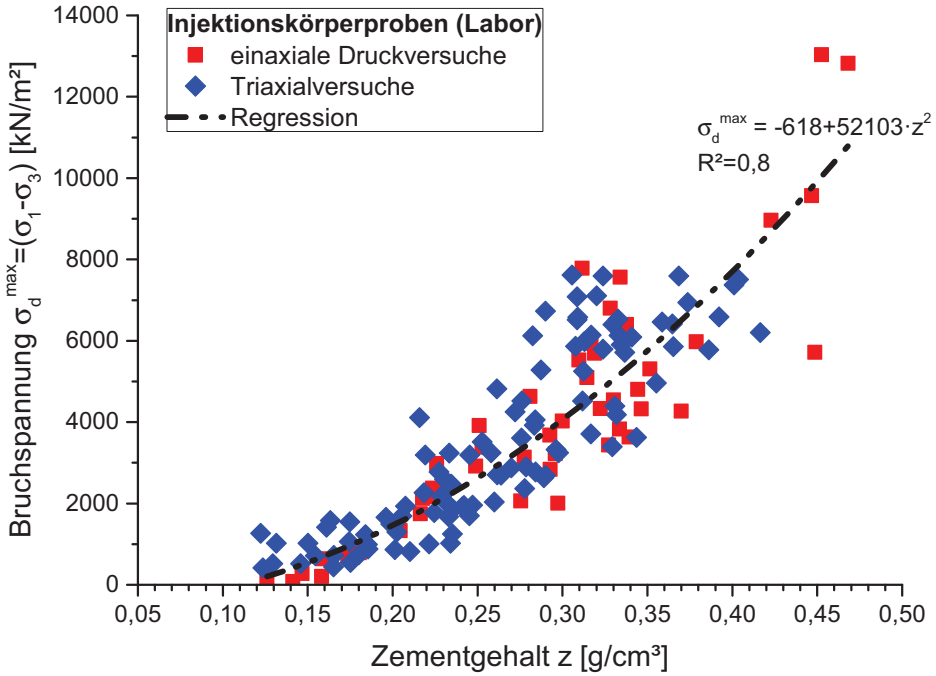


Abb. 7.2: Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der im Labor hergestellten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen

Vergleicht man die Eigenschaften und die Einflüsse auf die Festigkeit von Injektionskörperproben, so zeigt sich, dass viele Zusammenhänge die für Zementstein gelten auch für Injektionskörperproben gelten. Insbesondere der lineare Zusammenhang zwischen der Festigkeit und dem E-Modul bestätigt, dass das maßgebende Element bei injiziertem Lockergestein der Zement ist. Die Eigenschaften der erhärteten Suspension entscheiden somit über die Eigenschaften des Injektionskörpers. Über den W/Z-Wert kann der Zementgehalt und somit die Druckfestigkeit des Injektionskörpers gesteuert, jedoch nicht vorgegeben werden. Bestimmend für die physikalischen Eigenschaften von injiziertem Lockergestein ist der tatsächlich im Boden vorhandene Zementgehalt, der sich ausgehend von der Injektionsquelle (Manschette) in Abhängigkeit der Filtrations- und Sedimentationseigenschaften des Bodens und der Suspension im Porenraum des Bodens einstellt. Eine höhere Stabilität und ein geringerer W/Z-Wert der Suspension führen demnach automatisch zu höheren Festigkeiten im Boden. Um jedoch Aussagen über die Festigkeit von injziertem Lockergesteinsproben treffen zu können, muss der tatsächliche Zementgehalt im Injektionskörper bekannt sein.

7.4 Erkenntnisse aus den Großversuchen

Im Rahmen der Untersuchungen für diese Arbeit wurden Großversuche zur Injektion an zwei typischen injizierbaren Kiesböden ausgeführt. Ziel der Versuche war, Proben aus dem Injektionskörper zu gewinnen und insbesondere Methoden zur Probeentnahme aus dem Injektionskörper zu testen. Durch den Einbau von Sensoren (Erddruckmessdosen, Piezometer, Setzungspegel und Extensometer) wurden die Vorgänge im Boden während der Injektion bei einem Versuch aufgezeichnet.

Für die Ausführung der Großversuche wurde ein spezieller Container konstruiert, bei dem aufgrund der flexiblen Bauweise eine nahezu vollständige Freilegung des Injektionskörpers möglich war. Durch den Einbau eines Drainagesystems im Container konnte der Wasserspiegel im Container gesteuert werden. Der Boden wurde in den Container geschüttet, händisch verteilt und lageweise verdichtet. Beim Zusatzversuch erfolgte der Einbau unverdichtet. Zur Simulation des Bohrvorgangs wurden die vertikal eingebauten Kunststoffrohre aus dem Boden gezogen, die Manschettenrohre eingestellt und der Ringraum mit Mantelmischung gefüllt. Diese Vorgangsweise hat sich im Zuge der Versuche als ideal herausgestellt. Die Injektion der Manschetten erfolgte in zwei Phasen (Primär- und Sekundärinjektionen). Dabei wurde ausgehend von der tiefsten Manschette bei den Primärinjektionen nur jede zweite Manschette beaufschlagt. Die dazwischenliegenden Manschetten wurden im Zuge der Sekundärinjektionen beaufschlagt. Zur Injektion wurde eine mit Bentonit stabilisierte Zementsuspension verwendet. Die Eigenschaften und die Zusammensetzung der verwendeten Suspensionen sind in Tabelle 6.3 angeführt. Die Injektion erfolgte unter Aufzeichnung des Injektionsdrucks an der Pumpe und der Injektionsmenge. Nach der Aushärtung des Injektionsguts im Boden wurde der Injektionskörper freigelegt.

Im Rahmen der Versuche wurden unterschiedliche Methoden zur Gewinnung von Proben aus dem Injektionskörper entwickelt und getestet. Dabei konnten selbst in stark verfestigten Bereichen des Injektionskörpers keine prüfbaren Bohrkerne anhand von Kernbohrungen gewonnen werden. Im Rahmen des ersten Hauptversuchs konnten Proben nur anhand von Bruchstücken, die zu Prismen geschnitten wurden, hergestellt werden. Als bestmöglich für die Probengewinnung hat sich der Einbau von dünnwandigen Stahl-Lochblechrohren erwiesen, wodurch im zweiten Hauptversuch und im Zusatzversuch eine Vielzahl an prüffähigen Proben entnommen werden konnte. Versuche mit einer eigens entwickelten Probeentnahmevorrichtung, die vor der Injektion eingebaut und unmittelbar nach der Injektion gezogen wird, lieferte brauchbare Ergebnisse und wichtige Erkenntnisse für die weitere Verbesserung des Verfahrens. Zusätzlich gezeigt werden konnte, dass Rammsondierungen zum Nachweis der Reichweite prinzipiell geeignet sind, jedoch bei stark verfestigten Schichten kein Eindringen der Sonde mehr möglich war.

7.4.1 Erkenntnisse zur Ausführung der Injektionsarbeiten

Durch die Freilegung des Injektionskörpers konnte gezeigt werden, dass wenn die Injizierbarkeit des Materials gegeben ist, problemlos Reichweiten von über einem Meter erzielt werden können. Durch das Einfärben des Injektionsgutes konnten vielfach kleine, hauptsächlich vertikale Claquagen, im Millimeterbereich festgestellt werden. Die Claquagen stellen für die Suspension Fließwege geringen Widerstandes dar, wodurch es zur Penetration weiter entfernter Bereiche kommt und somit zu einer deutlichen Erhöhung der Reichweite. In Abbildung 7.3 ist eine Claquage, die bei der Freilegung des Injektionskörpers angetroffen wurde

abgebildet.

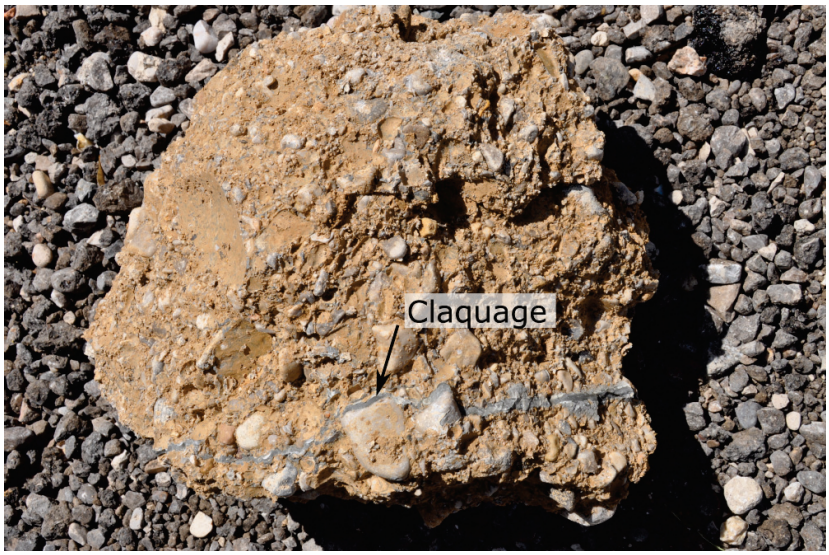


Abb. 7.3: Claquage im Injektionskörper

Die freigelegten Bereiche der erhärteten Mantelmischung sowie die Extensometermessungen im Nahbereich des Manschettenrohres haben gezeigt, dass das Aufreißen der Mantelmischung durch Aufsprengen der Manschette immer vertikal entlang des Manschettenrohres, teilweise über mehrere Manschetten erfolgt. Die Suspension dringt somit über einen größeren Bereich in den Untergrund ein. In Abbildung 7.5 ist der Querschnitt eines freigelegten Manschettenrohres mit Mantelmischung dargestellt. Dabei sind die durch das Aufreissen der Manschette entstandenen vertikalen Risse, entlang derer die Suspension in den Boden eindringt, sehr gut erkennbar. Insbesondere bei höheren Festigkeiten der Mantelmischung, wie es beim ersten Hauptversuch der Fall war, treten vermehrt Konnektivitäten zwischen den einzelnen Manschetten auf. Eine Unterteilung der Injektionen in Primär- und Sekundärinjektionen, bei welchen nur jede zweite Manschette beaufschlagt wird, macht aus eben diesen Gründen Sinn.

Die Festigkeit der Mantelmischung sollte aus den angeführten Gründen auf den umgebenden Boden abgestimmt und nicht zu hoch sein. Einerseits soll die Mantelmischung möglichst lokal im Bereich der Manschette aufgesprengt werden, andererseits muss dem Druck des Packers beim Festsetzen (rund 40 bar) ein Widerstand entgegengesetzt werden, ohne dass die Mantelmischung im Bereich der Packer zerstört wird.

Abb. 7.4: Mantelmischung mit deutlich sichtbaren Rissen entlang des Manschettenrohres

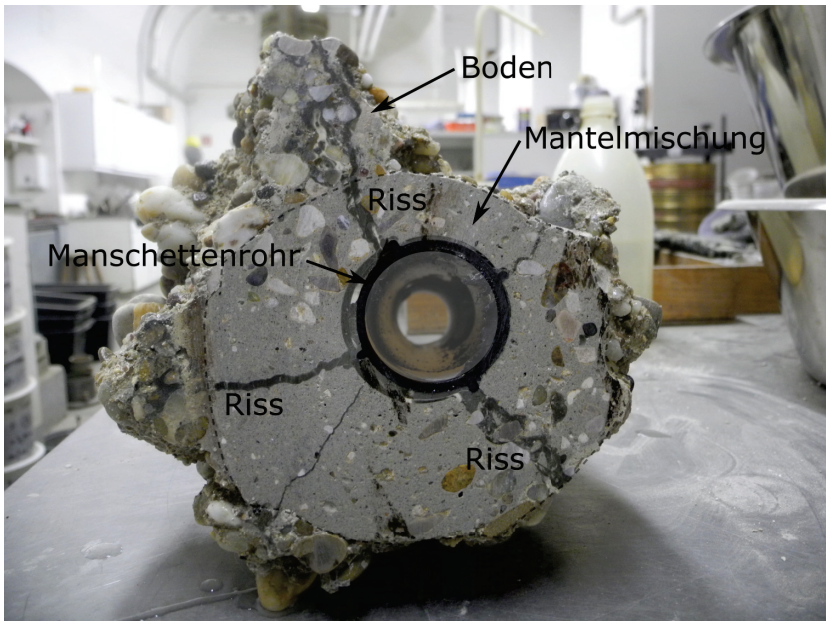


Abb. 7.5: Querschnitt durch die Mantelmischung mit Manschettenrohr und deutlich erkennbaren vertikalen Rissen, entlang derer das Injektionsgut in den Boden eindringt

In den Extensometermessungen in Kapitel 6, Abbildung 6.46 ist deutlich erkennbar, dass das Aufreissen der Mantelmischung zu einer Horizontalverformung des Bodens im Nahbereich des Manschettenrohr, verbunden mit einer lokalen Verdichtung und einer geringfügigen Erhöhung der Horizontalspannung, im Boden führt. Die Daten der Horizontalspannungsmessung im Boden Abbildung 6.33 zeigen, dass es auch während der Injektion im Bereich der injizierten Manschette zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen kommt. Mit Ende der Beaufschlagung reduziert sich die Horizontalspannung wieder auf den Ursprungswert. Die während der Injektion gemessenen Vertikalspannungen blieben nahezu unverändert. Bei der Injektion der Sekundärphase ergaben sich kurzzeitige Erhöhungen der Vertikalspannung,

was vermutlich auf das Einschließen des Injektionsguts zwischen zwei bereits injizierten Bereichen zurückzuführen ist. Hebungen wurden trotz im Injektionskörper festgestellter Claquagen nicht gemessen und beobachtet.

Im Zuge der Versuche wurden zwei unterschiedliche Injektionsabläufe getestet:

- Zeitliche Trennung zwischen Primär- und Sekundärinjektionen. Aushärtung des Injektionsgutes im Untergrund zwischen den beiden Phasen (1. Hauptversuch).
- Ausführung der Sekundärinjektionen unmittelbar nach dem Ansteifen der Primärinjektionen, vor Aushärtung des Injektionsgutes im Untergrund (2. Hauptversuch).

Im Hinblick auf die eingebrachten Mengen, die freigelegten Injektionskörper und den Verlauf der Injektion hat sich gezeigt, dass die Vorgangsweise, die im zweiten Hauptversuch gewählt wurde, ein wesentlich besseres Ergebnis hervorgebracht hat. Im ersten Hauptversuch war es bei den Sekundärinjektionen nur unter hohen Drücken bzw. bei einigen Passen nicht mehr möglich, die Manschetten für die Sekundärinjektion aufzusprengen. Bei den meisten Passen wurden nur sehr geringe Aufnahmen unter hohen Drücken erreicht, oder es kam unmittelbar nach dem Aufsprengen zu Suspensionsaustritten an der Oberfläche. Im Gegensatz dazu konnten im zweiten Hauptversuch die Manschetten wesentlich leichter aufgesprengt werden, da durch die kurze Zeitspanne zwischen den Primär- und Sekundärinjektionen das Injektionsgut im Boden lediglich eine geringe Kohäsion des Bodens hervorgerufen hat. Dies ermöglicht ein gutes Eindringen der Suspension in nicht injizierte Bereiche und es bilden sich aufgrund der geringen Festigkeit des Injektionskörpers leichter kleinräumige Claquagen hin zu weiter entfernten Bereichen. Anhand dieser Vorgangsweise konnte ein sehr homogener Injektionskörper hergestellt werden. Die Ausführung der Injektion in nur einer Phase durch Beaufschlagung jeder Manschette wäre im Hinblick auf die vielfach vorhandene Konnektivität zwischen den Manschetten nicht sinnvoll gewesen, da sich das Injektionsgut vermutlich mehrheitlich in den selben Bereichen der zuvor beaufschlagten Manschette ausgebreitet hätte. Dies führt speziell bei einem geschichteten Bodenaufbau zu sehr inhomogenen stark fächerartigen Injektionskörpern.

Die bei den Versuchen verwendete Injektionsrate von 4 bis 6 Liter pro Minute liegt für Lockergesteinsinjektionen im realistischen Bereich. Es hat sich bei versuchsweise durchgeführten Veränderungen der Injektionsraten gezeigt, dass höhere Injektionsraten zu deutlich höheren Injektionsdrücken führen, wodurch die Wahrscheinlichkeit der Bildung von Wegigkeiten, verbunden mit Suspensionsaustritten steigt.

Die Messung der Porenwasserdrücke im Boden zeigte, dass nur ein Bruchteil des an der Pumpe anstehenden Injektionsdrucks im Boden ankommt. Der wirksame Suspensionsdruck im Boden nimmt mit zunehmendem Abstand von der Injektionsstelle stark ab. Beim zweiten Hauptversuch wurde in 40 cm Abstand vom Manschettenrohr S1 im Boden nur rund 1/100 des an der Injektionspumpe anstehenden Injektionsdrucks gemessen. Diese Erkenntnis ist für die Praxis speziell bei der Festlegung des maximal zulässigen Injektionsdrucks von Relevanz,

da zu konservativ ausgelegte Abbruchkriterien im Hinblick auf die Maximaldrücke zu einem frühzeitigem Abbruch der Injektion führen können. Spannungsspitzen wie sie vielfach im Injektionsdiagramm ersichtlich sind, treten im Boden nur in stark gedämpfter Form auf und sind möglicherweise ein Zeichen für lokale kleinräumige Claquagenbildung. Die beim Freilegen der Injektionskörper angetroffenen Claquagen waren immer lotrecht und wiesen eine Stärke von rund 1-2 mm auf. Im ersten Hauptversuch konnte aufgrund der Einfärbung des Injektionsgutes gut beobachtet werden, dass sich die Claquagen der zeitlich nachgezogenen Sekundärinjektionen vielfach entlang der erhärteten Claquagen der Primärinjektionen ausbildeten.

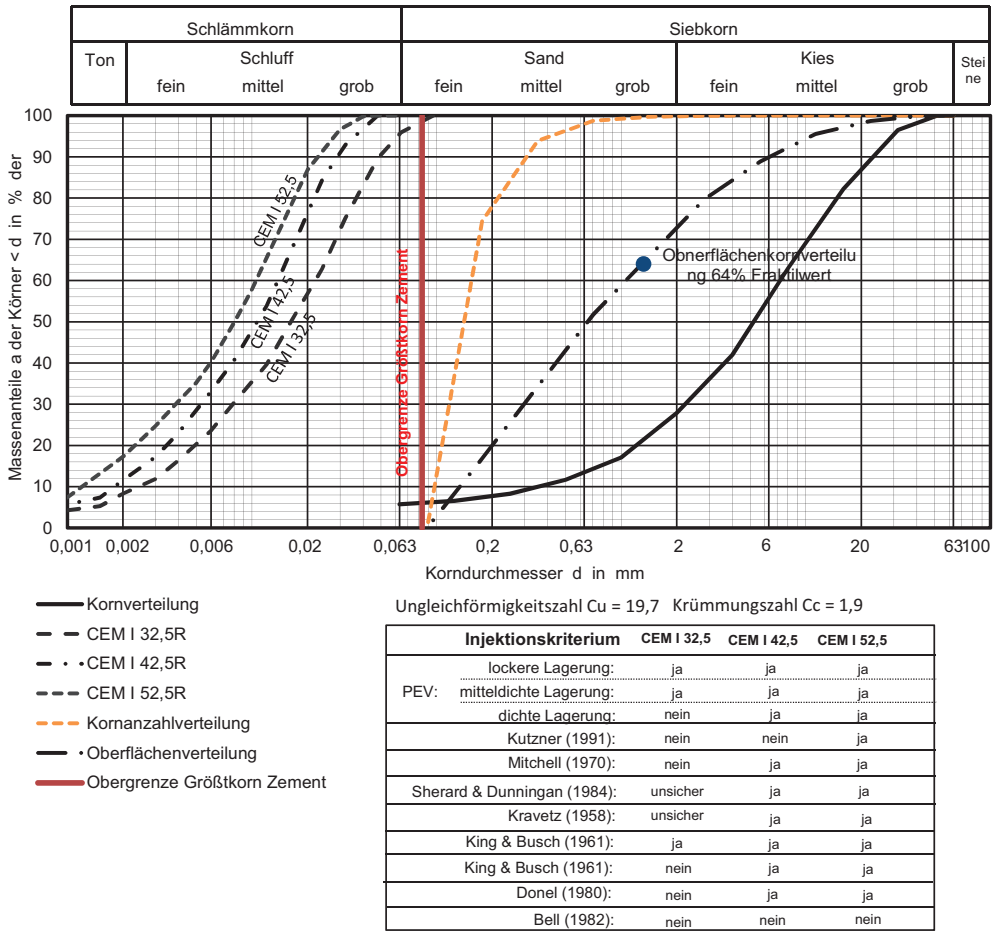
Bei keinem der Versuche konnten Hebungen während der Injektion beobachtet bzw. gemessen werden. Dies ist vor allem auf die homogenen Untergrundverhältnisse zurückzuführen. Bei derartigen Verhältnissen, bei denen eine Penetration des Bodens gegeben ist, sind Hebungen in größerem Ausmaß nicht zu erwarten, da die Claquagenbildung zu neuen Fließwegen und zu einer Erhöhung der Reichweite führt. Das Auftreten von Hebungen erfordert die Ausbildung größerer zusammenhängender Fließwege, ohne dass eine weitere Penetration des Bodens erfolgt. Dies ist bei der Primärinjektionen in der Regel kaum der Fall. Ausnahmen stellen geschichtete Bodenverhältnisse dar, bei welchen es beispielsweise durch undurchlässige Schichten zu einer natürlichen Begrenzung der Injektionsausbreitung, und gegebenenfalls zu Hebungen kommen kann.

7.4.2 Erkenntnisse zur Anwendung von Injektionskriterien

Für die Großversuche wurden zwei unterschiedliche Materialien gewählt, die typische Böden aus dem Raum Wien repräsentieren. Die Materialien unterscheiden sich geringfügig im Bereich des Mittelsandanteils. Die beiden Böden wurden vorab anhand der gängigen Injektionskriterien (Kapitel 1.3.4) auf ihre Injizierbarkeit überprüft. Die Ergebnisse der Auswertung sind in Tabelle 7.1 angeführt. Im Versuch konnte das eingebaute Material 1 sehr gut injiziert werden. Das Material 2, das über einen höheren Mittelsandanteil verfügt, konnte bei dichter Lagerung im Versuch nicht mehr penetriert werden. Die klassischen auf dem Filterkriterium basierenden Injektionskriterien (N-Kriterien) (vgl. Kapitel 1.3.4, Tabelle 1.1) mit den Grenzwerten unterschiedlicher Autoren liefern widersprüchliche Aussagen zur Injizierbarkeit des Materials. Die Prognose des auf der Porenengstellenverteilung des Bodens basierenden Kriteriums nach *Schuler* & *Brauns* [119, 122] entspricht am besten den beobachteten Ergebnissen. Bei den N-Kriterien stimmt nur der von *Kutzner* [74] angegebene Grenzwert mit den Ergebnissen aus den Großversuchen überein. In Abbildung 7.6 und Abbildung 7.7 findet sich die Auswertung der Injizierbarkeit für die beiden Materialien anhand von Injektionskriterien.

Tab. 7.1: Übersicht über die Prognose der Injizierbarkeit der untersuchten Materialien anhand unterschiedlicher Injektionskriterien

Kriterium			**Injektion möglich:** **Material 1**	**Material 2**
Ergebnis aus den Versuchen			ja	nein
Porenengstellenverteilung	locker gelagert	[119, 122]	*ja*	*ja*
	mitteldicht gelagert		*ja*	*ja*
	dicht gelagert		*ja*	*nein*
N-Kriterium	*Kutzner*	[74]	*ja*	*nein*
	Mitchell	[87]	*ja*	*unsicher*
	Sherard & Dunningan	[126]	*ja*	*unsicher*
	Kravetz	[72]	*ja*	*ja*
	King & Busch	[69]	*ja*	*ja*
	Donel	[40]	*ja*	*ja*
	Bell	[10]	*nein*	*nein*

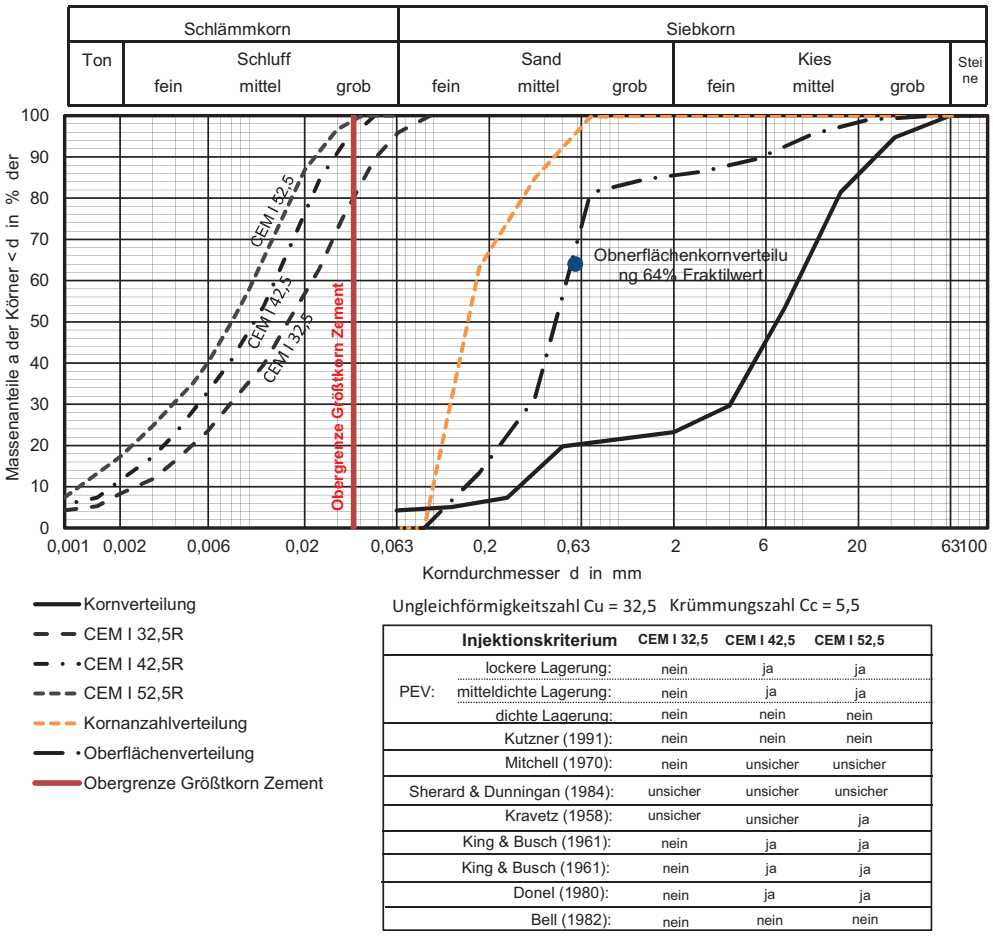


Injektionskriterium		CEM I 32,5	CEM I 42,5	CEM I 52,5
PEV:	lockere Lagerung:	ja	ja	ja
	mitteldichte Lagerung:	ja	ja	ja
	dichte Lagerung:	nein	ja	ja
Kutzner (1991):		nein	nein	ja
Mitchell (1970):		nein	ja	ja
Sherard & Dunningan (1984):		unsicher	ja	ja
Kravetz (1958):		unsicher	ja	ja
King & Busch (1961):		ja	ja	ja
King & Busch (1961):		nein	ja	ja
Donel (1980):		nein	ja	ja
Bell (1982):		nein	nein	nein

Abb. 7.6: Auswertung der Injektionskriterien für Material 1

Bei Material 1, das sehr gut injiziert werden konnte, wurden problemlos Reichweiten von über 1 m erzielt. Bei Material 2 wurden durch die Verdichtung und damit verbundene Seggragationseffekte feinteilärmere Schichten geschaffen, die gut durch das Injektionsgut pe-

netriert werden konnten, während die dazwischenliegenden Schichten nicht mehr penetriert wurden.



Ungleichförmigkeitszahl Cu = 32,5 Krümmungszahl Cc = 5,5

Injektionskriterium		CEM I 32,5	CEM I 42,5	CEM I 52,5
PEV:	lockere Lagerung:	nein	ja	ja
	mitteldichte Lagerung:	nein	ja	ja
	dichte Lagerung:	nein	nein	nein
Kutzner (1991):		nein	nein	nein
Mitchell (1970):		nein	unsicher	unsicher
Sherard & Dunningan (1984):		unsicher	unsicher	unsicher
Kravetz (1958):		unsicher	unsicher	ja
King & Busch (1961):		nein	ja	ja
King & Busch (1961):		nein	ja	ja
Donel (1980):		nein	ja	ja
Bell (1982):		nein	nein	nein

Abb. 7.7: Auswertung der Injektionskriterien für Injektionskriterien Material 2

7.5 Vergleich der Laboruntersuchungen mit den großmaßstäblichen Versuchen

In Abbildung 5.21 aus Kapitel 5.3.3 ist der Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} der einaxialen Druckversuche, der Triaxialversuche und dem Zementgehalt dargestellt. Bei den untersuchten Proben handelt es sich anhand von Säulenversuchen im Labor injizierte Quarzsande. Dabei wurde der W/Z-Wert der injizierten Suspension variiert, um eine große Bandbreite unterschiedlicher Festigkeiten und Zementgehalte abzudecken. Der tatsächliche Zementgehalt der Proben wurde nach den einaxialen Druck- bzw. Triaxialversuchen mit dem in Kapitel 4 entwickelten Verfahren bestimmt. Abbildung 5.21 zeigt, dass zwischen dem Zementgehalt der Proben und der Bruchspannung ein eindeutig nichtlinearer Zusammenhang besteht. In Abbildung 7.8 sind die Ergebnisse der Großversuche zusammen mit den Ergebnissen der im Labor hergestellten Injektionskörperproben dargestellt. Da bei den Großversuchen der Boden des Zusatzversuchs unverdichtet eingebaut wurde, erfolgt im Diagramm eine Unterscheidung zwischen den Großversuchen. Anhand der Daten zeigt

sich, dass die Ergebnisse des ersten und zweiten Hauptversuchs sehr gut mit den Daten der im Labor hergestellten Proben übereinstimmen. Bei dicht gelagerten Böden, wie es beim ersten und zweiten Hauptversuch sowie bei den im Labor hergestellten Proben der Fall ist, scheint der Zementgehalt im Boden der bestimmende Parameter zu sein. Die Daten des Zusatzversuchs, wo aufgrund des unverdichteten Einbaus nur eine lockere bis sehr lockere Lagerung erzielt wurde zeigen, dass diese Proben eine deutlich geringere Festigkeit bei gleichem Zementgehalt aufweisen. Die Begründung für diese Tatsache liegt vermutlich darin, dass aufgrund der lockeren Lagerung die Abstände zwischen den einzelnen Körnern wesentlich größer sind und dass dadurch höhere Zementanteile im Porengerüst notwendig sind, um gleichwertige Festigkeiten wie bei einem dicht gelagerten Boden zu erreichen.

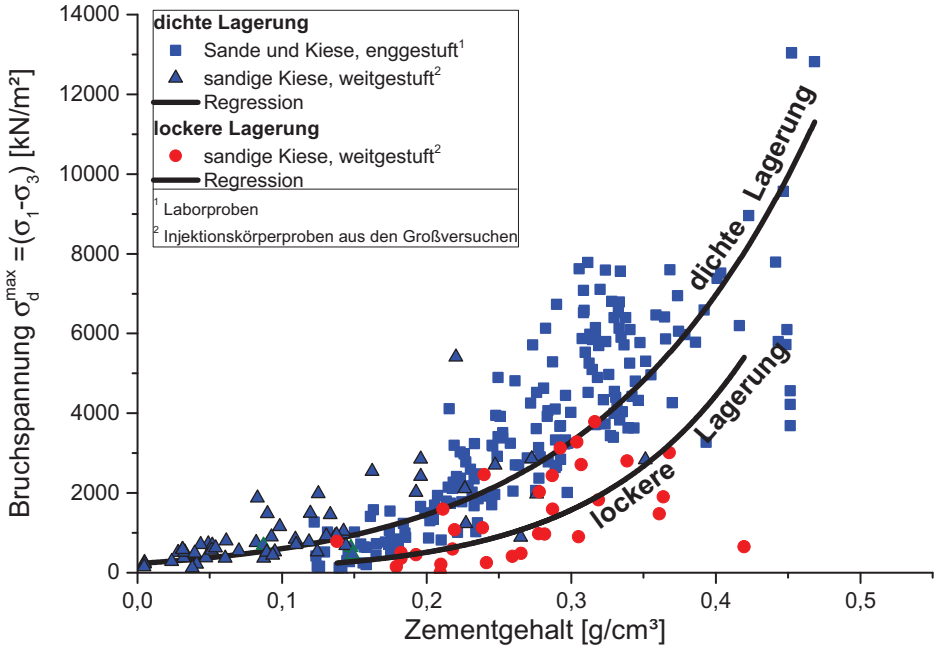


Abb. 7.8: Vergleich zwischen Zementgehalt und Bruchspannung der untersuchten Injektionskörperproben

Abbildung 7.8 ermöglich somit eine Abschätzung der zu erwartenden Festigkeiten in Abhängigkeit des Zementgehalts im Boden. Dadurch besteht für die Praxisanwendung die Möglichkeit, die Festigkeit von injiziertem Lockergestein indirekt über den Zementgehalt abzuschätzen. Dies ist speziell von Vorteil, wenn die Gewinnung prüffähiger Injektionskörperproben aus dem Baugrund nicht möglich ist. Es kann dabei anhand von Bruchstücken oder dem Bohrklein der Zementgehalt der Probe nach dem in Kapitel 4 beschriebenen Verfahren bestimmt werden und über Abbildung 7.8 auf die Festigkeit der Probe geschlossen werden.

Um in der Planungsphase auch eine grobe Abschätzung der erzielbaren Festigkeiten im Lockergestein zu ermöglichen, ist in Kapitel 4.5 der theoretisch maximal mögliche Zementgehalt im Boden bei gegebenem W/Z-Wert für unterschiedliche Porenanteile n hergeleitet. Es ist dabei jedoch anzumerken, dass der Zementgehalt aufgrund von Filtrationseffekten im

Boden nicht konstant ist und in der Regel mit zunehmendem Abstand von der Injektionsstelle abnimmt [88]. Der hergeleitete Zusammenhang ist von theoretischer Natur, dient aber dazu, grobe Richtwerte für den Zementgehalt im Boden in Abhängigkeit vom W/Z-Wert abzuleiten.

Die grafische Auswertung des Zusammenhangs ist für einen Standardportlandzement mit einer Korndichte von $\rho_z = 3,1\ \mathrm{g/cm^3}$ ist in Abbildung 7.9 dargestellt.

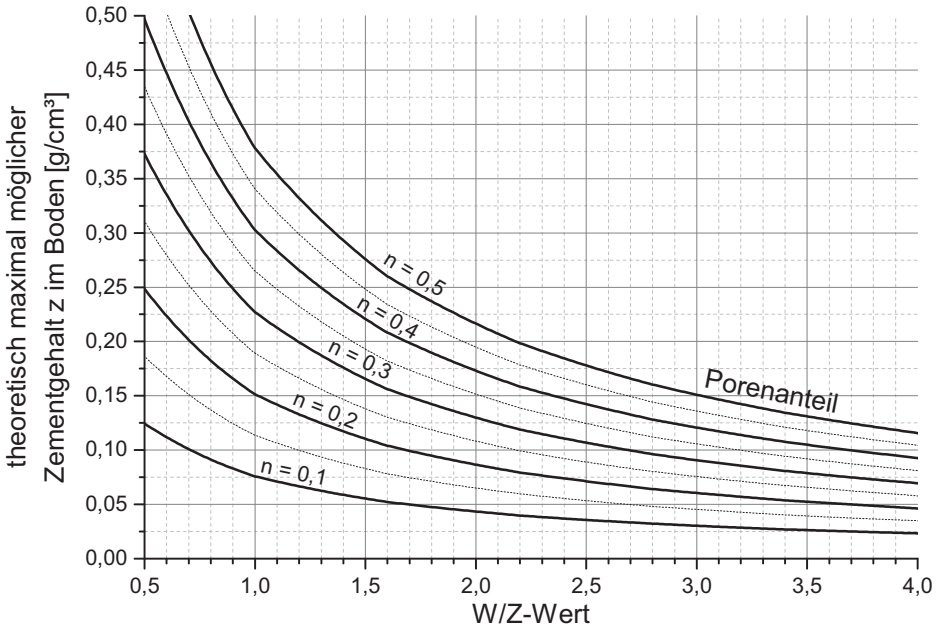


Abb. 7.9: Theoretischer Zusammenhang zwischen dem im Porenraum des Bodens maximal möglichen Zementgehalt und dem W/Z-Wert

In Abbildung 7.10 ist der Zusammenhang zwischen dem E-Modul E, E_T und der Bruchspannung σ_d^{max} für alle untersuchten Portlandzementsteinproben, alle im Labor hergestellten Injektionskörperproben und alle untersuchten Injektionskörperproben aus den Großversuchen dargestellt. Die Daten zeigen eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der Injektionskörperproben mit den Ergebnissen der Zementsteinproben. Es zeigt sich, dass der in Kapitel 5.3.3.1 für Zementsteinproben beschriebene lineare Zusammenhang zwischen E-Modul und Bruchspannung auch für Injektionskörperproben gilt.

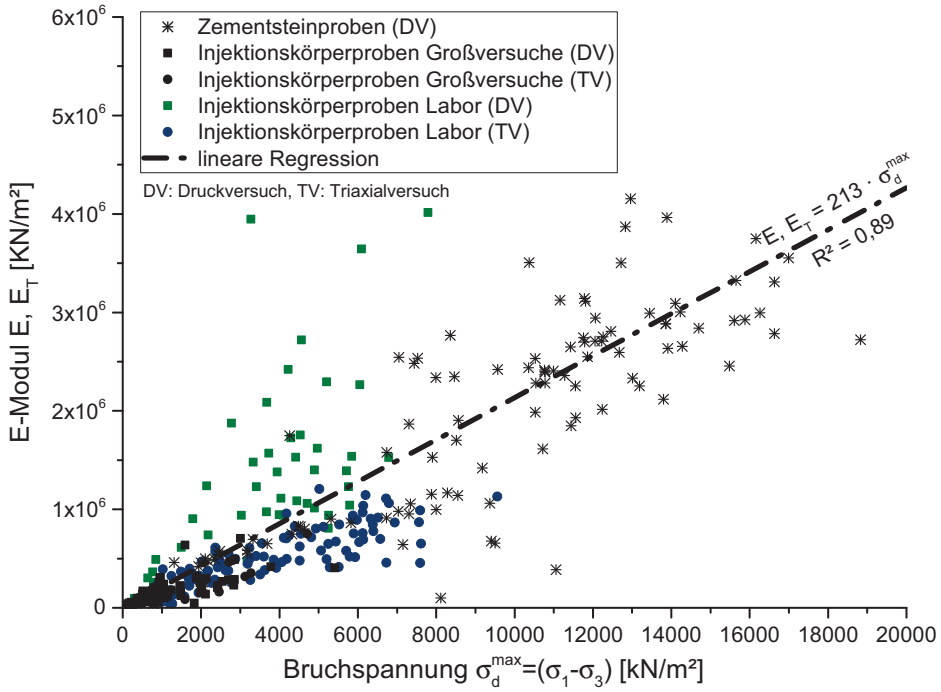


Abb. 7.10: E-Modul E, E_T in Abhängigkeit von der Bruchspannung σ_d^{max} ermittelt anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen der untersuchten Injektionskörperproben (Labor und Großversuche) sowie der Zementsteinproben

7.6 Möglichkeiten zum Nachweis der Festigkeit von injiziertem Lockergestein

Im Hinblick auf den Nachweis der Festigkeit von injiziertem Lockergestein ergeben sich basierend auf den im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnissen folgende Möglichkeiten:

Abschätzung anhand von Laborversuchen

Anhand von Laborversuchen können über Säulenversuche auf einem sehr einfachem Weg Proben für bodenmechanische Untersuchungen (Triaxial- oder Druckversuche) hergestellt werden. Die Variation des Zementgehaltes im Boden kann dabei über die Veränderung des W/Z-Wertes gesteuert werden, wobei der Einsatz stabiler Suspensionen Vorraussetzung ist. Zu beachten ist dabei zusätzlich, dass das Einbaumaterial (Boden) sehr gut durch das Injektionsgut penetrierbar sein muss, um homogene Proben herzustellen. Böden die in situ noch injizierbar sind, können vielfach unter Laborbedingungen in Säulenversuchen nicht mehr injiziert werden. Dies trifft speziell auf weitgestufte Böden zu. Enggestufte Sande und Kiese eignen sich demgegenüber sehr gut zur Herstellung von Injektionskörperproben im Labor.

Abschätzung über die Steifigkeit

Die bodenmechanischen Versuche an Injektionskörperproben haben gezeigt, dass analog zu Zementstein ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Steifigkeit und der Festig-

keit von injiziertem Lockergestein besteht. Der Zusammenhang ist annähernd linear und vom Erhärtungszustand (Hydrationsalter), Zementart und Zementgehalt unabhängig. Da die Steifigkeit in situ wesentlich leichter zu ermitteln ist als die Festigkeit, kann beispielsweise mittels Pressiometerversuch mit der in Kapitel 5.3.3 und Kapitel 6.5 dargestellten Korrelation auf die Festigkeit des Injektionskörpers rückgeschlossen werden.

Abschätzung über Probenstücke bzw. das Bohrklein

Bei Kernbohrungen in injiziertem Lockergestein wird in der Regel der Kern zerstört. Teilweise verbleiben Bruchstücke, die jedoch aufgrund der Größe und Form im Hinblick auf die Festigkeit nicht prüfbar sind. Bei derartigen Proben besteht anhand der in Abschnitt 4 entwickelten Verfahren die Möglichkeit, den Zementgehalt der Proben zu bestimmen. Anhand des Zementgehaltes der Proben kann über Abbildung 7.8 auf die Festigkeit des Injektionskörpers geschlossen werden. Zu beachten ist dabei, dass die Probenmenge im Vergleich zur Korngröße repräsentativ sein muss. Für die Bestimmung des Zementgehaltes müssen folgende Punkte bekannt sein:

- Probenvolumen
- Hydrationsalter
- Lagerungsdichte und Glühverlust des unzementierten Bodens bei 300 °C
- Zusammensetzung des Zementes oder Ermittlung des chemisch gebundenen Wassers im Zementstein w_{ne} durch Glühversuche an Suspensionsrückstellproben

Bei Bruchstücken bietet sich die Volumensbestimmung mittels Tauchwägung an. Bei der Untersuchung am Bohrklein muss das Volumen über die Bohrstrecke ermittelt werden. Dabei muss sichergestellt sein, dass keine Feinteile im Zuge der Bohrung ausgetragen werden. Zusätzlich erforderlich ist noch eine Bodenprobe des unverfestigten Materials sowie die Kenntnis der Lagerungsdichte.

Kapitel 8

Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Injektionstechnik stellt eines der ältesten Verfahren im Bereich des Spezialtiefbaus dar, das aufgrund neuer Innovationen im Bereich der Injektionsmaterialien und der Bohrtechnik eine Renaissance erlebt. Den Anforderungen, die an die Injektionstechnik im Hinblick auf die Prüfung und Qualitätssicherung des Injektionsgutes wie auch des injizierten Bodens gestellt werden, stehen bislang nur unzureichende Festlegungen in Normen und Richtlinien gegenüber. Speziell bei der Verfestigung von Lockergestein besteht die Problematik, dass in den meisten Fällen keine prüfbaren Proben aus dem Injektionskörper gewonnen werden können und somit der Nachweis über den Injektionserfolg, der vielfach im Sinne einer zu erzielbaren Festigkeit definiert ist, nicht erbracht werden kann.

Ziel dieser Arbeit war es, Methoden und Verfahren zur Bestimmung der Festigkeit von injiziertem Lockergestein zu entwickeln. In einem ersten Schritt wurden dabei die Grundlagen für die Prüfung und Qualitätssicherung zementbasierter Suspensionen aufbereitet. Es hat sich dabei gezeigt, dass die Prüfverfahren vielfach nicht mehr den Anforderungen, die an sie in der Praxis gestellt werden, erfüllen. Speziell im Bereich der rheologischen Prüfung sowie bei der Prüfung der Festigkeitsentwicklung zementbasierter Suspensionen fehlen praxistaugliche und genaue Prüfverfahren. Im Rahmen dieser Arbeit wurden eine Vielzahl an Suspensionsprüfungen durchgeführt und dabei neue Ansätze zur Prüfung und Qualitätssicherung zementbasierter Suspensionen vorgestellt.

Der zweite Teil dieser Arbeit beschäftigte sich mit den physikalischen Eigenschaften von erhärteten Suspensionsproben, sogenannten Zementsteinproben. Dabei wurden die Grundlagen der Hydration mit Augenmerk auf die in der Injektionstechnik verwendeten Zementsuspensionen aufgearbeitet. Basierend auf dem Modell von *Powers*, wurden die theoretischen Zusammenhänge zwischen den physikalischen Kennwerten (Trockendichte, Feuchtdichte, Wassergehalt, Kapillarporosität, Druckfestigkeit) von Zementstein abgeleitet und mit den Ergebnissen eigener Versuche an Zementsteinproben verglichen. Es hat sich dabei gezeigt, dass die theoretischen Zusammenhänge sehr gut mit den Versuchsdaten übereinstimmen und dass die Trockendichte sich sehr gut als Kennwert zur Beschreibung der physikalischen Eigenschaften von Zementstein eignet. Für die Praxisanwendung wurde

auf Basis der theoretischen Zusammenhänge und der Versuchsdaten ein Diagramm zur Abschätzung der Druckfestigkeit von Zementsteinproben für Portlandzemente entwickelt.

Für der Beurteilung der Festigkeitseigenschaften von injiziertem Lockergestein ist die Kenntnis über Zementgehalt im Boden maßgeblich. Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieser Arbeit der Grundstein für ein Verfahren gelegt, bei dem auf einfache Weise der Zementgehalt von injizierten Lockergesteinsproben ermittelt werden kann. Grundlage des Verfahrens ist, dass Portlandzement in Abhängigkeit von der Zusammensetzung bei vollständiger Hydration rund 20 bis 24 M% an Wasser chemisch in den Hydratphasen bindet. Das bedeutet, dass 1 Gramm Zement rund 0,20 bis 0,24 Gramm Wasser chemisch bindet. Der Massenanteil des chemisch im Zementstein gebundenen Wassers kann durch Glühen der Probe bei rund 1000 °C versuchstechnisch sehr einfach bestimmt werden. Daraus kann der Zementgehalt der Probe analytisch ermittelt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Zementgehaltsbestimmung an Injektionskörperproben für reine Zementsteinproben, thermisch stabile Böden (Quarzsande- und Kiese) und thermisch instabile Böden (bspw. kalkhältige Böden) analytisch hergeleitet. Anhand von Evaluierungsversuchen konnte gezeigt werden, dass die anhand des Verfahrens berechneten Zementgehalte sehr gut mit den tatsächlichen Zementgehalten in den Proben übereinstimmen. Das Verfahren wurde zur Bestimmung des Zementgehalts an den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Injektionskörperproben erfolgreich angewendet.

Um die Festigkeitseigenschaften von injiziertem Lockergestein zu untersuchen, wurden im Labor Injektionkörperproben anhand von Säulenversuchen hergestellt. Dabei wurden Quarzsande und -Kiese mit unterschiedlichen Suspensionsmischungen und W/Z-Werten injiziert. An den Proben wurden einaxiale Druckversuche und Triaxialversuche durchgeführt, um die Einflüsse auf die Festigkeit von injiziertem Lockergestein zu untersuchen. Anhand der Versuche konnte gezeigt werden, dass bei den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten enggestuften Sande und Kiese kein unmittelbarer Einfluss der Bodenart auf die Festigkeit besteht, dass jedoch die Festigkeit von injiziertem Lockergestein maßgeblich vom Zementgehalt im Porenraum bestimmt wird. Zwischen der Druckfestigkeit und dem Zementgehalt der Proben besteht ein eindeutig nichtlinearer Zusammenhang. Mit Zunahme des Zementgehaltes im Boden steigt dabei die Festigkeit in gleichem Maße wie der E-Modul. Zwischen der Druckfestigkeit von injiziertem Lockergestein besteht ein linearer Zusammenhang, der wie bei Zementstein vom Probenalter und der Zementart unabhängig ist.

Zusätzlich zu den Laborversuchen wurden drei experimentelle Großversuche an alluvialen Kiesböden durchgeführt. Ziel der Versuche war es, prüfbare Injektionskörperproben aus einem unter realen Bedingungen injiziertem Kiesboden zu gewinnen und bodenmechanisch zu untersuchen. Dafür wurde ein spezieller Stahl-Container mit einem Volumen von rund 60 m^3 gebaut. Die spezielle Konstruktion des Containers mit abnehmbaren Seitenwänden ermöglichte einen einfachen Einbau des Bodens und eine einfache Freilegung des Injektionskörpers. Der Injektionskörper wurde nach der Injektion händisch und mittels Wasserstrahl freigelegt.

Im Rahmen der Versuche wurde die Probengewinnung aus dem Injektionskörper getestet. Es hat sich dabei gezeigt, dass selbst in den stark verfestigten Bereichen des Injektionskörpers keine Möglichkeit besteht, prüfbare Proben anhand von Kernbohrungen aus dem Injektionskörper zu gewinnen. Aus diesem Grund wurde ein spezielles Verfahren entwickelt, bei dem dünnwandige Stahl-Lochblechrohre im Boden eingebaut und nach der Injektion aus dem Injektionskörper geborgen werden. Durch dieses Verfahren konnten in den weiteren Versuchen eine große Anzahl prüfbarer Injektionskörperproben für bodenmechanische Untersuchungen im Labor gewonnen werden. An den Proben wurden einaxiale Druckversuche und Triaxialversuche durchgeführt sowie der Zementgehalt der Proben bestimmt.

Um die Vorgänge im Boden während der Injektion abzubilden und einen Vergleich mit den Injektionsdaten an der Pumpe zu ermöglichen, wurden bei einem Versuch Erddruckdosen, Setzungspegel, Extensometer und Piezometer installiert und die Messdaten während der Injektion aufgezeichnet. Die aufgezeichneten Messdaten zeigen, dass es durch die Injektion zu einer geringfügigen Erhöhung der Horizontalspannungen im Boden kommt, was vermutlich auf das Aufsprengen der Manschetten zurückzuführen ist. Dabei konnte anhand der Extensometermessungen gezeigt werden, dass die das Manschettenrohr umgebende Mantelmischung immer vertikal und teilweise über mehrere Manschetten aufgesprengt wird, was zu einer Konnektivität zwischen den einzelnen Manschetten führt. Die Messung der Porenwasserdrücke im Boden während der Injektion hat gezeigt, dass nur ein Bruchteil des an der Injektionspumpe aufgebrachten Drucks im Boden tatsächlich ankommt. Diese Erkenntnis ist speziell für die Festlegung von Maximaldrücken und Abbruchkriterien in der Injektionspraxis von Relevanz, da zu niedrig festgelegte Maximaldrücke deutliche Effizienzeinbußen im Hinblick auf die Reichweite mit sich bringen.

Anhand der aus den Großversuchen gewonnenen Injektionskörperproben sowie der im Labor hergestellten Injektionskörperproben konnte ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt und der Druckfestigkeit abgeleitet werden. Aus den Versuchsdaten wurden Korrelationen abgeleitet, die in Zukunft helfen sollen eine Beurteilung von injiziertem Lockergestein im Hinblick auf die Festigkeit durchzuführen. Dabei stellt die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Zementgehaltsbestimmung für Injektionskörperproben ein wesentliches Element dar. Durch dieses Verfahren kann auf einfache Weise der Zementgehalt auch an Bruchstücken aus dem Injektionskörper oder dem Bohrklein bestimmt werden. Anhand der in dieser Arbeit aus den Versuchsdaten abgeleiteten Zusammenhänge kann so eine Abschätzung der Druckfestigkeit von injiziertem Lockergestein anhand des Zementgehaltes vorgenommen werden.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verfahren zur Bestimmung des Zementgehaltes von injizierten Lockergesteinsböden beschränkt sich auf Portlandzemente vom Typ CEM I, die normgemäß nur aus Klinker (> 95%) und maximal 5% Nebenbestandteilen bestehen. Zusätzliche, nicht in dieser Arbeit angeführte Versuche [63], an Feinstbindemitteln und Mischbindern haben gezeigt, dass das Verfahren auch auf diese Materialien anwendbar ist. Um jedoch auch diese Materialien in allgemeiner Weise einzubinden, muss eine größere Bandbreite an am Markt befindlichen Materialien untersucht werden, was eine gute Erweiterung des vorgestellten Verfahrens bedeuten würde.

Neben der Festigkeit spielt auch die Durchlässigkeit des Zementsteins von injiziertem Lockergestein eine wesentliche Rolle. Dieser Bereich ist wissenschaftlich kaum beachtet und könnte analog zu dieser Arbeit mit Säulenversuchen sowie Untersuchungen an Zementsteinproben erschlossen werden, was die Anwendung des Verfahrens im Bereich der Abdichtungsinjektionen deutlich erweitern würde.

Literaturverzeichnis

[1] *http://petroleumsupport.com/drilling-fluid-test-on-field/*. 18.10.2016.

[2] ADAM, D. *Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen*. Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 1996.

[3] ADAM, T. *Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt*. Dissertation, TU Darmstadt, 2006.

[4] ALDERMAN, N., MEETEN, G., AND SHERWOOD, J. Vane rheometry of bentonite gels. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics 39*, 3 (1991), 291–310.

[5] API RP 13B-1. Field Testing of Drilling Fluids - Part 1 - Water based fluids, 2003.

[6] ASGHARI, E., TOLL, D., AND HAERI, S. Triaxial behaviour of a cemented gravely sand, Tehran alluvium. *Geotechnical & Geological Engineering 21*, 1 (2003), 1–28.

[7] ASTM D4648-05. Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil, Juli 2005.

[8] BARNES, H. *A handbook of elementary rheology*. University of Wales, Institute of Non-Newtonian Fluid Mechanics, Aberystwyth, 2000.

[9] BARNES, H., AND NGUYEN, Q. Rotating vane rheometry — a review. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics 98*, 1 (2001), 1–14.

[10] BELL, L. A Cut Off in Rock and Alluvium at Asprokremmos Dam . In *Proceedings of the ASCE Conference on Grouting in Geotechnical Engineering* (1982), pp. 172 – 186.

[11] BLATTER, C. Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark. In *Injektionsprobleme* (06.06.1961), Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik.

[12] BOGUE, R. *The chemistry of portland cement*. Reinhold Pub. Corp., New York, 1947.

[13] BONZEL, J., AND DAHMS, J. *Über den Einfluss des Zements und der Eigenschaften der Zementsuspensionen auf die Injizierbarkeit in Lockergesteinsboden*. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1972.

[14] BRAUNS, J., SCHULZE, B., AND SCHWALM, I. Neuartiges Baustellen-Messgerät zur Bestimmung der Fließgrenze von Suspensionen. *Geotechnik 14* (1991), 125–131.

[15] BREUGEL, K. *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*. Dissertation, Technische Universität Delft, 1991.

[16] BÉRIGNY, C. *Mémoire sur un procédé d'injection propre à prévenir ou arrêter les filtrations sous les fondations des ouvrages hydrauliques*. Chez Carilian-Goeury, 1832.

[17] BROUWERS, H. Chemical reactions in hydrated Ordinary Portland Cement based on the work by Powers and Brownyard. In *International Conference on Building Materials (Internationale Baustofftagung)* (24-27.09.2003).

[18] BRUCE, D., HEENAN, D., AND WILSON, D. Quality and Quantification in Rock Drilling and Grouting. In *Geo-Frontiers Congress 2005* (2005), V. Schaefer, D. Bruce, and M. Byle, Eds., pp. 1–10.

[19] BYLE, M., AND BORDEN, R. Verification of geotechnical grouting : a report from the ASCE Committee on Grouting of the Geotechnical Engineering Division and papers presented at the ASCE Convention in San Diego, California, October 23-27, 1995. ASCE.

[20] CAMBEFORT, H. *Bodeninjektionstechnik - Einpressungen in Untergrund und Bauwerke*. Bauverlag, Wiesbaden, 1969.

[21] CATHARIN, P. *Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung*. Verein der österreichischen Zementfabrikanten, Wien, 1978.

[22] CHMELIK, F. *Evaluierungsversuche an kalkhaltigen Injektionskörperproben zur Zementgehaltsbestimmung*. Bachelorarbeit, Technische Universität Wien - Institut für Geotechnik, 2016.

[23] CHUAQUI, M., AND BRUCE, D. Mix design and quality control procedures for high mobility cement based grouts. *Geotechnical Special Publication Vol. 2* (2003), 1153–1168.

[24] CLOUGH, G., SITAR, N., BACHUS, R., AND RAD, N. Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 107*, ASCE 16319 Proceeding (1981).

[25] COMDRILL. *Produktkatalog, 7. Ausgabe*. 2007.

[26] COPELAND, L., KANTRO, D., AND VERBECK, G. *Chemistry of hydration of Portland cement*. Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Ill., 1960.

[27] DANO, C., HICHER, P.-Y., AND TAILLIEZ, S. Engineering properties of grouted sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering 130*, 3 (2004), 328–338.

[28] De Paoli, B., Bosco, B., Granata, R., and Bruce, D. Fundamental observations on cement based grouts. In *Proceedings of the Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics* (1992), pp. 25–28.

[29] Deutsches Institut für Bautechnik. Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser : Teil I, 2009-05.

[30] Deutsches Institut für Bautechnik. Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser : Teil II, 2011-09.

[31] DIN 18137-2:2011-04. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch, 2011.

[32] DIN 19528:2009-01. Elution von Feststoffen - Perkolationsverfahren zur gemeinsamen Untersuchung des Elutionsverhaltens von anorganischen und organischen Stoffen, 2009.

[33] DIN 4093:2012-08. Bemessung von verfestigten Bodenkörpern - hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep- Mixing- oder Injektions-Verfahren, 2012.

[34] DIN 4094-4:2002-01. Baugrund - Felduntersuchungen - Flügelscherversuche.

[35] DIN 4126:2013-09. Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden, 2013.

[36] DIN 4127:2014-02. Erd- und Grundbau - Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe, 2013.

[37] DIN 52170-3:1980-02. Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton, 1980.

[38] DIN EN 12457:2003-01. Charakterisierung von Abfällen - Auslaugung; Übereinstimmungsuntersuchung für die Auslaugung von körnigen Abfällen und Schlämmen, 2003.

[39] DIN EN 196-1:1995-5. Prüfverfahren für Zement - Bestimmung der Festigkeit, 2005.

[40] Donel, M. *Bodeninjektionstechnik*. Verlag Glückauf, Essen, 1990.

[41] Doran, D., and Cather, B. *Construction materials reference book*. Routledge, 2013.

[42] Dzuy, N., and Boger, D. Direct Yield Stress Measurement with the Vane Method. *Journal of Rheology 29*, 3 (1985), 335–347.

[43] Eiger, A. *Feinzement*. Tonindustrie-Zeitung, Berlin, 1932.

[44] Ferraris, C., Obla, K., and Hill, R. Influence of Mineral Admixtures on the Rheology of Cement Paste and Concrete. *Cement and Concrete Research Vol. 31*, Issue 2 (2001), 245–255.

[45] GABRIEL, P. *Probekörperentnahme aus Bodenvermörtelungskörpern*. Bachelorarbeit, Technische Universität Wien - Institut für Geotechnik, 2014.

[46] GABRIEL, P. *Bohrverfahren und Probengewinnung aus Injektionskörpern*. Interdisziplinäre Seminararbeit, Technische Universität Wien - Institut für Geotechnik, 2015.

[47] GABRIEL, P. *Abbruchkriterien bei Felsinjektionen - Eine vergleichende Analyse*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien - Institut für Geotechnik, 2016.

[48] HAMPEL, T. Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. *DAfStb-Heft 578* (2006).

[49] HEBENER, H.-L., AND SCHNEIDER, N. Die Entwicklung der Scherfestigkeit von Dichtwandmassen als erweitertes Prüfkriterium der Qualitätssicherung. In *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik - Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Stavros A. Savidis* (2006), F. Rackwitz, Ed., Springer, pp. 347–358.

[50] HELD, M. *Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60 - B125)*. Dissertation, 1992.

[51] HENN, R. *Practical guide to grouting of underground structures*. ASCE Press ; Thomas Telford Publications, New York, London, 1996.

[52] HENNING, O. *Technologie der Bindebaustoffe. Band 1*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1976.

[53] HILLEMEIER, B. *Skriptum Baustoffkunde II*. TU Berlin.

[54] HOULSBY, A. *Construction and design of cement grouting: a guide to grouting in rock foundations*. John Wiley & Sons, 1990.

[55] HYETT, A., BAWDEN, W., AND COULSON, A. Physical and mechanical properties of normal Portland cement pertaining to fully grouted cable bolts. In *Rock support in mining and underground construction, Proceedings of the international Symposium on rock support* (1992), pp. 341–348.

[56] IGARASHI, S.-I., KOVLER, K., MARCHAND, J., MINDESS, S., AND WEISS, J. Effects of curing conditions on the evolution of coarse capillary pores in cement pastes. In *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur* (2004), RILEM Publications SARL, pp. 105–116.

[57] ISRM. Commission on Rock Grouting, 1996.

[58] KAINRATH, A. *FFG Forschungsantrag zum Projekt: Niederdruckinjektionen im Lockergestein*. Institut für Geotechnik, TU Wien, 2011.

[59] KAINRATH, A. Prüfmethoden und neue Verfahren zur Qualitätssicherung in der Injektionstechnik. In *VÖBU Seminar: Injektionen im Untertagebau* (2012).

[60] KAINRATH, A. *1. Zwischenbericht Forschungsprojekt: Niederdruckinjektionen im Lockergestein*. Institut für Geotechnik, TU Wien, 2013.

[61] KAINRATH, A. New Evaluation Methods for Grouts. In *Proceedings of the 5th International Young Geotechnical Engineers' Conference: 5th IYGEC 2013* (2013), IOS Press.

[62] KAINRATH, A. *2. Zwischenbericht zum Forschungsprojekt: Niederdruckinjektionen im Lockergestein*. Institut für Geotechnik, TU Wien, 2014.

[63] KAINRATH, A. *Endbericht zum Forschungsprojekt: Niederdruckinjektionen im Lockergestein*. Institut für Geotechnik, TU Wien, 2015.

[64] KAINRATH, A., ADAM, D., AND KRENN, H. Verfahren zur Ermittlung der rheologischen Eigenschaften zementbasierter Injektionssuspensionen. In *XV Danube-European Conference on Geotechnical Engineering* (2014), H. Brandl and D. Adam, Eds., ÖIAV Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein.

[65] KAINRATH, A., KRENN, H., AND ADAM, D. Die Injektionstechnik auf dem Prüfstand. In *2. Symposium Baugrundverbesserung in der Geotechnik* (2012), D. Adam and R. Herrmann, Eds., Eigenverlag Institut für Geotechnik der TU Wien.

[66] KAROL, R. *Chemical grouting and soil stabilization*. New York, 2003.

[67] KAYSER, J. *Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen*. Eigenverlag, 1995.

[68] KEIENBURG, R.-R. Kornverteilung und Normfestigkeit von Portlandzement. *Schriftenreihe der Zementindustrie Vol. 42* (1976).

[69] KING, J., AND BUSCH, E. Symposium on Grouting of Granular Materials, 2791, SM 2,. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers Paper 2791* (1961).

[70] KJELLSEN, K. *Physical and mathematical modelling of hydration and hardening of portland cement concrete as a function of time and curing temperature*. Dissertation, Norwegian Institute of Technology, 1990.

[71] KOPF, F. *Großversuch zur flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle*. Diplomarbeit, TU Wien, 1995.

[72] KRAVETZ, G. Cement and Clay Grouting of Foundations: The Use of Clay in Pressure Grouting. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 84*, 1 (1958), 1 – 30.

[73] KUK, M. *Untersuchungen zur Beeinflussung der Feinstbindemittelausbreitung im Lockergestein durch Filtrationsmechanismen*. Dissertation, Universität Hannover, 2004.

[74] KUTZNER, C. *Injektionen im Baugrund*. Enke, Stuttgart, 1991.

[75] LEA, F., AND HEWLETT, P. *Lea's chemistry of cement and concrete*. Wiley, London; New York, 1998.

[76] LITTLEJOHN, G. Design of cement based grouts. *Grouting in geotechnical engineering* (1982), 35–48.

[77] LOCHER, F. Die Festigkeit des Zements. *Beton Vol. 26*, Issue 8 (1976), 283–285.

[78] LOCHER, F. *Zement: Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 2000.

[79] LOCHER, F., RICHARTZ, W., AND SPRUNG, S. Erstarren von Zement : Teil I: Reaktion und Gefügeentwicklung. *Zement, Kalk, Gips Vol. 29*, Issue 10 (1976), 435 – 442.

[80] LOMBARDI, G. The role of cohesion in cement grouting of rock. In *15th ICOLD Congress* (1985), pp. 235–261.

[81] LÖSER, B. *Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile*. Ernst und Sohn, Berlin, 1986.

[82] MARSH, H. Properties and Treatment of Rotary Mud. *Transactions of the AIME 92*, 1 (1931).

[83] MATSUSHITA, T., HOSHINO, S., MARUYAMA, I., NOGUCHI, T., AND YAMADA, K. Effect of Curing Temperature and Water to Cement Ratio on Hydration of Cement Compounds. In *12th. Int. Congress on Chemistry of Cement* (2007).

[84] MEZGER, T. *Das Rheologie-Handbuch : für Anwender von Rotations- und Oszillations-Rheometern*. Vincentz Network, Hannover, 2010.

[85] MILLS, R. Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. Report, 1966.

[86] MINDESS, S., YOUNG, J., AND DARWIN, D. *Concrete*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2003.

[87] MITCHELL, J. In-place Treatment of Foundation Soils. *Journal Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. American Society Civil Engineers 96*, SM1 (1970).

[88] MITTAG, J. *Untersuchungen zum Filtrationsverhalten von Feinstbindemittelsuspensionen bei der Injektion im Sande*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, 2000.

[89] MÜLLER, H., AND REINHARDT, H.-W. *Beton*. John Wiley & Sons, 2009.

[90] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. *Zur Theorie der Injektionen*. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, 1968.

[91] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. *Untersuchungen zur Eindringung von Injektionsmassen in porigen Untergrund und zur Auswertung von Probeverpressungen*. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, 1969.

[92] NONVEILLER, E. *Grouting, theory and practice*. Elsevier, Amsterdam; New York, 1989.

[93] NORLING MJÖRNELL, K. *Moisture Conditions in High Performance Concrete. Mathematical Modelling and Measurements*. Chalmers University of Technology, 1997.

[94] ÖNORM B 1992-1-1:2011. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011.

[95] ÖNORM B4415:2010-01-01. Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-7, 2010.

[96] ÖNORM B4422-1:1992-07-01. Erd- und Grundbau - Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit - Laborprüfungen, 1992.

[97] ÖNORM B4452:1998-12-01. Erd- und Grundbau - Dichtwände im Untergrund, 1998.

[98] ÖNORM B4454:2001-09-01. Erd- und Grundbau - Injektionen in Fest- und Lockergestein - Prüfungen, 2001.

[99] ÖNORM EN 12390-1:2012-11-01. Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen, 2012.

[100] ÖNORM EN 12715:2001-02-01. Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Injektionen, 2001.

[101] ÖNORM EN 196-1:2015-08-01. Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, 2015.

[102] ÖNORM EN 196-3:2016-06-15. Prüfverfahren für Zement - Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit.

[103] ÖNORM EN 197-1: 2014 07 15. Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, 2014.

[104] ODLER, I., YUDENFREUND, M., SKALNY, J., AND BRUNAUER, S. Hardened Portland cement pastes of low porosity III. Degree of hydration. Expansion of paste. Total porosity. *Cement and Concrete Research 2*, 4 (1972), 463–480.

[105] PETERSONS, N. Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures? *Matériaux et Construction 1*, 5 (1968), 425–435.

[106] PORTIER, J. Obturating device, especially for injection tubes, 1976.

[107] POWERS, T. *Structure and physical properties of hardened Portland Cement paste*. Portland Cement Assoc., Research and Development Laboratories, Chicago, 1958.

[108] POWERS, T. *Physical properties of cement paste*. Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Ill., 1960.

[109] POWERS, T., AND BROWNYARD, T. Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste. *ACI Journal Proceedings Vol. 43*, 9 (1946).

[110] QUARZWERKE ÖSTERREICH GMBH. Produktdatenblätter, 2015.

[111] RÖHRING, S. *Betonbau 2: Hydratation - junger Beton - Festbeton*. Betonbau. Fraunhofer IRB Verlag, 2012.

[112] ROHM, P. *Einflussfaktoren auf die einaxiale Druckfestigkeit von Injektionskörperproben*. Diplomarbeit, TU Wien, 2014.

[113] ROUSSEL, N., AND LE ROY, R. The Marsh cone: a test or a rheological apparatus? *Cement and Concrete Research 35*, 5 (2005), 823–830.

[114] RVS 08.03.01. Erdarbeiten, Oktober 2010.

[115] SANTHOSH KUMAR, T., AND BENNY MATHEWS, A. *A Study on the Engineering Behaviour of Grouted Loose Soils*. Dissertation, Cochin University of Science & Technology, 2010.

[116] SANTOSO, H. *http://petroleumsupport.com/drilling-fluid-test-on-field/*. abgerufen am 08.09.2016.

[117] SCHINDLER, A., AND FOLLIARD, K. Influence of supplementary cementing materials on the heat of hydration of concrete. In *Advances in Cement and Concrete IX Conference, Copper Mountain Conference Resort in Colorado* (2003).

[118] SCHRÖDER, S., AND SCHULZ, T. Zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens durch Laborflügelsondierungen. In *2. Österreichische Geotechniktagung* (1999).

[119] SCHULER, U., AND BRAUNS, J. Die effektive Porenöffnung körniger Erdstoffe - ein Kriterium für die Injizierbarkeit von Suspensionen. *Geotechnik 23*, 4 (2000).

[120] SCHULZ, T. *Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen*. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 70. 2002.

[121] SCHULZE, B. *Injektionssohlen : theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1992.

[122] SCHULZE, B. *Neuere Untersuchungen über die Injizierbarkeit von Feinstbindemitte-Suspensionen*. Grouting in Rock and Concrete. Balkema, Rotterdam, 1993.

[123] SCHULZE, B. Merkblatt für Einpreßarbeiten mit Feinstbindemitteln in Lockergestein (Teil 1 und 2). *Bautechnik 79*, 8 & 9 (2002), 499–508; 589–597.

[124] SCHWARZL, P. *Evaluierungsversuche an einem Verfahren zur Ermittlung des Zementgehalts in Injektionskörperproben*. Bachelorarbeit, Technische Universität Wien, 2013.

[125] SCHWEITZER, F. Eignung von Fertigmischungen für Dichtungsschlitzwände. *Wasserwirtschaft 81*, 5 (1991), 222 – 231.

[126] SHERARD, J., DUNNIGAN, L., AND TALBOT, J. Filters for Silts and Clays. *Journal of Geotechnical Engineering 110*, 6 (1984), 701–718.

[127] SPINOSA, L., AND LOTITO, V. A simple method for evaluating sludge yield stress. *Advances in Environmental Research 7*, 3 (2003), 655–659.

[128] STARK, J., AND WICHT, B. *Zement und Kalk : der Baustoff als Werkstoff*. Birkhäuser, Basel, 2000.

[129] ÖSTERREICHISCHE BAUTECHNIK VEREINIGUNG (ÖBV). Merkblatt Qualitätssicherung für Bodenvermörtelung, 2012.

[130] ÖSTERREICHISCHE GEOMECHANISCHE GESELLSCHAFT. Kommentar zur EN 12715 - Injektionen, 2016.

[131] TAPLIN, J. A method for following the hydration reaction in portland cement paste. *Australian Journal of Applied Science 10*, 3 (1959), 329–345.

[132] TFB. Der Zementstein. *Cementbulletin 31*, 14 (1963).

[133] TRÜB, U. Über die Beurteilung der Bohrkernfestigkeit. *Cementbulletin 46*, 8 (1978).

[134] USACE CRD-C 61-89A. Test method for determining the resistance of freshly mixed concrete to washing out in water, 01.12.1989.

[135] USACE CRD-C 661-06. Specification for Antiwashout Admixtures for Concrete, 01.03.2006.

[136] USTEM. *Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an Injektionskörperproben*. Technische Universität Wien, 2013.

[137] VALI, H., KOHLER, E., BACHMANN, L., AND FÖRSTER, O. Elektronenmikroskopische Untersuchungen von Mischungen aus Portlandzement mit Smectit-Suspensionen. In *Tone in der Umwelttechnik, Jahrestagung DTTG* (1988), K. Czurda and J. Wagner, Eds., Schriftenreihe der Angewandten Geologie Karlsruhe.

[138] VDZ. *Zement-Taschenbuch*. Verlag Bau+Technik, 2002.

[139] VEREIN DEUTSCHER ZEMENTWERKE. Zement-Merkblatt Betontechnik: Zemente und ihre Herstellung, 04.2014.

[140] VICAT, L.-J. *Résumé des connaissances positives actuelles sur les qualités, le choix et la convenance réciproque des matériaux propres à la fabrication des mortiers et ciments calcaires: suivi de notes et tableaux d'expériences justificatives, par L.J. Vicat*. Impr. F. Didot, Paris, 1828.

[141] VOELLMY, A. Festigkeitskontrolle von Betonbelägen. *Betonstraßen Jahrbuch 3* (1957/58).

[142] WALENTA, G., AND FÜLLMANN, T. Advances in quantitative XRD analysis for clinker, cements, and cementitious additions. *Powder Diffraction 19*, 01 (2004), 40–44.

[143] WARNER, J. *Practical handbook of grouting : soil, rock, and structures*. John Wiley & Sons, Hoboken, N.J., 2004.

[144] WEAVER, K., AND BRUCE, D. *Dam foundation grouting*. ASCE press, 2007.

[145] WISCHERS, G. Ansteifen und Erstarren von Zement und Beton. *Beton 31* (1981), 337.

[146] WITT, K. Wirkmechanismen und Effekte bei der Bodenstabilisierung mit Bindemitteln. *Vorträge zur 8. Erdbaufachtagung Leipzig 8* (2012), 181–194.

[147] YAHIA, A., AND KHAYAT, K. Simple field tests to characterize fluidity and washout resistance of structural cement grout. *Cement, concrete and aggregates 20*, 1 (1998), 145–156.

[148] ÖZKORAL, F. *Grundsatzversuche zur Qualitätssicherung von zementgebundenen Injektionsmaterialien*. Diplomarbeit, TU Wien, 2012.

Abbildungsverzeichnis

1.1 *Charles Bérigny* - procédé d'injection bei einer Seine-Brücke, adaptiert aus [16] 4
1.2 Injektion im Kontrollgang, Kraftwerk Kaprun rd. 1950, Foto: Fa. *INSOND* . . 5
1.3 Schemaskizze der Manschettenrohrentwicklung der Firma *Soletanche*, Patent US 3984988 A, [106] 6
1.4 Moderne Injetionsbaustelle, Bohrgerät Casagrande C8 bei der Herstellung der Fächerbohrungen für Manschettenrohrinjektionen, Foto: ZÜBLIN Ges.m.b.H. 7
1.5 Übersicht über die Anwendung von Injektionen in Abhängigkeit von den Untergrundbedingungen, dem Injektionsgut und dem Injektionsverfahren aus: [92] 9
1.6 2 Zoll Kunststoff-Manschettenrohr mit einem Manschettenabstand von 33 cm 10
1.7 Eingebautes Manschettenrohr mit Mantelmischung im Ringraum während der Injektion 11
1.8 Typische Injektionsdatenerfassung und Pumpensteuerung im Injektionscontainer 12
1.9 Schemaskizze zur Wirkungsweise eines Doppelpackers, adaptiert aus [25] . . 13
1.10 Manschettenrohr mit Doppelpacker aus [25], Foto: Comdrill GmbH 13
1.11 Grenzkornverteilung für zementbasiertes Injektionsgut aus [130] 15

2.1 Dichtewaage, aus [1] 19
2.2 Dichtebestimmung im Messzylinder 19
2.3 Rechnerische Suspensionsdichte von Zementsuspensionen 20
2.4 Wasserabsetzmaß unterschiedlicher Suspensionen 21
2.5 API Filterpresse, aus [116] 22
2.6 Versuchsanordnung zur Bestimmung der Resistenz gegenüber Auswaschen, aus [147] 23
2.7 Definition der Viskosität anhand des 2-Plattenmodells [65] 24
2.8 Typische Fließkurven unterschiedlicher Fluide 25
2.9 Viskosimeter 27
2.10 Systemprinzip Viskosimeter 27
2.11 Schematische Fließkurven unterschiedlicher Suspensionsmischungen 28
2.12 Maße des Marshtrichters nach DIN 4126 [35]. 29
2.13 Vergleich der Vorgaben unterschiedlicher Normen für den Marshtrichterversuch, erweitert aus [148]. 29

2.14 a) Vergleich zwischen der Fließgrenze und Marshzeit b) Vergleich zwischen plastischer Viskosität η_p und Marshzeit t_M 30
2.15 Systemprinzip zur Fließgrenzenbestimmung mittels Messflügel 31
2.16 Messflügel 31
2.17 Zeit-Schubspannungsdiagramm zur Ermittlung der Fließgrenze τ_0 32
2.18 Vergleich der Fließgrenzenermittlung über Kugelharfe, Messflügel sowie der Auswertung der Viskositätskurve nach *Bingham* 33
2.19 Typische Richtwerte aus eigenen Untersuchungen für Fließgrenzen von Zementsuspensionen in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [64] 34
2.20 Messprinzip zur Bestimmung der Erstarrungszeiten nach [145] 35
2.21 Messprinzip zur Bestimmung der Erstarrungszeiten nach [145]. 36
2.22 Messprinzip zur Bestimmung der Frühfestigkeitsentwicklung/Erstarrungsbeginns mittels Messflügel 37
2.23 Ausgebauter Messflügel nach der Versuchsdurchführung 38
2.24 Bestimmung des Erstarrungsbeginns am Beispiel von drei unterschiedlichen Suspensionsmischungen 39
2.25 Richtwerte aus eigenen Untersuchungen für den Erstarrungsbeginn unterschiedlicher Zemente in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [64] 39
2.26 Frühfestigkeitsbestimmung mittels Flügelsonde 40
2.27 Frühfestigkeitsermittlung mittels Laborflügelsonde an drei unterschiedlichen W/Z-Werten, aus [46] 41
2.28 Spannungszustände an einem Zylinder bei einem einaxialem Druckversuch aus [48] 43
2.29 Zusammenstellung zum Einfluss der Prüfkörperschlankheit (H:D) bei Zylinderproben auf die einaxiale Druckfestigkeit, nach [105] mit den eingetragenen (schraffierten) Bereichen nach [89] und *Voellmy* [141] 44

3.1 Einteilung von Zement nach EN 197-1, aus [103] 50
3.2 Festigkeitsklassen der Zemente nach EN 197-1, aus [103] 51
3.3 Bildung der Hydrationsprodukte von Portlandzement aus [78] in [79] 55
3.4 Nadelförmige C-S-H Kristalle unter dem Rasterelektronenmikroskop, Foto: USTEM TU-Wien 56
3.5 Vergleich zwischen der Rückrechnung des Hydrationsgrades über das chemisch gebundene Wasser mit der Bestimmung über: (links) Röngtendiffraktometriemessungen (QXRD) (rechts) Hydrationswärmeentwicklung, adaptiert aus [26] 59
3.6 Maximal erreichbarer Hydrationsgrad α_{max} in Abhängigkeit vom W/Z-Wert aus [111] 60
3.7 Schematische Darstellung der Struktur von Zementstein, adaptiert aus [132] . 61
3.8 Schematische Darstellung der Poren im Zementstein, adaptiert aus [111] . . . 62
3.9 Zusammensetzung von Zementstein nach dem Modell von *Powers* [109] für einen Hydrationsgrad von $\alpha = 0,7$ und den maximal möglichen Hydrationsgrad 63

3.10 Wassergehalt w_e von Zementstein in Abhängigkeit des W/Z-Wertes und des Hydrationsgrades nach dem Modell von *Powers* 67
3.11 Feucht- und Trockendichte von Zementstein in Abhängigkeit des W/Z-Wertes und des Hydrationsgrades nach dem Modell von Powers 68
3.12 Ermittlung des maximal chemisch gebundenen Wassers basierend auf den Angaben unterschiedlicher Autoren für übliche Zementarten mit Daten aus [86, 52] 70
3.13 Vergleich der stöchiometrisch ermittelten maximalen chemischen Wasserbindung bei vollständiger Hydration mit den Ergebnissen aus eigenen Versuchen 71
3.14 Entwicklung des Hydrationsgrades bei Beton mit Zement CEM I und (a) Flugasche „FA“ (15%, 25%, 35%, 45%), aus [111] nach [117] (b) Hüttensand „Slag“ (30%, 50%), aus [117] 73
3.15 Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit vom W/Z-Wert, adaptiert aus [131] 75
3.16 Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit von der relativen Feuchte im Zementstein bei einem W/Z-Wert von 0,7 aus [111] mit Daten nach [93] . 76
3.17 Einfluss der Probenlagerung auf die Hydration in Abhängigkeit vom W/Z-Wert aus [111] mit Daten nach [56] 76
3.18 Entwicklung des Hydrationsgrades in Abhängigkeit von der Temperatur aus [111] mit Daten nach [83] 77
3.19 Einfluss der Erhärtungstemperatur auf die Druckfestigkeit zu unterschiedlichen Hydrationszeitpunkten aus [111] mit Daten nach [70] 78
3.20 Glühverluste von Portlandzementsuspensionen mit W/Z-Werten >0,8 aus eigenen Versuchsdaten im halblogarithmischen Maßstab 81
3.21 Rückrechnung des Hydrationsgrades für Portlandzementsuspensionen mit W/Z-Werten >0,8 aus eigenen Versuchsdaten im halblogarithmischen Maßstab 82
3.22 Vergleich des versuchstechnisch ermittelten Hydrationsverlaufs von Zementpasten hoher W/Z-Werte im Vergleich mit Daten von: *Verbeck* in *Copeland* et al. [26] (amerikanische Zemente) 84
3.23 Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und Druckfestigkeit von Zementstein aus [77] 85
3.24 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und W/Z-Wert am reinen Zementstein in Abhängigkeit des Hydrationsgrades nach *Locher* [77] 86
3.25 Zusammenhang zwischen Hydrationswärme und Festigkeit aus [128] 88
3.26 Zusammenhang zwischen chemisch gebundenem Wasseranteil (nicht verdampfbarer Wassergehalt) und der Würfeldruckfestigkeit für Betone in Abhängigkeit des W/Z-Wertes, aus [3] 88

4.1 Übergang vom 3-Phasensystem Boden zum 5-Phasensystem des Injektionskörpers 93
4.2 Proben vor der Versuchsdurchführung 97
4.3 Glühen der Proben im Muffelofen bei 1010 °C 97

4.4 Differenz zwischen tatsächlichem und rückgerechnetem Zementgehalt in Abhängigkeit vom W/Z-Wert . . . 97
4.5 Vergleich des tatsächlichen mit dem rückgerechnten Zementgehalt aller Versuchsergebnisse . . . 98
4.6 Versuchsabweichung zufolge Bentonitbeimischung . . . 99
4.7 Versuchsabweichung zufolge organischer Bestandteile . . . 100
4.8 Prozentualer Masseverlust zwischen 105 °C und 1010 °C für unterschiedliche Zementsuspensionen nach 28 Tagen Hydrationszeit im Vergleich zu kalkhaltigen Böden in Abhängigkeit von der Temperatur . . . 102
4.9 Prozentualer Masseverlust $\xi_{z(T)}$ von Zementsteinproben zu unterschiedlichen Zeitpunkten . . . 104
4.10 Glühverluste typischer injizierbarer Kiesböden unterschiedlicher Herkunft . 105
4.11 Prozentueller Masseverlust typischer injizierbarer Kiesböden unterschiedlicher Herkunft . . . 106
4.12 Zugabematerial vor (a) und nach (b) der Versuchsdurchführung Probe vor (c) und nach (d) der Versuchsdurchführung . . . 107
4.13 Glühverlust in Abhängigkeit von der Temperatur, Versuchsreihe 514_72 mit konstantem Bodenanteil und variablen Zementanteil . . . 108
4.14 Prozentueller Masseverlust in Abhängigkeit von der Temperatur, Versuchsreihe 514_72 mit konstantem Bodenanteil und variablen Zementanteil . . . 108
4.15 Versuchsreihe 514_73, Glühverluste der einzelnen Proben und Differenz zu den Glühverlusten des reinen Zementsteins . . . 110
4.16 Absolute Differenz zwischen dem nach Gleichung (4.20) rückgerechneten und tatsächlichen Zementgehalt der Proben bei unterschiedlichen Temperaturen, Versuchschargen 514_72 und 514_73 . . . 111
4.17 Hergestellte Probe vor der Prüfung der einaxialen Druckfestigkeit aus [22] . . 113
4.18 Vergleich der aus den Versuchen rückgerechneten Zementgehalte mit den tatsächlich vorhandenen Zementgehalten . . . 114
4.19 Vergleich zwischen der Abweichung vom Sollwert in Abhängigkeit des W/Z-Wertes der Proben . . . 115
4.20 Vergleich zwischen der einaxialen Druckfestigkeit nach 28 Tagen und dem in den Proben chemisch durch den Zement gebundenen Wasser . . . 116
4.21 Vergleich zwischen der einaxialer Druckfestigkeit nach 28 Tagen und dem Zementgehalt in den Proben (tatsächlicher sowie rückgerechneter) . . . 116
4.22 Theoretischer Zusammenhang zwischen dem im Porenraum des Bodens maximal möglichen Zementgehalt und dem W/Z-Wert . . . 118

5.1 Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit q_u vom W/Z-Wert, Zementsteinproben (Portlandzement CEM I) nach 28 Tagen . . . 121
5.2 Feuchtdichte von Zementstein (Portlandzement - CEM I) in Abhängigkeit vom W/Z-Wert nach 28 Tagen . . . 122

5.3 Vergleich zwischen Trockendichte ρ_d und W/Z-Wert von Zementstein (CEM I) mit Daten aus eigenen Versuchen und Daten aus: [112, 148] 123
5.4 Einaxiale Druckfestigkeit q_u unterschiedlicher Zementsteinproben in Abhängigkeit von der Feuchtdichte ρ_f, Probenalter 28 Tage 124
5.5 Einaxiale Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit von der Trockendichte ρ_d unterschiedlicher Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage 125
5.6 Trockendichte ρ_d in Abhängigkeit vom Wassergehalt w_e unterschiedlicher Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage 126
5.7 Diagramm zur Abschätzung der Druckfestigkeit von stabilen Portlandzementsuspensionen (CEM I) in Abhängigkeit vom W/Z-Wert 127
5.8 E-Modul E in Abhängigkeit der Trockendichte ρ_d an reinen Zementsteinproben, Probenalter: 28 Tage 128
5.9 E-Modul E in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u bei Zementsteinproben unterschiedlichen Alters 129
5.10 Schema der Versuchsanordnung zur Herstellung von Injektionskörperproben im Labor 130
5.11 Pumpeneinheit mit Vorratsbehälter 131
5.12 Injektionseinheit mit eingebauten Kunststoffrohren (Injektionszylinder) . . . 131
5.13 Injektionskörperproben
a) nach dem Abgleich der Probenenden
b) homogene Injektionskörperprobe
c) Sandlinsen zufolge begrenzter Injizierbarkeit des Versuchsbodens 132
5.14 Kornverteilungslinien der verwendeten Versuchsböden und der Zemente . . 134
5.15 Triaxialversuch an einer Injektionskörperprobe 136
5.16 Injektionskörperproben während der Versuchsdurchführung im Muffelofen . 137
5.17 Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus CD-Triaxialversuchen für unterschiedliche Zementgehalte, Seitenspannung $\sigma_3 = 300$ kN/m^2 138
5.18 Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus CD-Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit mittlerem bis hohem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3 139
5.19 Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm aus Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit geringem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3 140
5.20 Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und der Trockendichte ρ_d der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen 141
5.21 Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen 142
5.22 Ermittlung des Elastizitätsmoduls E (einaxialer Druckversuch) bzw. E_T 142

5.23 Zusammenhang zwischen E-Modul E, E_T und Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen . . . 143
5.24 Zusammenhang zwischen dem E-Modul E, E_T und der Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen . . . 144
5.25 Rasterelektronenaufnahme von einem injizierten Korngerüst, Foto: USTEM TU Wien . . . 146
5.26 Einfluss der Seitenspannung im Triaxialversuch auf den E-Modul. . . . 147
5.27 Reibungswinkel und Kohäsion der anhand von Triaxialversuchen untersuchten Injektionskörperproben aus der Versuchsserie 581_x54 im s-t-Diagramm . 148
5.28 Reibungswinkel φ und Kohäsion c der untersuchten Injektionskörperproben aus Triaxialversuchen in Abhängigkeit vom Zementgehalt z . . . 148

6.1 Versuchsaufbau bestehend aus Versuchscontainer (gelb) und massivem Stahlrahmen (weiß) . . . 153
6.2 Kornverteilungslinien des Zementes und der verwendeten Einbaumaterialien 154
6.3 Systemskizze und Versuchsaufbau des ersten großmaßstäblichen Injektionsversuches . . . 156
6.4 Einbau des Materials in dem Versuchscontainer . . . 156
6.5 Ziehen der Hüllrohre und Einbau der Manschettenrohre . . . 157
6.6 a) Injektion der Manschetten mit eingefärbtem Injektionsgut b) Injektionspumpe *Obermann* DP36 . . . 158
6.7 Beispiel eines typischen Injektionsverlaufs und der in der Injektionsdatenerfassung aufgezeichneten Parameter, (S3, Manschette 12) . . . 159
6.8 Eingebrachte Injektionsmengen an Injektionsgut bei den Primär- und Sekundärinjektionen je Manschette . . . 159
6.9 Aufreißdruck (Injektionspumpendruck) je Manschette . . . 160
6.10 Über die Injektionszeit gemittelter Injektionsdruck an der Pumpe p' je Manschette . . . 161
6.11 Zusammenhang zwischen mittlerem Injektionsdruck und Viskosität (links) bzw. Fließgrenze (rechts) bei den Primärinjektionen . . . 162
6.12 Druckverläufe (Injektionspumpendruck) der einzelnen Passen für die Injektionspunkte S1, S2 und S3 der Primärinjektion . . . 163
6.13 Freigelegte Injektionskörper mit deutlich sichtbaren Claquagen (rot) . . . 164
6.14 Anordnung der Rammsondierungen im großmaßstäblichen Injektionsversuch 1 164
6.15 Ergebnisse der Rammsondierungen SRS1 bis SRS5 . . . 165
6.16 Ergebnisse der Rammsondierungen SRS6 bis SRS10 . . . 166
6.17 Ergebnis von Kernbohrungen am Injektionskörper . . . 167
6.18 Probengewinnung aus dem Injektionskörper durch Herausschrämen und Zuschneiden der Bruchstücke zu prüfbaren Prismen . . . 167

6.19 Versuche zur Gewinnung von Injektionskörperproben mittels Filterrohren a) eingebautes Filterrohr im Injektionskörper, b) Probe nach dem Zuschneiden, c) Probe nach dem Ausbau 168
6.20 Nachweis der Penetration des Injektionsgutes in gering verfestigten Bereichen 169
6.21 Freigelegter Injektionskörper S1 170
6.22 freigelegter Injektionskörper 171
6.23 Versuchsaufbau des zweiten großmaßstäblichen Hauptversuchs 172
6.24 Eingebrachte Mengen an Injektionsgut bei den Primär- und Sekundärinjektionen je Manschette 173
6.25 Aufreissdruck (Injektionspumpendruck) je Manschette 174
6.26 Über die Injektionszeit gemittelter Injektionsdruck an der Pumpe p' je Manschette 175
6.27 Druck- Mengenverlauf der Primärinjektionen 175
6.28 Druck- Mengenverlauf der Sekundärinjektionen 176
6.29 Schematische Anordnung der eingebauten Messsysteme 177
6.30 Horizontale Anordnung der Druckmessdosen für die Einbauhöhen H=0,25 m und H=0,80 m über Containerboden 178
6.31 Mit Kunststofffolie geschützte Druckmessdosen vor dem Einbau 179
6.32 Gemessene Vertikalspannungsänderung im Boden während der Injektion . . 180
6.33 Horizontalspannungsveränderung im Boden während der Injektion 181
6.34 Anordnung der Piezometer PWD1 bis PWD4, Einbauhöhe = 0,90 m über Containerboden 182
6.35 Piezometer a) vor dem Einbau und, b) im Injektionskörper 182
6.36 Porenwasserdruck im Boden während der Injektion 183
6.37 Porenwasserdruck im Boden während der Injektion, Detailausschnitt Manschettenrohr S1, Manschetten M12, M10, M8 184
6.38 Prinzipskizze des verwendeten Messsystems für die Setzungspegel 185
6.39 Anordnung der Setzungspegel im Versuch 186
6.40 a) Setzungspegel Grundplatte und b) an der Traverse befestigter Messrahmen mit induktiven Wegaufnehmern 186
6.41 Gemessene Vertikalverschiebung der Setzungspegel im Versuch während der Injektion 187
6.42 Anordnung der Extensometer 188
6.43 Prinzipskizze der horizontalen Extensometer 188
6.44 Horizontaler Extensometer vor dem Einbau im Nahbereich des Manschettenrohres 189
6.45 Freigelegte Mantelmischung mit den gut sichtbaren vertikalen Rissen 190
6.46 Relativverschiebung der Extensometer EXT1 und EXT2 im Bereich des Manschettenrohres S2 190
6.47 Anordnung der Lochblechrohre zur Probengewinnung aus dem Injektionskörper 191
6.48 Lochblechrohre zur Gewinnung von Probekörpern aus dem Injektionskörper 192
6.49 Verdichtung und Einbau der Filterrohre in den Versuchsboden 192

6.50 Anordnung der Filterrohre zur Probengewinnung 193
6.51 a) Lochblech- und Filterrohre nach dem Ausbau aus dem Injektionskörper b) Lochblechrohre und nach dem Aufschneiden 193
6.52 a) Skizze der Probekörperentnahmevorrichtung, adaptiert aus [46], b) vor dem Einbringen, c) Einbringen in den Untergrund 195
6.53 a) Probekörperentnahmevorrichtung nach dem Ausbau b) Injektionskörperprobe nach dem Entfernen der Probekörperentnahmevorrichtung 196
6.54 Seitenansicht des freigelegten Injektionskörpers 197
6.55 Freigelegter Injektionskörper bei Manschettenrohr S1 198
6.56 Freigelegter Injektionskörper im Bereich des Manschettenrohres S2 199
6.57 Versuchsaufbau und Anordnung des Manschettenrohres für den Zusatzversuch 200
6.58 Versuchsaufbau und Anordnung der Lochblechrohre im Zusatzversuch . . . 200
6.59 Messschema und Anordnung der Sensoren 201
6.60 Druck- Mengenverlauf der Injektionen im Zusatzversuch 202
6.61 Freigelegter Injektionskörper 203
6.62 Porenwasserdruckänderung während der Injektion 204
6.63 Injektionskörperproben aus den Großversuchen a) Seitenansicht einer gut verfestigten Probe, b) Schnittfläche, c) durch Probenausbau beschädigte inhomogene bzw. in Bereichen gering verfestigte Probe 205
6.64 Bruchspannung $\sigma_d^{max} = \sigma_1 - \sigma_3$ der untersuchten Injektionskörperproben in Abhängigkeit von der Feuchtdichte ρ_f Probenalter: 28 Tagen 207
6.65 Bruchspannung $\sigma_d^{max} = \sigma_1 - \sigma_3$ der untersuchten Injektionskörperproben in Abhängigkeit von der Trockendichte ρ_d Probenalter: 28 Tagen 207
6.66 Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben und dem Porenanteil n des Ausgangsbodens 209
6.67 Vergleich zwischen Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der untersuchten Injektionskörperproben 210
6.68 Vergleich zwischen E-Modul E, E_T und Bruchspannung σ_d^{max} der untersuchten Injektionskörperproben 211

7.1 Diagramm zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit von stabilen Portlandzementsuspensionen in Abhängigkeit von der Trockendichte und dem W/Z-Wert 215
7.2 Zusammenhang zwischen der Bruchspannung σ_d^{max} und dem Zementgehalt z der im Labor hergestellten Injektionskörperproben anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen 218
7.3 Claquage im Injektionskörper 220
7.4 Mantelmischung mit deutlich sichtbaren Rissen entlang des Manschettenrohres 221
7.5 Querschnitt durch die Mantelmischung mit Manschettenrohr und deutlich erkennbaren vertikalen Rissen, entlang derer das Injektionsgut in den Boden eindringt 221
7.6 Auswertung der Injektionskriterien für Material 1 224

7.7 Auswertung der Injektionskriterien für Injektionskriterien Material 2 225
7.8 Vergleich zwischen Zementgehalt und Bruchspannung der untersuchten Injektionskörperproben 226
7.9 Theoretischer Zusammenhang zwischen dem im Porenraum des Bodens maximal möglichen Zementgehalt und dem W/Z-Wert 227
7.10 E-Modul E, E_T in Abhängigkeit von der Bruchspannung σ_d^{max} ermittelt anhand von einaxialen Druckversuchen und Triaxialversuchen der untersuchten Injektionskörperproben (Labor und Großversuche) sowie der Zementsteinproben 228

A.1 Rheologische Kennwerte unterschiedlicher Suspensionen zum Vergleich der Messverfahren 267

B.1 Modell nach Powers 269
B.2 Grundlegende Parameter für die Berechnungen nach dem Modell nach Powers 270

C.1 Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.3 272
C.2 Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.3 273
C.3 Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.4.6 275

D.1 Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2 278
D.2 Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2 279
D.3 Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2 280
D.4 Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2 280
D.5 Vergleich zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul bei unterschiedlichem Probenalter aus [148] 281
D.6 Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben 282
D.7 Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben 283
D.8 Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben 284
D.9 Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm 285
D.10 Vergleich zwischen Porenvolumen des Versuchsbodens und der Bruchspannung der injizierten Probe 286
D.11 Vergleich zwischen Einbautrockendichte des Versuchsbodens und der Bruchspannung der injizierten Probe 286
D.12 Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: 1x54 im s-t-Diagramm 287
D.13 Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: x53 im s-t-Diagramm 287
D.14 Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: 1x53 im s-t-Diagramm 288
D.15 Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm 289
D.16 Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm 290
D.17 Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm 291
D.18 Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm 292

E.1 Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im p-q-Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,14 g/cm^3 298
E.2 Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,22 bis 0,24 g/cm^3 298
E.3 Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,28 bis 0,30 g/cm^3 299
E.4 Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,34 bis 0,39 g/cm^3 299
E.5 Ermittelte a) Reibungswinkel und b) Kohäsion aus den Triaxialversuchen an Injektionskörperproben in Abhängigkeit vom gemittelten Zementgehalt . . . 300

Tabellenverzeichnis

1.1 Zusammenstellung der Angaben unterschiedlicher Autoren von Grenzwerten zur Injizierbarkeit von Lockergestein 16

2.1 Typische Schergefälle $\dot{\gamma}$ bei unterschiedlichen Anwendungen aus [8, 84] . . . 25
2.2 Methoden zur Bestimmung der Fließgrenze von Suspensionen 31
2.3 Umrechnungsfaktoren für Druckfestigkeiten bei unterschiedlichen Probengeometrien 45
2.4 Zusammenstellung von Prüfmethoden zur Beständigkeit 46

3.1 Durchschnittliche chemische Zusammensetzung von Portlandzementklinker aus [128] 51
3.2 Eigenschaften der Hauptklinkermineralien [128] 52
3.3 Zusammenstellung von Angaben zum maximalen chemisch gebundenem Wasser w_{ne}^{max} in g_{Wasser}/g_{Zement} bei vollständiger Hydration, adaptiert aus [15] 69
3.4 Beiwerte zur Bestimmung des chemisch gebundenen Wasseranteils w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration 69
3.5 Auswertung der stöchiometrisch und versuchstechnisch aus eigenen Versuchen ermittelten maximalen chemischen Wasserbindung w_{ne}^{max} bei vollständiger Hydration am Beispiel ausgewählter österreichischer Zemente 71
3.6 Parameter der ermittelten Regressionsfunktion für die Bestimmung des Hydrationsgrades α von Portlandzementsuspensionen mit hohen W/Z-Werten . 83

4.1 Zusammensetzung des 5-Phasen Systems 93
4.2 Prozentualer Masseverlust $\xi_{z(T)}$ von hydratisiertem Zementstein mit W/Z = 1,0 bei unterschiedlichen Temperaturen 104
4.3 Kennwerte der hergestellten Prüfkörper (514_72) 107
4.4 Kennwerte der hergestellten Prüfkörper (514_73) 109
4.5 Kennwerte der Einzelproben 114

5.1 Eigenschaften der verwendeten Suspensionen 133
5.2 Bodenphysikalische Kennwerte der eingesetzten Versuchsböden 134
5.3 Übersicht über die hergestellten Proben und durchgeführten bodenmechanischen Versuche (Triaxialversuche und einaxiale Druckversuche) 135

5.4 Glühverlust des unhydrierten Zementes und Hydrationsgrad für die rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes in den Injektionskörperproben nach 28 Tagen Hydrationszeit 137
5.5 Regressionskoeffizienten k_E für den Zusammenhang zwischen E-Modul E bzw. E_T und Bruchspannung σ_d^{max} 145

6.1 Durchgeführte Injektionsversuche in Trumau (NÖ) 151
6.2 bodenphysikalische Kennwerte der eingebauten Böden 154
6.3 Daten der in den Großversuchen verwendeten Suspensionen 155
6.4 Verdichtungskennwerte der eingebauten Materialien 172
6.5 Zusammenstellung der verwendeten Messsysteme 177
6.6 Eingenschaften der verwendeten Erddruckmessdosen 178
6.7 Injektionsdaten der Primärinjektionen 202
6.8 Injektionsdaten der Sekundärinjektionen 202
6.9 Eingangswerte für die rückwirkende Bestimmung des Zementgehaltes in den Injektionskörperproben 206

7.1 Übersicht über die Prognose der Injizierbarkeit der untersuchten Materialien anhand unterschiedlicher Injektionskriterien 224

B.1 maximales chemisch gebundenes Wasser w_{max} typischer Normzemente aus [86]270

C.1 Eingangsdaten zu Abbildung 4.8 274
C.2 Prozentueller Massenverlust von Zementstein zu unterschiedlichen Hydrationszeitpunkten, Mittelwerte der Versuchsdaten für Abbildung 4.9 274

E.1 Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau des Materials im 1.Hauptversuch 293
E.2 Zusammenstellung der Probendaten aus dem Hauptversuch 1 294
E.3 Zusammenstellung der Probendaten aus dem Hauptversuch 2 295
E.4 Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 1 im 2.Hauptversuch 296
E.5 Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 2 im 2.Hauptversuch 296
E.6 Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 1 im Zusatzversuch 296
E.7 Zusammenstellung der Probendaten aus dem Zusatzversuch 297

Symbolverzeichnis

Abkürzungen & weitere Symbole

C_2S	Dicalciumsilikat
C_3A	Tricalciumaluminat
C_3S	Tricalciumsilikat
C_4AF	Calciumaluminatferrit
CO_2	Kohlendioxid
CS	Calciumhydroxid
CS	Calciumsulfat
SO_3	Schwefeltrioxid
W/Z	Wasser-Zementwert
C-S-H	Calcium Silikat Hydrat
CEM I	Portlandzement
CEM II	Portlandkompositzement
CEM III	Hochofenzement
CEM V	Kompositzement
CEM VI	Puzzolanzement
DMD	Erddruckmessdose
DN	Duchmesser
EXT	Extensometer
GOK	Geländeoberkante = Oberkante Boden
PEV	Porenengstellenverteilung
PWD	Piezometer

SP	Setzungspegel	

Griechische Buchstaben

α	Hydrationsgrad	–
α_{max}	maximal erreichbarer Hydrationsgrad	–
β	Massenanteil der Beimischung bezogen auf die Zementmasse $Z = \beta \cdot m_{zst}$	–
$\dot{\gamma}$	Schergefälle, Scherrate, Schergeschwindigkeit	$1/s$
$\epsilon(t)$	chemische Schrumpfung zum Zeitpunkt t	–
ϵ_1	axiale Stauchung	%
ϵ_{vol}	Volumetrische Dehnungen	%
η	dynamische Viskosität	$mPa \cdot s$
η'	scheinbare Viskosität	$mPa \cdot s$
η_p	plastische Viskosität	$Pa \cdot s$
Φ_e	Volumenanteil des verdampfbaren Wassers	–
Φ_{gp}	Gelporosität	–
Φ_g	Gelanteil	–
Φ_{kp}	Kapillarporenanteil	–
Φ_{zu}	Anteil an unhydriertem Zement	–
ρ_s	Korndichte Boden	g/cm^3
ρ_w	Dichte von Wasser	g/cm^3
ρ_z	spezifische Dichte (Korndichte) von Zement $\sim 3,1 g/cm^3$	g/cm^3
ρ_d	Trockendichte der Probe (Ofentrocknung bei 105 °C)	g/cm^3
ρ_d^{Boden}	Trockendichte des Ausgangsbodens (Ofentrocknung bei 105 °C)	g/cm^3
ρ_d^{IKP}	Trockendichte des Injektionskörpers (Ofentrocknung bei 105 °C)	g/cm^3
ρ_d^{ZS}	Trockendichte des Zementsteins (Ofentrocknung bei 105 °C)	g/cm^3
ρ_e	spezifische Dichte des verdampfbaren Wassers $\sim 1,0 \quad g/cm^3$	g/cm^3
ρ_f	Feuchtdichte der Probe	g/cm^3
ρ_{hyd}	spezifische Dichte der Hydrationsprodukte	g/cm^3

ρ_{Susp}	Suspensionsdichte nach dem Anmischen	g/cm^3
$\rho_{w,ne}$	spezifische Dichte des chemisch gebundenen Wassers $\sim 1,35 \quad g/cm^3$	g/cm^3
ρ_{zst}	spezifische Dichte (Korndichte) der Zusatzstoffe	g/cm^3
σ_1	vertikale Hauptspannung im Triaxialversuch	kN/m^2
σ_3	radiale Hauptspannung im Triaxialversuch	kN/m^2
σ_d	Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)$	kN/m^2
σ_d^{max}	maximale Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)$ im Bruchzustand (Bruchspannung)	kN/m^2
τ	Schubspannung	Pa
τ_0	Fließgrenze	Pa
τ_{max}	maximale Schubspannung	Pa
φ	Reibungswinkel	$^\circ$
$\zeta_{z(T)}$	Prozentueller Massenverlust des Zemensteins bei der Temperatur T, bezogen auf den Gesamtmassenverlust zwischen 105 °C und 1010 °C	g/cm^3

Lateinische Kleinbuchstaben

$\Delta m_{s(T)}$	Massenverlust des Bodenanteils zwischen 105 °C und der Temperatur T	g
$\hat{m}_{w,ne(T)}$	Masse des nicht verdampfbaren (chemisch gebundenen) Wassers, das bei der Temperatur T ausgetrieben wird	g
$\hat{m}_{w,ne}$	nicht verdampfbares (chemisch gebundenes) Wasser, analytisch ermittelt	g
c	Kohäsion	kN/m^2
d_{100}	Korngröße des Zementes bei 100% Siebdurchgang	mm
d_{85}	Korngröße des Zementes bei 85% Siebdurchgang	mm
d_{90}	Korngröße des Zementes bei 90% Siebdurchgang	mm
$f_{2:1}$	einaxiale Druckfestigkeit bei den Dimensionen H:D=2:1	N/mm^2
f_{cube}	einaxiale Druckfestigkeit bei Würfelproben	N/mm^2
f_{cyl}	einaxiale Druckfestigkeit bei Zylinderproben	N/mm^2
$f_{H:D}$	einaxiale Druckfestigkeit bei Zylinderproben mit den Dimensionen H:D	N/mm^2
h	Abstand der Platten	m
k_E	Regressionskoeffizient	$-$

$m^{1010\,^{\circ}\mathrm{C}}$	Probenmasse nach dem Glühen bei 1010 °C	g
$m^{105\,^{\circ}\mathrm{C}}$	Probenmasse nach dem Glühen bei 105 °C	g
$m^{T^{\circ}\mathrm{C}}$	Probenmasse nach dem Glühen bei der Temperatur T	g
m_d	Masse der Probe nach der Ofentrocknung bei 105 °C	g
m_s	Feststoffmasse des Bodens	g
m_w	Wassermasse	g
m_z	Zementmasse	g
$m_z^{105\,^{\circ}\mathrm{C}}$	Trockenmasse des Zementes bei 105 °C	g
m_{susp}	Suspensionsmasse	g
$m_{w,e}$	verdampfbares (freies) Wasser im Injektionskörper bzw. Zementstein	g
$m_{w,ne}$	nicht verdampfbares (chemisch gebundenes) Wasser	g
$m_{w,ne}^{max}$	nicht verdampfbares (chemisch gebundenes) Wasser bei vollständiger Hydration	g
m_{zst}	Masse der Zusatzstoffe	g
m_{zs}	Masse des Zementsteins	g
n	Exponent	–
n	Porenanteil im Boden	–
n_{max}	Porenanteil bei lockerster Lagerung	–
n_{min}	Porenanteil bei dichtester Lagerung	–
p	Injektionsdruck (Pumpendruck)	bar
p'	mittlerer Injektionsdruck (Pumpendruck)	bar
q	Durchfluss	l/min
$q(t)$	Festigkeit zum Zeitpunkt t	kN/m^2
q_u	einaxiale Druckfestigkeit	kN/m^2
t	Hydrationszeit	$Tage$
t_A	Zeitspanne bis zum Erstarrungsbeginn	s
t_M	Marshzeit	s
t_{EB}	Zeitspanne bis zum Erstarrungsbeginn	s

t_{EE}	Zeitspanne bis zum Erstarrungsende	s
u	Porenwasserdruck	bar
v	Geschwindigkeit der bewegten Platte	m/s
v_z	spezifisches Volumen des Zementes	cm^3/g
v_{gp}	spezifisches Volumen der Gelporen	cm^3
v_{sp}	spezifisches Volumen der Schrumpfporen	cm^3/g
$v_{w,ne}$	spezifische Volumen des chemisch im Zementstein gebundenen Wassers	cm^3/g
$w_{1...5}$	Beiwerte für Hydratphasenbildung	–
w_e	verdampfbarer (freier) Wasseranteil im Zementstein	–
w_{ne}	nicht verdampfbarer (chemisch gebundener) Wasseranteil	g/g_{Zement}
w_{ne}^{max}	nicht verdampfbarer (chemisch gebundener) Wasseranteil bei $\alpha = 1$	g/g_{Zement}
w_{ne}^{max}	nicht verdampfbarer (chemisch gebundener) Wasseranteil bei vollständiger Hydration	–
z	Zementgehalt pro Volumeneinheit	g/cm^3
$z^{200\,°C}$	Zementgehalt pro Volumeneinheit bei 200 °C Versuchstemperatur	g/cm^3
$z^{300\,°C}$	Zementgehalt pro Volumeneinheit bei 300 °C Versuchstemperatur	g/cm^3

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche der Platte	m^2
$C(t)$	Gehalt an $Ca(OH)_2$ zum Zeitpunkt t	g
C_c	Krümmungszahl	–
C_u	Ungleuchförmigkeitszahl	–
D	Druckfestigkeit n. *Locher* (Kapitel 3.7.1)	N/mm^2
D	Probendurchmesser	mm
D_0	Druckfestigkeit des kapillarporenfreien Zementsteins n. *Locher*	N/mm^2
D_{10}	Korngröße des Bodens bei 10% Siebdurchgang	mm
D_{15}	Korngröße des Bodens bei 15% Siebdurchgang	mm
D_f	Flügeldurchmesser	m
E	E-Modul aus dem einaxialen Druckversuch	kN/m^2

E_T	E-Modul aus dem Triaxialversuch	kN/m^2
E_{vd}	Dynamischer Verformungsmodul aus den dyn. Lastplattenversuchen	MN/m^2
F	Kraft	kN
GV	Glühverlust bei 1010 °C, bezogen auf 105 °C	–
$GV_{s(T)}$	Glühverlust des Bodens bei der Temperatur T, bezogen auf 105 °C	–
GV_s	Glühverlust des Bodens bei 1010 °C, bezogen auf 105 °C	–
GV_{zst}	Glühverlust der Zusatzstoffe bei 1010 °C, bezogen auf 105 °C	–
GV_z	Glühverlust des Bindemittels bei 1010 °C, bezogen auf 105 °C	–
H	Probenhöhe	mm
H_f	Flügelhöhe	m
K_{ck}	cake growth coefficient	$mm \cdot min^{-\frac{1}{2}}$
K_{pf}	pressure filtration coefficient	$min^{-\frac{1}{2}}$
M	Drehmoment	Nm
N	Gelbildungsfaktor Kapitel 3	–
N	Verhältniswert zur Injizierbarkeit Kapitel 2	–
$Q(t)$	Hydrationswärme zum Zeitpunkt t	cal/g
Q_{max}	maximale Hydrationswärme	cal/g
T	Temperatur	°C
V	Probenvolumen	cm^3
V_0	Anfangsviskosität nach *Vicat* (Indexwert)	–
V_g	Gelvolumen im Zementstein	cm^3
V_n	Porenvolumen im Boden	cm^3
V_p	Porenvolumen im Injektionskörper	cm^3
V_s	Feststoffvolumen (Boden)	cm^3
V_{EB}	Viskosität zum Zeitpunkt des Erstarrens nach *Vicat* (Indexwert)	–
V_{EE}	Viskosität zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes nach *Vicat* (Indexwert)	–
V_{gp}	Volumen der Gelporen im Zementstein	cm^3

V_{hyd}	Volumen der Hydrationsprodukte	cm^3
V_{kp}	Kapillarporenvolumen	cm^3
$V_{w,0}$	Anmachwasserraum, entspricht dem W/Z-Wert	cm^3/g_{Zement}
$V_{w,ne}$	Volumen des nicht verdampfbaren Wassers	cm^3
V_{zu}	Volumen des unhydrierten Zementes	cm^3
V_z	Volumen des Zementes	cm^3
Z	Zementgehalt der Probe	g

Anhang A

Anhang zu Kapitel 2

Zementart	W/Z	Verflüssiger	Bentonit	Dichte	Kugelharfe	Flügelsonde	Bingham τ0	Bingham η	Marshzeit 1000ml
	-	% d. ZM	% d. ZM	g/cm³	Pa	Pa	Pa	Pas	sek
CEM I 42,5RS0	1				17,3	9,5			
CEM I 42,5RS0	1,2				18,4	11,3			
CEM I 42,5RS0	1,5				14,6	6,8			
CEM I 42,5RS0	2				8,1	4,1			
CEM I 42,5RS0	3				5,9	3,3			
CEM I 32,5	0,8		2	1,56		18,5	17,7		47,0
CEM I 32,5	1								
CEM I 32,5	0,8			1,30	23,0	3,5	9,8		330,0
CEM I 32,5	0,8			1,40	6,0	0,7	0,7		36,0
CEM I 32,5 R HS C3A	0,8			1,60	3,4		0,4		31,5
CEM I 32,5 R HS C3A	1			1,54	3,6		0,3		30,0
CEM I 52,5 R	0,8			1,60	3,4		2,7		36,0
CEM I 52,5 R	1			1,50	3,8		1,2		32,0
RoInjekt N10	0,8			1,53	13,8		2,5		34,5
RoInjekt N10	1			1,47	4,0		0,7		31,9
CEM III/B 32,5 N	0,8			1,58	3,4		0,5		31,7
CEM III/B 32,5 N	1			1,49	3,8		0,3		30,0
CEM I 52,5 R	0,8			1,55	10,0		1,0		35,2
CEM I 52,5 R	1			1,50	3,8		0,8		31,6
HDI Binder-N	0,8			1,57	3,5		0,7		33,9
HDI Binder-N	1			1,51	3,8		0,4		30,9
HDI Binder-L	0,8			1,58	7,0		0,4		32,4
HDI Binder-L	1			1,49	5,1		0,3		30,2
Mikrodur R-X	2			1,27	4,7		1,7		30,1
Mikrodur R-X	3			1,20	5,0		0,4		29,3
Mikrodur R-X/E plus	2			1,24	13,6		0,6		30,7
Mikrodur R-X/E plus	3			1,17	5,2		0,2		29,5
Ultrafin 12	2			1,30	4,6		1,1		30,3
Ultrafin 12	3			1,21	5,0		0,3		29,2
Dämmer	0,8			1,54	64,1		31,8		66,0
Dämmer	1			1,47	35,7		9,9		40,7
CEM I 52,5 N	0,8			1,62	3,5		2,4		36,2
CEM I 52,5 N	1			1,52	3,7		1,2		33,2
RoInjektS90i	1			1,49					
RoInjektS90i	1			1,49					
CEM I 32,5 R HS C3A	0,8								31,5
CEM I 32,5 R HS C3A	1								30,0
CEM I 52,5 R	1								32,0
CEM III/B 32,5 N	0,8								31,7
CEM III/B 32,5 N	1								30,0
CEM I 52,5 R	1								31,6
HDI Binder-N	0,8								33,9
HDI Binder-N	1								30,9
HDI Binder-L	0,8								32,4
HDI Binder-L	1								30,2
Mikrodur R-X	3								29,3
Mikrodur R-X/E plus	3								29,5
Ultrafin 12	3								29,2
CEM I 52,5 N	1								33,2
Dämmer	1								40,7
HE Cement	0,5								900,0
HE Cement	0,5								-
HE Cement	0,5								-
HE Cement	0,8								36,9
HE Cement	0,8								37,1
HE Cement	0,8								41,6
HE Cement	1,2								31,1
HE Cement	1,2								30,7
HE Cement	1,2								30,3
CEM I 52,5R	1,5			1,34	40,0	11,3	13,4	0,01844	
CEM I 52,5R	1		2	1,47	14,2	14,4	4,5	0,008751	38,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,33	5,1	1,0	1,2	0,01455	31,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,47	5,9	2,3	3,5	0,01565	34,0

Zementart	W/Z	Verflüssiger	Bentonit	Dichte	Kugelharfe	Flügelsonde	Bingham τ0	Bingham η	Marshzeit 1000ml
CEM I 52,5R	1		1,2	1,53	5,6	3,0	3,3	0,0165	35,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,48	7,1	2,8	3,8	0,01969	35,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,45	6,1	2,9	3,1	0,01561	34,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,47	5,9	2,0	2,6	0,01357	33,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,45	10,3	5,1	5,2	0,0185	35,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,45	12,1	4,6	5,9	0,01887	37,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,53	11,2	5,5	5,0	0,01827	38,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,46	12,0	4,5	4,8	0,02107	35,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,47	11,8	5,8	6,2	0,0192	36,0
CEM I 52,5R	1		1,2	1,50	11,5	5,6	4,6	0,01676	36,0
CEM I 52,5R	2		4	1,27	6,4	2,2	2,2	0,0079	30,7
CEM I 52,5R	3		6	1,17		20,0	12,4	0,0377	
CEM I 42,5RS0	3		5	1,18		7,2	8,7	0,02054	
CEM I 52,5R	0,6			1,67	62,8				nicht möglich
CEM I 52,5R	1			1,48	35,6	9,5	15,0	0,03149	43,3
CEM I 52,5R	2			1,26	4,8	0,4	6,8	0,2013	29,2
CEM I 52,5R	0,5			1,48	5,2	0,5	0,0	0,01829	30,2
CEM I 52,5R	1			1,46	4,0	0,3	0,5	0,01822	29,1
CEM I 52,5R	1,5			1,47	3,9	0,3	0,7	0,01809	28,8
CEM I 52,5R	0,8			1,57	40,0	7,0	7,0	0,113	42,7
CEM I 52,5R	1			1,47	15,1	4,0	4,0	0,02616	37,3
CEM I 52,5R	1,5			1,34	66,2	0,918	1,1	0,01168	30,1
CEM I 52,5R	1			0,86	1,0	8,6	1,1	0,01823	122,3
CEM I 52,5R	1			1,24	2,0	8,3	2,5	0,01361	123,4
CEM I 52,5R	1			1,89	3,0	8,3	3,1	0,01368	108,4
CEM I 52,5R	1			2,43	4,0	11,4	3,5	0,01435	125,2
HDI-N	0,8		1	1,61	35,0	15,3	17,1	0,03158	74,0
HDI-N	1		2	1,49	27,5	9,3	13,2	0,02639	44,0
HDI-N	2		5	1,25	10,1	3,5	3,9	0,01063	46,0
Mikrodur PF	2		3	1,27	4,7	0,7	1,2	0,01026	33,0
Mikrodur PF	3		5	1,20	5,5	2,2	2,1	0,0081	31,0
Mikrodur PF	4		7	1,18	5,0	1,0	0,8	0,00973	32,0
CEM I 52,5R	1		2	1,48	17,0	11,5			42,0
	0,8			1,56			17,7	0,02793	47,0
	0,8			1,54	27,7	18,5	16,0	0,03713	
	0,8			1,30	21,1	3,5	12,0	0,1983	
Ultrafin 12	1	0,5	0	1,47	49,6		13,2	0,04696	65,0
Ultrafin 12	1	1	0	1,40	4,9		7,0	0,03735	54,0
Ultrafin 12	1	0,5	0	1,46	50,8		14,5	0,085	49,0
Ultrafin 12	1	1	0	1,46	4,7		1,4	0,0193	31,0
Ultrafin 12	1	0,5	0	1,30	52,0	12,0	15,9	0,00193	41,0
Ultrafin 12	1,2	0,5	0	1,37	41,5	7,5	11,1	0,0347	45,0
Ultrafin 12	1,2	1	0	1,35	41,5	9,0	9,3	0,0256	42,0
Ultrafin 12	1,5	0,5	0	1,29	15,4	2,5	5,4	0,0209	32,0
Ultrafin 12	1,5	1	0	1,26		3,0	2,4	0,01149	31,0
Ultrafin 12	1,5	1	0	1,35	5,2	1,2	1,2	0,0085	37,0
Ultrafin 12	1,5	1	0	1,31	4,6	1,0	0,1	0,005	32,0
Masterroc MP650	1	0,5	0	1,49			0,8	0,00569	31,0
Masterroc MP650	1	1	0	1,50			0,3	0,00825	31,0
Masterroc MP650	1	1	0	1,46		0,3	0,3	0,0075	30,0
Sulfadur	0,8	0	0,02	1,53			10,1	0,02068	38,0
Sulfadur	0,8	0	0,02	1,53	18,0	10,5	9,1	0,024	37,0
Sulfadur	0,8	0	0,03	1,55			9,9	0,01803	40,0
Sulfadur	1	1	0,02	1,46			1,5	0,0064	30,0
Sulfadur	1	1	0,03	1,44			3,4	0,01039	33,0
Sulfadur	1	1	0,03	1,45	8,8	4,4	2,2	0,01366	33,0
Sulfadur	1	0,5	0,02	1,47			3,2	0,006	32,0
Sulfadur	1	0	0,02	1,47			6,0	0,0146	34,0
Sulfadur	0,8	1		1,61					31,5
CEM I 52,5N -SR0	1	1	0,01	1,55			1,4	0,008139	31,5
CEM I 52,5N -SR0	1	1	0,02	1,44			1,9	0,0079	31,0
CEM I 52,5N -SR0	1	0	0,01	1,48			4,3	0,01543	32,5
CEM I 52,5N -SR0	1	0	0,02	1,48	10,6		6,5	0,01368	34,4
CEM I 52,5N -SR0	1	0	0,02	1,48	16,8	7,0	6,6	0,019	35,0

Zementart	W/Z	Verflüssiger	Bentonit	Dichte	Kugelharfe	Flügelsonde	Bingham τ0	Bingham η	Marshzeit 1000ml
CEM I 52,5N -SR0	1	0	0,02	1,50	40,8	11,0	8,0	0,0185	38,0
CEM I 52,5N -SR0	1	0	0,02	1,44		4,2	4,7	0,0153	33,0
CEM II/B-S 42,5N	1,5	-	10	1,49			18,4	0,006061	44,0
CEM II/B-S 42,5N	1,2	-	10	1,43			34,0	0,003094	n.m.
CEM II/A-S 42,5R	1,5	-	10	1,38			28,5	0,02058	67,0
CEM II/A-S 42,5R	1,3	-	10	1,42			41,9	0,02701	n.m.
Ultrafin 12				1,30	12,0				31,0
Ultrafin 12				1,31	8,0				31,0
CEM II/A-S 42,5R				1,35	42,0				45,0
CEM II/A-S 42,5R				1,25	31,0	6,0	7,3	0,001	37,0
Ultrafin 12				1,24			3,4	0,01214	30,0
Sulfadur									
CEM I 52,5N				1,56					35,0
CEM I 52,5N				1,55					30,0
CEM I 52,5N	1	0,5	1	1,44			2,2	0,0076	30,0
CEM I 52,5N	1	1	1	1,48			4,3	0,01543	32,5
Ultrafin 12	1,5	1		1,36			1,6	0,01	33,0
Ultrafin 12	1,5	1		1,32			1,5	0,006	29,0
Ultrafin 12	1,3	1,5		1,38			1,0	0,016	34,0
Ultrafin 12	1,3	1,5		1,37			1,6	0,01	33,0
Ultrafin 12	1,5	1		1,32			1,6	0,01	33,0
Masterroc MP650	1	1		1,50			0,3	0,005543	32,0
Masterroc MP650	1	1		1,48			1,0	0,00951	32,2
Masterroc MP650	1	0,5		1,46			1,4	0,01329	33,5
Masterroc MP650	0,8	1		1,49			1,5	0,02324	37,0
Masterroc MP650	0,8	1,5		1,53			4,6	0,04803	80,0
Sulfadur	0,8	0	2						
CEM I 52,5N	1		2	1,51			8,1	0,01347	38,0
CEM I 52,5N	1		2	1,51			13,6	0,02095	40,0
CEM I 52,5N	1	0,5	2	1,46			4,0	0,00732	32,0
CEM I 52,5N	1	0,5	2	1,48			6,4	0,01347	32,0
CEM I 52,5N	1,2		2,5	1,44			6,2	0,01233	33,0
CEM II 42,5N	1,5		10	1,49			18,4	0,006061	44,0
CEM II 42,5N	1,2		10	1,43			40,0	0,003094	>200
CEM II/A-S 42,5R	1,5		10	1,38			28,5	0,02058	
CEM II/A-S 42,5R	1,3		10	1,42			41,9	0,02701	>200
CEM II/A-S 42,5R	1,5		8						
CEM II/A-S 42,5R	1,8		10						
CEM II/A-S 42,5R	2		10						
CEM II/A-S 42,5R	1,6		10	1,35			17,0	0,00797	46,0
CEM II/A-S 42,5R	0,9	1	1	1,25			5,7	0,0339	41,0
CEM II/A-S 42,5R	0,9		1	1,49			9,0	0,01387	43,0
CEM II/A-S 42,5R	1	0,2	2	1,42			13,2	0,009475	47,0
CEM II/A-S 42,5R	1	1,2	2	1,44			5,5	0,01108	40,0
CEM II/A-S 42,5R	1,2		2	1,39			3,9	0,00666	44,0
Feinstbindemittel	1,5			1,25			6,9	0,01057	37,0
Feinstbindemittel	1,5			1,27			4,4	0,01434	34,0
Feinstbindemittel	1,5	0,5					3,7	0,01175	34,0
Feinstbindemittel	2			1,25			5,8	0,03578	
Feinstbindemittel	2	0,2					1,8	0,006051	30,0
CEM II/A-S 42,5R			10	1,37			12,2	0,0151	40,0
CEM II/A-S 42,5R			10	1,37					
Ultrafin 12		1		1,36					32,1
Ultrafin 12		1							
Ultrafin 12		1		1,34					35,0
Ultrafin 12		1		1,37					35,0
Ultrafin 12		1		1,37					38,7
Ultrafin 12		1		1,33					32,0
Ultrafin 12		1		1,33					34,0
Ultrafin 12		1		1,32					33,4
Ultrafin 12		1		1,32					35,8
Ultrafin 12		1		1,32					34,0
Ultrafin 12		1		1,33					34,0

Zementart	W/Z	Verflüssiger	Bentonit	Dichte	Kugelharfe	Flügelsonde	Bingham τ0	Bingham η	Marshzeit 1000ml
Ultrafin 12		1		1,32					32,0
Ultrafin 12		1		1,30					32,5
Ultrafin 12		1		1,34					34,0
Ultrafin 12		1		1,32					35,0
Ultrafin 12		1		1,33			3,3	0,01576	37,5
Ultrafin 12		1		1,33			1,5	0,008949	32,2
Ultrafin 12		1		1,32			1,1	0,006797	31,4
Ultrafin 12		1		1,41			2,6	0,01316	31,5
Ultrafin 12		1		1,48			4,2	0,01299	37,5
Ultrafin 12		1		1,48					34,0
Ultrafin 12		1		1,44			1,9	0,01392	32,0
Ultrafin 12		1		1,49			2,3	0,01327	33,5
Ultrafin 12		1		1,49			2,4	0,01284	33,5
Ultrafin 12		1		1,29					44,6
Ultrafin 12		1		1,30					36,5
Ultrafin 12		1		1,32					36,6
Ultrafin 12		1		1,34					35,5
Ultrafin 12		1		1,31					45,2
Ultrafin 12		1		1,30					33,0
Ultrafin 12		1		1,28			2,3	0,01204	31,5
Ultrafin 12		1		1,30			2,3	0,01088	31,0
Ultrafin 12		1		1,31			1,4	0,01439	31,5
Ultrafin 12		1		1,32			3,0	0,01128	37,0
Ultrafin 12		1		1,32			4,9	0,01619	37,0
Ultrafin 12		1		1,32					37,9
Ultrafin 12		1		1,31					36,5
Ultrafin 12		1		1,31			1,2	0,01199	37,0
Ultrafin 12		1		1,29					36,7
CEM II/A-S 42,5R		1		1,38			3,7	0,009619	32,2
CEM II/A-S 42,5R		1		1,41					36,7
CEM II/A-S 42,5R		1		1,45					34,1
CEM II/A-S 42,5R		1		1,50					37,3
CEM II/A-S 42,5R		1		1,53					36,9
Ultrafin 12		1		1,32					31,8
Ultrafin 12		1		1,34					38,6
Ultrafin 12		1		1,34					38,0
Ultrafin 12		1		1,31					35,6
Ultrafin 12		1		1,28					35,1
Ultrafin 12		1		1,31					37,2
Ultrafin 12		1		1,33					39,7
Ultrafin 12		1		1,32					35,4
Ultrafin 12		1		1,31					33,4
Ultrafin 12		1		1,31					36,8
Ultrafin 12		1		1,32					36,3
Ultrafin 12		1		1,31					36,1
Ultrafin 12		1		1,30					35,8
Ultrafin 12		1		1,29					31,6
Ultrafin 12		1		1,31					33,8
Ultrafin 12		1		1,36					38,6
CEM II/A-S 42,5R			10	1,48					39,0
CEM II/A-S 42,5R			10	1,50			8,7	0,01768	38,5
CEM II/A-S 42,5R			10	1,49					39,5
Ultrafin 12		1		1,34					32,0
Ultrafin 12		1		1,36			0,3	0,002201	36,5
Ultrafin 12		1		1,37					37,5
Ultrafin 12		1		1,36			1,3	0,007372	37,0
Ultrafin 12		1		1,36					37,5
Ultrafin 12		1		1,35					38,0
Ultrafin 12		1		1,36					36,0

Abb. A.1: Rheologische Kennwerte unterschiedlicher Suspensionen zum Vergleich der Messverfahren

Anhang B

Anhang zu Kapitel 3

Zementsteinmodell nach Powers

Formel:	A	B	C	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
W/Z-Wert	max. Hydrationsgrad	Suspensionsvolumen	Anmachwasser	spez. Volumen d. Zementes	Gelvolumen	Gelanteil	Gelporenanteil		Schrumpfporenvol.	Schrumpfporenanteil		nicht hydratisierter Zement	Wassergehalt	Trockendichte	Feuchtdichte	Gelanteil	Druckfestigkeit
	nach Röling S.59 Abb. 1.34					am Gesamtvolumen	am Gelvolumen	kum. f. Diagrammdarstellung	nach Locher		kum. f. Diagrammdarstellung					Röhling	nach Locher
-		cm^3/g_{Zement}	g bzw. cm^3	cm^3/g	cm^3/g_{Zement}	% d. Gesamtvol.	cm^3/g_{Zement}	% d. Gesamtvol.	cm^3/g_{Zement}	% d. Gesamtvol.	% d. Gesamtvol.	% d. Gesamtvol.	%	g/cm³	g/cm³	%	kPa
W/Z																	
0	0,00	0,32	0,00	0,32	0,68	2,11	0,31	1,80	0,06	0,19	2,30	1,00	-13,83	6,94	6,38	2,13	6898366
0,1	0,33	0,42	0,10	0,32	0,68	1,61	0,31	1,30	0,06	0,14	1,75	0,51	-5,71	4,52	4,34	1,62	1937414
0,2	0,52	0,52	0,20	0,32	0,68	1,30	0,28	1,02	0,06	0,11	1,42	0,29	2,42	3,27	3,32	1,31	714597
0,3	0,66	0,62	0,30	0,32	0,68	1,09	0,26	0,84	0,06	0,10	1,19	0,18	10,55	2,53	2,73	1,10	314288
0,4	0,76	0,72	0,40	0,32	0,68	0,94	0,23	0,71	0,06	0,08	1,03	0,11	18,68	2,04	2,36	0,95	156334
0,5	0,83	0,82	0,50	0,32	0,68	0,83	0,21	0,61	0,06	0,07	0,90	0,07	26,80	1,71	2,11	0,83	85170
0,6	0,89	0,92	0,60	0,32	0,68	0,74	0,20	0,54	0,06	0,07	0,80	0,04	34,93	1,46	1,92	0,74	49763
0,7	0,93	1,02	0,70	0,32	0,68	0,67	0,18	0,49	0,06	0,06	0,72	0,02	43,06	1,27	1,79	0,67	30735
0,8	0,97	1,12	0,80	0,32	0,68	0,61	0,17	0,44	0,06	0,05	0,66	0,01	51,19	1,12	1,69	0,61	19859
0,9	1,00	1,22	0,90	0,32	0,68	0,56	0,16	0,40	0,06	0,05	0,61	0,00	59,31	1,01	1,60	0,56	13320
1	1,00	1,32	1,00	0,32	0,68	0,51	0,14	0,37	0,06	0,05	0,56	0,00	67,44	0,93	1,56	0,52	9220
1,1	1,00	1,42	1,10	0,32	0,68	0,48	0,13	0,34	0,06	0,04	0,52	0,00	75,57	0,86	1,52	0,48	6556
1,2	1,00	1,52	1,20	0,32	0,68	0,45	0,13	0,32	0,06	0,04	0,49	0,00	83,70	0,81	1,49	0,45	4771
1,3	1,00	1,62	1,30	0,32	0,68	0,42	0,12	0,30	0,06	0,04	0,46	0,00	91,82	0,76	1,46	0,42	3543
1,4	1,00	1,72	1,40	0,32	0,68	0,40	0,11	0,28	0,06	0,03	0,43	0,00	99,95	0,71	1,43	0,40	2678
1,5	1,00	1,82	1,50	0,32	0,68	0,37	0,10	0,27	0,06	0,03	0,41	0,00	108,08	0,68	1,41	0,37	2057
1,6	1,00	1,92	1,60	0,32	0,68	0,35	0,10	0,25	0,06	0,03	0,39	0,00	116,21	0,64	1,38	0,35	1602
1,7	1,00	2,02	1,70	0,32	0,68	0,34	0,09	0,24	0,06	0,03	0,37	0,00	124,33	0,61	1,37	0,34	1264
1,8	1,00	2,12	1,80	0,32	0,68	0,32	0,09	0,23	0,06	0,03	0,35	0,00	132,46	0,58	1,35	0,32	1009
1,9	1,00	2,22	1,90	0,32	0,68	0,31	0,09	0,22	0,06	0,03	0,33	0,00	140,59	0,55	1,33	0,31	813
2	1,00	2,32	2,00	0,32	0,68	0,29	0,08	0,21	0,06	0,03	0,32	0,00	148,72	0,53	1,32	0,29	662
2,1	1,00	2,42	2,10	0,32	0,68	0,28	0,08	0,20	0,06	0,02	0,31	0,00	156,84	0,51	1,31	0,28	544
2,2	1,00	2,52	2,20	0,32	0,68	0,27	0,08	0,19	0,06	0,02	0,29	0,00	164,97	0,49	1,29	0,27	450
2,3	1,00	2,62	2,30	0,32	0,68	0,26	0,07	0,19	0,06	0,02	0,28	0,00	173,10	0,47	1,28	0,26	375
2,4	1,00	2,72	2,40	0,32	0,68	0,25	0,07	0,18	0,06	0,02	0,27	0,00	181,23	0,45	1,27	0,25	315
2,5	1,00	2,82	2,50	0,32	0,68	0,24	0,07	0,17	0,06	0,02	0,26	0,00	189,35	0,44	1,26	0,24	266
2,6	1,00	2,92	2,60	0,32	0,68	0,23	0,07	0,17	0,06	0,02	0,25	0,00	197,48	0,42	1,25	0,23	226
2,7	1,00	3,02	2,70	0,32	0,68	0,23	0,06	0,16	0,06	0,02	0,25	0,00	205,61	0,41	1,24	0,23	193
2,8	1,00	3,12	2,80	0,32	0,68	0,22	0,06	0,16	0,06	0,02	0,24	0,00	213,74	0,39	1,24	0,22	166
2,9	1,00	3,22	2,90	0,32	0,68	0,21	0,06	0,15	0,06	0,02	0,23	0,00	221,86	0,38	1,23	0,21	143
3	1,00	3,32	3,00	0,32	0,68	0,20	0,06	0,15	0,06	0,02	0,22	0,00	229,99	0,37	1,22	0,21	124
3,1	1,00	3,42	3,10	0,32	0,68	0,20	0,06	0,14	0,06	0,02	0,22	0,00	238,12	0,36	1,22	0,20	108
3,2	1,00	3,52	3,20	0,32	0,68	0,19	0,05	0,14	0,06	0,02	0,21	0,00	246,24	0,35	1,21	0,19	95
3,3	1,00	3,62	3,30	0,32	0,68	0,19	0,05	0,14	0,06	0,02	0,20	0,00	254,37	0,34	1,20	0,19	83
3,4	1,00	3,72	3,40	0,32	0,68	0,18	0,05	0,13	0,06	0,02	0,20	0,00	262,50	0,33	1,20	0,18	73
3,5	1,00	3,82	3,50	0,32	0,68	0,18	0,05	0,13	0,06	0,02	0,19	0,00	270,63	0,32	1,19	0,18	65
3,6	1,00	3,92	3,60	0,32	0,68	0,17	0,05	0,12	0,06	0,02	0,19	0,00	278,75	0,31	1,19	0,17	57
3,7	1,00	4,02	3,70	0,32	0,68	0,17	0,05	0,12	0,06	0,01	0,18	0,00	286,88	0,31	1,18	0,17	51
3,8	1,00	4,12	3,80	0,32	0,68	0,17	0,05	0,12	0,06	0,01	0,18	0,00	295,01	0,30	1,18	0,17	45
3,9	1,00	4,22	3,90	0,32	0,68	0,16	0,05	0,12	0,06	0,01	0,18	0,00	303,14	0,29	1,18	0,16	41
4	1,00	4,32	4,00	0,32	0,68	0,16	0,04	0,11	0,06	0,01	0,17	0,00	311,26	0,28	1,17	0,16	36

Abb. B.1: Modell nach Powers

Ausgangsdaten			
v_z=	0,32	cm^3/g	spez. Volumen Zement
η bzw. N=	2,13	cm^3/g	Gelbildungsfaktor (Adam. S-25, Fml 2.33)
w_{n0}=	0,23	g/g_{zement}	chemische Wasserbindung bei vollst. Hydration n. Powers
v_s=	0,06	cm^3/g_{zement}	Schrumpfvolumen (Locher S275)
w_n=	0,23	g/g_{zement}	chemisch geb. Wasser bei α
ρ_{wh}=	1,35	g/cm^3	scheinbare Hydratwasserdichte (Locher S.272 oben)
v_{wh}	0,74	cm^3/g_{zement}	spez. Hydratvolumen $v_{wh}=1/\rho_{wh}$ (Locher S.272 oben)
v_{wn}	0,1702	cm^3/g_{zement}	Volumen den nicht verdampfbaren Wassers
ϕ_{GP}	0,28	[-]	Gelporenanteil am Gelvolumen
α=	1		Hydrationsgrad
ρ_{hyd}=	2,51	g/cm^3	Dichte Hydrationsprodukte

Abb. B.2: Grundlegende Parameter für die Berechnungen nach dem Modell nach Powers

Tab. B.1: maximales chemisch gebundenes Wasser w_{max} typischer Normzemente aus [86]

Klinker		**CEM I**	**CEM II**	**CEM III**	**CEM IV**	**CEM V**
C_3S	%	55	55	55	42	55
C_2S	%	18	19	17	32	22
C_3A	%	10	6	10	4	4
C_4AF	%	8	11	8	15	12

Autor	**maximal chemisch gebundenes Wasser** $[g/g^{Zement}]$				
(1) Powers	0,245	0,247	0,242	0,267	0,254
(2) Copeland	0,223	0,207	0,221	0,197	0,204
(3) Brouwers	0,215	0,196	0,213	0,188	0,190
(4) Stark et al.	0,241	0,246	0,239	0,247	0,251

Klinker		**Normal**	**Frühhochfest**	**Sulfatbeständig**	**Weißzement**
C_3S	%	49,9	67,8	49,7	62,5
C_2S	%	21,2	5,1	21,3	18,5
C_3A	%	11,3	10,3	2,2	10,6
C_4AF	%	10,7	10,0	18,9	1,5

Autor	**maximal chemisch gebundenes Wasser** $[g/g^{Zement}]$			
(1) Powers	0,258	0,242	0,259	0,242
(2) Copeland	0,227	0,231	0,188	0,237
(3) Brouwers	0,225	0,225	0,181	0,220
(4) Stark et al.	0,247	0,258	0,256	0,240

Anhang C

Anhang zu Kapitel 4

Bezeichnung	Probemenge	Anmerkung	Zementart	Boden	W/Z-Wert	Zement	Bentonit	Boden I	Alter	V	ρ_f	ρ_d	m^{105}+T	m^{1010}+T	GV	Hydratationsgrad	tatsächlicher Zementgehalt	rückgerechneter Zementgehalt
						[g]	[% d. ZM]	[g]	[d]	[cm³]	[g/cm³]	[g/cm³]	[g]	[g]	[-]	[-]	[g/cm³]	[g/cm³]
514_64_1	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	30,0		30	28	46,3	1,9	1,4	159,2	153,4	0,088	0,91	0,65	0,68
514_64_2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	15,0		50	28	39,3	2,0	1,7	164,4	161,5	0,044	0,91	0,38	0,41
514_64_3	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	10,0		60	28	40,5	2,0	1,8	169,4	167,3	0,029	0,91	0,25	0,27
514_64_4	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	5,0		70	28	57,4	1,7	1,3	160,5	159,3	0,016	0,91	0,09	0,10
514_64_5	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	3,0		80	28	62,5	1,7	1,3	170,9	170,0	0,010	0,91	0,05	0,06
514_65_1	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	30,0		30	28	52,1	1,7	1,3	159,5	153,5	0,091	0,91	0,59	0,63
514_65_2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	2,00	20,0		30	28	57,0	1,6	1,0	152,6	148,1	0,082	0,91	0,38	0,44
514_65_3	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	3,00	10,0		30	28	45,9	1,5	0,9	141,0	138,5	0,058	0,91	0,26	0,30
514_65_4	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	4,00	10,0		30	28	47,5	1,7	0,9	133,7	131,0	0,061	0,91	0,28	0,32
514_65_5	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	6,00	5,0		30	28	41,8	1,6	0,9	123,8	122,1	0,043	0,91	0,19	0,22
514_65_1	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	1,00	30,0	2	30	29	52,1	1,7	1,3	159,5	153,5	0,091	0,91	0,59	0,63
514_65_2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	2,00	20,0	8	30	30	57,0	1,6	1,0	152,6	148,1	0,082	0,91	0,38	0,42
514_65_3	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	3,00	10,0	18	30	31	45,9	1,5	0,9	141,0	138,5	0,058	0,91	0,26	0,27
514_65_4	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	4,00	10,0	32	30	32	47,5	1,7	0,9	133,7	131,0	0,061	0,91	0,28	0,27
514_65_5	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	6,00	5,0	60	30	33	41,8	1,6	0,9	123,8	122,1	0,043	0,91	0,19	0,17
514_69_1	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1,00	20,0		70	28	53,7	2,0	1,7	186,6	182,9	0,040	0,91	0,38	0,37
514_46_3a	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	0,60	32,5		20	23	7,5	1,9	1,5	30,7	29,5	0,107	0,90	1,08	0,89
514_46_3b	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	1,00	22,7		20	23	7,2	1,8	1,3	28,8	28,0	0,089	0,90	0,76	0,63
514_46_3d	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	2,00	12,9		20	23	9,2	1,8	1,2	31,9	31,2	0,066	0,90	0,43	0,45
514_46_3f	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	6,00	4,7		40,9	23	1,9	2,0	1,4	23,8	23,8	0,014	0,90	0,16	0,11
514_46_3a	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	0,60	32,5		20	70	9,4	1,9	1,5	35,6	33,8	0,127	0,96	1,08	1,00
514_46_3b	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	1,00	22,7		20	70	4,2	1,8	1,3	24,3	23,7	0,104	0,96	0,76	0,70
514_46_3d	Teilprobe		Rohrdorfer CEM I 52,5R	Normsand	2,00	12,9		20	70	6,1	1,7	1,1	24,2	23,4	0,113	0,96	0,43	0,64
514_58_a	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	0,60	258,0		28	28	6,2	2,1	1,9	31,5	30,4	0,094	0,78	--	1,13
514_58_b	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	0,80	212,0		28	28	5,8	2,0	1,6	29,6	28,5	0,119	0,78	--	1,23
514_58_c	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	1,00	180,0		28	28	4,6	2,1	1,8	29,1	28,6	0,059	0,78	--	0,70
514_58_d	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	1,50	130,6		28	28	9,5	1,8	1,3	33,4	31,1	0,180	0,78	--	1,53
514_58_e	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	2,00	102,5		28	28	5,3	1,8	1,3	26,4	25,0	0,189	0,78	--	1,60
514_58_f	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	4,00	55,1		28	28	12,0	2,1	1,8	40,2	39,5	0,032	0,78	--	0,37
514_58_g	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	6,00	37,6		28	28	12,1	2,1	1,8	42,7	42,6	0,004	0,78	--	0,05
514_58_a	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	0,60	258,0		287	287	15,2	1,8	1,3	50,9	47,2	0,236	1,00	--	1,29
514_58_b	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	0,80	212,0		287	287	12,4	2,0	1,7	52,3	49,6	0,222	1,00	--	1,18
514_58_c	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	1,00	180,0		287	287	15,8	2,2	1,9	60,4	58,0	0,157	1,00	--	0,78
514_58_d	Teilprobe	--	HOLCIM CEM I 42,5N	Normsand	1,50	130,6		287	287	10,4	1,8	1,3	45,6	43,1	0,306	1,00	--	1,27
514_61_a	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,60	65,0		90	28	91,4	2,1	1,8	346,5	336,6	0,061	0,87	0,71	0,51
514_61_b	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,78	45,4		110,14	28	84,4	2,3	1,9	283,1	276,0	0,044	0,87	0,54	0,39
514_61_c	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	1,50	32,9		100	28	92,4	1,8	1,5	244,3	238,1	0,045	0,87	0,36	0,31
514_61_d	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	3,04	18,1		100	28	75,0	2,0	1,5	204,5	201,8	0,024	0,87	0,24	0,16
514_61_a/2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,60	65,0		90	118	94,0	2,1	1,8	271,3	259,3	0,079	0,95	0,69	0,57
514_61_b/2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,78	45,4		110,29	118	94,5	2,0	1,6	271,7	263,0	0,057	0,95	0,48	0,41
514_61_c/2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	1,50	33,0		100	118	82,8	2,0	1,7	232,1	225,5	0,048	0,95	0,40	0,35
514_61_d/2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	3,04	18,1		100	118	75,7	1,9	1,6	209,5	205,9	0,030	0,95	0,24	0,20
514_62_1	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,38	30,0		40	28	37,2	2,2	2,0	161,6	157,6	0,056	0,87	0,81	0,51
514_62_2	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,89	10,0		50	28	35,2	2,0	1,7	163,9	162,3	0,026	0,87	0,28	0,20
514_62_3	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,47	5,0		50	28	33,1	1,7	1,6	147,1	146,3	0,015	0,87	0,15	0,10
514_62_4	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,36	15,0		50	28	35,4	2,0	1,9	146,4	144,4	0,031	0,87	0,42	0,26
514_62_5	Gesamtprobe		Rohrdorfer CEM I 32,5 RHS	Normsand	0,62	40,0		243,09	28	151,3	2,0	1,9	568,7	562,7	0,021	0,87	0,26	0,17
514_73_a	Gesamtprobe		Rohrdorder CEM I 42,5 RSC	Normsand	1,26	21,0		120	28	82,2	2,0	1,8	233,6	229,6	0,027	0,91	0,26	0,28
514_81_1a	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	0,82	30,1		100,08	28	113,2	1,4	1,2	218,7	211,9	0,050	0,95	0,27	0,39
514_81_2a	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	0,83	20,0		99,984	28	100,9	1,4	1,2	206,4	201,8	0,037	0,95	0,20	0,29

Abb. C.1: Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.3

Bezeichnung	Probemenge	Anmerkung	Zementart	Boden	W/Z - Wert	Zement [g]	Zement	Bentonit	Boden l	Alter	V	ρ_f	ρ_d	$m^{105'}+T$	$m^{1010'}+T$	GV	Hydratationsgrad	tatsächlicher Zementgehalt	rückgerechneter Zementgehalt
514_81_3a	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	0,98	10,0		100,04	28	103,3	1,2	1,1	193,5	191,0	0,023	0,95	0,10	0,15
514_81_4a	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	1,15	5,0		99,96	28	102,1	1,2	1,1	189,2	187,8	0,013	0,95	0,05	0,08
514_81_5a	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	2,51	2,0		100,07	28	101,3	1,2	1,0	190,8	190,1	0,007	0,95	0,02	0,04
514_81_6a	Gesamtprobe	reine Suspension	Lafarge CEM I 52,5R	--	0,98	50,0		0	28	86,9	1,0	0,6	125,6	116,0	0,187	0,95	0,58	0,74
514_81_1b	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	1,00	30,0		100,13	56	29,3	5,4	4,6	218,3	211,2	0,053	0,98	1,02	0,85
514_81_2b	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	0,85	20,0		100,05	56	28,6	4,8	4,3	205,4	200,6	0,039	0,98	0,70	0,43
514_81_3b	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	0,92	10,0		100,07	56	28,1	4,5	4,0	201,0	198,5	0,023	0,98	0,36	0,22
514_81_4b	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	1,09	5,0		99,874	56	28,7	4,2	3,7	189,2	187,6	0,016	0,98	0,17	0,14
514_81_5b	Gesamtprobe	--	Lafarge CEM I 52,5R	Normsand	2,58	2,0		113,08	56	29,4	4,5	3,9	189,4	188,6	0,007	0,98	0,07	0,07
514_81_6b	Gesamtprobe	reine Suspension	Lafarge CEM I 52,5R	--	1,03	50,0		0	56	29,0	3,5	2,0	142,0	130,7	0,193	0,98	1,73	1,10
514_82_1a	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	0,83	30,0		100,02	29	68,7	2,2	2,0	214,5	208,9	0,042	0,92	0,44	0,44
514_82_2a	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	0,80	20,0		100	29	61,2	2,2	2,0	204,5	200,8	0,031	0,92	0,33	0,33
514_82_3a	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	10,0		100,01	29	62,5	2,1	1,8	193,2	191,1	0,018	0,92	0,16	0,17
514_82_4a	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	5,0		100,06	29	60,4	2,0	1,8	186,3	185,2	0,011	0,92	0,08	0,09
514_82_5a	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	2,50	2,0		100,01	29	64,7	1,8	1,6	175,5	174,8	0,006	0,92	0,03	0,04
514_82_6a	Gesamtprobe	reine Suspension	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	50,0		0	29	64,7	1,5	0,8	140,9	131,7	0,160	0,92	0,77	0,81
514_82_1b	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	30,0		100,01	57	78,1	2,1	1,7	223,8	218,2	0,042	0,97	0,38	0,37
514_82_2b	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	0,80	20,0		100	57	66,2	2,1	1,9	206,0	202,2	0,031	0,97	0,30	0,30
514_82_3b	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	10,0		100,03	57	68,0	1,8	1,6	193,5	191,5	0,019	0,97	0,15	0,15
514_82_4b	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	5,0		100,06	57	67,5	1,8	1,6	189,0	187,7	0,012	0,97	0,07	0,09
514_82_5b	Gesamtprobe	--	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	2,50	2,0		100,08	57	65,7	1,8	1,5	184,4	183,7	0,007	0,97	0,03	0,04
514_82_6b	Gesamtprobe	reine Suspension	Rohrdorfer CM I 42,5R S0	Normsand	1,00	50,0		0	57	55,7	1,6	1,0	131,3	122,6	0,153	0,97	0,90	0,85

Bez.	Versuchsart	Anmerkung	Zementart	Boden	W/Z - Wert	Zement [g]	Zement	Bentonit	Boden l	Alter	V	ρ_f	ρ_d	Glühverlust	$m^{105'}+T$	$m^{1010'}+T$	GV	Hydratationsgrad	tatsächlicher Zementgehalt	rückgerechneter Zementgehalt
						[g]	GV	% d. ZM	[g]	Tage	V	[g/cm³]	[g/cm³]	%			%	[-]	[g/cm³]	[g/cm³]
514_66_1	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		0,25	28	39,68	2,00	1,69	90,38	157,50	154,46	0,05	0,92	0,38	0,39
514_66_2	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		0,5	28	40,03	2,01	1,68	105,94	173,19	170,15	0,05	0,92	0,37	0,36
514_66_3	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		1	28	40,89	1,96	1,60	114,52	180,04	177,65	0,04	0,92	0,37	0,19
514_66_4	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		2	28	42,19	1,94	1,58	85,36	151,83	149,29	0,04	0,92	0,36	0,08
514_66_5	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		3	28	42,16	1,97	1,58	80,61	147,22	143,26	0,06	0,92	0,36	0,13
514_66_6	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		4	28	45,79	1,87	1,49	88,97	157,30	152,95	0,06	0,92	0,33	0,05
514_67_1	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		0,25	28	41,30	1,95	1,62	93,96	160,97	158,12	0,04	0,92	0,36	0,35
514_67_2	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		0,5	28	40,34	2,00	1,67	97,44	164,75	161,79	0,04	0,92	0,37	0,34
514_67_3	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		1	28	40,58	2,00	1,62	97,76	163,61	161,46	0,03	0,92	0,37	0,16
514_67_4	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		2	28	41,90	1,89	1,53	107,34	171,33	168,87	0,04	0,92	0,36	0,07
514_67_5	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		3	28	44,94	1,65	1,79	105,58	186,00	182,48	0,04	0,92	0,33	0,07
514_67_6	Gesamtprobe	org. Bestandteile	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand	1	15	0,013		4	28	41,18	2,03	1,13	118,50	165,05	161,21	0,08	0,92	0,36	-0,01
514_65_1	Gesamtprobe	Bentonitbeimischung	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	1	30	0,013	2	30	29	52,07	1,73	1,26	93,83	159,48	153,53	0,09	0,91	0,59	0,63
514_65_2	Gesamtprobe	Bentonitbeimischung	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	2	20	0,013	8	30	30	57,01	1,57	0,97	97,37	152,60	148,09	0,08	0,91	0,38	0,42
514_65_3	Gesamtprobe	Bentonitbeimischung	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	3	10	0,013	18	30	31	45,87	1,51	0,94	97,75	141,00	138,50	0,06	0,91	0,26	0,27
514_65_4	Gesamtprobe	Bentonitbeimischung	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	4	10	0,013	32	30	32	47,46	1,72	0,94	88,93	133,73	130,98	0,06	0,91	0,28	0,27
514_65_5	Gesamtprobe	Bentonitbeimischung	Rohrdorfer CEM I 42,5R	Normsand+Bentonit	6	5	0,013	60	30	33	41,78	1,58	0,92	85,36	123,81	122,15	0,04	0,91	0,19	0,17

Abb. C.2: Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.3

Tab. C.1: Eingangsdaten zu Abbildung 4.8

		Temperatur									
Bezeichnung		105	200	300	400	500	600	700	800	900	1010
Rohrdorfer CEM I 42,5 RHS	%	0	20,52	35,1	48,27	81,46	83,06	96,74	99,1	99,81	100
Rohrdorfer CEM I 42,5 RSO	%	0	20,11	32,98	47,39	81,64	85,72	97,25	98,99	99,6	100
Rohrdorfer Roinject S90i	%	0	19,23	30,2	42,24	59,71	62,86	85,69	97,41	98,49	100
Rohrdorfer Roinject N10	%	0	2,47	4,24	6,19	8,55	12,39	31,6	97,53	100,07	100
Holcim CEM I 52,5N	%	0	21,34	35,57	49,52	85,32	87,82	96,98	99,15	100	100
HOLCIM CEM I 42,5N	%	0	21,13	36,08	47,5	83,36	83,43	96,83	99,19	99,93	100
HOLCIM CEM II 42,5R	%	0	23,95	35,7	46,13	71,19	71,39	90,84	99,49	100,05	100
TIWO HDI-N	%	0	19,69	0	41,59	61,07	0	0	97,43	0	100
TIWO Injektionsbinder MIP	%	0	28,84	42,97	63,92	0	78,2	97,83	98,76	99,38	100
LAFARGE CEM I 52,5R	%	0	21,54	35,32	46,7	74,95	76,73	91,3	98,95	100	100
HEIDELBERG Dämmer	%	0	4,08	6,26	8,32	11,94	19,64	50,27	99,51	99,84	100
Dyckerhoff Mikrodur R-X	%	0	16,29	20,66	39,41	48,24	66,11	97,18	98,64	100	100

Tab. C.2: Prozentueller Massenverlust von Zementstein zu unterschiedlichen Hydrationszeitpunkten, Mittelwerte der Versuchsdaten für Abbildung 4.9

		Temperatur								
Alter	Probenanzahl	200	300	400	500	600	700	800	900	1010
6d	1	18,17	31,85	48,56	73,33	77,34	96,79	98,62	99,49	100
21d	8	17,07	31,45	43,11	71,02	53,33	94,54	98,6	99,48	100
28d	21	17,9	32,81	44,49	73,09	77,48	94,96	97,87	98,8	100
56d	4	15,58	27,88	35,83	59,46	61,21	93,35	98,79	99,34	100
97d	7	20,51	29,76	45,63	67,63	75,82	94,16	96,93	99,13	100
84d	13	18,65	32,36	42,9	68,06	60,16	88,25	97,29	99,21	100
135d	12	19,17	23,92	37,91	51,1	51,26	83,58	90,25	97,82	100
155d	7	19,08	18,48	43,13	70,58	76,71	89,83	93,32	98,8	100
251d	7	15,56	29,42	42,07	39,87	64,02	88,66	91,11	97,8	100

					Druckversuch		Volumen	Dichte		Glühverlust zwischen den Temperaturstufen				Wassenverlust abzgl. Massenverlust d. Kalk [g/cm³]		Hydrationsgrad		Zementgehaltsbestimmung bei geg. Temperatur [g/cm³]		Ist-Zementgehalt	
	Datum	Zement	Alter	W/Z	qu	E	V_{GV} aus ρ_d	ρ_f	ρ_d	T	m_{105}+T	m_{200}+T	m_{300}+T	200	300	[-]	angen. Trockendichte	200	300		
					kPa	kN/m²	cm³	g/cm³	g/cm³							Faktor:	g/cm³			g	g/cm³
742_10_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,52	7035	1970000	1505	2,55	2,42	1123,3	4758,8	4748,9	4742,7	0,0042	0,0061	0,93	2,20	0,10	0,09	155,97	0,10
742_10_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,52	8065	1930000	1536	2,53	2,41	1065,9	4760,8	4752,7	4746,7	0,0029	0,0046	0,93	2,20	0,07	0,07	158,28	0,10
742_10_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,52	7077	1766000	1636	2,37	2,26	1064,0	4756,3	4746,9	4741,4	0,0034	0,0046	0,93	2,20	0,08	0,07	158,19	0,10
742_11_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,03	10870	3981000	1543	2,51	2,39	1073,6	4755,1	4742,7	4734,1	0,0057	0,0090	0,93	2,20	0,14	0,13	232,33	0,15
742_11_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,03	15150	4728000	1555	2,51	2,38	1083,8	4790,1	4774,4	4769,9	0,0077	0,0084	0,93	2,20	0,19	0,12	233,93	0,15
742_11_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	1,03	11230	4398000	1459	2,65	2,52	1005,6	4676,7	4663,1	4655,2	0,0069	0,0102	0,93	2,20	0,17	0,15	232,00	0,16
742_12_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,79	23200	6245000	1509	2,57	2,45	1170,5	4864,7	4848,1	4836,3	0,0086	0,0143	0,93	2,20	0,21	0,21	303,50	0,20
742_12_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,79	19150	6171000	1482	2,60	2,47	1168,9	4831,6	4814,4	4803,3	0,0092	0,0145	0,93	2,20	0,23	0,21	301,02	0,20
742_12_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,79	19260	5947000	1439	2,68	2,55	1118,2	4784,6	4767,1	4756,6	0,0098	0,0149	0,93	2,20	0,24	0,22	301,27	0,21
742_13_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,65	17140	5013000	1586	2,46	2,35	1165,0	4883,6	4864,4	4850,1	0,0097	0,0166	0,93	2,20	0,24	0,24	372,77	0,24
742_13_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,65	25750	6240000	1563	2,48	2,36	1150,9	4845,2	4826,9	4812,6	0,0093	0,0163	0,93	2,20	0,23	0,24	370,63	0,24
742_13_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,65	18290	3797000	1486	2,59	2,46	1031,2	4684,5	4662,7	4649,6	0,0123	0,0189	0,93	2,20	0,30	0,28	366,97	0,25
742_14_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,55	23560	5877000	1578	2,49	2,38	1068,7	4830,6	4809,4	4796,1	0,0111	0,0173	0,93	2,20	0,27	0,25	441,08	0,28
742_14_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,55	27150	7448000	1555	2,49	2,37	1095,7	4786,4	4761,6	4744,5	0,0136	0,0224	0,93	2,20	0,33	0,33	439,18	0,28
742_14_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,55	24880	5066000	1536	2,51	2,40	1128,1	4811,7	4784,2	4769,4	0,0155	0,0230	0,93	2,20	0,38	0,34	446,03	0,29
742_15_1	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,48	31610	7283000	1632	2,38	2,28	1168,3	4881,8	4854,3	4838,7	0,0145	0,0219	0,93	2,20	0,35	0,32	499,49	0,31
742_15_2	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,48	21980	2691000	1547	2,50	2,40	1149,2	4856,3	4830,7	4816,0	0,0142	0,0215	0,93	2,20	0,35	0,31	497,17	0,32
742_15_3	12.05.2015	Lafarge CEM I 52,5R	28	0,48	11810	4903000	1574	2,48	2,35	1130,7	4835,0	4805,3	4788,4	0,0165	0,0250	0,93	2,20	0,40	0,37	498,26	0,32

Abb. C.3: Versuchsergebnisse zu Kapitel 4.4.6

Anhang D

Anhang zu Kapitel 5

				Dichte		Wassergehalt		Druckversuch		
Probennummer	W/Z	Zement	Bentonit	ρ_f	ρ_d	w	Alter	qu	Eps	E-Modul
-	-	-	%	g/cm³	g/cm³	%	d	kN/m²	-	kN/m²
706_1_R1	0,8	TIWO HDI-N	1	1,72	1,12	52,6	28	16450	0,008	2903000
706_1_R2	0,8	TIWO HDI-N	1	1,72	1,14	50,1	28	16810	0,007	3420000
706_2_R1	1	TIWO HDI-N	2	1,51	0,84	79,4	28	6264	0,004	1527000
706_2_R2	1	TIWO HDI-N	2	1,49	0,84	76,9	28	4440	0,011	531300
706_3_R1	2	TIWO HDI-N	5	1,23	0,53	130,3	28	1112	0,006	304300
706_3_R2	2	TIWO HDI-N	5	1,30	0,56	131,3	28	1253	0,005	329300
707_2_R1	2	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	3	1,17	0,46	151,4	28	5624	0,006	1211000
707_2_R2	2	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	3	1,24	0,48	159,5	28	4985	0,007	974400
707_3_R1	3	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	5	1,23	0,38	223,0	28	3692	0,006	787900
707_3_R2	3	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	5	1,24	0,38	228,8	28	3492	0,007	1057000
707_4_R1	4	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	7	1,15	0,33	253,2	28	3638	0,007	798900
707_4_R2	4	Dyckerhoff Mikrodur R-X/E plus	7	1,16	0,32	263,1	28	2477	0,007	644000
580_1_1_1a	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,56	0,95	63,8	28	9409	0,021	678400
580_1_1_1b	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,60	1,00	58,9	28	11060	0,0294	388000
580_1_1_1c	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,56	0,96	63,2	28	9504	0,024	655900
580_1_1_2a	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,54	0,91	69,6	28	7032	0,011	978600
580_1_1_2b	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,53	0,90	70,5	28	6728	0,012	913500
580_1_1_2c	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,54	0,91	68,8	28	7344	0,009	1057000
580_4_1_1a	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,56	0,92	69,1	28	8552	0,01	1142000
580_4_1_1b	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,55	0,91	69,6	28	8283	0,009	1168000
580_4_1_1c	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,55	0,92	68,6	28	7883	0,009	1153000
580_4_1_2a	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,56	0,93	68,5	28	7996	0,01	998100
580_4_1_2b	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,57	0,93	69,1	28	7309	0,009	954900
580_4_1_2c	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,56	0,93	68,5	28	8118	0,011	100200
580_4_2_1a	1,2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	3,6	1,50	0,82	82,2	28	4531	0,008	824100
580_4_2_1b	1,2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	3,6	1,51	0,83	81,6	28	4322	0,007	747700
580_4_2_1c	1,2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	3,6	1,50	0,82	82,0	28	4484	0,008	828900
580_4_2_2a	1,5	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	4	1,44	0,72	99,7	28	2175	0,006	478000
580_4_2_2b	1,5	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	4	1,45	0,73	97,6	28	2436	0,006	540900
580_4_2_2c	1,5	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	4	1,44	0,72	100,4	28	2110	0,005	499500
580_4_2_3a	2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,41	0,67	110,3	28	2000	0,007	459100
580_4_2_3b	2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,41	0,67	110,3	28	1311	0,006	460100
580_4_2_3c	2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,41	0,67	110,5	28	1936	0,006	421000
580_4_2_4a	0,8	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,65	1,06	55,6	28	7905	0,007	1529000
580_4_2_4b	0,8	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,65	1,06	55,4	28	10720	0,008	1613000
580_4_2_4c	0,8	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,66	1,07	55,0	28	4261	0,004	1748000
580_4_3_1a	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,27	0,45	181,2	28	168	0,008	29980
580_4_3_1b	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,29	0,47	175,3	28	305	0,008	45040
580_4_3_1c	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,27	0,45	182,6	28	236	0,007	39210
580_4_3_2a	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	8	1,25	0,41	201,2	28	153	0,012	12620
580_4_3_2b	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	8	1,24	0,40	207,8	28	198	0,007	40860
580_4_3_2c	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	8	1,25	0,41	203,1	28	198	0,007	33920
485_1a	0,8	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A					28	12830		3870773
485_1b	0,8	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A					28	10370		3505752
485_1c	0,8	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A					28	12960		4155516
485_2a	1	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A		1,64			28	7990		2337446
485_2b	1	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A		1,64			28	8360		2767476
485_2c	1	Rohrdorfer - CEM I 32,5 R HS C3A		1,64			28	7150		641722
485_3a	0,8	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R					28	10360		2439226
485_3b	0,8	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R					28	13910		2633739
485_3c	0,8	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R					28	11860		2549374
485_4a	1	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R		1,65			28	7440		2480913
485_4b	1	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R		1,65			28	7530		2533979
485_4c	1	Rohrdorfer - CEM I 52,5 R		1,65			28	7050		2542307
485_5a	0,8	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,57			28	650		69095
485_5b	0,8	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,57			28	320		93363
485_5c	0,8	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,57			28	360		73385
485_6a	1	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,52			28	480		90822
485_6b	1	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,52			28	410		67095
485_6c	1	Rohrdorfer - RoInjekt N10		1,52			28	360		51083
485_7a	0,8	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,82			28	15060		3358060
485_7b	0,8	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,82			28	14740		3330362
485_7c	0,8	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,82			28	12790		3217331
485_8a	1	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,75			28	12200		2858905
485_8b	1	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,75			28	11700		2678676
485_8c	1	Lafarge - CEM III/B 32,5 N		1,75			28	12530		2807750
485_9a	0,8	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	16630		2784502
485_9b	0,8	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	15880		2925984
485_9c	0,8	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	16260		2994253
485_10a	1	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	10530		2531784
485_10b	1	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	12060		2941556
485_10c	1	Lafarge - CEM I 52,5 R					28	11560		1931222
485_11a	0,8	TIWO - HDI Binder-N					28	12020		2641971
485_11b	0,8	TIWO - HDI Binder-N					28	13230		3095485
485_11c	0,8	TIWO - HDI Binder-N					28	12200		2306177
485_12a	1	TIWO - HDI Binder-N					28	8890		2531112
485_12b	1	TIWO - HDI Binder-N					28	8410		2102171
485_12c	1	TIWO - HDI Binder-N					28	9100		2356221
485_13a	0,8	TIWO - HDI Binder-L					28	6740		2637561
485_13b	0,8	TIWO - HDI Binder-L					28	6770		2737632
485_13c	0,8	TIWO - HDI Binder-L					28	6800		2715374
485_14a	1	TIWO - HDI Binder-L					28	5170		1784725
485_14b	1	TIWO - HDI Binder-L					28	3960		1717416
485_14c	1	TIWO - HDI Binder-L					28	4670		1480208
485_15a	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				139,2	28	8820		1907302
485_15b	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				139,2	28	6570		1918709
485_15c	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				139,2	28	8600		1896340

Abb. D.1: Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2

				Dichte		Wassergehalt		Druckversuch		
Probennummer	W/Z	Zement	Bentonit	ρ_f	ρ_d	w	Alter	qu	Eps	E-Modul
-	-	-	%	g/cm³	g/cm³	%	d	kN/m²	-	kN/m²
485_16a	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				149,6	28	4950		1314155
485_16b	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				149,6	28	5330		988967
485_16c	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X				149,6	28	4440		1468529
485_17a	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				155,2	28	7860		1593178
485_17b	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				155,2	28	6520		1397249
485_17c	2	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				155,2	28	7960		1626660
485_18a	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				159,6	28	6140		1412638
485_18b	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				159,6	28			
485_18c	3	Dyckerhoff - Mikrodur R-X/E plus				159,6	28	5770		1318961
485_19a	2	HeidelbergCement - Ultrafin 12				138,8	28	1530		328109
485_19b	2	HeidelbergCement - Ultrafin 12				138,8	28	1630		422655
485_19c	2	HeidelbergCement - Ultrafin 12				138,8	28	1540		455772
485_20a	3	HeidelbergCement - Ultrafin 12				133,7	28	1180		290841
485_20b	3	HeidelbergCement - Ultrafin 12				133,7	28	1260		231796
485_20c	3	HeidelbergCement - Ultrafin 12				133,7	28	860		263082
485_21a	0,8	HeidelbergCement - Dämmer				72,1	28	1570		264661
485_21b	0,8	HeidelbergCement - Dämmer				72,1	28	1780		311974
485_21c	0,8	HeidelbergCement - Dämmer				72,1	28	1700		239795
485_22a	1	HeidelbergCement - Dämmer				91,6	28	1150		317041
485_22b	1	HeidelbergCement - Dämmer				91,6	28	1120		333430
485_22c	1	HeidelbergCement - Dämmer				91,6	28	990		345443
485_23a	0,8	Holcim - CEM I 52,5 N				38,5	28	16160		3748415
485_23b	0,8	Holcim - CEM I 52,5 N				38,5	28	13890		3964963
485_23c	0,8	Holcim - CEM I 52,5 N				38,5	28	16990		3553926
485_24a	1	Holcim - CEM I 52,5 N				43,2	28	12720		3502025
485_24b	1	Holcim - CEM I 52,5 N				43,2	28	11810		3114021
485_24c	1	Holcim - CEM I 52,5 N				43,2	28	11160		3124009
485_25a	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				52,9	28	8060		2227951
485_25b	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				52,9	28	8060		3236772
485_25c	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				52,9	28	10570		3036044
485_26a	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				53,6	28	11700		3447044
485_26b	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				53,6	28	10300		3601598
485_26c	1	Rohrdorfer - RoInjekt S90i				53,6	28	10370		3743675
701_2a	1	Dyckerhoff - Mikrodur RU/E-plus	1	1,55	0,72		28	9350	0,008	1388000
701_2b	1	Dyckerhoff - Mikrodur RU/E-plus	1	1,53	0,72		28	12730	0,007	1738000
728_10_1	4	Dyckerhoff R-X/E plus	10	1,22	0,40	207,0	28	2531	0,004	781100
728_10_2	4	Dyckerhoff R-X/E plus	10	1,16	0,34	244,7	28	1793	0,003	654100
728_10_3	2	Dyckerhoff R-X/E plus	5	1,23	0,53	134,1	28	4826	0,005	1007000
728_10_4	2	Dyckerhoff R-X/E plus	5	1,25	0,50	148,7	28	5389	0,005	1483000
660_1_1a	0,8	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	9836	0,008	1377000
660_1_1b	0,8	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	7167	0,005	1130000
660_1_1c	0,8	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	14380	0,01	1804000
660_1_2a	1	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	9817	0,01	1018000
660_1_2b	1	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	9128	0,01	891700
660_1_2c	1	Lafarge CEM I 52,5R	0,5				28	8424	0,012	735500
660_1_3a	1	Lafarge CEM I 52,5R	1				28	9236	0,009	1173000
660_1_3b	1	Lafarge CEM I 52,5R	1				28	10140	0,01	1175000
660_1_3c	1	Lafarge CEM I 52,5R	1				28	8288	0,009	1128000
660_1_4a	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,5				28	10100	0,011	961900
660_1_4b	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,5				28	8752	0,009	101300
660_1_4c	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,5				28	8120	0,007	1199000
660_1_5a	1	Lafarge CEM I 52,5R	2				28	11110	0,01	1189000
660_1_5b	1	Lafarge CEM I 52,5R	2				28	9488	0,01	989000
660_1_5c	1	Lafarge CEM I 52,5R	2				28	10360	0,01	1103000
660_2_1a	1	Lafarge CEM III 32,5N	0,5				28	9113	0,008	1448000
660_2_1b	1	Lafarge CEM III 32,5N	0,5				28	12320	0,009	1405000
660_2_1c	1	Lafarge CEM III 32,5N	0,5				28	11810	0,01	1371000
100_3		TIWO Injektionsbinder MA	1	1,35844	0,7176	89,3	28	512	0,011	89460
100_4		TIWO Injektionsbinder MA	1	1,3444	0,7228	86,0	28	454	0,011	69590
730_100_2		TIWO Injektionsbinder MA		1,55	0,95	63,6	28	7553		1923000
730_100_3		TIWO Injektionsbinder MA		1,62	1,01	60,0	28	8130		1278000
514_1000_100_A1	0,6	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,84	1,34	37,0	28	24550	0,006	4843000
514_1000_100_A2	0,6	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	0	1,86	1,36	36,8	28	21270	0,006	4730000
514_1000_100_B1	0,8	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	1	1,70	1,12	51,6	28	12050	0,005	2708000
514_1000_100_B2	0,8	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	1	1,73	1,17	48,3	28	11780	0,004	3143000
514_1000_100_C1	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,68	1,08	55,0	28	8568	0,006	1905000
514_1000_100_C2	1	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	2	1,68	1,08	54,8	28	8460	0,006	2348000
514_1000_100_D1	2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	4	1,50	0,84	79,5	28	2350	0,008	492300
514_1000_100_D2	2	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	4	1,55	0,87	77,3	28	2480	0,006	574300
514_1000_100_E1	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,47	0,76	92,7	28	777	0,046	38690
514_1000_100_E2	3	Rohrdorfer CEM I 42,5R SR0	5	1,46	0,74	96,8	28	1106	0,016	124200
514_1000_101_A1	0,6	Rohrdorfer CEM I 52,5R	0	1,79	1,28	39,3	28	22900	0,007	5195000
514_1000_101_A2	0,6	Rohrdorfer CEM I 52,5R	0	1,79	1,29	38,6	28	18830	0,007	2722000
514_1000_101_B1	0,8	Rohrdorfer CEM I 52,5R	1	1,68	1,10	52,3	28	14100	0,006	3093000
514_1000_101_B2	0,8	Rohrdorfer CEM I 52,5R	1	1,70	1,14	49,3	28	8512	0,006	1701000
514_1000_101_C1	1	Rohrdorfer CEM I 52,5R	2	1,58	0,96	65,1	28	6741	0,006	1579000
514_1000_101_C2	1	Rohrdorfer CEM I 52,5R	2	1,58	0,96	64,3	28	5827	0,009	863100
514_1000_101_D1	2	Rohrdorfer CEM I 52,5R	4	1,54	0,85	82,2	28	2054	0,019	213200
514_1000_101_D2	2	Rohrdorfer CEM I 52,5R	4	1,52	0,84	81,3	28	3689	0,008	650200
514_1000_101_E1	3	Rohrdorfer CEM I 52,5R	5	1,44	0,72	100,0	28	905	0,018	74750
514_1000_101_E2	3	Rohrdorfer CEM I 52,5R	5	1,44	0,73	96,6	28	1029	0,016	102200

Abb. D.2: Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2

				Dichte		Wassergehalt		Druckversuch		
Probennummer	W/Z	Zement	Bentonit	ρ_r	ρ_d	w	Alter	q_u	Eps	E-Modul
-	-	-	%	g/cm³	g/cm³	%	d	kN/m²	-	kN/m²
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,52			28	9074		1082270
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,31			28	4601		609450
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,25			28	3860		517642
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,06	0,70	73,7	28	2538		532542
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,05	0,70	73,7	28	2600		676721
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,06	0,70	73,7	28	2230		487935
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,04	0,60	79,8	28	2947		377886
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,10	0,60	79,8	28	2881		404076
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,08	0,60	79,8	28	3031		451758
PH1 S1 M10	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,37	0,80	72,4	28	5201		642936
PH1 S3 M4 15:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,57			28	8643		1033290
PH1 S3 M8	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,33			28	6685		886467
PH1 S3 M10	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,46	0,80	85,5	28	4528		423701
PH1 S3 M12	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,49	0,90	74,2	28	3729		1086130
PH2 M7	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,49	0,80	81,2	28	3895		703699

Abb. D.3: Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2

				Dichte		Wassergehalt		Druckversuch		
Probennummer	W/Z	Zement	Bentonit	ρ_r	ρ_d	w	Alter	q_u	Eps	E-Modul
-	-	-	%	g/cm³	g/cm³	%	d	kN/m²	-	kN/m²
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,52			28	9074		1082270
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,31			28	4601		609450
PH1 S2 M6 12:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,25			28	3860		517642
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,06	0,70	73,7	28	2538		532542
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,05	0,70	73,7	28	2600		676721
PH1 S2 M6 13:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,06	0,70	73,7	28	2230		487935
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,04	0,60	79,8	28	2947		377886
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,10	0,60	79,8	28	2881		404076
PH1 S1 M6 9:54	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,08	0,60	79,8	28	3031		451758
PH1 S1 M10	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,37	0,80	72,4	28	5201		642936
PH1 S3 M4 15:00	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,57			28	8643		1033290
PH1 S3 M8	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,33			28	6685		886467
PH1 S3 M10	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,46	0,80	85,5	28	4528		423701
PH1 S3 M12	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,49	0,90	74,2	28	3729		1086130
PH2 M7	1	Lafarge CEM I 52,5R	2	1,49	0,80	81,2	28	3895		703699
690_1000_2_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,56	0,97	60,8	28	10540	0,006	2284000
690_1000_2_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,59	0,98	62,0	28	10760	0,006	2415000
690_1000_2_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,60	0,99	60,7	28	12240	0,007	2017000
690_1000_3_1	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,61	1,06	52,9	28	15480	0,008	2456000
690_1000_3_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,62	1,06	52,9	28	15610	0,009	2916000
690_1000_3_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,63	1,06	54,3	28	14280	0,007	2656000
690_1000_3_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,62	1,00	62,6	28	9568	0,007	2420000
690_1000_4_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,60	1,02	57,2	28	5314	0,006	901500
690_1000_4_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,65	1,06	55,3	28	15650	0,007	3325000
690_1000_4_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,64	1,09	49,8	28	13190	0,009	2252000
690_1000_5_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,62	1,06	53,3	28	11440	0,007	1847000
690_1000_5_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,64	1,07	53,5	28	13800	0,009	2118000
690_1000_5_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,62	1,05	53,8	28	14230	0,007	3004000
690_1000_6_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,63	1,07	51,9	21	15860	0,008	2981000
690_1000_6_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,64	1,07	53,8	28	16630	0,008	3309000
690_1000_6_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,65	1,11	48,4	56	18560	0,007	3553000
690_1000_7_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,58	0,99	60,4	28	10990	0,006	2406000
690_1000_7_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,55	0,92	68,9	56	4645	0,003	1505000
690_1000_8_1	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,56	0,97	61,1	28	12460	0,008	2807000
690_1000_8_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,56	0,98	59,1	28	10780	0,007	2284000
690_1000_8_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,56	0,98	59,9	28	12220	0,007	2708000
690_1000_8_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,52	0,95	59,9	28	11790	0,006	2700000
690_1000_9_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,58	1,02	55,6	28	13450	0,006	2993000
690_1000_9_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,59	1,02	55,7	28	14700	0,007	2840000
690_1000_10_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,58	0,99	60,5	28	11280	0,006	2360000
690_1000_11_1	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,97	62,3	28	10530	0,007	1986000
690_1000_11_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,55	0,95	62,9	28	13860	0,007	2884000
690_1000_11_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,58	0,98	60,7	28	10770	0,005	2396000
690_1000_11_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,97	61,4	28	11550	0,007	2252000
690_1000_12_1	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,99	58,9	28	13010	0,008	2333000
690_1000_12_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,59	1,00	58,3	28	13860	0,007	2884000
690_1000_12_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,98	59,4	28	12260	0,006	2753000
690_1000_12_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,56	0,98	60,0	28	11430	0,004	2650000
690_1000_13_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,98	60,2	28	10780	0,006	2394000
690_1000_13_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,58	0,99	59,1	28	12670	0,007	2595000
690_1000_13_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,57	0,97	61,7	28	11760	0,006	2744000
730_1000_1	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,67	1,01	65,8	28	9176		1421000
730_1000_2	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,70	1,03	64,9	28	9368		1061000
730_1000_3	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,62	0,95	70,3	28	7304		1866000
730_1000_4	1	Lafarge CEM I 52,5R	1,2	1,72	1,11	55,6	28	3324		695500

Abb. D.4: Ergebnisse der Versuche an Suspensionsproben in Kapitel 5.2

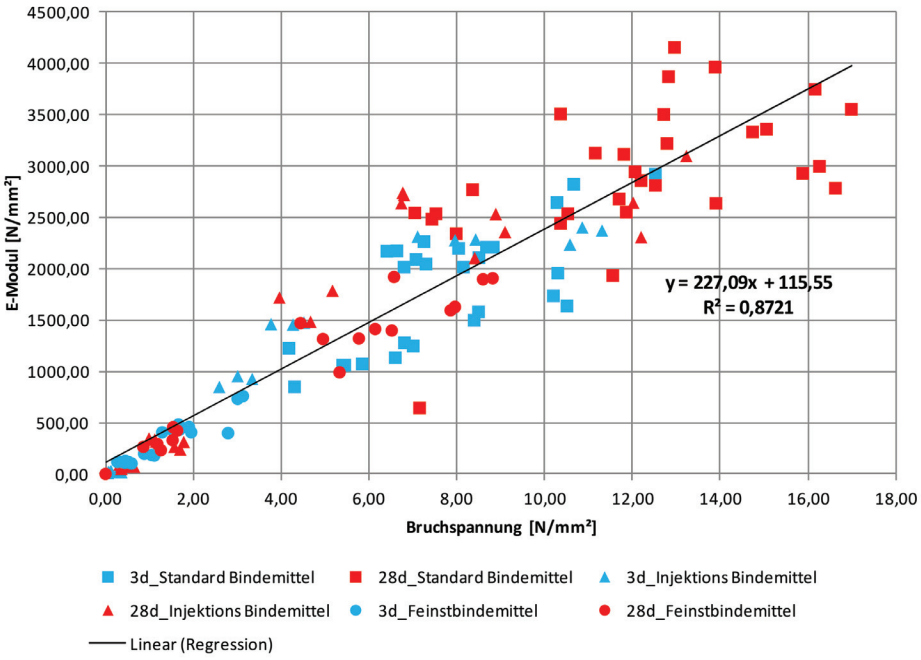


Abb. D.5: Vergleich zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul bei unterschiedlichem Probenalter aus [148]

Probennummer	Triax/ DV	Kornfraktion	W/Z	Zement	ρ_d	ρ_f	Alter	$\sigma 3$	$\sigma 1$-Peak	ETriax	DV-qu	E-Modul	$\sigma 1 - \sigma 3$	w	ρ_d	Glühverluste				α	mittl. Zementgehalt	Standardabweichung
					g/cm³	g/cm³		kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²		g/cm³						g/cm³	g/cm³
581_51_1	T	581_4	1	CEM I 42,5R	1,60	2,18	27	100	5385,7	538582	--	--	5285,7	0,158	1,88	0,025	0,024	0,026	--	--	0,92	0,29	0,01
581_51_2	T	581_4	1	CEM I 42,5R	1,58	2,16	28	300	7030,6	525689	--	--	6730,6	0,156	1,87	0,026	0,026	--	--	--	0,92	0,29	0,00
581_51_3	T	581_4	1	CEM I 42,5R	1,65	2,14	29	200	4259,4	562223	--	--	4059,4	0,139	1,88	0,025	0,025	0,026	--	--	0,92	0,28	0,00
581_51_6	T	581_4	1	CEM I 42,5R	--	2,19	28	200	6717,5	1216260	--	--	6517,5	0,190	1,84	0,027	0,028	0,028	--	--	0,92	0,31	0,00
581_51_7	D	581_4	1	CEM I 42,5R	1,65	2,22	28	--	--	--	6398	1,34E+06	6398,0	0,119	1,98	0,028	--	--	--	--	0,92	0,34	0,00
581_51_8	D	581_4	1	CEM I 42,5R	1,61	2,20	28	--	--	--	3437	1,22E+06	3437,0	0,126	1,95	0,028	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_51_9	D	581_4	1	CEM I 42,5R	1,62	2,19	28	--	--	--	2841	1,20E+06	2841,0	0,133	1,93	0,025	--	--	--	--	0,92	0,29	0,00
581_52_1	T	581_5	1	CEM I 42,5R	1,58	2,18	28	100	5999,9	1077650	--	--	5899,9	0,144	1,90	0,033	0,029	0,025	0,030	--	0,92	0,33	0,03
581_52_2	T	581_5	1	CEM I 42,5R	1,57	2,18	29	300	6876,6	859101	--	--	6576,6	0,139	1,91	0,030	0,023	0,026	0,028	--	0,92	0,31	0,03
581_52_3	T	581_5	1	CEM I 42,5R	1,57	2,16	29	200	6181,6	910183	--	--	5981,6	0,181	1,83	0,034	0,028	0,029	0,032	0,027	0,92	0,33	0,03
581_52_5	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,62	2,19	28	--	--	--	5307	1,15E+06	5307,0	0,127	1,94	0,030	--	--	--	--	0,92	0,35	0,00
581_52_6	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,55	2,16	28	--	--	--	4801	797100	4801,0	0,137	1,90	0,030	--	--	--	--	0,92	0,34	0,00
581_52_7	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,56	2,16	28	--	--	--	3226	761000	3226,0	0,141	1,89	0,026	--	--	--	--	0,92	0,30	0,00
581_52_8	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,55	2,18	28	--	--	--	3829	955700	3829,0	0,135	1,92	0,029	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_52_9	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,58	2,16	28	--	--	--	4542	1,52E+06	4542,0	0,139	1,89	0,029	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_52_10	D	581_5	1	CEM I 42,5R	1,53	2,14	28	--	--	--	3631	1,03E+06	3631,0	0,142	1,87	0,030	--	--	--	--	0,92	0,34	0,00
581_53_1	T	581_3	1	CEM I 42,5R	1,60	2,21	26	100	6563,8	611781	--	--	6463,8	0,133	1,95	0,030	0,030	0,029	0,031	--	0,91	0,36	0,01
581_53_2	T	581_3	1	CEM I 42,5R	1,73	2,21	27	300	7408,0	1343050	--	--	7108,0	0,132	1,95	0,027	--	--	--	--	0,92	0,32	0,00
581_53_3	T	581_3	1	CEM I 42,5R	1,61	2,20	28	200	6613,3	1268540	--	--	6413,3	0,144	1,92	0,034	0,030	0,031	--	--	0,92	0,37	0,02
581_53_6	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,62	2,17	28	--	--	--	4023	1,14E+06	4023,0	0,127	1,93	0,026	--	--	--	--	0,92	0,30	0,00
581_53_7	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,49	2,17	28	--	--	--	4333	1,00E+06	4333,0	0,129	1,92	0,028	--	--	--	--	0,92	0,32	0,00
581_53_8	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,55	2,15	28	--	--	--	3682	942900	3682,0	0,134	1,89	0,026	--	--	--	--	0,92	0,29	0,00
581_53_9	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,56	2,18	7	--	--	--	4328	2,38E+06	4328,0	0,125	1,94	0,029	--	--	--	--	0,74		
581_53_10	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,54	2,15	7	--	--	--	3825	2,05E+06	3825,0	0,127	1,91	0,029	--	--	--	--	0,74		
581_53_11	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,60	2,14	7	--	--	--	3350	1,98E+06	3350,0	0,125	1,90	0,029	--	--	--	--	0,74		
581_53_12	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,54	2,20	56	--	--	--	5937	3,39E+06	5937,0	0,133	1,94	0,029	--	--	--	--	0,97	0,32	0,00
581_53_13	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,61	2,19	56	--	--	--	7780	3,79E+06	7780,0	0,126	1,95	0,028	--	--	--	--	0,97	0,31	0,00
581_53_14	D	581_3	1	CEM I 42,5R	1,61	2,17	56	--	--	--	3137	3,46E+06	3137,0	0,128	1,93	0,025	--	--	--	--	0,97	0,28	0,00
581_54_1	T	581_2	1	CEM I 42,5R	1,55	2,10	27	100	4493,3	1077230	--	--	4393,3	0,127	1,86	0,029	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_54_2	T	581_2	1	CEM I 42,5R	1,54	2,12	28	300	6167,4	1113930	--	--	5867,4	0,096	1,94	0,026	--	--	--	--	0,92	0,31	0,00
581_54_3	T	581_2	1	CEM I 42,5R	1,57	2,15	28	500	6626,1	949014	--	--	6126,1	0,144	1,88	0,025	0,024	0,023	0,025	0,031	0,92	0,29	0,03
581_54_4	T	581_2	1	CEM I 42,5R	1,52	2,15	28	200	6327,7	1103580	--	--	6127,7	0,130	1,90	0,031	0,027	--	--	--	0,92	0,33	0,02
581_54_5	T	581_2	1	CEM I 42,5R	1,65	2,12	29	400	5215,0	727033	--	--	4815,0	0,130	1,88	0,022	0,025	0,023	0,023	0,025	0,92	0,27	0,01
581_54_6	D	581_2	1	CEM I 42,5R	1,65	2,19	28	--	--	--	5527	2,10E+06	5527,0	0,119	1,96	0,023	--	--	--	--	0,92	0,31	0,00
581_54_7	D	581_2	1	CEM I 42,5R	1,65	2,20	28	--	--	--	4631	1,24E+06	4631,0	0,112	1,98	0,021	--	--	--	--	0,92	0,28	0,00
581_54_8	D	581_2	1	CEM I 42,5R	1,64	2,19	28	--	--	--	5691	1,42E+06	5691,0	0,122	1,96	0,027	--	--	--	--	0,92	0,32	0,00
581_54_9	D	581_2	1	CEM I 42,5R	1,64	2,18	28	--	--	--	2977	951100	2977,0	0,127	1,93	0,019	--	--	--	--	0,92	0,23	0,00
581_54a_1	D	581_2	1,2	CEM I 42,5R	1,67	2,17	28	--	--	--	2917	782400	2917,0	0,125	1,93	0,021	--	--	--	--	0,92	0,25	0,00
581_54a_2	D	581_2	1,2	CEM I 42,5R	1,67	2,14	28	--	--	--	2371	521900	2371,0	0,121	1,91	0,019	--	--	--	--	0,92	0,22	0,00
581_54a_3	D	581_2	1,2	CEM I 42,5R	1,63	2,16	28	--	--	--	3918	1,24E+06	3918,0	0,139	1,90	0,022	--	--	--	--	0,92	0,25	0,00
581_54_9	D	581_2	1,2	CEM I 42,5R	1,63	2,16	28	--	--	--	3380	1,21E+06	3380,0	0,133	1,91	0,022	--	--	--	--	0,92	0,25	0,00
581_55_1	D	581_8	1	CEM I 42,5R	1,62	--	301	--	--	--	8150	1,62E+06	8150,0	--	--	--	--	--	--	--	1,00		
581_55_2	D	581_8	1	CEM I 42,5R	1,65	--	301	--	--	--	3038	1,34E+06	3038,0	--	--	0,100	--	--	--	--	1,00		
581_55_3	D	581_8	1	CEM I 42,5R	1,65	--	301	--	--	--	4002	1,29E+06	4002,0	--	--	0,115	0,115	--	--	--	1,00		
581_55_5	D	581_8	1	CEM I 42,5R	--	--	301	--	--	--	4969	1,01E+06	4969,0	--	--	--	--	--	--	--	1,00		
581_56_5	D	581_9	1	CEM I 42,5R	1,70	2,18	28	--	--	--	5716	1,00E+06	5716,0	0,109	1,97	0,038	--	--	--	--	0,92	0,45	0,00
581_56_6	D	581_9	1	CEM I 42,5R	1,70	2,18	28	--	--	--	5974	1,73E+06	5974,0	0,108	1,96	0,032	--	--	--	--	0,92	0,38	0,00
581_56_7	D	581_9	1	CEM I 42,5R	1,63	2,14	28	--	--	--	4322	1,41E+06	4322,0	0,111	1,93	0,030	--	--	--	--	0,92	0,35	0,00
581_57_1	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,55	2,17	28	200	6058,0	712208	--	--	5858,0	0,105	1,96	0,030	0,032	--	--	--	0,92	0,37	0,01
581_57_2	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,54	2,20	29	300	7382,7	1153940	--	--	7082,7	0,132	1,94	0,026	--	--	--	--	0,92	0,31	0,00
581_57_3	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,57	2,19	30	400	7342,1	1157330	--	--	6942,1	0,139	1,92	0,032	--	--	--	--	0,93	0,37	0,00
581_58_1	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,61	2,15	29	100	5350,8	843428	--	--	5250,8	0,128	1,91	0,027	0,029	0,029	0,027	0,027	0,92	0,32	0,01
581_58_2	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,65	2,13	29	600	8191,6	1032170	--	--	7591,6	0,130	1,89	0,029	0,028	--	--	--	0,92	0,32	0,00
581_58_3	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,58	2,14	28	200	6598,4	892444	--	--	6398,4	0,121	1,91	0,029	0,030	0,027	0,029	0,028	0,92	0,33	0,01
581_58_4	T	581_9	1	CEM I 42,5R	1,60	2,15	27	400	6598,4	1242400	--	--	6198,4	0,120	1,92	0,035	0,039	0,038	0,036	0,031	0,92	0,41	0,03
581_59_1	D	581_10	1	CEM I 42,5R	1,77	2,20	29	--	--	--	7565	1,39E+06	7565,0	0,105	1,99	0,025	0,032	--	--	--	0,95	0,33	0,05
581_59_2	T	581_10	1	CEM I 42,5R	1,82	2,23	26	161	6488,1	1125950	--	--	6327,1	0,105	2,02	--	--	--	--	--	0,91		
581_59_3	T	581_10	1	CEM I 42,5R	1,75	2,24	27	--	--	--	--	--	--	0,113	2,01	--	--	--	--	--	0,92		
581_60_1	T	581_1	1	CEM I 42,5R	1,63	2,19	30	500	8117,5	906851	--	--	7617,5	0,146	1,92	0,027	--	--	--	--	0,93	0,31	0,00
581_60_2	T	581_1	1	CEM I 42,5R	1,63	2,06	31	300	5366,3	766702	--	--	5066,3	0,107	1,86	--	--	--	--	--	0,93		
581_60_3	D	581_1	1	CEM I 42,5R	1,67	2,16	28	--	--	--	6802	1,82E+06	6802,0	0,111	1,95	0,028	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_60_4	D	581_1	1	CEM I 42,5R	1,72	2,15	28	--	--	--	5091	1,18E+06	5091,0	0,117	1,92	0,027	--	--	--	--	0,92	0,31	0,00
581_60_5	T	581_1	1	CEM I 42,5R	1,70	2,18	27	200	6531,1	1134980	--	--	6331,1	0,124	1,94	0,028	--	--	--	--	0,92	0,33	0,00
581_60_6	T	581_1	1	CEM I 42,5R	1,64	2,15	28	200	5712,9	573612	--	--	5512,9	0,113	1,93	0,027	0,031	--	--	--	0,92	0,34	0,02

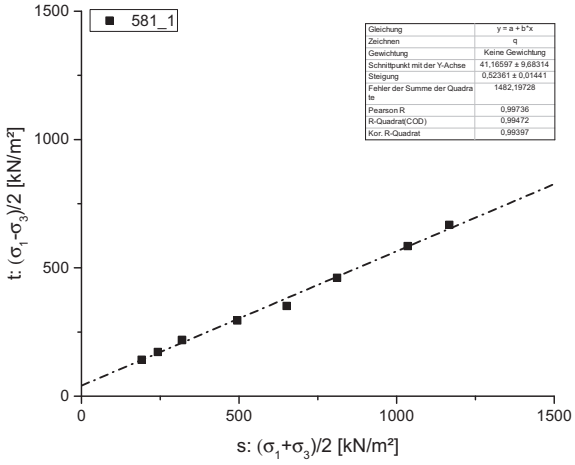
Abb. D.6: Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben

Probennummer	Triax/DV	Kornfraktion	W/Z	Zement	ρ_d	ρ_f	Alter	σ3	σ1-Peak	ETriax	DV-qu	E-Modul	σ1 - σ3	w	ρ_d	Glühverluste				α	mittl. Zementgehalt	Standardabweichung
					g/cm³	g/cm³		kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²		g/cm³						g/cm³	g/cm³
581_62_1	D	581_6	1	CEM I 42,5R	1,74	2,23	28	--	--	--	4284	1,51E+06	4284,0	0,118	1,99	0,230	--	--	--	0,92		0,00
581_62_2	D	581_6	1	CEM I 42,5R	1,71	2,21	28	--	--	--	2765	1,31E+06	2765,0	0,118	1,97	0,230	--	--	--	0,92		0,00
581_62_3	D	581_6	1	CEM I 42,5R	1,67	2,20	28	--	--	--	4711	1,05E+06	4711,0	0,120	1,97	0,230	--	--	--	0,92		0,00
581_63_1	D	581_12	1	CEM I 42,5R	1,83	2,30	28	--	--	--	5085	1,14E+06	5085,0	0,092	2,10	0,116	--	--	--	0,92		
581_63_2	D	581_12	1	CEM I 42,5R	1,84	2,25	28	--	--	--	4473	941800	4473,0	0,092	2,06	0,085	--	--	--	0,92		
581_63_3	D	581_12	1	CEM I 42,5R	1,79	2,26	28	--	--	--	5133	805900	5133,0	0,102	2,05	0,080	--	--	--	0,92		
581_63_4	D	581_12	1	CEM I 42,5R	--	--	28	--	--	--	1294	396700	1294,0	--	--	--	--	--	--	0,92		
581_153_1	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	--	1,91	28	500	3736,8	556934	--	--	3236,8	0,163	1,64	0,024	0,024	0,023	--	0,92	0,23	0,01
581_153_2	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	--	2,07	28	200	2567,8	610287	--	--	2367,8	--	2,07	0,022	0,039	0,022	0,027	0,92	0,35	0,10
581_153_3	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,63	2,04	13	300	2729,0	398180	--	--	2429,0	0,152	1,77	0,022	0,020	--	--	0,82	0,25	0,01
581_153_4	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,63	2,01	14	100	1807,6	444299	--	--	1707,6	0,164	1,73	0,028	0,027	0,028	0,023	0,83	0,30	0,03
581_153_5	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,58	2,10	13	500	3755,8	447702	--	--	3255,8	0,158	1,81	0,027	0,023	0,026	0,024	0,026	0,82	0,31	0,02
581_153_6	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,50	2,08	13	200	2568,9	610941	--	--	2368,9	0,166	1,79	0,027	0,026	0,024	0,026	0,025	0,82	0,31	0,01
581_153_7	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,54	2,09	28	300	3174,6	519007	--	--	2874,6	0,161	1,80	0,025	0,025	0,026	0,024	--	0,92	0,27	0,01
581_153_8	T	581_3	1,5	CEM I 42,5R	1,54	2,10	28	700	1722,9	440750	--	--	1022,9	0,201	1,75	0,019	0,019	0,022	0,022	0,023	0,92	0,22	0,02
581_154_1	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,59	2,09	28	500	4107,6	524828	--	--	3607,6	0,151	1,82	0,025	0,025	0,023	0,027	0,025	0,92	0,27	0,02
581_154_2	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	--	2,11	29	200	2897,4	456669	--	--	2697,4	0,151	1,83	0,020	0,024	0,020	0,026	0,024	0,92	0,25	0,03
581_154_3	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,63	2,11	56	300	3466,4	611783	--	--	3166,4	0,153	1,83	0,024	0,025	0,026	0,025	0,025	0,97	0,26	0,01
581_154_4	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	--	2,10	56	500	4171,6	545551	--	--	3671,6	0,146	1,83	0,026	0,022	0,023	0,023	0,023	0,97	0,24	0,01
581_154_5	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,57	2,09	56	200	2547,4	612810	--	--	2347,4	0,184	1,77	0,025	0,025	0,026	0,026	0,024	0,97	0,25	0,01
581_154_6	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	--	2,09	55	100	2982,8	641621	--	--	2882,8	0,174	1,78	0,025	0,026	0,025	0,025	0,025	0,97	0,25	0,00
581_154_7	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,57	2,10	28	300	3003,8	553849	--	--	2703,8	0,165	1,80	0,024	0,026	0,024	0,024	0,021	0,92	0,26	0,01
581_154_8	T	581_2	1,5	CEM I 42,5R	--	2,10	28	100	2120,1	535294	--	--	2020,1	0,167	1,80	0,021	0,019	0,020	0,023	0,021	0,92	0,23	0,02
581_154_9	D	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,66	2,11	28	--	--	--	2122	1,11E+06	2122,0	0,139	1,85	0,020	--	--	--	0,92	0,22	0,00
581_154_10	D	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,66	2,12	28	--	--	--	1746	853200	1746,0	0,127	1,88	0,019	--	--	--	0,92	0,22	0,00
581_154_11	D	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,62	2,14	28	--	--	--	2165	535500	2165,0	0,145	1,87	0,020	--	--	--	0,92	0,22	0,00
581_154_12	D	581_2	1,5	CEM I 42,5R	1,62	2,12	28	--	--	--	1330	541000	1330,0	0,143	1,86	0,018	--	--	--	0,92	0,20	0,00
581_160_1	T	581_1	1,5	CEM I 42,5R	1,69	2,11	28	500	4613,4	721795	--	--	4113,4	0,119	1,89	0,016	0,019	0,016	0,022	0,021	0,92	0,21	0,03
581_160_2	T	581_1	1,5	CEM I 42,5R	1,66	2,13	29	300	2897,4	481790	--	--	2597,4	0,126	1,89	0,035	0,020	0,019	0,030	0,015	0,92	0,27	0,09
581_253_1	T	581_3	2	CEM I 42,5R	1,43	2,10	28	516	4769,5	980793	--	--	4253,5	0,175	1,78	0,022	0,026	0,025	0,026	--	0,92	0,27	0,02
581_253_2	T	581_3	2	CEM I 42,5R	1,48	2,07	28	300	1972,4	359825	--	--	1672,4	0,185	1,75	0,024	0,024	0,022	0,021	0,021	0,92	0,24	0,01
581_253_3	T	581_3	2	CEM I 42,5R	1,73	2,06	29	100	1349,4	364421	--	--	1249,4	0,191	1,73	0,022	0,023	0,024	0,023	0,024	0,92	0,24	0,01
581_253_4	T	581_3	2	CEM I 42,5R	fehlt	2,06	29	200	1689,8	392155	--	--	1489,8	0,189	1,73	0,020	0,017	0,020	0,019	0,018	0,92	0,20	0,01
581_254_1	T	581_2	2	CEM I 42,5R	1,63	2,07	30	50	917,9	246415	--	--	867,9	0,176	1,76	0,018	0,018	0,020	0,018	0,022	0,93	0,21	0,02
581_254_2	T	581_2	2	CEM I 42,5R	1,46	2,06	28	500	2766,2	210517	--	--	2266,2	0,170	1,76	0,021	0,020	0,021	0,021	0,020	0,92	0,22	0,00
581_254_3	T	581_2	2	CEM I 42,5R	1,59	2,04	28	300	1990,3	255938	--	--	1690,3	0,171	1,74	0,019	0,020	0,021	0,021	0,020	0,92	0,21	0,01
581_254_4	T	581_2	2	CEM I 42,5R	1,60	2,09	29	100	1109,6	160997	--	--	1009,6	0,158	1,81	0,020	--	--	--	--	0,92	0,22	0,00
581_254_5	D	581_2	2	CEM I 42,5R	1,64	2,07	28	--	--	--	746,9	248600	746,9	0,155	1,79	0,016	--	--	--	--	0,92	0,18	0,00
581_254_6	D	581_2	2	CEM I 42,5R	1,64	2,08	28	--	--	--	636,3	298200	636,3	0,147	1,81	0,015	--	--	--	--	0,92	0,16	0,00
581_254_7	D	581_2	2	CEM I 42,5R	1,65	2,10	28	--	--	--	785,6	421900	785,6	0,158	1,82	0,016	--	--	--	--	0,92	0,18	0,00
581_254_8	D	581_2	2	CEM I 42,5R	1,65	2,11	28	--	--	--	710,3	379200	710,3	0,146	1,84	0,016	--	--	--	--	0,92	0,17	0,00
581_354_1	T	581_2	3	CEM I 42,5R	1,62	2,04	28	300	1711,1	125153	--	--	1411,1	0,173	1,74	0,015	0,015	0,015	0,014	0,016	0,92	0,16	0,01
581_354_2	T	581_2	3	CEM I 42,5R	1,63	2,00	29	200	1218,0	145620	--	--	1018,0	0,177	1,70	0,015	0,015	0,015	0,015	0,016	0,92	0,15	0,01
581_354_3	T	581_2	3	CEM I 42,5R	1,60	2,02	29	100	818,2	103861	--	--	718,2	0,173	1,72	0,015	0,015	0,015	0,012	0,012	0,92	0,15	0,01
581_354_4	T	581_2	3	CEM I 42,5R	1,60	2,00	30	50	565,5	104482	--	--	515,5	0,169	1,71	0,012	0,015	0,012	0,013	--	0,93	0,13	0,01
581_354_5	D	581_2	3	CEM I 42,5R	1,62	2,01	28	--	--	--	80,9	43700	80,9	0,166	1,73	0,014	--	--	--	--	0,92	0,14	
581_354_6	D	581_2	3	CEM I 42,5R	1,62	2,04	28	--	--	--	157,4	37390	157,4	0,158	1,76	0,012	--	--	--	--	0,92	0,13	
581_354_7	D	581_2	3	CEM I 42,5R	1,64	2,06	28	--	--	--	272	118900	272,0	0,179	1,75	0,014	--	--	--	--	0,92	0,15	
581_354_8	D	581_2	3	CEM I 42,5R	1,64	2,08	28	--	--	--	204,1	50120	204,1	0,163	1,79	0,015	--	--	--	--	0,92	0,16	
581_1053_1	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,16	28	300	7810,2	1332970	--	--	7510,2	0,139	1,90	0,036	0,038	0,037	0,033	0,037	0,95	0,40	0,02
581_1053_2	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,18	28	200	7576,4	1396300	--	--	7376,4	0,163	1,87	0,037	0,043	0,036	0,032	0,038	0,95	0,40	0,04
581_1053_3	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,15	29	100	5880,1	1168100	--	--	5780,1	0,164	1,85	0,033	0,036	0,036	0,038	0,038	0,95	0,39	0,02
581_1053_4	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,15	29	50	6636,8	1059100	--	--	6586,8	0,164	1,84	0,034	0,037	0,037	0,036	0,037	0,95	0,39	0,01
581_1053_5	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,15	42	150	6219,1	1402420	--	--	6069,1	0,144	1,88	0,039	0,040	0,041	0,035	0,038	0,97	0,41	0,02
581_1053_6	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,15	45	150	7073,1	837917	--	--	6923,1	0,164	1,85	0,019	0,018	0,020	0,040	0,034	0,97	0,27	0,09
581_1053_7	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,17	45	80	5980,2	1171400	--	--	5900,2	0,156	1,87	0,036	0,032	0,031	0,032	0,033	0,97	0,35	0,02
581_1053_8	T	581_3	1	CEM I 52,5R	--	2,13	46	120	7089,1	1075540	--	--	6969,1	0,137	1,87	0,033	0,032	0,033	0,032	0,039	0,97	0,36	0,03
581_1054_1	D	581_2	1	CEM I 52,5R	1,62	2,20	28	--	--	--	13030	3,65E+06	13030,0	0,121	1,97	0,040	0,039	0,040	0,038	0,040	0,95	0,45	0,01
581_1054_2	D	581_2	1	CEM I 52,5R	1,58	2,16	28	--	--	--	8959	2,24E+06	8959,0	0,122	1,92	0,038	0,038	0,037	0,036	0,040	0,95	0,42	0,01
581_1054_3	D	581_2	1	CEM I 52,5R	1,59	2,20	28	--	--	--	12820	2,44E+06	12820,0	0,119	1,97	0,041	0,042	0,042	0,041	0,039	0,95	0,47	0,02
581_1054_4	D	581_2	1	CEM I 52,5R	1,14	2,07	28	--	--	--	4265	803200	4265,0	0,119	1,85	0,036	0,030	0,029	0,038	0,034	0,95	0,36	0,04
581_1060_1	T	581_1	1	CEM I 52,5R	1,56	2,07	29	300	6442,1	800548	--	--	6142,1	0,128	1,84	0,030	0,029	0,031	0,029	0,032	0,95	0,32	0,02
581_1060_2	D	581_1	1	CEM I 52,5R	1,58	2,24	29	--	--	--	9564	2,34E+06	9564,0	0,111	2,02	0,038	0,038	0,039	0,038	0,032	0,95	0,44	0,03
581_1060_3	T	581_1	1	CEM I 52,5R	1,56	2,03	29	100	5892,8	670062	--	--	5792,8	0,138	1,78	0,030	0,032	0,031	0,032	0,029	0,95	0,32	0,01

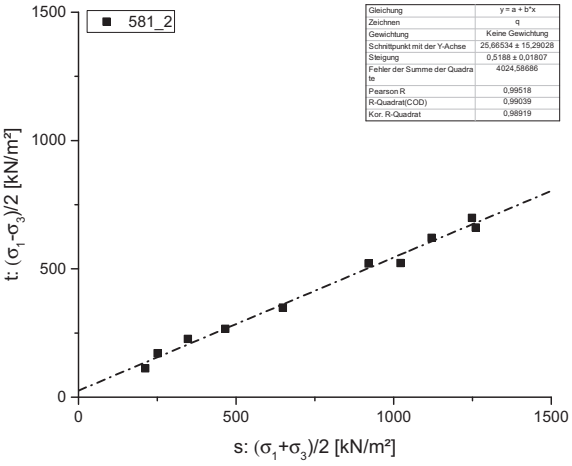
Abb. D.7: Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben

Probennummer	Triax/ DV	Kornfraktion	W/Z	Zement	ρ_d	ρ_f	Alter	σ3	σ1-Peak	ETriax	DV-qu	E-Modul	σ1 - σ3	w	ρ_d	Glühverluste			α	mittl. Zementgehalt	Standardabweichung
					g/cm³	g/cm³		kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²		g/cm³					g/cm³	g/cm³
581_1060_4	T	581_1	1	CEM I 52,5R	1,51	2,07	29	50	7646,1	606969	--	--	7596,1	0,156	1,79	0,036	0,035	0,038	0,034	0,032	0,95	0,36	0,02
581_1153_1	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,12	27	300	3625,3	471744	--	--	3325,3	0,170	1,81	0,029	0,029	0,027	0,028	0,027	0,95	0,30	0,01
581_1153_2	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,14	28	200	2888,9	430949	--	--	2688,9	0,164	1,84	0,027	0,027	0,028	0,027	0,025	0,95	0,29	0,01
581_1153_3	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,11	15	100	2069,1	157572	--	--	1969,1	0,154	1,83	0,027	0,027	0,029	0,025	0,024	0,91	0,29	0,02
581_1153_4	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,10	15	50	2321,1	284358	--	--	2271,1	0,144	1,83	0,028	0,026	0,027	0,026	0,027	0,91	0,30	0,01
581_1153_5	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,11	29	100	2427,7	546437	--	--	2327,7	0,188	1,78	0,028	0,025	0,023	-0,002	0,027	0,95	0,21	0,12
581_1153_6	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,10	30	50	2458,4	631488	--	--	2408,4	0,180	1,78	0,027	0,026	0,026	0,028	0,028	0,96	0,28	0,01
581_1153_7	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,08	30	150	2233,2	397411	--	--	2083,2	0,158	1,80	0,021	0,021	0,024	0,024	0,025	0,96	0,24	0,02
581_1153_8	T	581_3	1,5	CEM I 52,5R	--	2,09	30	250	3311,3	476019	--	--	3061,3	0,164	1,80	0,025	0,028	0,027	0,028	0,026	0,96	0,28	0,01
581_1154_1	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,59	2,14	28	500	6594,8	913963	--	--	6094,8	0,149	1,86	0,030	0,029	0,033	0,032	0,033	0,95	0,34	0,02
581_1154_2	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,59	2,12	28	300	5260,2	895508	--	--	4960,2	0,142	1,85	0,033	0,032	0,033	0,036	--	0,95	0,36	0,02
581_1154_3	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,62	2,08	29	200	3909,9	898852	--	--	3709,9	0,160	1,79	0,034	0,028	0,028	0,030	0,033	0,95	0,32	0,02
581_1154_4	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,62	2,10	29	100	2733,0	690502	--	--	2633,0	0,169	1,80	0,034	0,024	0,028	0,028	0,026	0,95	0,29	0,03
581_1154_5	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,56	2,03	32	200	2239,8	454139	--	--	2039,8	0,169	1,73	0,027	0,025	0,026	0,026	--	0,96	0,26	0,01
581_1154_6	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	--	2,05	30	50	789,9	96509	--	--	739,9	0,177	1,74	0,022	0,020	0,014	0,015	0,018	0,96	0,18	0,03
581_1154_7	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	1,56	2,08	32	50	3444,3	748577	--	--	3394,3	0,159	1,79	0,034	0,032	0,031	0,032	0,032	0,96	0,33	0,01
581_1154_8	T	581_2	1,5	CEM I 52,5R	--	2,05	32	120	3019,2	580500	--	--	2899,2	0,169	1,75	0,027	--	--	--	--	0,96	0,28	0,00
581_1154a_1	D	581_2	1,6	CEM I 52,5R	1,56	2,11	32	0	--	--	2057	821700	2057,0	0,158	1,82	0,026	0,026	0,026	0,027	0,027	0,96	0,28	0,00
581_1154a_2	D	581_2	1,6	CEM I 52,5R	--	2,11	32	0	--	--	2008	417300	2008,0	0,001	2,11	0,024	0,026	0,026	0,024	0,024	0,96	0,30	0,01
581_1160_1	T	581_1	1,5	CEM I 52,5R	1,56	2,02	29	300	3811,3	390459	--	--	3511,3	0,138	1,77	0,024	0,024	0,025	0,027	0,027	0,95	0,26	0,01
581_1160_2	T	581_1	1,5	CEM I 52,5R	--	2,06	29	200	4123,0	499992	--	--	3923,0	0,145	1,80	0,028	-0,015	0,027	0,026	0,028	0,95	0,20	0,18
581_1160_3	T	581_1	1,5	CEM I 52,5R	1,53	2,08	30	100	3343,8	499420	--	--	3243,8	0,134	1,84	0,028	0,026	0,026	0,028	0,028	0,96	0,29	0,01
581_1160_4	T	581_1	1,5	CEM I 52,5R	--	2,10	30	50	4570,3	778546	--	--	4520,3	0,133	1,86	0,028	0,029	0,029	0,028	0,029	0,96	0,31	0,01
581_1160_5	T	581_1	unbek.	CEM I 52,5R	1,52	2,06	30	150	3341,7	499076	--	--	3191,7	0,145	1,80	0,023	0,020	0,019	0,026	0,021	0,96	0,23	0,03
581_1160_6	T	581_1	unbek.	CEM I 52,5R	--	2,05	30	250	3023,4	287855	--	--	2773,4	0,151	1,78	0,022	0,024	0,021	0,020	0,022	0,96	0,23	0,01
581_1254_1	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,10	30	50	1829,8	528726	--	--	1779,8	0,149	1,83	0,022	0,021	0,020	0,022	0,021	0,96	0,22	0,01
581_1254_2	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,07	29	300	2777,5	542866	--	--	2477,5	0,133	1,83	0,021	0,021	0,022	0,024	0,023	0,95	0,23	0,01
581_1254_3	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,09	29	200	2117,2	349247	--	--	1917,2	0,161	1,80	0,021	0,023	0,023	0,023	0,022	0,95	0,24	0,01
581_1254_4	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,10	30	100	1756,0	455063	--	--	1656,0	0,357	1,55	0,022	0,021	0,023	0,021	0,022	0,96	0,19	0,01
581_1254_5	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,04	29	250	2428,2	324206	--	--	2178,2	0,154	1,77	0,023	0,024	0,021	0,022	0,022	0,95	0,23	0,01
581_1254_6	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,04	29	150	1850,0	250112	--	--	1700,0	0,167	1,75	0,024	0,025	0,024	0,023	0,026	0,95	0,25	0,01
581_1254_7	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,02	29	100	1400,3	149575	--	--	1300,3	0,167	1,73	0,020	0,020	0,019	0,023	0,020	0,95	0,21	0,01
581_1254_8	T	581_2	2	CEM I 52,5R	--	2,03	30	80	1933,2	386507	--	--	1853,2	0,166	1,74	0,024	0,023	0,023	0,023	--	0,96	0,24	0,00
581_1260_1	T	581_1	2	CEM I 52,5R	1,47	2,06	31	300	4482,9	661044	--	--	4182,9	0,146	1,79	0,031	0,028	0,032	0,032	0,032	0,96	0,32	0,02
581_1260_2	T	581_1	2	CEM I 52,5R	--	2,04	31	200	2555,1	366526	--	--	2355,1	0,144	1,78	0,020	0,025	0,025	0,023	0,020	0,96	0,23	0,02
581_1260_3	T	581_1	2	CEM I 52,5R	1,47	2,03	31	100	2047,0	383007	--	--	1947,0	0,155	1,76	0,016	0,024	0,029	0,023	0,026	0,96	0,24	0,04
581_1260_4	T	581_1	2	CEM I 52,5R	--	2,07	32	50	3673,3	585935	--	--	3623,3	0,154	1,80	0,035	0,033	0,036	0,030	0,034	0,96	0,34	0,02
581_1353_1	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,98	28	300	1358,1	83873	--	--	1058,1	0,200	1,65	0,020	0,018	0,019	0,017	0,018	0,95	0,18	0,01
581_1353_2	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,97	28	200	1190,4	45726	--	--	990,4	0,189	1,66	0,019	0,020	0,019	0,019	0,019	0,95	0,19	0,00
581_1353_3	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	2,01	43	100	871,4	46881	--	--	771,4	0,204	1,67	0,018	0,018	0,018	0,016	0,017	0,97	0,17	0,01
581_1353_4	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,97	48	150	1009,2	42957	--	--	859,2	0,207	1,63	0,022	0,019	0,021	0,022	0,022	0,98	0,20	0,01
581_1353_5	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,99	52	180	1180,8	52047	--	--	1000,8	0,203	1,65	0,019	0,019	0,020	0,018	0,020	0,98	0,18	0,01
581_1353_6	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,99	50	250	1420,3	44068	--	--	1170,3	0,202	1,66	0,021	0,021	0,038	0,037	--	0,98	0,28	0,08
581_1353_7	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	1,91	53	80	806,7	42127	--	--	726,7	0,212	1,57	0,021	0,021	0,018	0,019	0,016	0,98	0,17	0,02
581_1353_8	T	581_3	3	CEM I 52,5R	--	2,43	50	200	1420,3	42899	--	--	1220,3	0,171	2,07	0,018	0,016	0,018	0,018	0,018	0,98	0,20	0,01
581_1354_1	T	581_2	3	CEM I 52,5R	1,60	2,03	28	300	2256,8	285811	--	--	1956,8	0,176	1,73	0,025	0,025	0,025	0,023	0,022	0,95	0,24	0,01
581_1354_2	T	581_2	3	CEM I 52,5R	3,72	1,99	28	100	979,7	197388	--	--	879,7	0,190	1,68	0,019	0,020	0,017	0,019	0,019	0,95	0,18	0,01
581_1354_3	T	581_2	3	CEM I 52,5R	0,87	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,75		
581_1354_4	T	581_2	3	CEM I 52,5R	1,59	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,75		
581_1354_5	T	581_2	3	CEM I 52,5R	1,59	2,05	27	50	869,5	11842	--	--	819,5	0,197	1,71	0,019	0,019	0,019	0,019	--	0,95	0,21	0,01
581_1354_6	T	581_2	3	CEM I 52,5R	--	2,05	29	250	1484,7	79669	--	--	1234,7	0,187	1,73	0,018	0,018	0,018	0,019	0,018	0,95	0,18	0,00
581_1354_7	T	581_2	3	CEM I 52,5R	--	2,05	28	100	825,9	48703	--	--	725,9	0,186	1,73	0,017	0,016	0,016	0,018	0,016	0,95	0,17	0,01
581_1354_8	T	581_2	3	CEM I 52,5R	--	2,08	28	300	1846,1	147559	--	--	1546,1	0,165	1,78	0,013	0,016	0,017	0,349	0,020	0,95	0,86	1,38
581_1354_9	T	581_2	3	CEM I 52,5R	--	2,05	28	200	640,1	165932	--	--	440,1	0,174	1,75	0,016	0,015	0,016	0,015	0,017	0,95	0,16	0,01
581_1354_10	T	581_2	3	CEM I 52,5R	--	2,07	28	50	601,1	65799	--	--	551,1	0,172	1,76	0,016	0,017	0,015	0,018	0,017	0,95	0,17	0,01
581_1454_1	T	581_2	4	CEM I 52,5R	--	2,05	28	300	1318,6	37505	--	--	1018,6	0,183	1,73	0,013	--	--	--	--	0,95	0,13	0,00
581_1454_2	T	581_2	4	CEM I 52,5R	--	1,99	28	100	615,3	45269	--	--	515,3	0,171	1,70	0,014	0,015	--	--	--	0,95	0,15	0,00
581_1454_3	T	581_2	4	CEM I 52,5R	--	1,97	29	50	1318,6	11103	--	--	1268,6	0,195	1,65	0,013	0,013	--	--	--	0,95	0,12	0,00
581_1454_4	T	581_2	4	CEM I 52,5R	--	2,02	29	200	615,3	41208	--	--	415,3	0,171	1,72	0,012	0,013	--	--	--	0,95	0,12	0,01
581_1360_1	T	581_1	3	CEM I 52,5R	1,45	2,00	28	300	2235,6	169409	--	--	1935,6	0,177	1,70	0,022	0,024	0,020	0,019	--	0,95	0,21	0,02
581_1360_2	T	581_1	3	CEM I 52,5R	--	1,73	28	200	1779,9	101326	--	--	1579,9	0,186	1,46	0,020	0,018	0,020	0,019	--	0,95	0,16	0,00

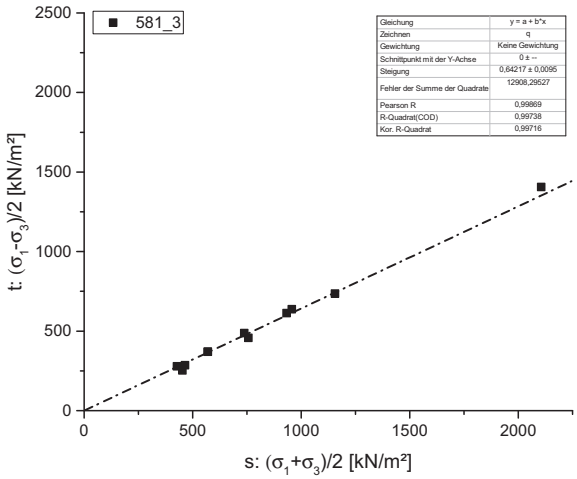
Abb. D.8: Übersicht über die im Labor hergestellten Injektionskörperproben



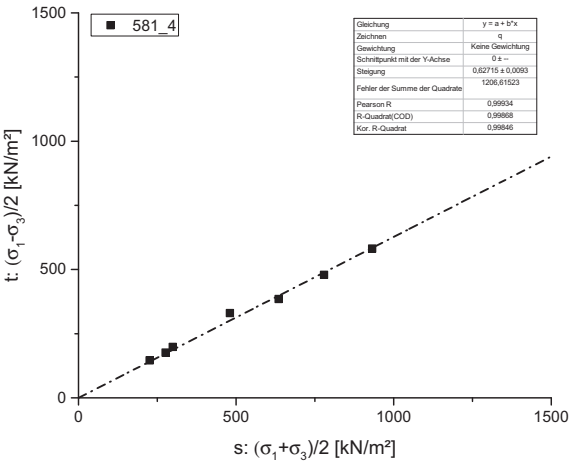
(a) Versuchsboden 581-1, 0,5 - 2,0 mm



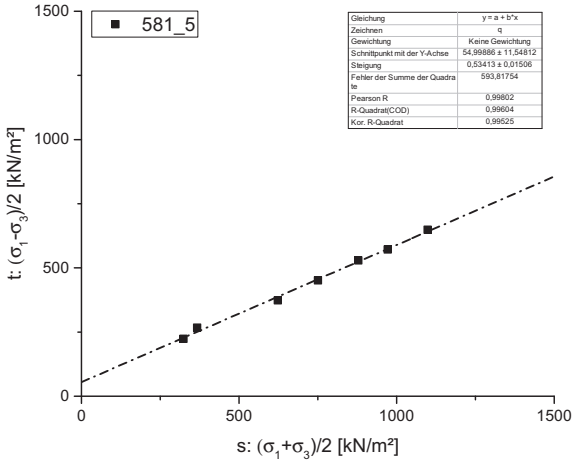
(b) Versuchsboden 581-2, 1,4 - 2,2 mm



(c) Versuchsboden 581-3, 2,0 - 3,15 mm



(d) Versuchsboden 581-4, 3,15 - 5,6 mm



(e) Versuchsboden 581-5, 5,0 - 8,0 mm

Abb. D.9: Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm

Anhang D.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

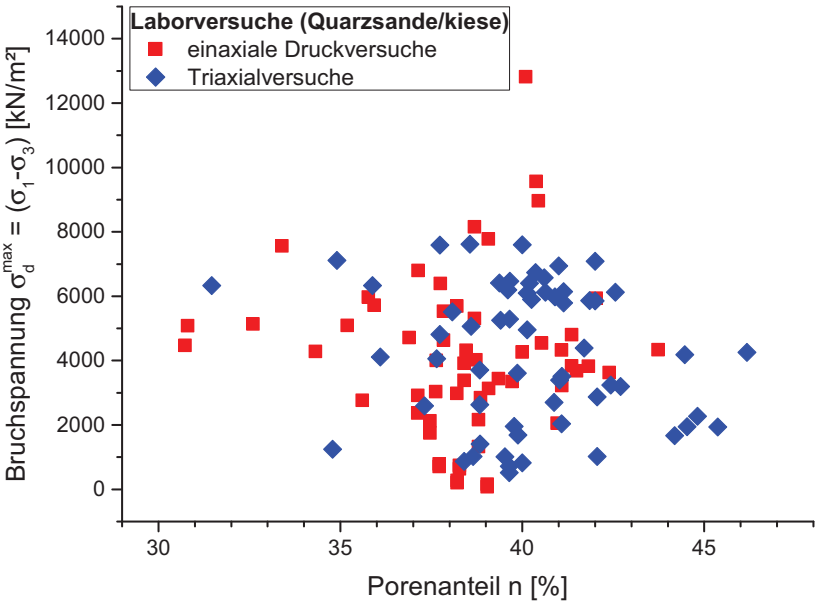


Abb. D.10: Vergleich zwischen Porenvolumen des Versuchsbodens und der Bruchspannung der injizierten Probe

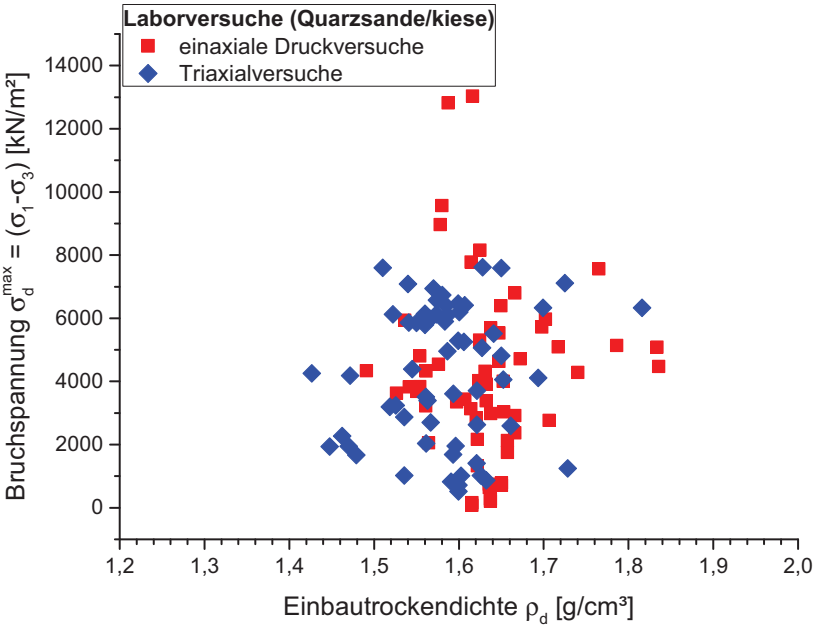


Abb. D.11: Vergleich zwischen Einbautrockendichte des Versuchsbodens und der Bruchspannung der injizierten Probe

Anhang D.1.1 Ergebnisse der Triaxialversuche

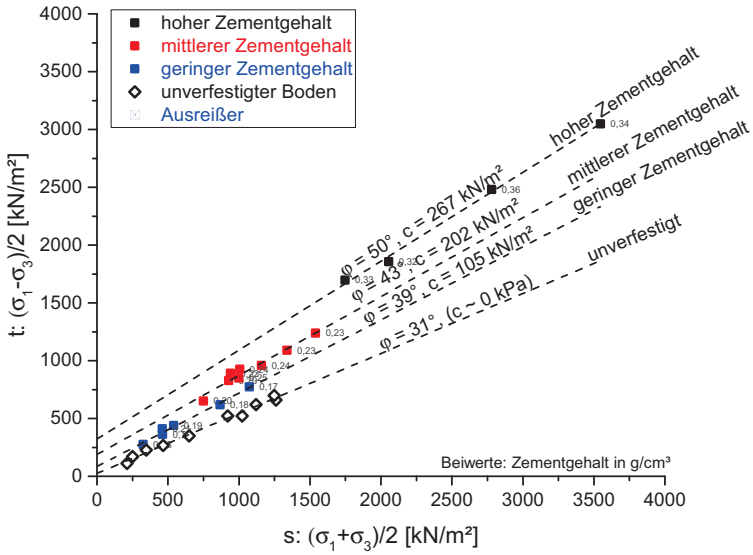


Abb. D.12: Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: 1x54 im s-t-Diagramm

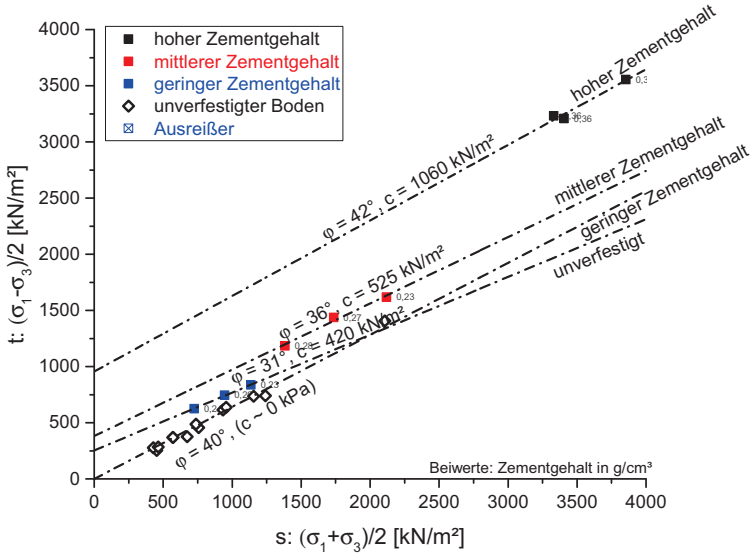


Abb. D.13: Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: x53 im s-t-Diagramm

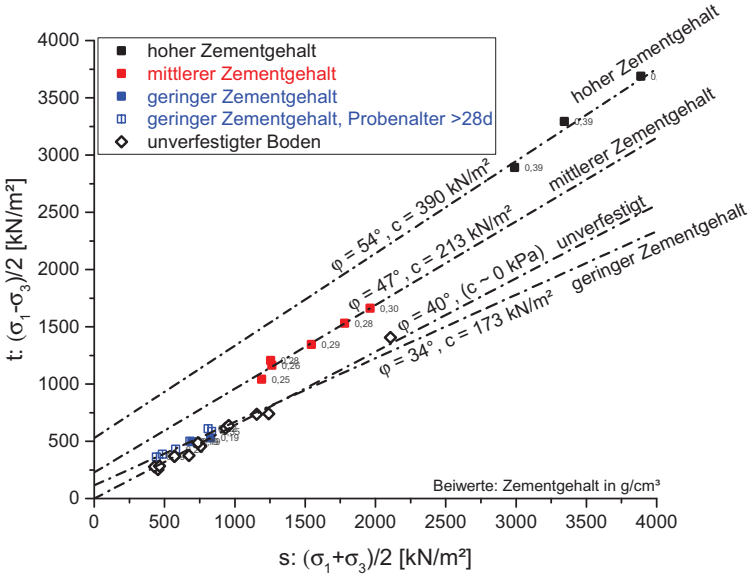
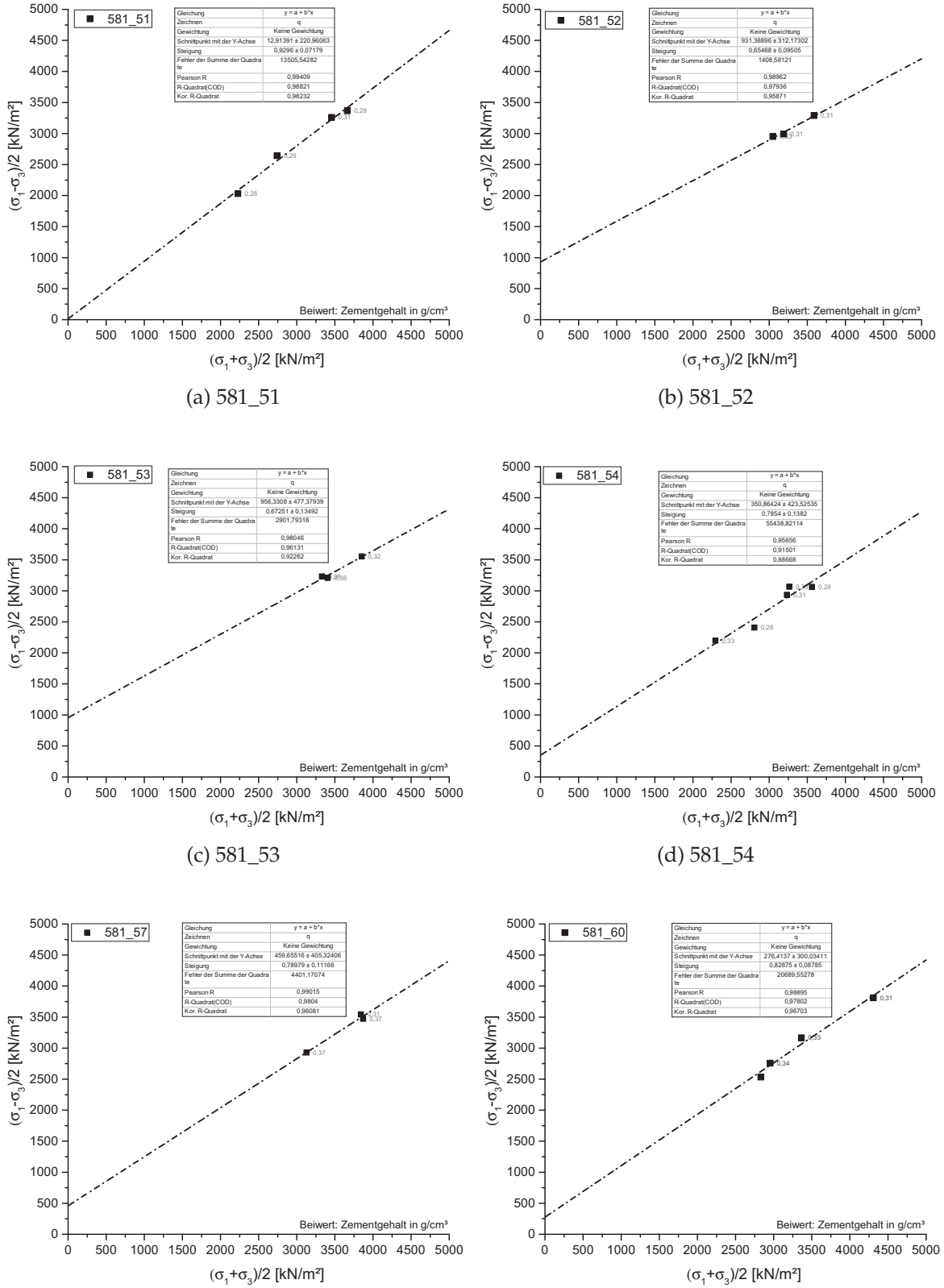


Abb. D.14: Reibungswinkel und Kohäsion der Proben aus der Versuchsserie: 1x53 im s-t-Diagramm

Anhang D.1.2 Ergebnisse der Triaxialversuche der einzelnen Versuchsserien

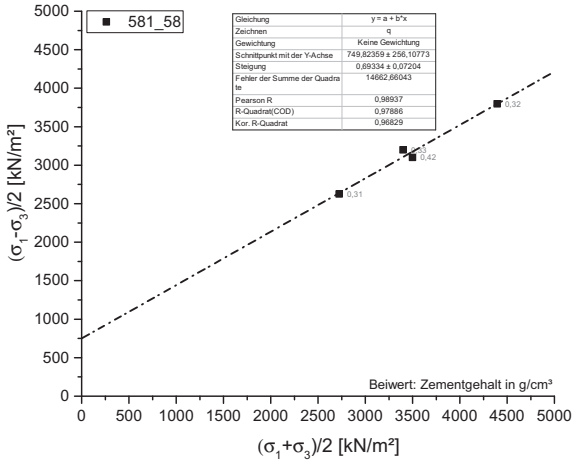


(a) 581_51 (b) 581_52

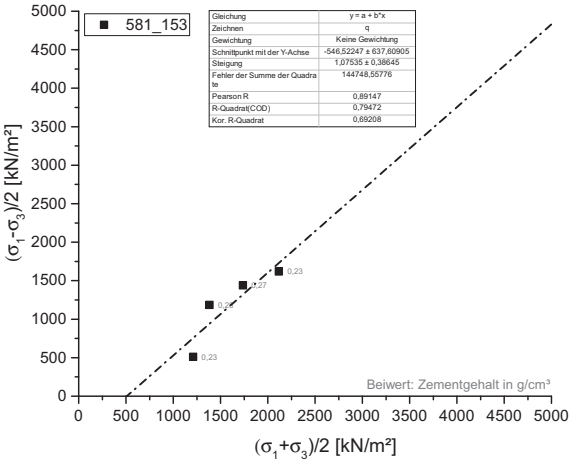
(c) 581_53 (d) 581_54

(e) 581_57 (f) 581_60

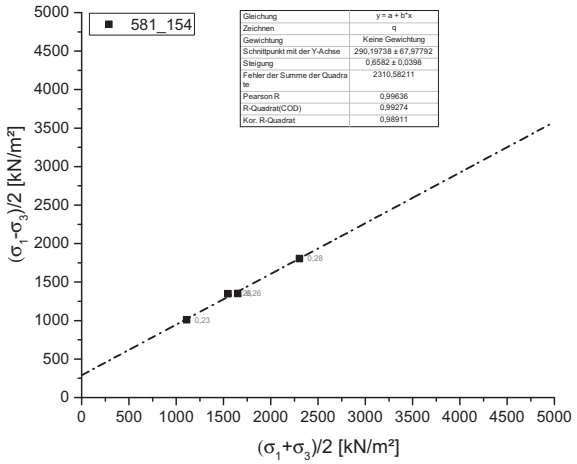
Abb. D.15: Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm



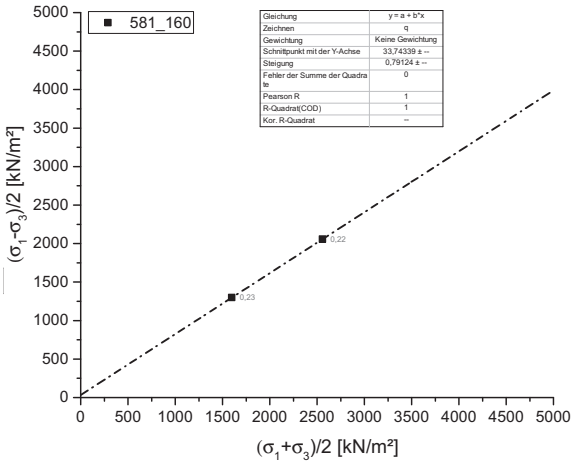
(a) 581_58



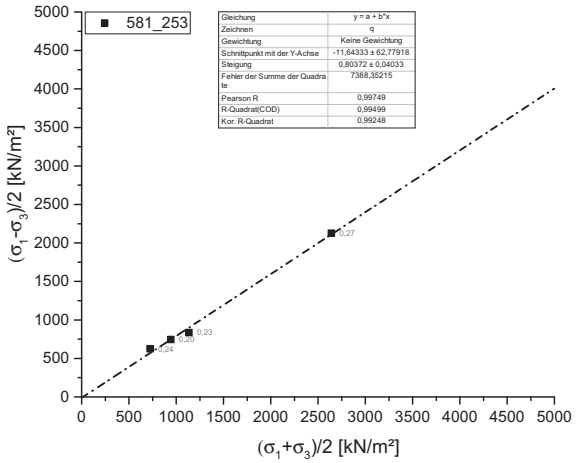
(b) 581_153



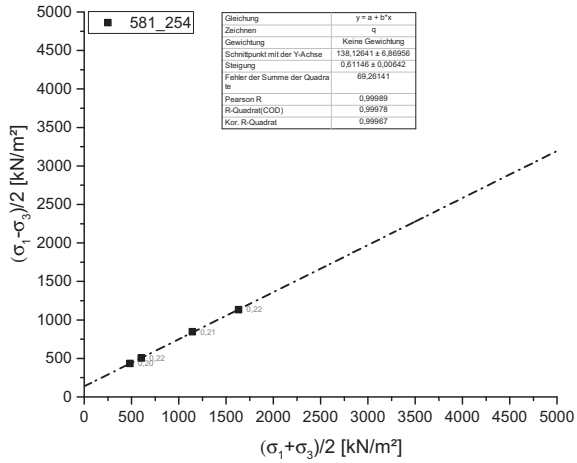
(c) 581_154



(d) 581_160

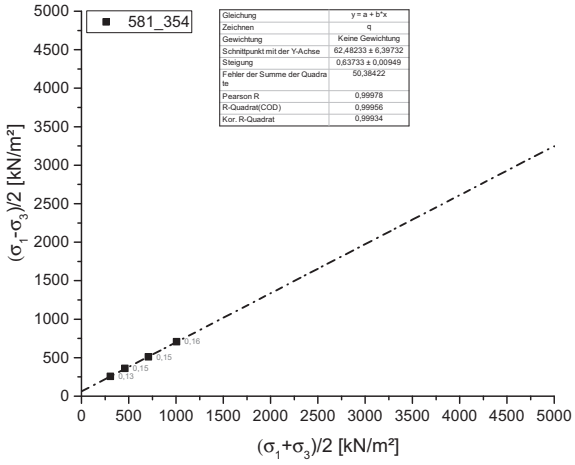


(e) 581_253

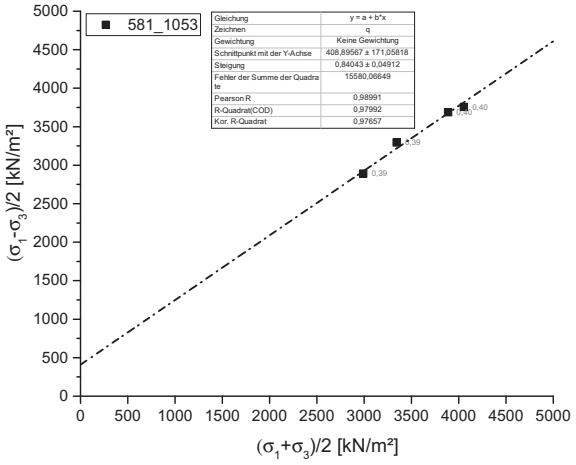


(f) 581_254

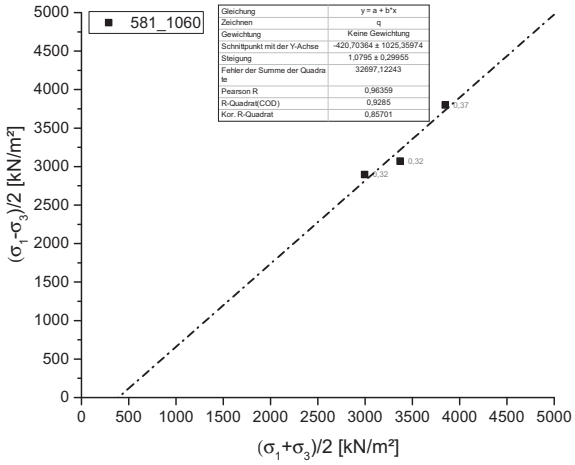
Abb. D.16: Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm



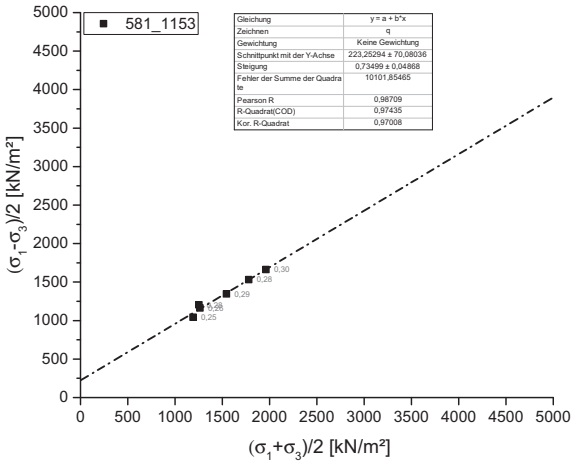
(a) 581_354



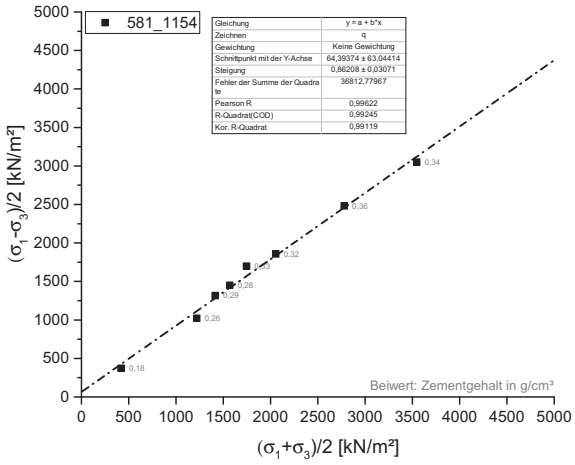
(b) 581_1053



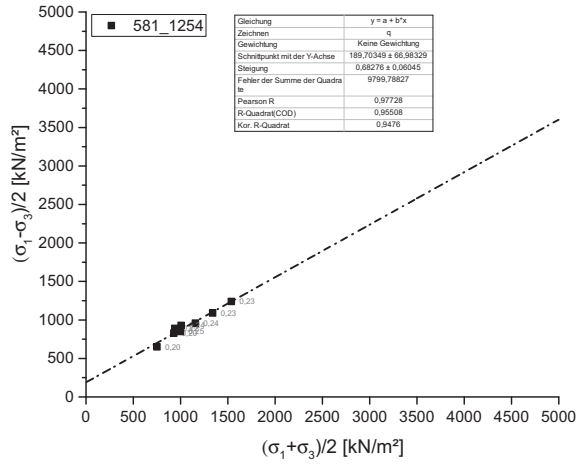
(c) 581_1060



(d) 581_1153

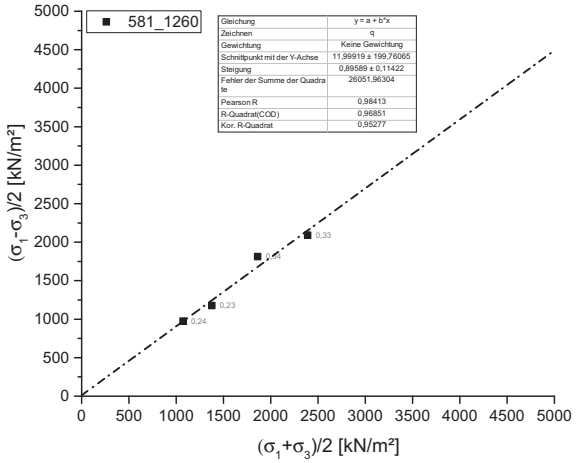


(e) 581_1154

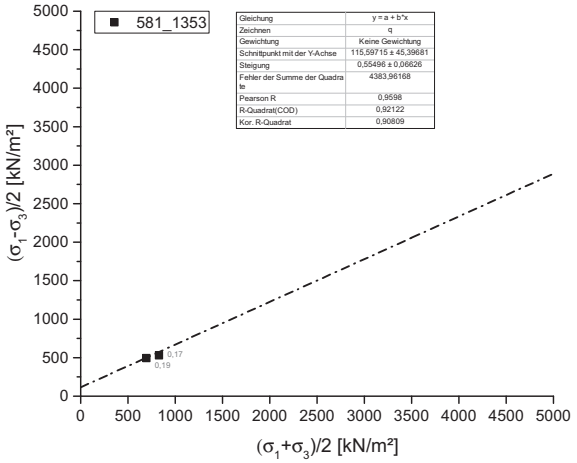


(f) 581_1254

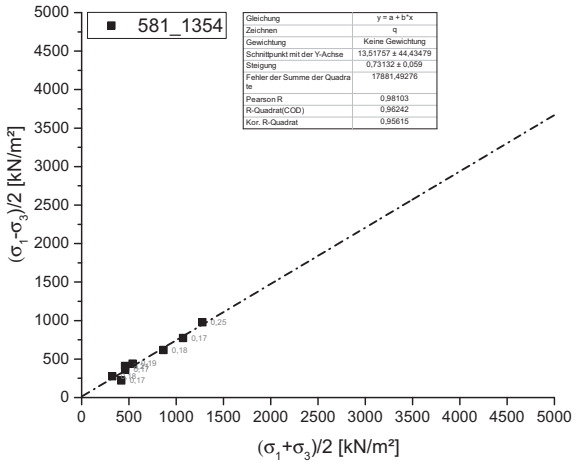
Abb. D.17: Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm



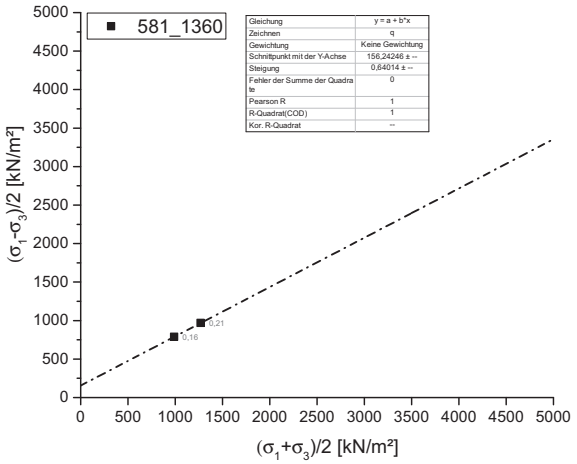
(a) 581_1260



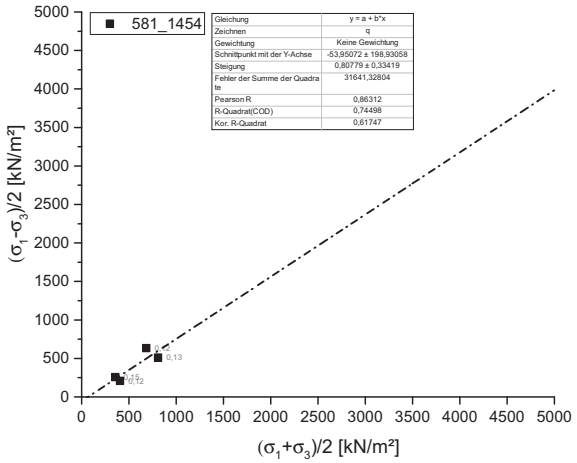
(b) 581_1353



(c) 581_1354



(d) 581_1360



(e) 581_1454

Abb. D.18: Ergebnisse der Triaxialversuche im s-t Diagramm

Anhang E

Anhang zu Kapitel 6

Anhang E.1 Hauptversuch 1

Tab. E.1: Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau des Materials im 1.Hauptversuch

Einbauhöhe	**Mittelwert** MN/m^2	**Standardabweichung** MN/m^2	**Max.** MN/m^2	**Min.** MN/m^2
0 - 1 m	28	8	38	12
1 - 2 m	35	6	43	25
2 - 3 m	35	3	39	30
3 - 4 m	31	0	32	31
Gesamt	33	7	43	12

Anhang E.1.1 Druckversuche

Tab. E.2: Zusammenstellung der Probendaten aus dem Hauptversuch 1

		Druckfestigkeit	E-Modul	ρ_f	ρ_d	n	w_e	H/D	α	Zementgehalt
630_101	Säule 1	1481	166094	2,29	2,16	0,263	6,07472	2,00687	0,94	0,09
630_102	Säule 1	2700	284075	2,3	2,1	0,346	9,47837	2,09817	0,95	0,247
630_103	Säule 1	5409	405147	2,35	2,21	0,282	6,07254	2,04865	0,94	0,22
630_104	Säule 1	2861	491431	2,29	2,11	0,35	8,35969	2,06831	0,94	0,273
630_105	Säule 1	845	85625	2,11	1,95	0,355	8,53257	2,09137	0,95	0,109
630_106	Säule 1	1984	156275	2,22	2,09	0,315	6,15607	2,06923	0,95	0,125
630_107	Säule 1	2141	297090	2,19	2,09	0,31	5,18888	1,97058	0,93	0
630_108	Säule 1	2114	138298	2,29	2,09	0,361	9,65251	1,78756	0,95	0,226
630_109	Säule 1	1978	251674	2,23	2,56	0,21		2,03077	0,95	0,276
630_110	Säule 1	1461	224203	2,24	2,1	0,34	6,48955	2,16057	0,95	0,133
630_111	Säule 1	972	102649	2,17	2,01	0,379	8,20489	2,29269	0,95	0,142
630_112	Säule 1	2540	266421	2,26	2,11	0,329	6,95723	2,03221	0,95	0,162
630_113	Säule 1	2837	229071	2,32	2,11	0,421	9,753	1,99367	0,95	0,351
630_114	Säule 1	1491	124205	2,23	2,09	0,334	6,55898	1,95525	0,95	0,12
630_115	Säule 1	2422	204780	2,28	2,13	0,339	7,05566	2,02513	0,95	0,196
630_116	Säule 1	1156	128258	2,21	2,08	0,294	6,14726	1,94261	0,95	0,099
630_117	Säule 1	1238	179026	2,2	2,03	0,404	8,23369	2,4364	0,95	0,227
630_118	Säule 1	926	101999	2,26		–		2,41154		
630_119	Säule 1	2016	169041	2,34	2,19	0,328	7,04794	2,16182	0,95	0,193
630_120	Säule 1	2851	288026	2,2	2,05	0,376	7,41249	2,69174	0,95	0,196
630_301	Säule 3	894	57055	2,4	2,26	0,269	6,07254	1,94444	0,94	0,265
630_302	Säule 3					–		–		
630_303	Säule 3	1045	241858	2,24	2,04	0,318	9,75711	1,92885	0,95	0,143
630_304	Säule 3	903	121247	2,3	2,12	0,291	8,37873	1,91527	0,94	0,093
630_305	Säule 3	1880	298989	2,47	2,32	0,216	6,66803	1,95093	0,94	0,083

Tab. E.3: Zusammenstellung der Probendaten aus dem Hauptversuch 2

Nummer	Boden	qu	E-Modul	ρ_f	ρ_d	Proben-anteil	w_e	α	Zement-gehalt	n
		kN/m^2	kN/m^2	g/cm^3	g/cm^3		%		g/cm^3	
690_2000	1			2,26	2,05	100	10,27	0,95		–
690_2000_15	2			2,4	2,26		6,13	0,94	0,2036	0,25362
690_2000_20	1			2,5	2,36	100	6,16	0,95	0,02245	0,16726
690_2000_21	1			2,45	2,26	100	8,42	0,95	0,17664	0,26827
690_2000_22	2			2,4	2,27	100	5,73	0,95	0,2105	0,2512
690_2000_23	1			2,44	2,27	100	7,26	0,95	0,08473	0,22408
690_2000_6	1			2,52	2,38		5,63	0,94	0,08823	0,18708
690_2000_9	2			2,42	2,27		6,96	0,94	0,25078	0,27195
690_2001	1			2,53	2,38	100	6,27	0,95	0,14113	0,21085
690_2002	3			2,18	1,97	100	10,52	0,95	–	–
690_2003	1			2,48	2,3	100	7,7	0,95	0,10879	0,22505
690_2004	1			2,46	2,29	100	7,68	0,95	0,0738	0,21426
690_2005				2,15	1,93	100	11,38	0,95	–	–
690_2007	1			2,48	2,31	100	7,44	0,95	0,15833	0,24362
690_2008	1			2,53	2,38	100	6,09	0,95	0,13429	0,20654
690_2010	1			2,43	2,24	100	8,42	0,95	0,24403	0,30338
690_3000_1_1	1	756,1	174300	2,47	2,32	100,63	6,77	0,95	0,08208	0,20804
690_3000_1_2	1	726,5	170800	2,48	2,32	98,69	6,77	0,95	0,04906	0,1907
690_3000_10_1	1	927,4	261400	2,43	2,26	99,07	7,48	0,95	0,13685	0,24971
690_3000_10_2	1	510,8	141600	2,47	2,32	95,45	6,18	0,96	0,028	0,18273
690_3000_11	1	691,7	87400	2,46	2,3	96,53	6,55	0,94	0,05176	0,19914
690_3000_12_1	1	376,9	20230	2,41	2,24	92,26	7,54	0,93	0,03203	0,21283
690_3000_12_2	1	286,6	46530	2,47	2,34	91,51	5,9	0,94	0,02379	0,17553
690_3000_13_1	1	261	31860	2,43	2,26	82,25	7,31	0,94	0,0049	0,19471
690_3000_14_1	1	552,1	132000	2,46	2,32	94,69	6,43	0,94	0,07003	0,20297
690_3000_14_2	1	369,4	96870	2,38	2,2	97,29	8,09	0,94	0,08748	0,25024
690_3000_23	2				2,26		5,16	0,91	0,05579	0,18757
690_3000_23_1	2				2,26		6,02	0,91	0,07975	0,19814
690_3000_23_2	2				2,26		6,48	0,91	0,10015	0,20714
690_3000_26	2	481,6	49320	2,24	1,92	100	5	0,91	–	–
690_3000_27	2	116,4	10250	2,23	2,12	61,9	5,03	0,91	–	–
690_3000_27_2	2	690,5	51170	2,43	2,29	89,3	6,33	0,91	0,08717	–
690_3000_29	2	630,3	116900	2,38	2,23	82,6	6,83	0,93	0,14761	–
690_3000_3_1	1	374,5	78180	2,44	2,29	83,16	6,59	0,96	0,04731	0,20183
690_3000_3_2	1	224,9	31190	2,38	2,2	98,44	8,09	0,94	0,00486	0,21481
690_3000_3_2	1	224,9	31190	2,38	2,2	98,44	8,09	0,94	0,00486	0,21481
690_3000_30_2	2			0,63	0,6	100	4,89	0,91	–	–
690_3000_32_1	1	216,3	54420	2,44	2,29	83,12	6,92	0,94	0,04098	0,2014
690_3000_32_2	1			2,47	2,36	88,76	4,61	0,91	0,0017	0,15844
690_3000_32_2	1			2,47	2,36	88,76	4,61	0,91	0,0017	0,15844
690_3000_35_2	1	681,5	57820	2,43	2,27	95,21	7,17	0,95	0,14409	0,25122
690_3000_4_1	1	568,7	138500	2,48	2,32	96,84	6,65	0,95	0,05128	0,19282
690_3000_4_2	1	367,1	72430	2,48	2,32	99,44	6,64	0,95	0,06064	0,19609
690_3000_5_1	1	148,6	29190	2,36	2,15	77,65	9,67	0,94	0,0045	0,23336
690_3000_5_2	1	518,9	170000	2,48	2,32	95,06	6,58	0,94	0,03264	0,18406
690_3000_5_2	1	518,9	170000	2,48	2,32	95,06	6,58	0,94	0,03264	0,18406
690_3000_8	1	803,1	203500	2,49	2,35	95,84	6,19	0,95	0,06141	0,18772
690_3000_80_1	1	710,8	162300	2,45	2,3	97,9	6,45	0,95	0,04366	0,19599
690_3000_80_2	1	583	101800	2,48	2,33	82,55	6,23	0,94	0,0311	0,18031
690_3000_80_2	1	583	101800	2,48	2,33	82,55	6,23	0,94	0,03116	0,18033
690_3000_9	–						14,11	0,91	–	–
690_3000_9_1	1	127,4	19990	2,45	2,3	79,96	6,5	0,93	0,03796	0,19556
690_3000_9_2	2						3,51	0,91	–	–
690_4000_41	1	954,1	297100	2,36	2,23	100	6,26	0,95	0,1378	0,26421
690_4000_62	1	924,6	197400	2,47	2,3	97,8	7,32	0,96	0,1307	0,23306
690_4000_63	1	628,4	120500	2,45	2,29	95,35	7,09	0,93	0,05403	0,20442
690_4000_64	1	709,6	129200	2,46	2,29	67,15	7,38	0,96	0,10966	0,23017
690_4000_65	1	523,6	108400	2,45	2,26	63,59	8,31	0,96	0,12449	0,24724
690_4000_66	1	490,5	64910	2,41	2,24	84,78	7,86	0,94	0,03946	0,21827
690_4000_67	1			2,49	2,34		6,62	0,91	0,08615	0,20093

Nummer	Boden	qu	E-Modul	ρ_f	ρ_d	Proben-anteil	w_e	α	Zement-gehalt	n
		kN/m^2	kN/m^2	g/cm^3	g/cm^3		%		g/cm^3	
690_4000_68	1	525,3	87080	2,45	2,28	85,49	7,32	0,96	0,09503	0,22521
690_4000_69	1	771,7	98100	2,44	2,26	97,05	7,65	0,96	0,11861	0,24211
690_4000_70	2	455,4	55720	2,46	2,29	75,82	7,32	0,96	0,14886	–
690_4000_71	1	520,3	110500	2,46	2,28	71,65	7,64	0,96	0,08952	0,22362
690_4000_90	1	437,8	60550	2,42	2,24	51,17	8,05	0,96	0,09359	0,24055
690_5000_A1	1			2,45	2,33	100	5,41	0,91	0,05556	0,19318
690_5000_A2	1			2,5	2,38	100	4,81	0,91	–	–
690_5000_A3	1			2,49	2,33	100	6,77	0,91	0,06146	0,19277
690_5000_B1	1			2,51	2,37	100	5,85	0,91	–	–
690_5000_B2	1			2,47	2,33	100	6,07	0,91	0,11602	0,21679
690_5000_B3	1			2,46	2,31	100	6,65	0,91	0,09642	0,21594
690_5000_B4	1			2,45	2,29	100	7,14	0,91	–	–
690_5000_B5	1			2,4	2,33	100	2,94	0,91	0,04039	0,18452

Anhang E.2 2. Hauptversuch

Tab. E.4: Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 1 im 2.Hauptversuch

Einbauhöhe	**Mittelwert** MN/m^2	**Standardabweichung** MN/m^2	**Max.** MN/m^2	**Min.** MN/m^2
0 - 1 m	60,6	11,4	83,0	47,5
1 - 2 m	49,9	5,4	58,3	39,6
2 - 3 m	48,4	6,1	59,6	33,9
3 - 4 m	44,1	6,0	52,1	33,6
Gesamt	49,8	8,8	83,0	33,6

Tab. E.5: Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 2 im 2.Hauptversuch

Einbauhöhe	**Mittelwert** MN/m^2	**Standardabweichung** MN/m^2	**Max.** MN/m^2	**Min.** MN/m^3
0 - 1 m	43,7	4,9	53,4	35,4
1 - 2 m	48,5	6,2	58,4	40,5
2 - 3 m	-	-	-	-
3 - 4 m	-	-	-	-
Gesamt	46,1	6,0	58,4	35,4

Anhang E.3 Zusatzversuch

Tab. E.6: Ergebnisse der Lastplattenversuche beim Einbau von Material 1 im Zusatzversuch

Einbauhöhe	**Mittelwert** MN/m^2	**Standardabweichung** MN/m^2	**Max.** MN/m^2	**Min.** MN/m^2
0 - 1 m	10,5	0,9	11,3	9,5

Tab. E.7: Zusammenstellung der Probendaten aus dem Zusatzversuch

Bezeichnung	ρ_f	ρ_d	Proben-anteil	qu	σ_{dev}	E	α	Zement-gehalt	n
	g/cm^3	g/cm^3	%	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2		g/cm^3	
730_3000_101	2,39	2,18	74	593,9		111800	0,94	0,21794	0,30447
730_3000_102	2,31	2,08	62	649,6		127600	0,95	0,41967	0,42395
730_3000_103	2,28	2,07	95	2,059		1764	0,94	0,20936	0,33995
730_3000_104	2,33	2,12	98	501,8		75590	0,94	0,18235	0,29906
730_3000_105	2,3	2,1	99	2436		226100	0,94	0,28689	0,36749
730_3000_1051	2,33	2,11	100	1595		636100	0,95	0,28714	0,35905
730_3000_106	2,37	2,16	97	965,3		307500	0,94	0,28171	0,33888
730_3000_107	2,29	2,06	69	361		49400	0,94	0,18226	0,33569
730_3000_108	2,37	2,14	87	481,7		45210	0,95	0,26544	0,32045
730_3000_110	2,34	2,11	100	3010		703100	0,94	0,368	0,38941
730_3000_111	2,3	2,07	100	1477		221900	0,95	0,36088	0,38321
730_3000_112	2,39	2,15	91	450		50340	0,94	0,19268	0,31411
730_3000_31_1	2,29	2,06	100		3274,3	350733	0,95	0,30404	0,37027
730_3000_31_2	2,34	2,07	93		2461	160641	0,95	0,23978	0,33336
730_3000_32_1	2,34	2,11	84		4714,07	750743	0,95	0,38757	0,39726
730_3000_32_2	2,34	2,11	91		2713,08	464052	0,95	0,30692	0,35044
730_3000_33_2	2,26	2	92		1079,04	149504	0,95	0,21932	0,35259
730_3000_33_3	2,35	2,13	96		2805,34	481306	0,95	0,33871	0,35062
730_3000_33_4	2,15	1,9	75		784,61	49951	0,95	0,13796	0,37625
730_3000_36_1	2,32	2,11	61	153,4		37990	0,94	0,17901	0,3182
730_3000_36_2	2,37	2,14	56		1902,71	321099	0,95	0,36373	0,37964
730_3000_37_1	2,3	2,08	91		2028,31	231442	0,95	0,27794	0,3407
730_3000_37_2	2,3	2,06	100		3122,8	316954	0,95	0,29256	0,36681
730_3000_38_2	2,26	2,01	72		1594,16	85746	0,95	0,21125	0,36834
730_3000_39_1	2,34	2,08	100		1127,68	109563	0,95	0,23862	0,33377
730_3000_39_2	2,31	2,11	99	3782		415400	0,94	0,31635	0,37477
730_3000_8_1	2,34	2,11	83	410,2		46400	0,95	0,25932	0,34256
730_3000_8_11	2,35	2,12	99	1825		45560	0,95	0,31889	0,37868
730_3000_8_2	2,33	2,1	87	208,6		38590	0,95	0,20996	0,31274
730_3000_8_21	2,35	2,12	73	899		204000	0,95	0,30502	0,34373
730_3000_8_3	2,38	2,17	63	252,8		45560	0,95	0,24149	0,30472
730_3000_9	2,35	2,14	92	978,8		168000	0,94	0,27761	0,34582

Anhang E.4 Triaxialversuche

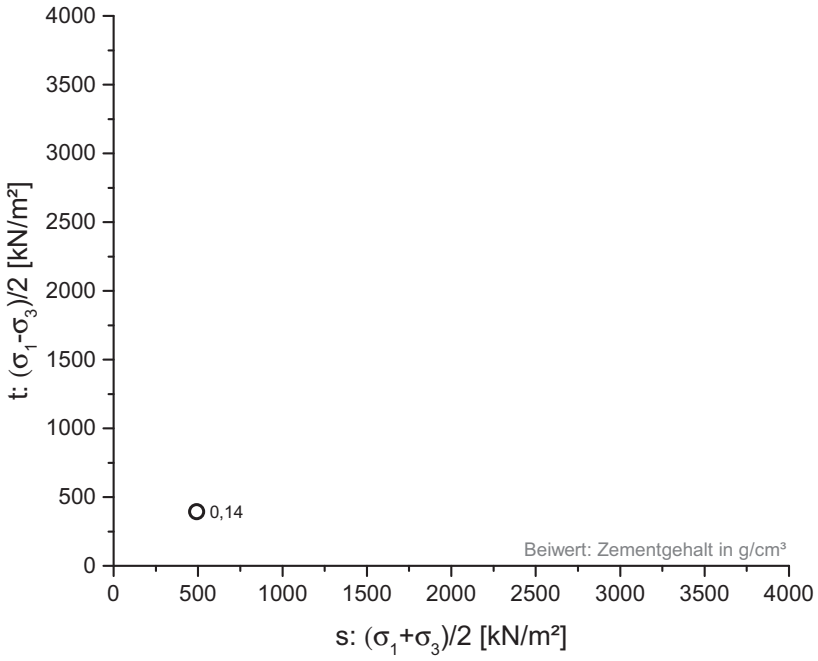


Abb. E.1: Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im p-q-Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,14 g/cm^3

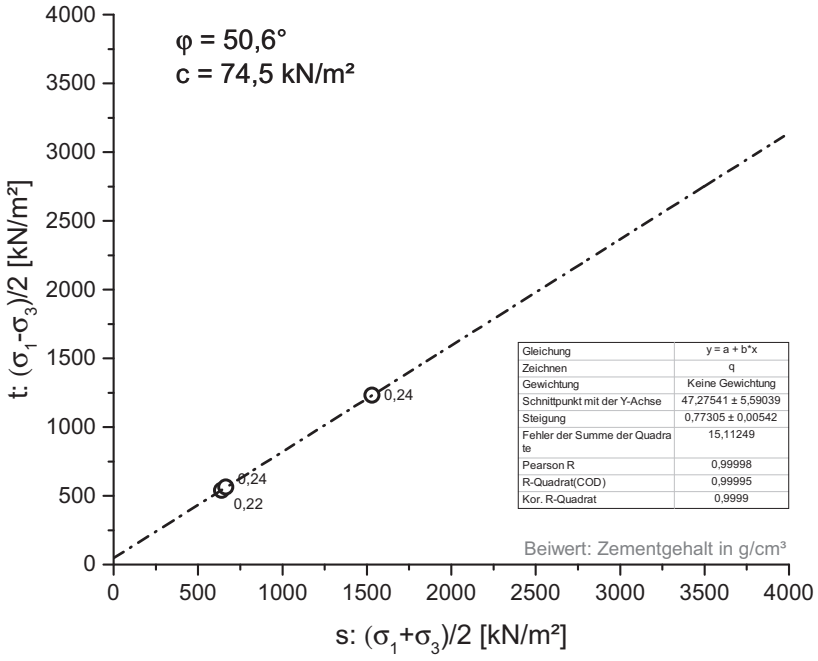


Abb. E.2: Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,22 bis 0,24 g/cm^3

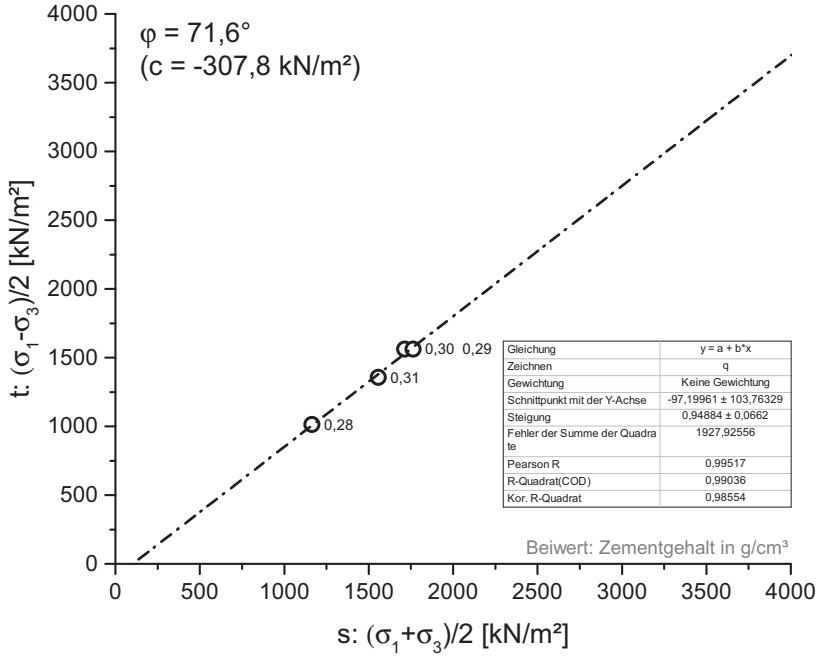


Abb. E.3: Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,28 bis 0,30 g/cm^3

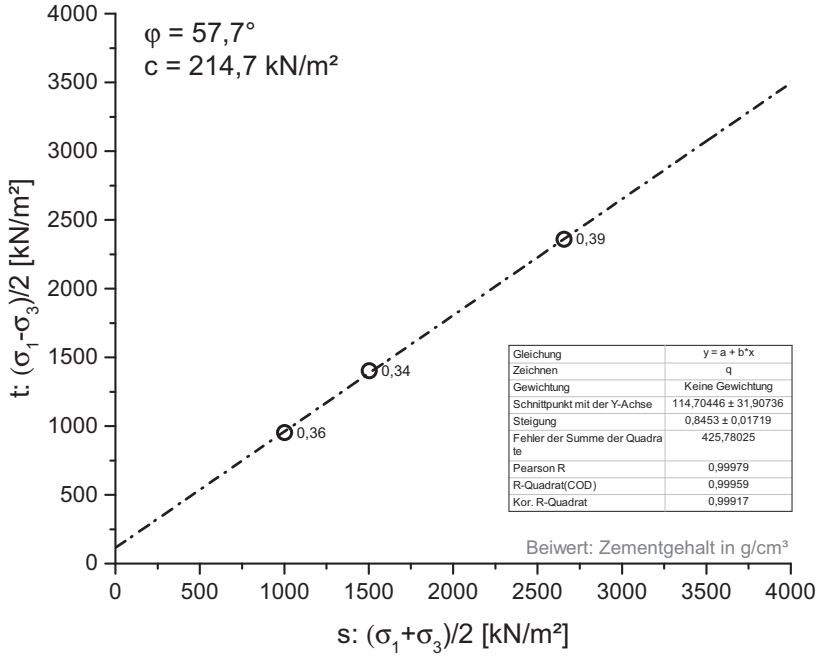


Abb. E.4: Ergebnis der Triaxialversuche an Injektionskörperproben im s-t Diagramm mit einem Zementgehalt von 0,34 bis 0,39 g/cm^3

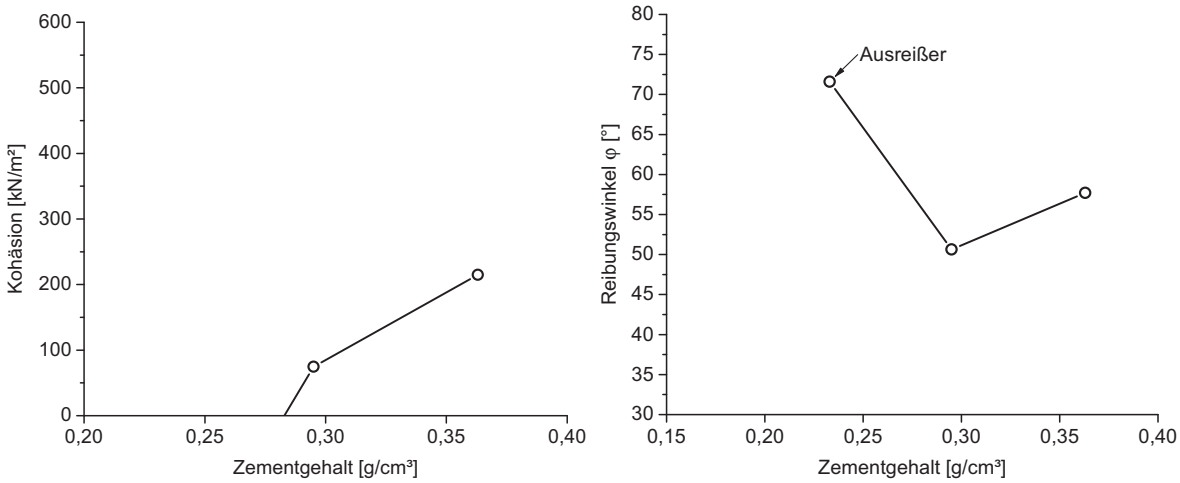


Abb. E.5: Ermittelte a) Reibungswinkel und b) Kohäsion aus den Triaxialversuchen an Injektionskörperproben in Abhängigkeit vom gemittelten Zementgehalt